



**FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ
COLEGIADO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

CAIO LOBATO SILVA

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULOS DE FUNDAÇÕES
DO TIPO SAPATA DE PROJETOS JÁ EXECUTADOS NA CIDADE DE
MACAPÁ/AP**

MACAPÁ

2019

CAIO LOBATO SILVA

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULOS DE FUNDAÇÕES
DO TIPO SAPATA DE PROJETOS JÁ EXECUTADOS NA CIDADE DE MACAPÁ/AP

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade
Federal do Amapá como requisito final para a
obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Esp. Luís Henrique Rambo.

MACAPÁ

2019

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Central da Universidade Federal do Amapá
Elaborado por Cristina Fernandes - CRB2/1569

Silva, Caio Lobato.

Análise comparativa entre métodos de cálculos de fundações do tipo sapata de projetos já executados na cidade de Macapá / AP / Caio Lobato Silva ; Orientador, Luís Henrique Rambo. – Macapá, 2019.
94 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Fundação Universidade Federal do Amapá, Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil.

1. Fundações (Engenharia). 2. Pontes - Fundações e pilares. 3. Construção civil. I. Rambo, Luís Henrique, orientador. II. Fundação Universidade Federal do Amapá. III. Título.

624.15 S586a
CDD. 22 ed.

CAIO LOBATO SILVA

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULOS DE FUNDAÇÕES
DO TIPO SAPATA DE PROJETOS JÁ EXECUTADOS NA CIDADE DE MACAPÁ/AP

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal do Amapá como requisito final para a obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Data de aprovação: ____/____/____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Esp. Luís Henrique Rambo.
Orientador (UNIFAP)

Prof. Msc. Adenilson Costa de Oliveira
Avaliador (UNIFAP)

Prof. Msc. Heldio José Carneiro de Souza
Avaliador (UNIFAP)

MACAPÁ

2019

Aos meus pais, Dielson Rodrigues da Silva e Maria Ilma Goes Lobato, que me deram a oportunidade de receber uma educação de qualidade, juntamente com lições de princípios e valores repassados a mim. Ao apoio e amor incondicional que sempre recebi da minha família.

AGRADECIMENTOS

A Deus por me dar o dom da vida, ser meu sustento e motivação diária. Por estar comigo em todos os momentos de minha vida. Sem a fé a conclusão deste trabalho não seria possível, tudo é por Ele e para Ele, toda honra e toda glória.

Aos meus pais Dielson Rodrigues da Silva e Maria Ilma Goes Lobato por sempre me apoiarem e incentivarem em todos os projetos da minha vida, inclusive o de ser engenheiro civil, dedicando seu tempo e esforço em prol da minha formação acadêmica e pessoal.

As minhas irmãs Laila Cristina Lobato Silva e Lorena Rodrigues da Silva, pela paciência e compreensão em todos os momentos de minha caminhada como estudante de engenharia, me auxiliando em diversas etapas do curso, principalmente nos últimos semestres, em que tudo fica mais corrido e desgastante.

A minha namorada Juliana Ferreira Santana por ter me acompanhado de perto na elaboração do trabalho, disponibilizando seu tempo para me ajudar em diversas etapas, além da compreensão e carinho.

Aos meus amigos que sempre estiveram ao meu lado dando apoio e conselhos, além de muitos momentos de felicidade.

Ao meu orientador e amigo Luis Henrique Rambo, por estar comigo nessa caminhada que foi a elaboração do Trabalho de Conclusão de Curso, além de todos os ensinamentos ministrados por ele nas disciplinas do curso de engenharia civil, o que me possibilitou conhecer mais sobre a área de fundações e me apaixonar por esse ramo da engenharia.

A Coordenação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Amapá (UNIFAP), assim como todos os professores do colegiado do curso, por serem o alicerce de minha formação profissional.

A todos que de alguma forma, seja direta ou indiretamente, contribuíram para minha formação acadêmica, para a elaboração deste trabalho e para minha formação pessoal.

"Tudo é possível àquele que crê".
(MARCOS, 9.23)

RESUMO

O presente Trabalho de Conclusão de Curso intitulado “ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULOS DE FUNDAÇÕES DO TIPO SAPATA DE PROJETOS JÁ EXECUTADOS NA CIDADE DE MACAPÁ/AP”, tematizou a área estrutural da Engenharia Civil, mais especificamente sobre o dimensionamento do elemento estrutural de fundações superficiais do tipo sapata. Teve como objetivo verificar o problema do superdimensionamento dos projetos de fundações rasas do tipo sapata executados na cidade de Macapá/AP, assim como apresentar métodos de cálculos para fundações em sapatas, buscando realizar um comparativo entre métodos e projeto final que possibilite a análise de melhor custo benefício, para assim contribuir com profissionais que atuem na área de fundações. Metodologicamente, constituiu-se em um estudo de caso em que foram recolhidas informações sobre três projetos de fundações rasas do tipo sapata executados na cidade de Macapá/AP, visando demonstrar a diferença no resultado final do dimensionamento de uma sapata pela capacidade de carga, além de fazer uma estimativa do custo e com isso gerar tabelas e gráficos comparando os resultados obtidos. Para realização do comparativo foram escolhidas as sapatas do maior carregamento de cada projeto. A comparação foi feita entre os métodos de cálculos semiempíricos e teóricos, e as dimensões estabelecidas no projeto original. Dentre os resultados, o estudo revelou que alguns projetos executados na cidade estão com o dimensionamento bastante conservador, o que gerou um aumento de até 162% no serviço de fôrma em um dos casos, o que torna os projetos mais onerosos.

Palavras – chave: Fundação; Sapata; Capacidade de carga; Macapá.

Abstract

The present Course Conclusion Paper entitled “COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN SHAPE CALCULATION METHODS OF PROJECTS ALREADY PERFORMED IN THE CITY OF MACAPÁ / AP”, thematized the structural area of Civil Engineering, more specifically on the foundation of the shoe type. It had as its general objective: to verify the quality of the projects of shallow foundations of shoe type executed in the city of Macapá / AP. And as specific objectives: To present the differences between methods of calculation of foundations in shoes; Develop a comparison with the projects already executed in the city of Macapá; Provide information on foundation projects to contribute to engineers working in this area; Stimulate the search for knowledge, aiming at the advancement in civil construction and especially minimize the errors in the foundation design phase; Show the importance of a competent professional to develop foundation projects. Check the disparity between the results to obtain the most advantageous and efficient proposal. Methodologically, it was a case study in which information was collected on four projects of shallow shoe foundations executed in the city of Macapá / Ap. aiming to demonstrate the difference in the final result of the dimensioning of a shoe by the load capacity, besides making an estimate of the cost and generating tables and graphs comparing the obtained results. To make the comparison, the most loaded shoes of each project were chosen. The comparison was made between the semiempirical and statistical calculation methods and the dimensions established in the original project. Among the results, the study revealed that some projects executed in the city are larger than necessary which generates more waste and costly projects.

Keywords: Foundation; Shallow foundation; load capacity; Macapá.

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 – Comparativo de concreto: caso 01	63
Gráfico 02 – Comparativo de fôrma: caso 01	64
Gráfico 03 – Comparativo de concreto: caso 02.	73
Gráfico 04 – Comparativo de fôrmas: caso 02.	74
Gráfico 05 – Comparativo do concreto: caso 03.	84
Gráfico 06 - Comparativo de fôrma: caso 03.....	86
Gráfico 07 – Comparação geral dos resultados de concreto.....	87
Gráfico 08 – Comparação geral dos resultados de fôrma.	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Fundação superficial e profunda.....	17
Figura 02 - Principais tipos de fundações superficiais.....	18
Figura 03 - Dimensões típicas em sapatas.	20
Figura 04 - Tabela de aplicabilidade e uso de ensaios In Situ.	23
Figura 05 - (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).....	24
Figura 06 - Trépano de lavagem.	25
Figura 07 - Apresentação de dados de sondagem.....	30
Figura 08 - Sistema sapata-solo.....	31
Figura 09 - Ruptura geral.	32
Figura 10 - Ruptura por puncionamento.....	33
Figura 11 - Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia.....	34
Figura 12 - Fatores de capacidade de carga.....	35
Figura 13 - Segunda camada atingida pelo bulbo de tensões.....	41
Figura 14 - Modos de ruptura de solos $c - \phi$	43
Figura 15 - Ações excêntricas.....	47
Figura 16 - Sapata com excentricidade nas duas direções.....	48
Figura 17 - Tensões em sapata comprimida.	49
Figura 18 - Furo de Sondagem: caso 01	54
Figura 19 - Furo de Sondagem: caso 02.....	65
Figura 20 - Furo de Sondagem: caso 03.....	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Fatores de forma de Terzaghi e Peck	36
Tabela 02 – Fatores de capacidade de carga	38
Tabela 03 – Fatores de forma	39
Tabela 04 – Peso específico de solos argilosos.....	42
Tabela 05 – Peso específico de solos arenosos	42
Tabela 06 - Fatores empíricos de Vargas	46
Tabela 07 - Dimensões obtidas através dos cálculos e projeto (caso 1).....	62
Tabela 08 - Dimensões obtidas através dos cálculos e projeto (caso 2).....	72
Tabela 09 - Dimensões obtidas através de cálculos e projeto (caso 3)	84

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVOS.....	14
1.2 JUSTIFICATIVA.....	14
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	15
2 ENGENHARIA CIVIL E ESTRUTURAS: DEFINIÇÃO DE FUNDAÇÕES	16
2.1 DEFINIÇÃO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS.....	16
3 A IMPORTÂNCIA DA INVESTIGAÇÃO DO SOLO PARA A DEFINIÇÃO DO TIPO DE FUNDAÇÃO: MÉTODOS DE CÁLCULOS UTILIZADOS PARA DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS	21
3.1 INVESTIGAÇÃO DE SUBSOLO	21
3.2 DIMENSIONAMENTO DE UMA SAPATA.....	30
3.3 MODOS DE RUPTURA.....	32
3.4 SOLO ESTRATIFICADO.....	39
3.5 Parâmetros do solo	41
3.6 TENSÃO ADMISSÍVEL	43
3.7 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	45
3.8 SAPATAS SOB AÇÕES EXCÊNTRICAS	47
3.9 ORÇAMENTOS DE OBRAS	49
4 COMPARATIVO DOS MÉTODOS E VERIFICAÇÃO DO SUPERDIMENSIONAMENTO DOS PROJETOS DE FUNDAÇÕES RASAS DO TIPO SAPATA EXECUTADOS NA CIDADE DE MACAPÁ/AP	52
4.1 METODOLOGIA DE PESQUISA.....	52
4.2 ANÁLISE DE DADOS: Caso 01	52
4.3 ANÁLISE DE DADOS: Caso 02	64
4.4 ANÁLISE DE DADOS: Caso 03	75
4.5 COMPARAÇÃO GERAL DE RESULTADOS	86
CONSIDERAÇÕES FINAIS	88

REFERÊNCIAS	91
ANEXO A – TABELA DE TRANSPASSE DE ARMADURA	94

INTRODUÇÃO

A fundação é um elemento estrutural responsável por receber todas as cargas provenientes da estrutura e transmitir para o solo. Devido sua importância, o cuidado em sua concepção é primordial, pois qualquer problema existente nessa etapa construtiva pode refletir em danos para toda edificação. Principalmente se for considerado que a complexidade existente para o reparo de estruturas de fundações danificadas torna este artifício muito oneroso.

Os métodos de cálculos são procedimentos e roteiros disponíveis para o dimensionamento das fundações, eles se fazem muito importante para que se obtenha um projeto seguro e com uma boa vida útil. A gama de métodos disponíveis também reflete em uma infinidade de resultados distintos, o que pode ocasionar diferenças no dimensionamento das fundações e conseqüentemente mudanças no custo.

Segundo Milititsky; Consoli; Schnaid (2015) o valor gasto na execução de fundações varia entre 3 e 6% do custo da obra, e em casos excepcionais pode chegar até 15%. Com o custo elevado na execução de fundações, se faz necessário um estudo que apresente a diferença na prática entre os resultados obtidos por diferentes métodos de cálculos, para que, de acordo com o seu roteiro e resultados apresentados, seja possível escolher a proposta mais vantajosa em termo de custo benefício.

Este trabalho visa estudar especificamente as fundações por sapatas, através de estudo de caso de projetos já executados na cidade de Macapá/AP, com o objetivo de demonstrar o problema do superdimensionamento de fundações. Serão realizados cálculos das sapatas através de métodos de cálculos semi-empíricos e teórico. Os cálculos realizados serão comparados com os projetos já executados, essa comparação possibilitará observar se esses projetos estão de acordo com os cálculos estabelecidos pela norma.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Verificar o problema do superdimensionamento dos projetos de fundações rasas do tipo sapata executados na cidade de Macapá/Ap.

1.1.2 Objetivos Específicos

- a) Apresentar as diferenças entre métodos de cálculo de fundações em sapatas;
- b) Desenvolver um comparativo com os projetos já executados na cidade de Macapá;
- c) Fornecer informações sobre projetos de fundações, para contribuir com engenheiros que atuem nessa área;
- d) Estimular a busca por conhecimento, visando o avanço na construção civil e principalmente minimizar os erros na fase de projeto de fundação;
- e) Mostrar a importância de um profissional experiente para elaborar projetos de fundações;
- f) Verificar a disparidade entre os resultados para obtenção de proposta mais vantajosa e eficiente.

1.2 JUSTIFICATIVA

Este trabalho justifica-se pela necessidade de compreensão da importância da escolha de um método de cálculo para projetos de fundações rasas, bem como sua possível interferência no custo dos serviços, podendo gerar projetos mais onerosos, o que resulta em gastos desnecessários para os proprietários em obras privadas e até mesmo para a sociedade em obras da administração pública. Afirma-se também a importância de gerar informações para profissionais da engenharia, melhorando assim a qualidade desses projetos a nível de critérios e escolhas de metodologias.

Da mesma forma justifica-se pela vontade de demonstrar que a engenharia vai além de softwares que analisam os resultados de informações neles inseridas, e que a inspeção feita por um profissional capacitado é de extrema importância, principalmente quando se trata de fundações, onde o solo natural é uma das variáveis envolvidas no projeto. Nesse sentido,

Não se erra se disser que, dentro da Engenharia Civil, a especialização em fundações é a que requer maior vivência e experiência. Entenda-se por vivência o fato de o profissional projetar ou executar inúmeras fundações, de diversos tipos e em condições diversas, passando de um caso para outro baseado, apenas, na sua própria observação do comportamento dos casos passados, sem dados quantitativos. A experiência seria a vivência completada com dados quantitativos referentes ao desempenho da obra. A Norma Brasileira de Fundações (NBR 6122/96) recomenda e insiste na importância do acompanhamento das obras. Em nosso país, infelizmente, ainda não há essa mentalidade. (VELLOSO E LOPES, 2010, p.2)

Nesta citação, Velloso e Lopes (2010) mostram a importância do profissional qualificado, assim como sua vivência, experiência e necessidade de acompanhamento da obra, elementos estes que nunca poderão ser substituídas por um programa de computador.

Espera-se que este trabalho seja um instrumento de estímulo e base para outros estudos, e que seja um mecanismo de mudança de mentalidade quando se refere ao estudo de fundações, mudando a cultura do nosso país.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

O presente trabalho foi estruturado ao longo de cinco seções principais. A primeira tratando da introdução, objetivos geral e específicos, a justificativa e estrutura do trabalho.

A segunda seção intitulada “Engenharia civil e estruturas: definição de fundações” apresenta os o conceito e os tipos de fundações, base teórica necessária para a compreensão do objeto de estudo.

A terceira seção intitulada “A importância da investigação do solo para a definição do tipo de fundação: métodos de cálculos utilizados para dimensionamento de sapatas”, expõe as condições normativas para um projeto de fundação, bem como os métodos de cálculos utilizados para dimensionamento de sapatas.

Na quarta seção, “Qualidade dos projetos de fundações rasas do tipo sapata executados na cidade de Macapá/Ap” foram executados os estudos de casos, apresentado os resultados dos dimensionamentos, apontando todos as divergências observadas. Foi realizada também, a comparação com os projetos originais.

Na quinta e última seção, denominada “Considerações finais” apresenta-se os principais apontamentos do estudo, além de explicitar o atendimento dos objetivos propostos e o que se espera para o futuro.

2 ENGENHARIA CIVIL E ESTRUTURAS: DEFINIÇÃO DE FUNDAÇÕES

A fundação é composta por elementos estruturais responsáveis por receber as cargas provenientes da superestrutura e ações que nela geram algum tipo de esforço, e transmitir ao solo. De acordo com Berberian (2015)

a fundação é o elemento de transição entre a edificação e o solo. É definida como sendo o conjunto constituído pela infraestrutura e o maciço do solo, com ênfase para o solo, por ser o elemento mais fraco e complexo. A fundação é na realidade um elemento de interação solo/estrutura, cuja finalidade precípua é a de transferir carga da superestrutura para o terreno. (p. 1.2)

Existem vários tipos de fundações, a definição de qual tipo será utilizado se dá a partir de diversos fatores, de acordo com cada caso específico. Na escolha de qual será executado em uma obra, é necessário que sejam feitos diversos estudos, principalmente das características do solo. Qualquer erro ou uso indevido pode acarretar problemas estruturais além da possibilidade de deixar o projeto mais oneroso. Segundo Velloso e Lopes (2010, p.13) os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

- a) Topografia da área;
- b) Dados geológico - geotécnicos (investigação do subsolo);
- c) Dados sobre construções vizinhas;
- d) Dados da estrutura a construir.

2.1 DEFINIÇÃO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS

As fundações dividem-se entre algumas classes, entre elas estão as fundações superficiais e profundas.

A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não surgisse na superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima dela, tipicamente duas vezes sua menor dimensão, a norma NBR 6122 determinou que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão. (Velloso e Lopes, 2010, p.11)

As fundações profundas, geralmente estacas, também são denominadas indiretas, devido a forma de transmissão das cargas para o solo se dar em sua maioria através do fuste (resistência lateral) pelo atrito. Porém, parte da carga é transmitida pela base (resistência de ponta) que é geralmente cerca de 1/3 da resistência total.

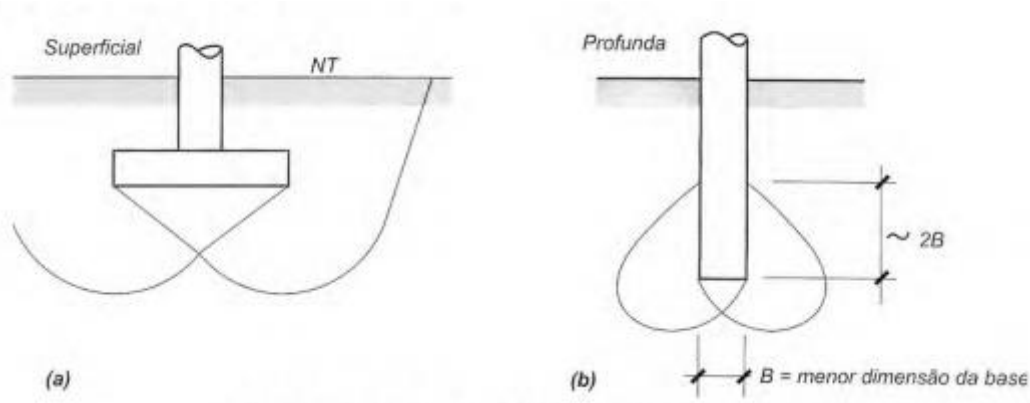
Já nas fundações superficiais ou rasas, a carga é transmitida para o solo somente através da base, não existindo ou desprezando-se a resistência lateral pelo atrito.

Segundo Yopanan (2008) define-se como fundação direta ou rasa aquela que as cargas da superestrutura são transmitidas para o solo logo nas primeiras camadas. Já para Campos (2015) Fundações rasas são estruturas que se localizam logo abaixo da superestrutura (ou mesoestrutura) e são caracterizadas pela transmissão da carga ao solo através de pressões distribuídas em sua base.

Segundo Berberian (2015) as fundações superficiais, rasas ou diretas são aquelas que sua profundidade é menor ou igual a 1,5 vezes a menor dimensão ou diâmetro da base e não são capazes de transferir cargas por atrito lateral.

De acordo com a NBR 6122 (2010), fundação superficial, rasa ou direta é o elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas na base da fundação, e a cota de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior, duas vezes a menor dimensão da fundação.

Figura 01 - Fundação superficial e profunda.



Fonte: (VELLOSO E LOPES. 2010, p. 11)

2.2.1 Tipos de fundações rasas

Existem diversos tipos de fundações rasas, sua escolha vai depender do projeto a ser executado, das cargas a serem transferidas ao solo e dos resultados coletados pelos ensaios de sondagens. Os principais tipos de fundações superficiais ou rasas são:

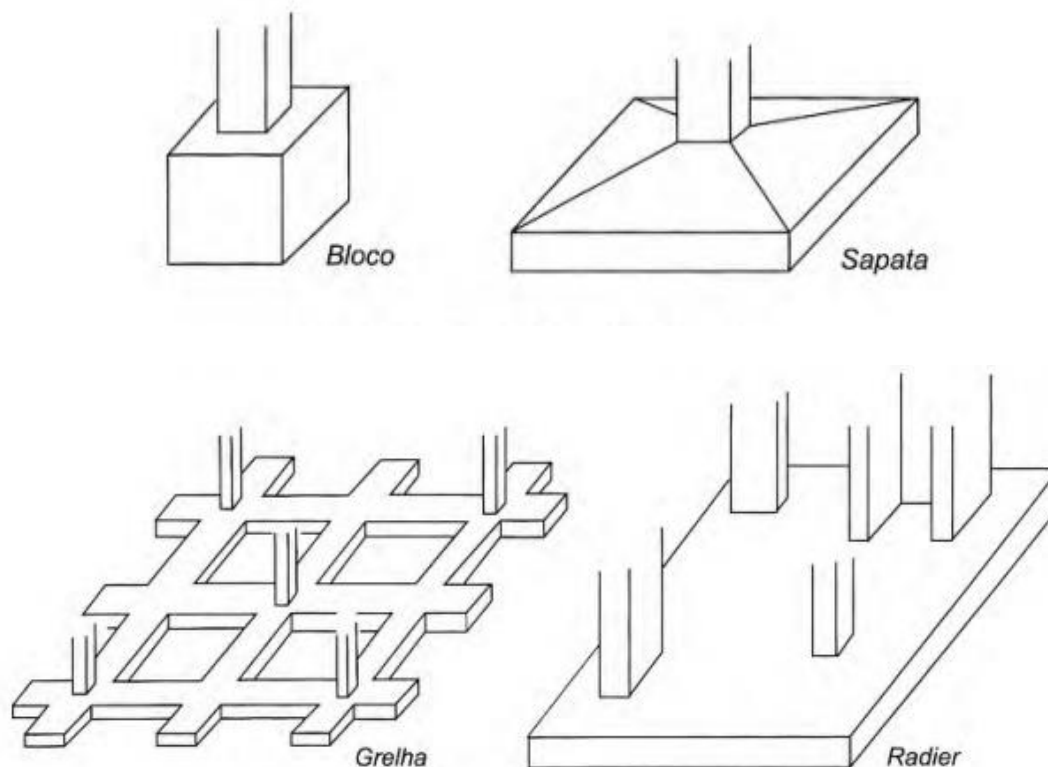
a) **Blocos**. Segundo a NBR 6122 (2010) Elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado para que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem precisar de armadura.

b) **Radier**. Segundo a NBR 6122 (2010) Elemento de fundação superficial que abrange grande parte ou todos os pilares de uma edificação, distribuindo os carregamentos.

c) **Sapatas**. Aprofundaremos no conceito de sapata adiante, pois é o objeto de estudo deste trabalho.

d) **Grelha**. Segundo Velloso e Lopes é um elemento de fundação formado por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares, esse tipo não é citado na norma NBR 6122.

Figura 02 - Principais tipos de fundações superficiais.



Fonte: (VELLOSO E LOPES. 2010, p.12)

2.2.2 Conceito de sapata

Dentro da classe de fundações rasas a sapata é uma das soluções mais comuns. Isso ocorre pela simplicidade no processo de execução, dispensa maquinário pesado ou especial para sua realização, além do custo que é relativamente baixo comparado a outros tipos de fundação.

Segundo a NBR 6118 (2014) as sapatas são estruturas de volume utilizadas para transmitir ao solo as cargas de fundação, no caso de fundação direta.

Segundo a NBR 6122 (2010) a sapata é um elemento de fundação, de concreto armado, dimensionado para que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pela utilização de armadura disposta para esse fim. Esse conceito também é empregado por Velloso e Lopes (2010).

A NBR 6118 (2014) ainda classifica as sapatas em rígidas ou flexíveis. Essa classificação é importante pois direciona a forma de distribuição das tensões na base da sapata, afetando a interação desta com o solo, o que influencia no dimensionamento estrutural. Quando a proposição abaixo apresentada for verdadeira a sapata é considerada rígida, do contrário ela é classificada como flexível.

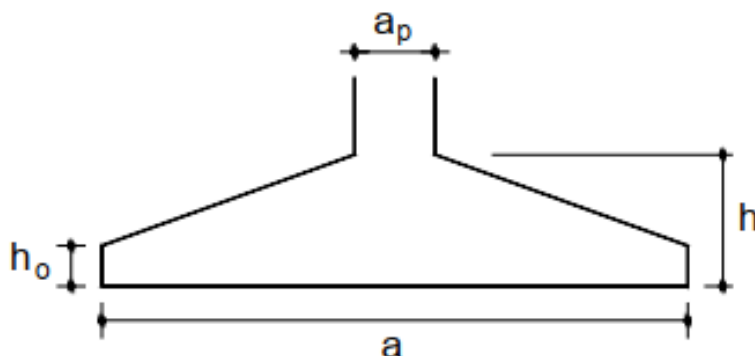
$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3}$$

Sendo:

a : Dimensão da sapata em uma direção;

ap : A dimensão do pilar na mesma direção considerada para sapata;

h : Altura da sapata.

Figura 03 - Dimensões típicas em sapatas.

Fonte: Gerson Moacyr Sisniegas Alva (2007, p. 05)

As sapatas rígidas são mais comuns nos projetos, pois são menos deformáveis, e menos sujeitas a ruptura por punção, em ocorrência de estar completamente dentro do cone de punção (hipotético), o que de certa forma deixa a estrutura mais “segura”.

A sapata flexível tem seu uso mais restrito, é menos comum. Geralmente usada em projetos com pequenas cargas solicitantes e solos fracos. Andrade (1989) propõe a utilização desse tipo de sapata somente para solos com pressão admissível com valores menores que 0,15 Mpa. Diferentemente das sapatas rígidas a verificação do fenômeno da punção é extremamente importante para as sapatas flexíveis.

As sapatas também podem ser classificadas quanto a sua posição:

- a) Sapata isolada;
- b) Sapata corrida;
- c) Sapata associada;
- d) Sapata com viga de equilíbrio.

3 A IMPORTÂNCIA DA INVESTIGAÇÃO DO SOLO PARA A DEFINIÇÃO DO TIPO DE FUNDAÇÃO: MÉTODOS DE CÁLCULOS UTILIZADOS PARA DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

3.1 INVESTIGAÇÃO DE SUBSOLO

A investigação de subsolo é uma ferramenta que objetiva reconhecer as condições do solo, principalmente sua resistência. Determina também a profundidade do lençol freático, assim possibilita a escolha do melhor tipo de fundação. O solo é o meio que vai suportar todas as cargas provenientes da edificação, portanto, é de extrema importância a caracterização e identificação do seu comportamento. É neste estágio que são coletados os aspectos hidrogeológicos, pedológicos, geotécnicos e conhecimentos regionais, para posteriormente serem comparados e analisados.

no Brasil, o custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento normalmente varia entre 0,2% e 0,5% do custo total de obras convencionais, podendo ser mais elevado em obras especiais ou em condições adversas de subsolo (SCHNAID, ODEBRECHT, 2012, p. 1).

Mesmo com o custo, o estudo de solo é indispensável, pois sua ausência ou insuficiência pode acarretar diversos problemas no futuro como, gastos incomparáveis, pois a manutenção corretiva é bem mais onerosa. As falhas nas sondagens ou até mesmo leitura equivocada das investigações de subsolo também são motivos de patologias. Segundo Milititsky, Consoli, Schnaid (2015) a investigação do subsolo é a causa mais comum de problemas de fundações.

A prática americana relata:

Investigação geotécnica insuficiente e interpretação inadequada de resultados contribuem para erros de projeto, atrasos no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, necessidade de jazidas adicionais para materiais de empréstimo, impactos ambientais, gastos em remediação pós-construtiva, além de risco de colapso da estrutura e litígio subsequente.(US ARMY OF ENGINEERS, 2001, apud SCHNAID, ODEBRECHT, 2012, p.1)

A prática inglesa estabelece:

Investimentos suficientes devem ser alocados para garantir um programa geotécnico extensivo, destinado a reduzir custos e minimizar riscos, restringindo a possibilidade de confrontar o engenheiro com condições geotécnicas imprevistas que, frequentemente, resultam em atrasos no contrato. Esses atrasos podem resultar em custos elevados, muito superiores aos valores que deveriam ser alocados no programa

de investigação.(WELTMAN; HEAD, 1983, apud SCHNAID, ODEBRECHT, 2012, p.2)

As citações anteriores mostram a importância de uma eficiente investigação do solo. Para isso de acordo com o projeto e o tipo de estrutura que será construída, deve-se organizar o número e disposições dos furos de sondagens, para que seja feita a melhor leitura do solo e gerado um relatório, que descreva da melhor forma o comportamento das camadas do solo.

A Norma Técnica Brasileira (NBR) 8036 (1983) que normatiza e fixa as condições exigíveis na programação das sondagens de simples reconhecimento, abrange o número, localização e a profundidade das sondagens. Segundo esta norma:

4.1.1.2 As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem de 1200 m². Acima de 2400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstância o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) dois para área de projeção em planta do edifício ate 200m²;
- b) três para área entre 200 m² e 400 m².

4.1.1.3 Nos casos em que não houver ainda disposição em planta dos edifícios, como nos estudos de viabilidade ou de escolha de local, o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância máxima entre elas seja de 100 m, com um mínimo de três sondagens.

4.1.1.4 As sondagens devem ser localizadas em planta e obedecer as seguintes regras gerais:

- a) na fase de estudos preliminares ou de planejamento do empreendimento, as sondagens devem ser igualmente distribuídas em toda a área; na fase de projeto podem-se localizar as sondagens de acordo com critério específico que leve em conta pormenores estruturais;
- b) quando o número de sondagens for superior a três, elas não devem ser distribuídas ao longo de um mesmo alinhamento.

4.1.2 Profundidades das sondagens

4.1.2.1 A profundidade a ser explorada pelas sondagens de simples reconhecimento, para efeito do projeto geotécnico, é função do tipo de edifício, das características particulares de sua estrutura, de suas dimensões em planta, da forma da área carregada e das condições geotécnicas e topográficas locais.

Nota: A exploração deve ser levada a profundidades tais que incluam todas as camadas impropriamente ou que sejam questionáveis como apoio de fundações, de tal forma que não venham a prejudicar a estabilidade e o comportamento estrutural ou funcional do edifício.

4.1.2.2 As sondagens devem ser levadas até a profundidade onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, fixando-se como critério aquela profundidade onde o crescimento de pressão no solo, devida às cargas estruturais aplicadas, for menor do que 10% da pressão geostática efetiva. (NBR 8036, 1983, p.1 e 2)

Para que seja alcançado um resultado satisfatório no estudo de sondagem, e para respaldo em eventuais problemas é necessário que a norma seja seguida em sua totalidade.

3.1.1 TIPOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A escolha do método de sondagem depende dos fatores relacionados ao meio físico, a complexidade do projeto (tamanho, cargas, topografia, escavações, rebaixamento do nível freático, obras vizinhas) e os riscos envolvidos. Segue abaixo as técnicas mais utilizadas, disponíveis no mercado brasileiro e o quadro com a aplicabilidade dos métodos segundo Schnaid e Odebrecht (2012).

- SPT;
- CONE;
- PIEZOCONE;
- PRESSIÔMETRO;
- PALHETA;
- DILATÔMETRO.

Figura 04 - Tabela de aplicabilidade e uso de ensaios In Situ.

Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Perfil	Parâmetros										
				u	ϕ'	S_u	D_r	m_v	c_v	K_0	G_0	σ_h	OCR	σ - ϵ
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

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

Definição de parâmetros: u = poropressão *in situ*; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; S_u = resistência ao cisalhamento não drenada; D_r = densidade relativa; m_v = módulo de variação volumétrica; c_v = coeficiente de consolidação; K_0 = coeficiente de empuxo no repouso; G_0 = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; σ - ϵ = relação tensão-deformação.

Fonte: Lunne, Robertson e Powell (1997).

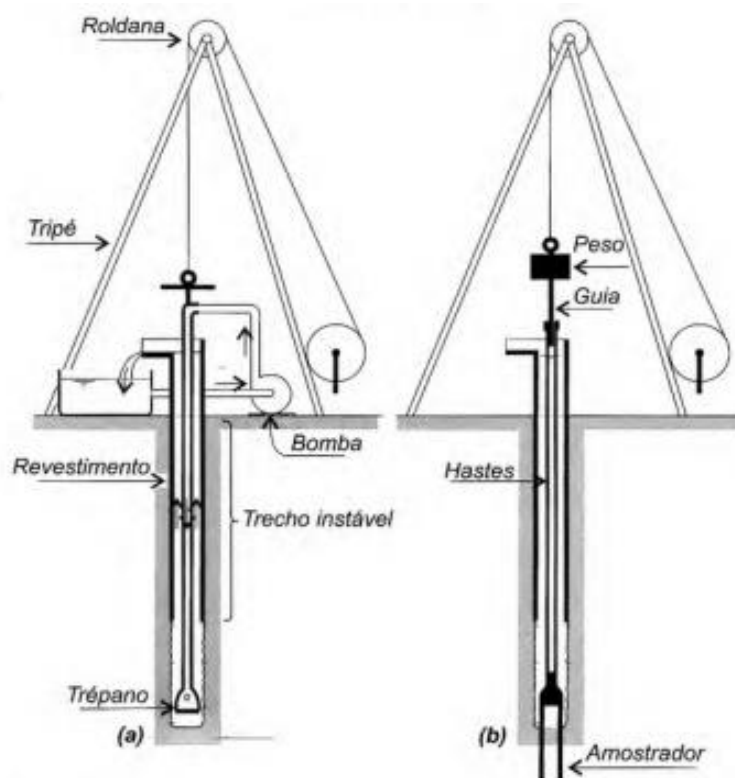
Fonte: (SCHNAID E ODEBRECHT. 2012, p.4)

3.1.1.1 SONDAGEM SPT: DEFINIÇÃO

O SPT (Standard Penetration Test) é um dos ensaios mais difundidos e reconhecidos no mundo. Isso deve-se a sua facilidade de execução, aparelhagem simples e menor custo comparado a outros métodos de reconhecimento de subsolo. Através do SPT podemos determinar o índice de resistência, o tipo de solo e ainda determinar o nível do lençol freático.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) o ensaio SPT é constituído por uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. E segundo a NBR 6484 (1980), SPT é o ensaio pelo qual se encontra o valor do índice de resistência à penetração (N).

Figura 05 - (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).



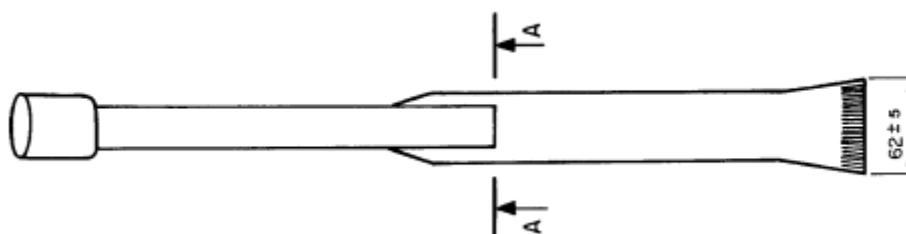
Fonte: (VELLOSO E LOPES. 2010, p. 38)

a) Aparelhagem

Segue abaixo os principais aparelhos presentes em uma sondagem SPT:

- 1) Amostrador: Serve para retirada de amostra do solo que será levada para realização de ensaios de laboratório. É composto por cabeça, corpo e sapata. Suas dimensões são definidas na NBR 6484.
- 2) Hastes: São tubos metálicos rosqueados em suas extremidades, há ligação entre as hastes que pode ser feita por luvas ou nípel, deve-se ter cuidado com o estado das artes e ligações, para que formem um conjunto retilíneo. A Norma 6484 padroniza as artes em diâmetros e peso.
- 3) Martelo: É o objeto que aplica os golpes para que o ensaio seja realizado. Sua massa é de 65 kg. A Norma 6484 define diversas configurações de martelo, padronizando suas dimensões.
- 4) Torre ou tripé de sondagem: Aparelhagem de auxílio/apoio podendo ter guincho motorizado ou sarilho. É importante que se verifique sempre o estado da roldana e a mantenha sempre lubrificada para que não ocorra a perda de energia do golpe através do atrito.
- 5) Cabeça de bater: Peça de aço, que recebe o impacto diretamente do martelo transferindo a energia do impacto para as hastes. Sua forma, dimensões e massa são definidos na NBR 6484.
- 6) Conjunto de perfuração: Conjunto de ferramentas utilizadas para abertura do furo de sondagem, antes que sejam feitos os golpes ou para avanço do furo de sondagem nos centímetros que não será medido a resistência. Geralmente são trados manuais, podendo ser do tipo helicoidal ou concha, utiliza-se também a peça de lavagem ou trépano.

Figura 06 - Trépano de lavagem.



Fonte: Norma Técnica Brasileira 6484 (2001, p.4)

b) Procedimento

- 1) Locação do furo e quantidades

A quantidade de furos de sondagem deve seguir o descrito no item 4.1.1.2 da NBR 8036 como já exposto nesse trabalho, a sua locação deve ser feita em uma disposição que se tenha a melhor leitura do comportamento do subsolo, e a marcação do local do furo pode ser feita com piquete ou material equivalente.

2) Processos de perfuração

Não existe apenas um procedimento de escavação, porém geralmente inicia-se a perfuração do primeiro metro com a utilização de uma cavadeira manual. Nesta etapa acontece a instalação do primeiro segmento do tubo, dando continuidade ao procedimento de perfuração sempre intercalado com o processo do ensaio e amostragem. Após o primeiro metro utiliza-se o trado helicoidal fazendo-se uma perfuração a seco. Esse trado é utilizado até o nível d'água ou que no tempo de 10 minutos não se perfure 50 milímetros.

Quando o trado helicoidal se torna inoperante passa a ser usado o método de perfuração por circulação de água, com o trépano ou peça de lavagem. No processo de perfuração deve-se tomar cuidado para que não ocorra a perturbação ou amolgamento do solo no ponto de ensaio. Caso o furo de sondagem esteja com dificuldade de ser mantido aberto aplica-se estabilizante ou um tubo de revestimento.

3) Processos de execução

Para a perfuração dinâmica utiliza-se a cravação através dos golpes do martelo, caindo de uma altura de 75 cm. São anotados os números de golpes necessários para se avançar 45 cm de cada metro, divididos em três etapas de 15 cm. Anotado o número de golpes necessários para o transpasse de cada segmento de 15 cm, o valor do índice de resistência de penetração do solo (Nspt) é registrado através da soma dos valores encontrados nos últimos 30 cm de cravação.

A coleta de amostragem é realizada juntamente com o processo de perfuração dinâmica. É posicionado o amostrador na ponta da primeira haste, sendo coletado amostras de solo de todos os metros perfurados. As amostras devem ser guardadas pela empresa que executou a sondagem, deixando-as disponíveis no mínimo após 60 dias da entrega do relatório de sondagem ao interessado.

c) Critérios de paralisação

São condições para a suspensão do ensaio antes dos 45 cm segundo a NBR 6484 (1980):

- a) Em qualquer um dos três segmentos de 15 cm, que o número de golpes ultrapassar 30;
- b) Um total de 50 golpes for aplicado durante toda a cravação;
- c) Não for possível observar avanço do amostrador – padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

Quando essas condições forem satisfeitas deve, em seguida, ser empregado a perfuração por circulação de água já descrito anteriormente. Esse procedimento será realizado com duração de 30 minutos, sendo anotado o avanço a cada 10 minutos de ensaio, sendo encerrado quando a perfuração obtiver valores inferiores que 5 centímetros no período de 10 minutos, ou quando não se alcançar a profundidade de execução do SPT após serem feitos quatro ensaios consecutivos.

Segundo a NBR 6484 (2001) também são critérios para suspensão do processo de perfuração por circulação de água e dos ensaios penetrométricos, as condições a seguir:

- a) Quando, em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador - padrão;
- b) Quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador - padrão;
- c) Quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador - padrão. (p.13)

d) Aferição do nível do lençol freático

Durante a perfuração, o operador deve estar atento ao aumento da umidade no solo ou quando o solo se encontrar molhado. Quando isso ocorre, é necessário parar a perfuração e fazer leituras a cada 5 minutos, durante o período mínimo de 15 minutos, para aferição do nível de água dentro do furo.

Sempre que o ensaio for interrompido, é obrigatória a medida do nível d'água, observando a variação do nível durante o dia. Esses dados constarão no relatório final.

Ao fim da sondagem é feito o rebaixamento máximo do nível d'água dentro do furo. Passados no mínimo 12 horas do fim do ensaio e da retirada do tubo de revestimento, verifica-se se o furo não está obstruído, então é feita uma nova medida do nível d'água e da profundidade do furo.

e) Identificação das amostras

A identificação das amostras permite conhecer melhor as características do solo ensaiado, segundo a NBR 6484 as características mínimas a serem identificadas nas amostras são:

- a) Granulometria;
- b) Plasticidade;
- c) Cor;
- d) Origem.

O reconhecimento das amostras começa pela granulometria, podendo ser iniciado com procedimentos simples, como exame de tato e exame visual, que permite certa distinção de granulometria. Porém para um melhor resultado é necessário que se faça a peneiração e caracterização, precisa das amostras. Sendo assim identificados como pedregulhos solos com grãos maiores que 2mm, como areias os solos com grãos entre 0,1mm e 2mm. As areias ainda podem ser divididas entre grossas, médias e finas. Os solos com grãos menores que 0,1mm são classificados como argilas ou siltes, que se diferem pela resistência coesiva e plasticidade.

A NBR 6484 (2001), também expressa por meio de tabela como designar areias, argilas e siltes:

Quadro 01 - Estados de compactidade e consistência.

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

Fonte: Norma Técnica Brasileira (NBR) 6484 (2001, Anexo A)

e) Expressão dos resultados

A NBR 6484 (2001), que trata sobre o método de ensaio SPT, cita todas as informações que devem constar em um relatório de sondagem. Não existe um padrão único de expressão, cada empresa demonstra seus dados de sua maneira, desde que as informações descritas pela norma sejam cumpridas nos laudos. A configuração de apresentação deve ser de forma clara, para melhor leitura e compreensão.

Figura 07 – Exemplo de relatório de sondagem.

ANEXO: 12.3 - PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAEM DE SIMPES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)									
NBR - 06484/2001									
INTERESSADO (A):						Início da Sondagem: 24-out-18			
LOCAL DA SONDAEM:						Término da Sondagem: 24-out-18			
Sondagem Número: SP-03						Revestimento: 200 cm			
Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A. (nível d'água)	Números de Golpes:		PERFIL GEOLOGICO E ALTERAÇÃO DE CAMADAS	Amostragem (m)	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO UTILIZADO NA EXECUÇÃO
					GRAFICO				
0	TC				1. ^a + 2. ^a 2. ^a + 3. ^a				- AMOSTRADOR Ø INT. = 35 mm - AMOSTRADOR Ø EXT. = 51 mm - REVESTIMENTO Ø = 68 mm - PESO = 65 kgf - ALTURA DE QUEDA = 75 kgf
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL									
0					N.º de golpes				0 Silte arenoso com pedregulho de cor variegado medianamente compacto.
1	P	8 /15							1 Idem
	TC	9 /15	Inicial	17					2 Idem
		10 /15	Final	19					3 Idem compacto.
2	P	7 /15							4 Idem
	TC	10 /15	Inicial	17					
		11 /15	Final	21					
3	P	9 /15							
	TC	12 /15	Inicial	21					
		12 /15	Final	24					
4	P	8 /15							
	TC	10 /15	Inicial	18					
		16 /15	Final	26					
5	P	13 /15							
	TC	19 /15	Inicial	32					
		23 /15	Final	42					
6	P	17 /15							
	TC	22 /15	Inicial	39					
		28 /15	Final	50					
7	P	24 /15							
	TC								
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
<p>Observação: 1) O total perfurado até o limite desta sondagem é de 7,15m atendendo os critérios de paralização contidas na NBR - 06484/2001; 2) Não foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, conforme descrição no boletim de campo.</p> <p>Folha: 01/01 Sondador: _____ Operador: _____</p> <p>Avanço: 3 TH - Trado helicoidal CA - Circulação de água TC - Trado concha P - Percussão</p> <p>Engenheiro (a) Responsável Técnico: _____</p> <p>PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA: _____ DATA: _____ INICIAL: Não Encontrado 24/10/2018 FINAL: Não Encontrado 24/10/2018</p>									

Fonte: Laudo da empresa (confidencial), que executou uma das obras desse estudo.

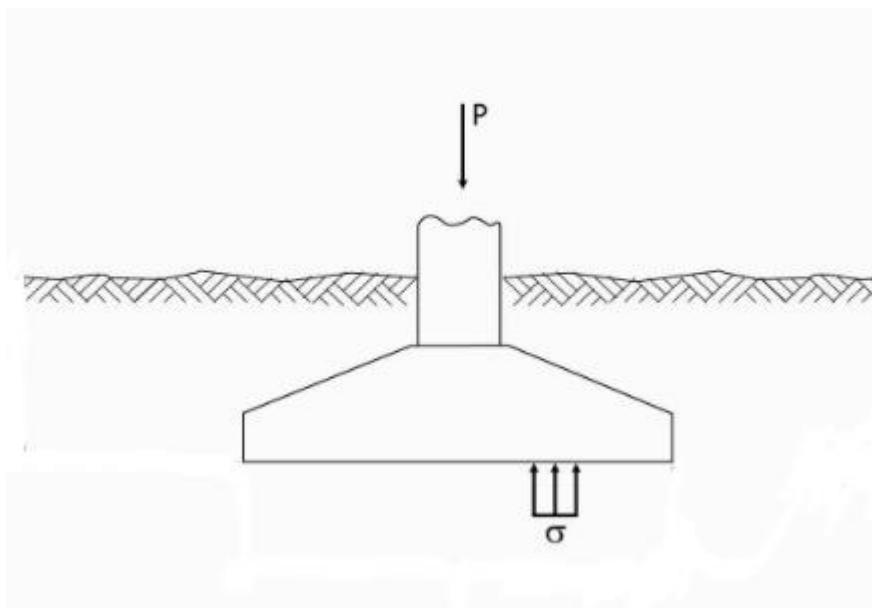
3.2 DIMENSIONAMENTO DE UMA SAPATA

3.2.1 Capacidade de carga

Se considerarmos que em uma sapata com área da base igual a “S”, sofre a atuação de uma força “P” oriunda de um pilar, este fato geraria tensões (σ) resistentes no solo de apoio dessa sapata, pois toda ação tem sua reação. Essa tensão é calculada por:

Figura 08 - Sistema sapata-solo.

$$\sigma = \frac{P}{S}$$



Fonte: Adaptado de Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.50)

Quanto maior for a força "P" aplicada na sapata, maior será a tensão, conseqüentemente a possibilidade de ruptura do solo é maior de acordo com o aumento da carga. A capacidade de carga é a resistência máxima atingida por um solo para determinada área de sapata, que será atingida momentos antes da ruptura. A tensão de ruptura será representada por σ_r .

Para projetos utilizamos a tensão admissível ou também conhecida como tensão de projeto simbolizada por " σ_a ", que nada mais é do que a tensão de ruptura dividida por um coeficiente de segurança o qual tem valor próximo a 3.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{FS} \quad \text{ou} \quad \sigma_a = \frac{\sigma_R}{3}$$

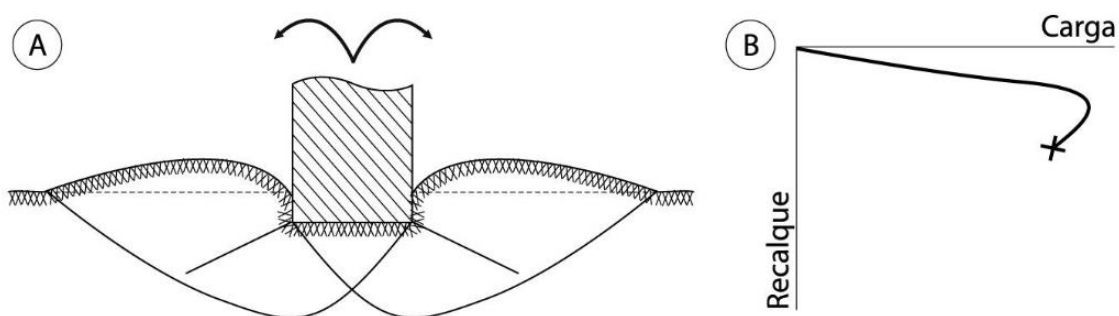
Segundo Cintra; Aoki; Albiero, (2011) A capacidade de carga do elemento de fundação é a tensão que gera a ruptura do solo no qual a sapata está apoiada. Tem o mesmo significado de capacidade de suporte. Segundo Braja (2016) a capacidade de suporte final é a carga por área da fundação em que ocorre a ruptura do maciço do solo por cisalhamento.

3.3 MODOS DE RUPTURA

O primeiro a descrever os modelos de ruptura foi Terzaghi (1943), caracterizando dois tipos de ruptura extremos, ruptura geral e ruptura local. No entanto, Aleksandar Vesic (1975) estudando o mesmo tema propôs três modelos de ruptura, adicionando além dos dois modelos extremos, um modelo intermediário. Então Vesic dividiu em ruptura geral, ruptura local e ruptura por puncionamento. Considerando ainda que a ruptura por puncionamento de Vesic corresponde a ruptura local de Terzaghi. Neste trabalho considera-se a classificação proposta por Vesic.

A ruptura geral ocorre de uma forma brusca, em solos mais resistentes e pouco deformáveis, sem apresentar grandes recalques, nessa ruptura geralmente ocorre o tombamento da sapata e o levantamento de uma quantidade de solo ao lado dessa sapata.

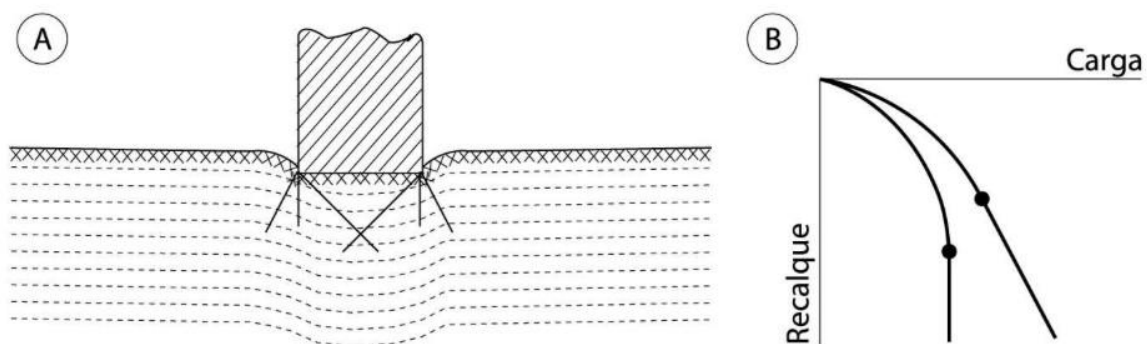
Figura 09 - Ruptura geral.



Fonte: (VESIC.1975, apud CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011, p.30)

A ruptura por puncionamento ocorre em solos com menos resistência, por serem mais deformáveis não ocorre a ruptura brusca e sim o recalque da sapata, penetrando ao solo.

Figura 10 - Ruptura por puncionamento.



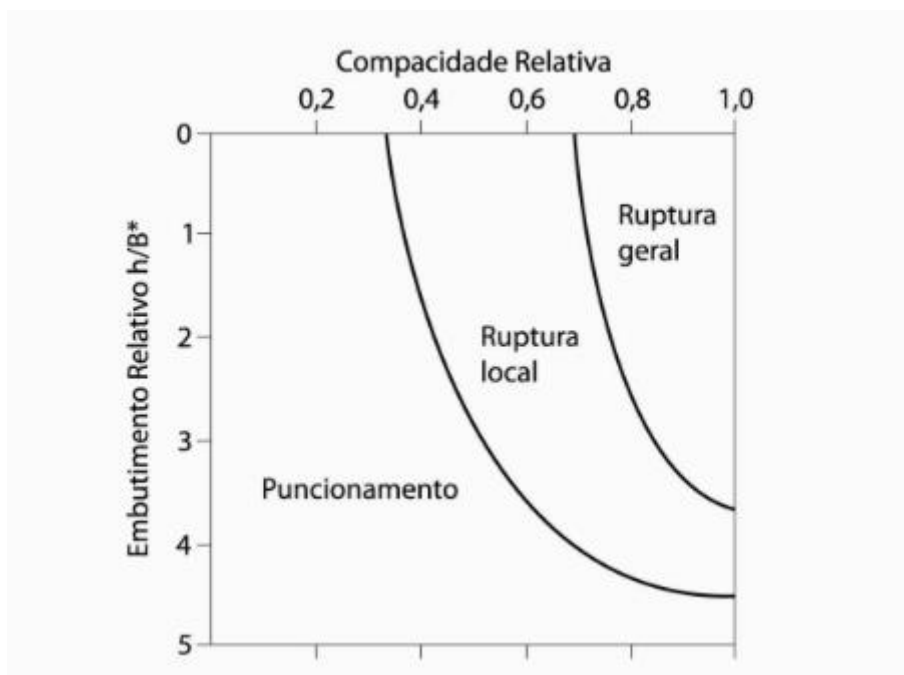
Fonte: (Adaptado de VESIC 1975, apud CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011, p. 31)

Já a ruptura local é proposta como um caso intermediário em solos com média consistência ou compacidade, não possuindo uma forma padrão como os outros modos de ruptura.

Para fundações rasas, consideramos que ocorre ruptura geral em solos mais rígidos (areias compactas a muito compactas e argilas rijas a duras), ruptura por puncionamento em solos mais compressíveis (areias pouco compactas a fofas e argilas moles a muito moles) e a ruptura local em solos intermediários (areias mediantemente compactas e argilas médias). (CINTRA; AOKI E ALBIERO, 2011, p.25)

Porem a forma de ruptura não depende somente da rigidez do maciço do solo. O aumento do embutimento da sapata gera efeitos em seu modo ruptura. Vesic (1975) propõe um gráfico com condições de ocorrência para cada ruptura, que é aplicado somente para areias, pois é em função da compacidade relativa e embutimento relativo (h/B^*).

Figura 11 - Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia.



Fonte: (VESIC, 1975, apud CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011 p.34)

a) Teoria de Terzaghi

Ao desenvolver sua teoria, Terzaghi considera três hipóteses iniciais:

- Buscando simplificação dos cálculos, para um caso bidimensional, considera-se sapata corrida;
- A profundidade de embutimento da sapata é inferior à largura da sapata, dessa forma pode-se desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da sapata;
- Caracterizando o caso sempre como ruptura geral, considerando o solo rígido.

Após as considerações das hipóteses e os estudos das forças verticais da interação sapata solo, Terzaghi encontrou uma fórmula para σ_r . Entretanto a fórmula encontrada não era facilmente aplicável por possuir variáveis que dificultavam sua aplicação.

Então Terzaghi e Peck (1967) adotaram casos particulares, fixando algumas variáveis para depois através da superposição de efeitos, encontrar uma equação geral. As três metodologias utilizadas foram:

- a) Solo sem peso e sapata à superfície ($c \neq 0, h = 0, \gamma = 0$)
- b) Solo não coesivo e sem peso ($c = 0, h \neq 0, \gamma = 0$)
- c) Solo não coesivo e sapata à superfície ($c = 0, h = 0, \gamma \neq 0$)

Após as considerações e casos analisados por Terzaghi e Peck, foi feita a superposição dos efeitos dos três casos, resultando em uma equação para capacidade de carga:

$$\sigma_r = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Onde:

c é a coesão

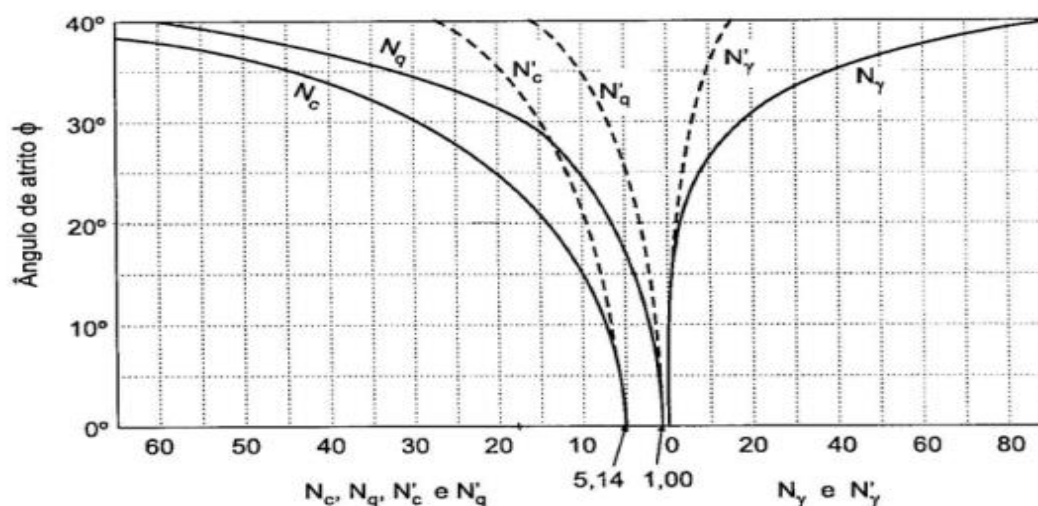
q é sobrecarga

γ é o peso específico

B é o comprimento da base

As variáveis N_c , N_q e N_γ são fatores adimensionais da capacidade de carga, que dependem somente de ϕ (ângulo de atrito do solo), e as três parcelas da equação representam a coesão, sobrecarga e peso específico.

Figura 12 - Fatores de capacidade de carga.



Fonte: (TERZAGHI E PECK. 1967)

- 1) Efeito da forma da sapata

A equação deduzida por Terzaghi e Peck (1967) demonstrada anteriormente, foi desenvolvida para cálculo de sapatas corridas, como descrito no item acima. Então para o cálculo de sapatas com dimensões quadradas ou circulares, os autores apresentaram outras duas equações, sendo para base quadrada de lado B:

$$\sigma_r = 1,2cN_c + qN_q + 0,8 \frac{\gamma}{2} BN_\gamma$$

E outra para sapata circular de diâmetro B:

$$\sigma_r = 1,2cN_c + qN_q + 0,6 \frac{\gamma}{2} BN_\gamma$$

As equações demonstradas, posteriormente foram agrupadas formando uma equação geral, que considera a forma da sapata através de fatores de forma com valores tabelados, facilitando a compreensão.

$$\sigma_r = cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma S_\gamma$$

Onde S_c , S_q e S_γ são os fatores de forma, que recebem os valores através da tabela abaixo:

Tabela 01 - Fatores de forma de Terzaghi e Peck

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada (B = L)	1,2	1	0,8
Circular (B = diâmetro)	1,2	1	0,6

Fonte: (CINTRA, AOKI E ALBIERO. 2011, p.41)

2) Ruptura por Puncionamento

Uma das hipóteses básicas utilizada por Terzaghi (1943) para desenvolver a equação é que seria um caso de ruptura geral, em solos rígidos. Para que fosse possível o desenvolvimento de uma equação que servisse para solos moles ou fofos, o autor propôs uma redução da resistência do solo:

$$c^* = \frac{2}{3} c$$

E

$$\operatorname{tg} \varphi^* = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi$$

A substituição do ângulo de atrito (φ) por (φ^*) possibilitou uma aproximação da capacidade de carga para sapatas executadas em solos moles ou fofos, onde a ruptura é por puncionamento.

$$\sigma'_{r=} = c * N'_c S_c + q N'_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma S_\gamma$$

As variáveis N'_c, N'_q e N'_γ são os novos fatores de cargas referente ao ângulo de atrito (φ^*).

b) Proposição de Vesic

1) Ruptura geral

Assim como Terzaghi e Peck, Vesic foi um pesquisador e autor de grande importância para a geotecnia, principalmente quando falamos sobre capacidade de carga.

Ele propôs duas mudanças para a equação de capacidade de carga de solos rígidos (ruptura geral) de Terzaghi. A primeira mudança é a adoção do fator N_γ proposto por Caquot e Kérisel (1953).

$$N_\gamma \cong 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi$$

A segunda substituição proposta por Vesic é a utilização dos fatores de forma de DeBeer (1967, apud Vesic, 1975). Esses fatores dependem da geometria da sapata e do ângulo de atrito, e não somente da geometria. Vesic calculou os fatores e montou uma tabela com os valores.

Tabela 02 – Fatores de capacidade de carga

ϕ °	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47

ϕ °	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$
26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19

Fonte: (VESIC.1975, apud CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011, p.45)

Tabela 03 – Fatores de forma

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + \frac{(B/L)}{(N_q/N_c)}$	$1 + \frac{(B/L)}{\text{tg } \Phi}$	$1 - 0,4 \frac{(B/L)}{(B/L)}$
Circular ou Quadrada	$1 + \frac{(N_q/N_c)}{(N_q/N_c)}$	$1 + \text{tg } \Phi$	0,60

Fonte: (DE BEER. 1967, apud VESIC. 1975)

2) Ruptura local e puncionamento

Vesic (1975) ainda propõe um método racional para cálculo de capacidade de carga em solos moles, ou mais compressíveis, porem o método não é muito utilizado devido à complexidade das formulas.

O método proposto por Terzaghi (1943) para solos moles, por ser um método simplificado de alguma forma poderia gerar um resultado distante da realidade para o valor da capacidade de carga. No entanto em um projeto de fundações rasas em solos moles, não haveria necessidade de um estudo profundo de capacidade de carga, pois a principal condicionante para o dimensionamento nesses solos é o recalque e não o de ruptura geral.

Então para o puncionamento será utilizado a minoração em 2/3 no valor da coesão e de $\text{tg } \phi$ proposto por Terzaghi, porém utilizando os fatores de forma propostos por Vesic.

3.4 SOLO ESTRATIFICADO

Geralmente os solos são estratificados, composto por várias camadas distintas, para resolver esse problema devemos analisar o bulbo de tensões e verificar quais camadas serão consideradas e entrarão no cálculo.

a) Bulbo de tensões

O bulbo de tensões são as áreas que as pressões atingem no solo. Com a análise do espalhamento das tensões para as demais camadas do solo, utilizando parâmetros da mecânica dos solos, verificou-se que $z = 2B$, onde z é distancia da base da sapata até o topo da segunda camada.

Simons e Menzies (1981), com cálculos rigorosos para sapatas flexíveis, apresentaram valores para o bulbo de tensão, em função da geometria da sapata:

- a) Sapata circular $z=1,5B$
- b) Sapata quadrada $z=2,5B$
- c) Sapata corrida $z=4B$

Valores esses que serão considerados de forma prática:

- a)** Sapata circular ou quadrada ($L=B$) $z=2B$
- b)** Sapata retangular ($L=2a4B$) $z=3B$
- c)** Sapata corrida ($L \geq 5B$) $z=4B$

Os solos a serem considerados no cálculo da capacidade de carga e para os valores de c , φ e γ estarão dentro do bulbo de tensão, na profundidade z . Se forem camadas do mesmo solo, mas com variações nos parâmetros, pode ser tirada a média de cada um desses parâmetros ou a média dos valores de N_{spt} .

1) Duas camadas

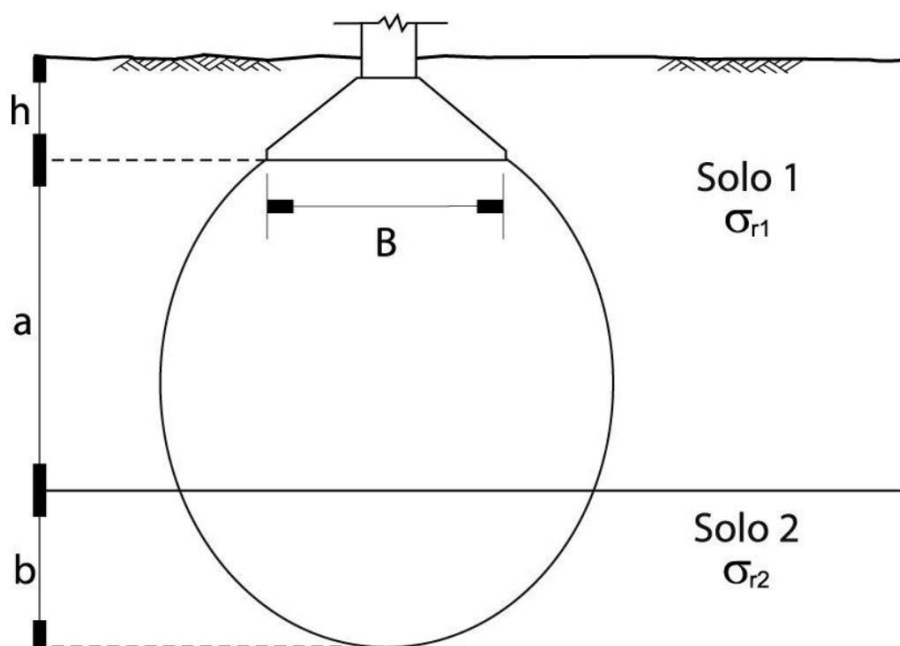
Considerando que o bulbo de tensões atinja outra camada além da que a sapata está embutida, e essa camada tenha características de resistência diferentes da primeira, o procedimento torna-se mais complexo.

O procedimento a ser seguido nesses casos é inicialmente calcular a capacidade de carga somente para o primeiro solo (σ_{r1}), e posteriormente para o solo da segunda camada (σ_{r2}). Se o valor encontrado para capacidade do segundo solo for maior que a do primeiro, indica que o solo abaixo é mais resistente. Então buscando sempre os valores a favor da segurança adota-se σ_{r1} como a resistência do sistema.

Caso o cálculo da segunda camada de solo resultar em um valor menor de tensão, indicando que o solo é menos resistente é necessário que se faça a média ponderada dos valores que estão dentro do bulbo de tensão.

$$\sigma_{r1,2} = \frac{a\sigma_{r1} + b\sigma_{r2}}{a + b}$$

Figura 13 - Segunda camada atingida pelo bulbo de tensões.



Fonte: (CINTRA, AOKI E ALBIERO 2011, p.53)

Após o cálculo da média ($\sigma_{r1,2}$) verificamos se a segunda camada de solo (mais fraco) suportará o valor obtido de ($\sigma_{r1,2}$), se a proposta for positiva então adotamos a média como valor de tensão do sistema. Caso contrário é necessário à redução do valor da capacidade média, para que ele não ultrapasse o valor da segunda camada.

3.5 PARÂMETROS DO SOLO

a) Coesão

Para os valores da coesão, quando não se tem o acesso a ensaios de laboratório, Teixeira e Godoy (1996) propõem a equação abaixo, que depende somente do N_{spt} .

$$c = 10N_{spt} \text{ (KPa)}$$

b) Ângulo de atrito

O ângulo de atrito é umas das peças fundamentais para o cálculo da capacidade de carga, os autores mencionados abaixo propuseram as equações que também só dependem do valor obtido no SPT para encontrar o ângulo de atrito.

Godoy (1983): $\varphi = 28^\circ + 0,4N_{spt}$

Teixeira (1996): $\varphi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ$

c) Peso específico

Para o peso específico Godoy (1972) propôs duas tabelas, ambas também em função do N_{spt} , uma para solos argilosos (consistência), e outra para solos arenoso (compacidade).

Tabela 04 – Peso específico de solos argilosos.

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

Fonte: (GODOY, 1972, apud CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011, p.63)

Tabela 05 – Peso específico de solos arenosos

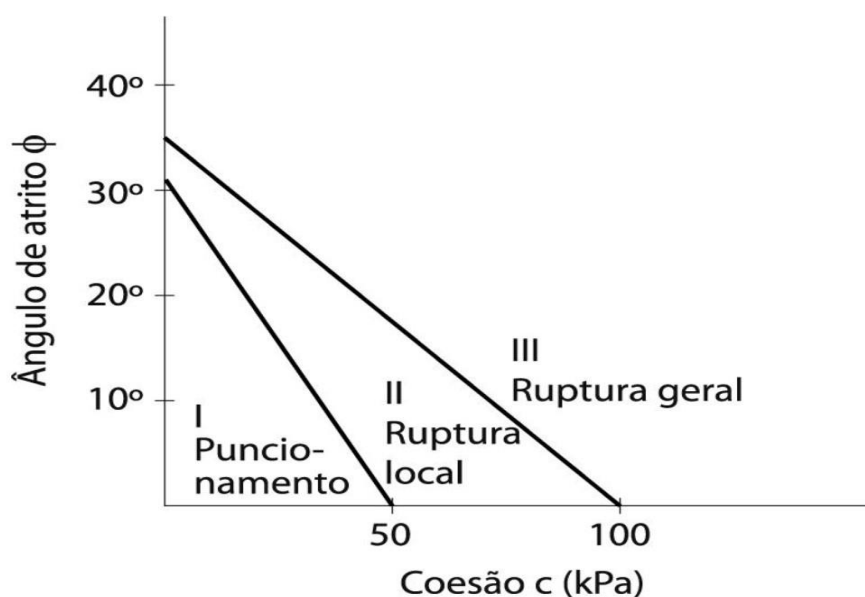
N_{spt}	Compacidade	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
> 5	Fofa			
		16	18	19
5 - 8	Pouca Compacta			
9 - 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito Compacta	18	20	21

Fonte: (GODOY, 1972, apud CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011, p.64)

d) Modo de ruptura em solo $c - \varphi$

Cintra, Aoki e Albiero (2011) propuseram um diagrama que correlaciona a compacidade das areias e consistência das argilas com o ângulo de atrito, tudo em função do N_{spt} . O lançamento desses dados no diagrama caracteriza três zonas, I zona de ruptura por puncionamento, II ruptura local e III ruptura geral.

Figura 14 - Modos de ruptura de solos c - ϕ



Fonte: (CINTRA, AOKI E ALBIERO. 2011, p.66)

3.6 TENSÃO ADMISSÍVEL

O cálculo de capacidade de carga é feito por cada elemento isolado (sapata), em um projeto de fundações existem vários elementos isolados, o que nos resulta em diferentes valores de capacidade de carga, como valor representativo da capacidade da fundação. Em geral podemos adotar a média de todos os valores encontrados (σ_{rmed}).

A tensão admissível é o valor adotado nos projetos, objetivando a segurança para que a tensão de ruptura não seja alcançável. Seu valor é encontrado através da tensão média dividida por um coeficiente de segurança.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{rmed}}{F_S}$$

Onde:

σ_a é a tensão admissível;

F_S é o fator de segurança.

A NBR 6122 (2010) conceitua tensão admissível:

Tensão adotada em projeto que, aplicada ao terreno pela fundação superficial ou pela base de tubulão, atende com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalque, vibrações etc.). (NBR 6122, 2010, p. 5)

Após determinar a força vertical que um pilar exerce sobre a sapata e a tensão admissível, é possível calcular a área da base dessa sapata, através da equação:

$$\sigma_a = \frac{P_i}{A_b}$$

Onde:

P_i é força vertical não majorada.

A_b é a área da base da sapata.

A NBR 6122 (2010) descreve três procedimentos para obtenção da tensão admissível: a prova de carga sobre placa, os métodos teóricos e os métodos semi-empíricos.

7.3.1 Prova de carga sobre placa

Ensaio realizado de acordo com a ABNT NBR 6489, cujos resultados devem ser interpretados de modo a considerar a relação modelo-protótipo (efeito de escala), bem como as camadas influenciadas de solo.

7.3.2 Métodos teóricos

Podem ser empregados métodos analíticos (teorias de capacidade de carga) nos domínios de validade de sua aplicação, que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado).

7.3.3 Métodos semi-empíricos

São métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT ect.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos. (p.20 e 21)

Como descrito no item 7.3.2 da NBR 6122, nos métodos teóricos são empregados teorias de capacidade de carga. Este trabalho utilizará a fórmula proposta por Terzaghi com os fatores propostos por Vesic já mencionados anteriormente, para o cálculo da capacidade de carga (σ_r), juntamente com o fator de segurança indicado pela norma. Sendo esse o método teórico.

Quadro 02 – Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão

Métodos para determinação da resistência última	Coefficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
semi-empíricos	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos	2,15	3,00
Semi-empíricos ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto	1,40	2,00

Fonte: Adaptado da NBR 6122 (2010).

$$\text{Logo: } \sigma_r = \frac{\sigma_r}{3}$$

3.7 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Essas correlações determinam o valor da tensão admissível diretamente através dos valores resultante do SPT e CPT (Cone Penetration Test), como descrito no item 7.3.3 da NBR 6122, esses valores já vem com os valores de segurança implícitos em suas formulas, então o $F_s=3$ não se faz necessário nesses métodos.

Recomenda-se adotar no projeto a média dos resultados dos vários métodos. A expressiva maioria dos profissionais utiliza um ou dois métodos + “bom senso”, para definir seus projetos. Esta metodologia não está errada, mas a adoção de uma média abrangendo sugestões de um maior número de autores renomados, além de aumentar a precisão dos resultados, oferecerá uma melhor sustentação jurídica nos casos de litígios judiciais. (Berberian, 2015, pg. 3.8)

São métodos semiempíricos:

a) SPT

- **Teixeira (1996):** propôs para solos argilosos com o valor do N_{spt} variando entre 5 e 20, a seguinte equação:

$$\sigma_a: \frac{N_{spt}}{50} + q \text{ (Mpa)}$$

Onde a sobrecarga “q” pode ou não ser considerada.

- **Teixeira (1996)**: propôs também uma fórmula específica para sapatas quadradas de lado B, em solos arenosos com peso específico de 18 KN/m³, cota de assentamento igual a 1,5 metros e ângulo de atrito $\varphi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ$:

$$\sigma_a = 0,05 + (1 + 0,4B) \frac{N_{spt}}{100} \text{ (Mpa)}$$

- **Mello (1975)**: propôs para todos os tipos de solos a seguinte equação:

$$\sigma_a = 0,1(\sqrt{N_{spt}} - 1) \text{ (Mpa)}, \text{ para } 4 \leq N_{spt} \leq 16$$

- **Albiero e Cintra (1996)**: para todos os tipos de solos:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{5} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \text{ ou } \sigma_a = \frac{N_{spt}}{0,05} \text{ (KPa)}$$

- **Parry (1977)**: para solos arenosos e $Z_f \leq B$

$$\sigma_a = 0,12 N_{spt} \text{ em Km/cm}^2$$

- **Milton Vargas (1960)**: para todos os tipos de solos:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{K_{MV}} \text{ em Kg/cm}^2$$

Sendo o valor do fator (K_{MV}) tabelado:

Tabela 06 - Fatores empíricos de Vargas

K_{MV} = 5	para areias (S)	K_{MV} = 5,5	areias siltosas
K_{MV} = 6	para siltes (M)	K_{MV} = 6,5	siltes argilosos
K_{MV} = 7	para argilas (C)	K_{MV} = 6,0	areias argilosas

Fonte: (BERBERIAN, 2015, p.3.17)

b) CPT

- **Teixeira e Godoy (1996)**: para solos arenosos e argilosos:

$$\sigma_a = \frac{q_c}{10} \leq 4,0 \text{ MPa} \text{ (para argila)}$$

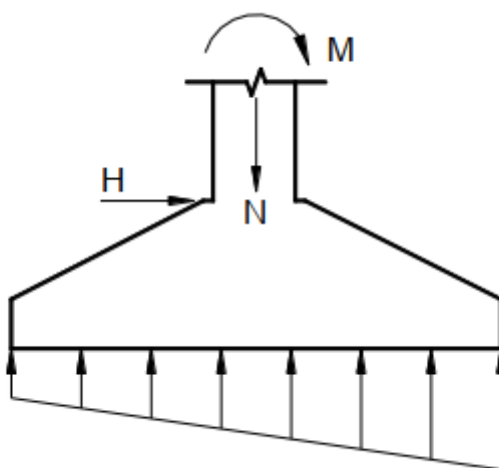
$$\sigma_a = \frac{q_c}{15} \leq 4,0 \text{ MPa} \text{ (para areia)}$$

Sendo q_c o valor médio do bolbo de tensões com valores iguais ou acima de 1,5MPa.

3.8 SAPATAS SOB AÇÕES EXCÊNTRICAS

Com o conhecimento da carga e tensão, podemos encontrar a área da base da sapata (S), no entanto é necessário a verificação da sapata por ações excêntricas, e se necessário aumentar as dimensões predefinidas das sapatas até que atendam esses esforços. As excentricidades nas sapatas podem ser geradas por força horizontal no pilar, momento fletor ou até mesmo por cargas verticais aplicadas fora do centro de gravidade da sapata.

Figura 15 - Ações excêntricas.

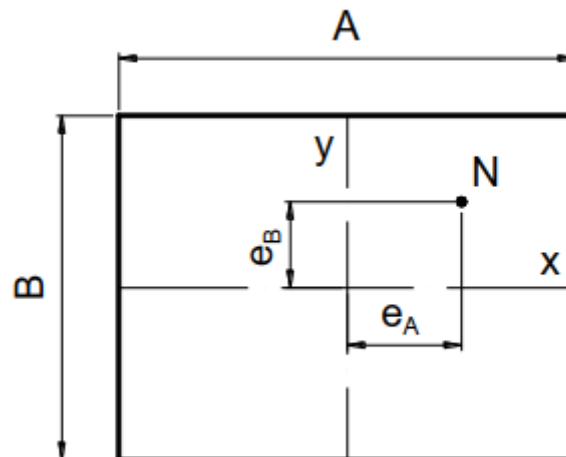


Fonte: Apostila Estruturas de Concreto III (BASTOS. 2019, p.41).

a) Excentricidade nas duas direções

A figura 16 demonstra como ocorre a excentricidade nas duas direções:

Figura 16 - Sapata com excentricidade nas duas direções.



Fonte: Apostila Estruturas de Concreto III (BASTOS. 2019, p.43).

Onde as excentricidades são calculadas através das equações:

$$e_A = \frac{M_A}{N} \quad e_B = \frac{M_B}{N}$$

Em alguns casos a excentricidade causa esforços de tração em partes da sapata. Para que não aja esforço de tração e toda a seção esteja comprimida é necessário que seja satisfeita a seguinte equação:

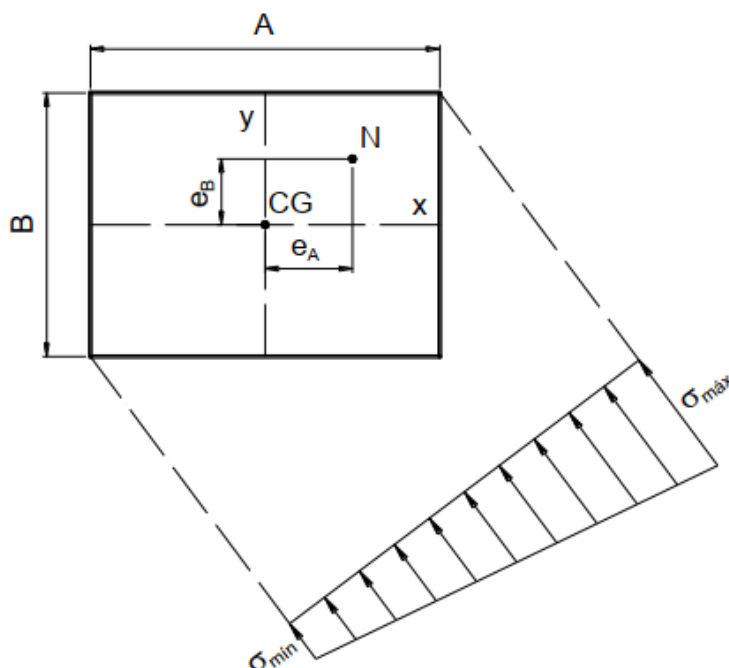
$$\frac{e_A}{A} + \frac{e_B}{B} \leq \frac{1}{6}$$

As equações para determinação da tensão máxima e mínima atuante na base da sapata são:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A \cdot B} \left[1 + \frac{6e_A}{A} + \frac{6e_B}{B} \right] ; \quad \sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{A \cdot B} \left[1 - \frac{6e_A}{A} - \frac{6e_B}{B} \right]$$

A figura abaixo mostra o comportamento da sapata com excentricidade, quando toda a seção está comprimida:

Figura 17 - Tensões em sapata comprimida.



Fonte: Apostila Estruturas de Concreto III (BASTOS, 2019, p.44).

Após o cálculo da tensão máxima através da excentricidade, momentos fletores e esforços horizontais, verifica-se se a tensão admissível suporta essas solicitações, se a $\sigma_{\max} > \sigma_{adm}$ é necessário que se alterem as dimensões da sapata, para que atenda a esses esforços.

3.9 ORÇAMENTOS DE OBRAS

O orçamento é a previsão do custo final de uma obra. Nele está contido todos os serviços a serem realizados na fase de execução. Com o orçamento além do custo detalhado, temos acesso a quantidade de material necessário, a mão de obra que será utilizada em cada etapa, assim como os índices que indicam o tempo e quantidade de material gasto por cada serviço.

Orçamento é a identificação, descrição, quantificação, análise e valoração de mão de obra, equipamentos, materiais, custos financeiros, custos administrativos, impostos, riscos e margem de lucro desejada para adequada previsão do preço final de um empreendimento. (Caixa Econômica Federal, 2018, p.04)

Esse detalhamento através da identificação, descrição, quantificação e análise citado anteriormente, fazem com que o orçamento não seja apenas um instrumento de previsão de custo, mas sim uma fundamental ferramenta para

controle e gestão de obras e serviços. Por sua importância o orçamento requer cuidado, erros em sua elaboração podem gerar grandes problemas.

Um dos fatores primordiais para um resultado lucrativo e o sucesso do construtor é uma orçamentação eficiente. Quando o orçamento é malfeito, fatalmente ocorrem imperfeições e possíveis frustrações de custo e prazo. Aliás, geralmente erra-se para menos, mas errar para mais tampouco é bom. (Mattos, 2006, p.22)

Para que o orçamento seja elaborado da melhor forma, é necessário que seja disponibilizado ao orçamentista as informações e condições para que isso aconteça. Mattos discorre sobre essa importância, e cita como o quesito solo pode influenciar na qualidade do orçamento, reforçando a necessidade de um estudo geotécnico.

Por ser a base da fixação do preço do projeto, a orçamentação torna-se uma das principais áreas no negócio da construção. Um dos requisitos básicos para um bom orçamentista é o conhecimento detalhado do serviço. A interpretação aprofundada dos desenhos, planos e especificações da obra lhe permite estabelecer a melhor maneira de atacar a obra e realizar cada tarefa, assim como identificar a dificuldade de cada serviço e conseqüentemente seus custos de execução. Ainda assim, alguns parâmetros não podem ser determinados com exatidão, como é o caso de chuvas, **condições do solo**, disponibilidade de materiais, flutuações na produtividade dos operários e paralisações. (MATTOS, 2006, p.22)

Assim como para o desenvolvimento de fundações, a elaboração de orçamento requer experiência, e muitos cuidados, segundo Mattos (2006) o que se nota claramente é que, quanto maior o conhecimento prático do orçamentista, maior a probabilidade de o orçamento estar bem executado e menor a chance de que frustrações futuras ocorram na obra.

O livro TCPO (Tabela de Composições e Preços para Orçamentos) classifica o orçamento em dois tipos:

- **Orçamento estimativo** – quando é calculado com base no projeto básico sem se ater a detalhes da construção e sujeito a alterações posteriores.
- **Orçamento definitivo** – quando calculado com base em projeto executivo completo com todos os projetos complementares definitivos. (TCPO, 2010,p.10)

Ainda subdivide o orçamento em duas partes:

- **Custo direto** – é representado por todos os valores constantes da planilha de custos;
- **BDI** – é uma margem que se adiciona ao Custo Direto para determinar o valor do orçamento. (TCPO, 2010,P.10)

Falando sobre custos, para composição de custos Mattos cita alguns condicionantes, dentre eles vamos apresentar dois de grande importância:

COMPOSIÇÃO DE CUSTO

4. identificação dos serviços

O custo total de uma obra é fruto do custo orçado para cada um dos serviços integrantes da obra. Portanto, a origem da quantificação está na identificação dos serviços. Um orçamento, por mais cuidadoso que seja feito, estará longe de ser completo se excluir algum serviço requerido pela obra.

5. Levantamento de quantitativos

Cada serviço identificado precisa ser quantificado. O levantamento de quantitativos é uma das principais tarefas do orçamentista, isso no caso de o projetista não os fornecer detalhadamente. (MATTOS. 2006, p.28).

Com todas essas informações apresentadas, observamos que o orçamento é uma ferramenta complexa e que necessita de muitos dados e informações para ser corretamente elaborado.

Neste trabalho faremos somente uma estimativa de custos entre projetos, através da identificação de serviços e levantamento de quantitativo. O objetivo não é a elaboração final de um orçamento completo, e sim gerar uma base para comparação de resultados.

Para que seja possível a comparação através de uma estimativa de custo, será utilizada a tabela SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custo e Índices da Construção Civil), que é um mecanismo que indica os valores de serviços de engenharia, índices e valores de insumos.

4 COMPARATIVO DOS MÉTODOS E VERIFICAÇÃO DO SUPERDIMENSIONAMENTO DOS PROJETOS DE FUNDAÇÕES RASAS DO TIPO SAPATA EXECUTADOS NA CIDADE DE MACAPÁ/AP

4.1 METODOLOGIA DE PESQUISA

Para realização deste trabalho, foram recolhidas informações sobre três projetos de fundações rasas do tipo sapata executados na cidade de Macapá/Ap. O objetivo é demonstrar a diferença no resultado final do dimensionamento de uma sapata pela capacidade de carga, além de fazer uma estimativa do custo e com isso gerar gráficos comparando os resultados obtidos.

Para realização do comparativo foram escolhidas as sapatas de maior carregamento de cada projeto, e através dos cálculos descritos na revisão bibliográfica deste trabalho realizar o dimensionamento dessa sapata. A comparação foi feita entre os métodos de cálculos semiempíricos e teóricos e as dimensões estabelecidas no projeto original.

A escolha de vários projetos tem por objetivo dar uma visão geral sobre como estão sendo realizados os projetos na cidade de Macapá/Ap. Quanto maior a amostragem mais precisa será a informação geral da qualidade dos projetos da cidade.

Os três projetos escolhidos foram executados por diferentes empresas, que solicitaram sigilo quanto a suas identificações, desta forma não será citado nome dessas empresas ou de qualquer funcionário que executou alguma etapa de projeto, também será ocultada qualquer informação que especifique nome da obra ou local de execução. Os laudos de sondagens serão apresentados com os nomes das empresas e de funcionários apagados. Serão apresentados somente as informações necessárias para execução dos cálculos.

4.2 ANÁLISE DE DADOS: CASO 01

a) Informações de sondagens

A área de projeção em planta da edificação é de 205,8m², o número de furos de sondagens realizados pela empresa foram dois, o que não está de acordo com a NBR 8036, que diz que o mínimo de furos para área de projeção em planta de até 200m² são dois furos. E mínimo três furos para áreas entre

200m² e 400m². Porém a área ultrapassa somente 5,8m² da área para a quantidade mínima de dois furos, o que não configura um erro tão grave.

A distância entre os furos de sondagem foi de 15 metros e os resultados obtidos foram bem parecidos. O que indica que o solo tem um comportamento semelhante, sem apresentar nenhuma complicação ou indicativo de alerta. Segue abaixo o laudo de um dos furos de sondagem:

Figura 18 - Furo de Sondagem: caso 01

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAÇÃO DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)									
NBR - 06484/2001									
INTERESSADO (A):					Início da Sondagem: 1-abr-19		Término da Sondagem: 1-abr-19		
LOCAL DA SONDAÇÃO:					Sondagem Número: Laudo de Sondagem n.º SP-01		Revestimento: 200 cm		
COTA EM RELAÇÃO AO RN	AVANÇO	Índices de penetração	N _{spt}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	AMOSTRA	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO - S.P.T.	
								CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
0	TC		1.ª + 2.ª 2.ª + 3.ª					0	Silte arenoso com pedregulho (solo natural) de cor variegado compacto.
1	P	20 /15						1	Idem
	TC	21 /15	Inicial 41 Final 41					2	idem.
2	P	14 /15						3	Silte areno argiloso com pedregulho de cor variegado duro.
	TC	15 /15	Inicial 29 Final 30					4	Idem.
3	P	12 /15						5	Argila arenosa de cor variegada dura.
	TC	15 /15	Inicial 27 Final 30					6	Idem.
4	CA							7	Idem.
5	P	12 /15						8	Idem.
	CA	14 /15	Inicial 26 Final 28					9	Idem.
6	CA							10	Idem.
	CA							11	Idem.
7	P	10 /14						12	Idem.
	CA	16 /15	Inicial 26 Final 36					13	Idem.
8	P	12 /15						14	Idem.
	CA	18 /15	Inicial 30 Final 38					15	Idem.
9	P	15 /15							
	CA	19 /15	Inicial 34 Final 40						
10	P	15 /15							
	CA	21 /15	Inicial 36 Final 43						
11									
12									
13									
14									
15									

GRAFICO

NSPT

Profundidade (m)

Limite da Sondagem S.P.T

Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 10,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2001. 2) Não foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, conforme informações contidas no boletim de campo. 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Avanço: _____

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico: _____

Operador de Sonda: _____

Folha: 07

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:	DATA:
INICIAL: Não Encontrado	01/04/2019
FINAL: Não Encontrado	01/04/2019

Fonte: Laudo da empresa (confidencial), referente ao caso 01. (2018)

b) Informações da estrutura

A edificação apresenta apenas um pavimento, o projeto de fundações contém 25 sapatas. Sendo elas de quatro dimensões: seis sapatas de 60x70, sete sapatas de 80x90cm, 11 sapatas de 70x80cm e uma sapata de 85x95. As alturas são iguais para todas as sapatas, com valor de 25 cm. Assim a sapata é da forma retangular como um bloco.

c) Dimensionamento

Será realizado o dimensionamento da sapata mais carregada do projeto apresentado, com base no laudo de sondagem do local apresentado no item “a”).

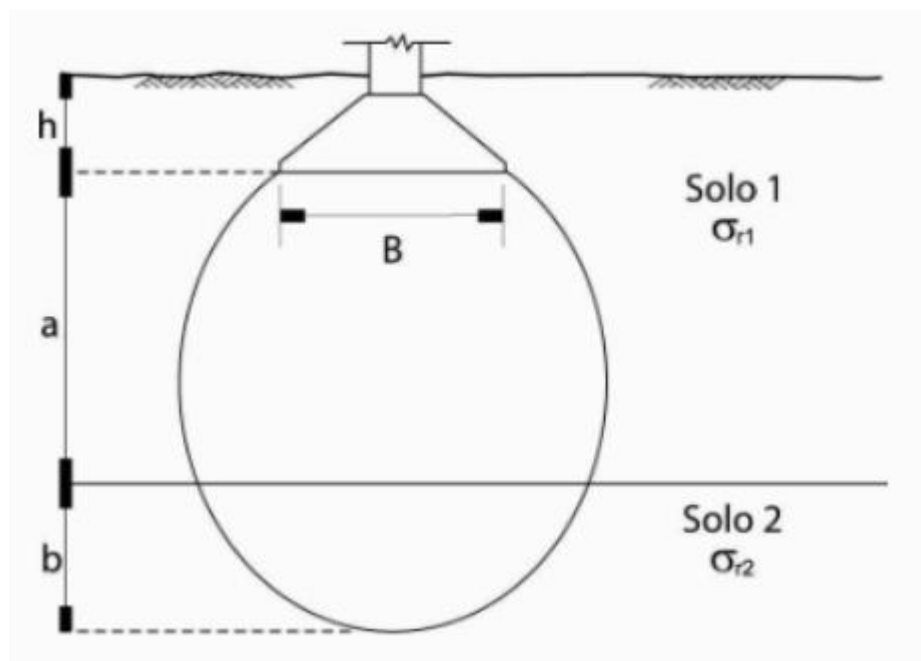
O cálculo das dimensões da sapata será feito a partir do pré-dimensionamento utilizando os métodos semi-empíricos para capacidade de carga do solo e, posteriormente, calculado a capacidade de carga a partir do método teórico de terzaghi aplicando coeficiente de segurança igual a 3. Obtendo a área de sapata necessária, será adotado sapata quadrada e a obtenção da sua altura será para sapata rígida conforme o item 26.6.1 da NBR 6118:2014, esse valor da altura será comparado com o da ancoragem necessária para a armadura do pilar e adotado o maior valor entre os dois.

O laudo de sondagem mostra a diminuição do N_{spt} do primeiro metro para o segundo, com valores de 41 para 30, calculando com os dois valores o resultado ficará abaixo do mínimo normatizado (sapata de base 60cmx60cm), então o cálculo será demonstrado com o valor de 41. Em casos que a diferença for influenciar nas dimensões e a segunda camada for menos resistente, é adotado uma solução aproximada, obtendo uma média ponderada dos dois valores que estão dentro do bulbo de tensões:

$$\sigma_r = \frac{a\sigma_{r1} + b\sigma_{r2}}{a + b}$$

Onde a e b são definidos na figura abaixo:

Figura 19 - Cotas das camadas atingidas pelo bulbo de tensões



Fonte: (CINTRA, AOKI E ALBIERO. 2011, p.53)

d) Dados da sapata

A sapata mais carregada é a localizada no pilar P24 a qual está assentada na cota de -1,20m e submetida aos seguintes carregamentos:

- Força normal característica (N_k) = 12,7Tf ou 12700 Kgf
- Força horizontal no sentido do eixo X (F_x) = -0,5Tf ou 500Kgf
- Força horizontal no sentido do eixo Y (F_y) = -0,3 Tf ou 300Kgf

A sapata calculada será assentada na mesma cota adotada no projeto original – cota de -1,2m – e o solo presente nessa profundidade é um silte arenoso com pedregulhos (solo natural) de cor variegado compactado com N_{spt} de 41.

e) Capacidade de carga do solo por métodos semiempíricos

Para o cálculo da capacidade de carga através dos métodos semiempíricos serão utilizadas as equações já apresentadas de Teixeira, Mello, Albiero e Cintra, Parry e Milton Vargas, por fim, feito a média dos valores obtidos.

Os métodos descritos por Teixeira (1996) tanto para solos argilosos quanto para solos arenosos possuem limitação quanto ao N_{spt} . Como o N_{spt} do

solo do projeto está fora da abrangência dos métodos, ele não poderá ser utilizado.

O método de Mello (1975) abrange todos os tipos de solo mas também possui limitação quanto ao N_{spt} . Como o N_{spt} do solo do projeto está fora da abrangência do método, ele não poderá ser utilizado.

O método descrito por Albiero e Cintra (1996) abrange todos os tipos de solo e utiliza-se a seguinte expressão:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{5} = \frac{41}{5} = 8,2kgf/cm^2$$

O método retratado por Parry(1977) é direcionado aos solos arenoso e obedece a condição de $Z_f \leq B$. Será considerado que a sapata atenderá essa condição, dessa forma, a capacidade de carga do solo é obtida a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_a = 0,12 N_{spt} = 0,12 \times 41 = 4,92Kgf/cm^2$$

O método descrito por Milton Vargas (1960) abrange todos os solos e todos os N_{spt} , nele há um fator para cada tipo de solo conforme demonstrado na Tabela 6 – “Fatores Empíricos de Vargas”. Para o solo em questão – silte arenoso – o coeficiente KMV equivale a 6, portanto, a capacidade de carga do solo será:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{KMV} = \frac{41}{6} = \frac{6,83kgf}{cm}$$

f) Média das capacidade de carga

Após realizar os cálculos baseados nos métodos semiempíricos é feita a média aritmética dos valores. Em seguida é realizado seu pré-dimensionamento através da equação da tensão, majorando a carga em 10% o que já inclui o peso próprio da sapata:

$$\sigma_{améd} = \frac{8,2 + 4,92 + 6,83}{3} = 6,65kgf/cm^2$$

$$S_{sapata} = \frac{12700 \times 1,1}{6.65} = 2100,76cm^2$$

Para sapata quadrada tem-se as seguintes dimensões:

$$S_{sapata} = A^2 = 2100,76$$

$$A = \sqrt{2100,76} = 45,83\text{cm};$$

A NBR 6122 em seu item 7.7.1 recomenda que a dimensão mínima da sapata seja 60cm e como a dimensão calculada deu abaixo desse valor, será considerado a sapata com dimensões 60cmx60cm para obedecer a norma.

g) Capacidade de carga do solo pelo método teórico

No cálculo da capacidade de carga pelo método teórico será utilizado a equação da Teoria de Terzaghi, sendo esta:

$$\sigma_r = cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Conforme apresentado anteriormente o solo adotado para o assentamento da sapata é um silte arenoso com N_{spt} igual a 41 e está na cota de -1,2m. A primeira verificação é a forma de ruptura da sapata. Como se trata de um silte arenoso, não há presença de argila, logo, não há coesão, apenas atrito. O ângulo de atrito pode ser calculado pela equação empírica proposta por Teixeira:

$$\varphi = \sqrt{20N_{spt} + 15^\circ} = \sqrt{20 \cdot 41} + 15^\circ = 43,6^\circ$$

Obtido o ângulo de atrito, de acordo com as figuras 11 e 14 e quadro 1, podemos identificar o modo de ruptura. Observa-se que o modo de ruptura será geral.

Prosseguindo o cálculo com a equação:

$$\sigma_r = qN_qS_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Buscam-se os valores das variáveis N_q , N_γ , S_q , S_γ , γ e q nas respectivas tabelas: tabela 2 - "Fatores de capacidade de carga", tabela 3 - "Fatores de forma" e tabela 5 - "Peso específico de solos arenosos". A sobrecarga "q" devido ao peso específico e cota de assentamento é obtida a partir da relação:

$$q = z f \cdot \gamma \text{ em KN/m}^2$$

A partir das tabelas mencionadas obtém-se os seguintes valores:

- $N_q = 115,31$
- $N_\gamma = 224,64$
- $S_q = 1 + \text{Tg}(\varphi) = 1 + 0,97 = 1,97$
- $S_\gamma = 0,6$
- $\gamma = 18 \text{KN/m}^2$
- $q = 18 \times 1,2 = 21,6 \text{KN/m}^2$

Substituindo os resultados na equação, tem-se:

$$\sigma_r = 21,6 \times 115,31 \times 1,97 + \frac{1}{2} 18 \times 0,6 \times 224,64 \times 0,6$$

$$\sigma_r = 4.906,67 + 727,83 = 5.634,5 \text{ Kpa ou } 56,345 \text{ kgf/cm}^2$$

Aplicando o coeficiente de segurança igual a 3, obtem-se a tensão admissível do solo:

$$\sigma_{adm} = \frac{56,345}{3} = 18,78 \text{ kgf/cm}^2$$

Como o resultado da capacidade de carga pelo método teórico foi superior a média dos métodos semi-empíricos o que resultaria em menores dimensões da sapata em planta, será permanecido as dimensões de 60x60cm até que as excentricidades sejam verificadas.

1) Altura da sapata

Para a sapata ser rígidas a sua altura deve satisfazer a seguinte expressão:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3}$$

$$h \geq \frac{(60 - 15)}{3} = 15 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{(60 - 25)}{3} = 11,67 \text{ cm}$$

Logo, a altura adotada terá que ser superior a 15cm.

2) Ancoragem da armadura do pilar

A altura deve ser suficiente para receber a armadura do pilar, então a verificação é realizada conforme a tabela do Anexo A – “Tabela de transpasse de armadura deste trabalho”. Para a armadura longitudinal do pilar de Ø10mm o comprimento básico de ancoragem para concreto $f_{ck} = 25\text{Mpa}$, aço CA-50 superfície nervurada e situação de boa aderência o gancho é de 26,6cm. Logo, a altura adotada será de 30cm visando uma melhor facilidade na execução do projeto. Vale ressaltar que a altura do projeto original é 25cm não obedecendo o transpasse da armadura.

3) Verificação da tensão do solo obtida por meio de métodos semiempíricos, em relação a excentricidades.

Para verificar a tensão no solo para excentricidade nos dois eixos, é necessário aferir a distribuição de tensões na base da sapata para verificar se existe ou não tração na base:

$$\frac{e_a}{A} + \frac{e_b}{B} = \frac{1,18}{60} + \frac{0,71}{60} = 0,0315$$

$$0,0315 < \frac{1}{6}$$

Sendo os dados utilizados no cálculo:

- $N_k = 12700 \text{ kgf}$
- $A = 60\text{cm}$
- $Mx_{base} = M + Fx \cdot h = 0 + 500 \times 30 = 15.000\text{Kgf.cm}$
- $My_{base} = M + Fx \cdot h = 0 + 300 \times 0,3 = 9000\text{Kgf.cm}$
- $e_a = \frac{Mx_{base}}{N_k} = \frac{15000}{12700} = 1,18\text{cm}$
- $e_b = \frac{My_{base}}{N_k} = \frac{9000}{12700} = 0,71\text{cm}$

Logo, toda a seção estará comprimida, pois $0,0315 < \frac{1}{6}$. Então a tensão máxima e mínima no solo são dadas pela equação:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_k}{A \cdot A} \times \left(1 \pm \frac{6e_a}{A} \pm \frac{6e_b}{A}\right)$$

Portanto, a tensão máxima no solo será de:

$$\begin{aligned}\sigma_{solo} &= \frac{12700 \times 1,1}{60 \cdot 60} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,18}{60} + \frac{6 \times 0,71}{60}\right) = 3,88 \times (1 + 0,118 + 0,071) \\ &= 3,88 \times 1,189 = 4,61 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

Portanto $\sigma_{solo} < \sigma_{adm} = 6,65 \text{ kgf/cm}^2$, a tensão admissível é maior do que a tensão calculada para as excentricidades, então as dimensões 60cmx60cm serão mantidas.

4) Verificação da tensão do solo obtida por meio do método teórico, em relação às excentricidades.

Com a sapata calculada por método teórico, também resultou nas dimensões mínimas normatizadas, o cálculo e valores se repetem:

$$\begin{aligned}\frac{e_a}{A} + \frac{e_b}{B} &= \frac{1,18}{60} + \frac{0,71}{60} = 0,0315 \\ 0,0315 &< \frac{1}{6}\end{aligned}$$

Sendo os dados utilizados no cálculo:

- $N_k = 12700 \text{ kgf}$
- $A = 60 \text{ cm}$
- $Mx_{base} = M + Fx \cdot h = 0 + 500 \times 30 = 15.000 \text{ Kgf.cm}$
- $My_{base} = M + Fy \cdot h = 0 + 300 \times 0,3 = 9000 \text{ Kgf.cm}$
- $e_a = \frac{Mx_{base}}{N_k} = \frac{15000}{12700} = 1,18 \text{ cm}$
- $e_b = \frac{My_{base}}{N_k} = \frac{9000}{12700} = 0,71 \text{ cm}$

Logo, toda a seção estará comprimida. A tensão máxima no solo é dada pela equação:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_k}{A \cdot A} \times \left(1 \pm \frac{6e_a}{A} \pm \frac{6e_b}{A}\right)$$

Portanto, a tensão máxima no solo será de:

$$\begin{aligned}\sigma_{solo} &= \frac{12700 \times 1,1}{60 \cdot 60} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,18}{60} + \frac{6 \times 0,71}{60}\right) = 3,88 \times (1 + 0,118 + 0,071) \\ &= 3,88 \times 1,189 = 4,61 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

Portanto $\sigma_{solo} < \sigma_{adm} = 18,78 \text{kgf/cm}^2$ como já verificado pelo primeiro método, a tensão admissível é maior que a tensão calculada para as excentricidades, então as dimensões serão mantidas.

5) Cálculo do volume de concreto das sapatas

- Sapata do projeto

$$V_c = \text{Comprimento} \times \text{Largura} \times \text{altura} = 0,95 \times 0,85 \times 0,25 = 0,202 \text{m}^3$$

- Sapata calculada pelos métodos semiempíricos

$$V_c = \text{Comprimento} \times \text{Largura} \times \text{altura} = 0,6 \times 0,6 \times 0,3 = 0,108 \text{m}^3$$

- Sapata calculada pelo método teórico

$$V_c = \text{Comprimento} \times \text{Largura} \times \text{altura} = 0,6 \times 0,6 \times 0,3 = 0,108 \text{m}^3$$

Os dados foram organizados em uma tabela, para uma melhor visualização e comparação das dimensões obtidas por cada método de cálculo e projeto:

Tabela 07 - Dimensões obtidas através dos cálculos e projeto (caso 1)

CASO 1			
	Dim. Em Planta (cm)	Altura (cm)	Volume (m ³)
projeto	95x85	25	0,202
semiempíricos	60x60	30	0,108
Teóricos	60x60	30	0,108

Fonte: Elaborado pelo autor/ 2019.

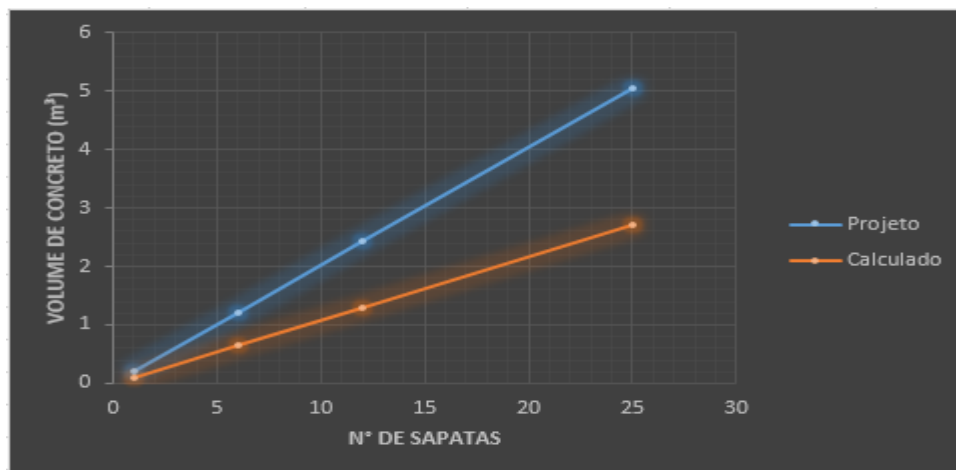
e) Comparativo de resultado

Neste primeiro caso foi observado além de alguns erros na sondagem e no dimensionamento da altura da sapata, que as dimensões do projeto original estão acima das dimensões calculadas neste trabalho, o que ocasionou uma discrepância muito grande quanto ao volume de concreto, a sapata está com dimensões muito acima das necessárias para o carregamento que está atuando sobre a mesma.

O uso de concreto por sapata no projeto original (0,202m³) é quase o dobro do calculado (0,108), o que indica um superdimensionamento da estrutura. Esse valor dependendo do número de sapatas pode gerar um custo adicional desnecessário de grande relevância.

Para melhor compreensão, foi formulado um gráfico para mostrar a variação de volume de concreto de acordo com o número de sapatas, pressupondo que todas fossem de mesmas dimensões, e utilizando a quantidade de sapatas executadas no projeto do caso apresentado.

Gráfico 01 – Comparativo de concreto: caso 01



Fonte: Elaborado pelo autor/ 2019.

Observando o gráfico notou-se que em um projeto de 25 sapatas de mesmas dimensões. Utilizando o dimensionamento do projeto original o consumo de concreto seria de 5,05 m³. Já, utilizando as dimensões da sapata calculada com os métodos semiempíricos e teóricos o consumo total das 25 sapatas seriam de 2,7 m³, uma diferença de 2,35 m³ de concreto.

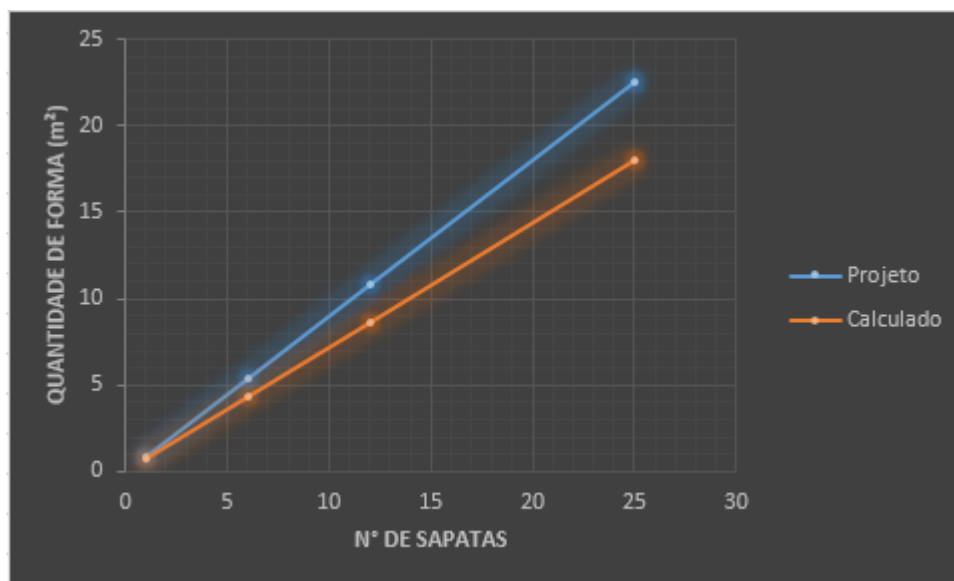
Levando em consideração a tabela mais atual do SINAPI (setembro 2019), o serviço “concretagem de sapatas, FCK 30 MPA, com uso de bomba, lançamento, adensamento e acabamento” tem valor desonerado de 363,17 reais. Então a diferença de 2,35m³ entre os dimensionamentos gerou um custo adicional de 853,44 reais.

Quando analisamos os valores obtidos na execução de formas para concretagem das sapatas, os resultados são:

$$\text{Projeto: } (0,95 \cdot 0,25) \cdot 2 + (0,85 \cdot 0,25) \cdot 2 = 0,9 \text{ m}^2$$

$$\text{Calculado: } (0,6 \cdot 0,3) \cdot 4 = 0,72 \text{ m}^2$$

Isso resulta em uma diferença de 0,18 m² por sapata, considerando o número de 25 sapatas a diferença final seria de 4,5m², como demonstrado no gráfico a seguir:

Gráfico 02 – Comparativo de fôrma: caso 01

Fonte: Elaborado pelo autor/ 2019.

Considerando o serviço: fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para sapata, em madeira serrada, E=25 mm, 1 utilização, com o valor desonerado de 174,18 reais, presente na tabela SINAPI (setembro de 2019), essa diferença de 4,5m² geraria um custo adicional de 783,81 reais no projeto final.

Somando a diferença orçamentária de fôrma e concreto, temos um acréscimo final de 853,44 + 783,81 = 1.637,25 reais. Sem analisar serviço de escavação, concreto magro e reaterro.

4.3 ANÁLISE DE DADOS: CASO 02

a) Informações de sondagens

A área de projeção em planta da edificação é de 550,55m². O número de furos de sondagens realizados pela empresa foram três, o que está de acordo com a NBR 8036. No que diz que as sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área.

A distância entre os furos de sondagem foi de aproximadamente 8 metros e os resultados obtidos nos furos de sondagens foram parecidos, o que indica que o solo tem um comportamento semelhante, sem apresentar nenhuma

complicação ou indicativo de alerta. Segue abaixo o laudo de um dos furos de sondagem:

Figura 20 - Furo de Sondagem: caso 02.

ANEXO: 12.3 - PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDADEM DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)											
NBR - 06484/2001											
INTERESSADO (A):					Início da Sondagem: 24-out-18		Término da Sondagem: 24-out-18				
LOCAL DA SONDADEM: C					Sondagem Número: SP-01		Revestimento: 200 cm				
Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A. (nível d'água)	Números de Golpes:		PERFIL GEOLOGICO E ALTERAÇÃO DE CAMADAS	Amostragem (m)	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO UTILIZADO NA EXECUÇÃO		
					1. ^a + 2. ^a	2. ^a + 3. ^a			- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm	- AMOSTRADOR Ø EXT. =
G R A F I C O											
NSPT											
CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL											
0	TC								0	Silte arenoso com pedregulho de cor variegado medianamente compacto.	
1	P	9 /15							1	Idem	
	TC	7 /15	Inicial 16								
		7 /15	Final 14								
2	P	6 /15							2	Idem	
	TC	8 /15	Inicial 14								
		10 /15	Final 18								
3	P	7 /15							3	Idem compacto.	
	TC	10 /15	Inicial 17								
		12 /15	Final 22								
4	P	10 /15							4	Idem	
	TC	13 /15	Inicial 23								
		15 /15	Final 28								
5	P	14 /15							4.72	Argila silto arenosa com pedregulho de cor variegada dura.	
	TC	17 /15	Inicial 31								
		23 /15	Final 40								
6	P	16 /15							6	Idem	
	TC	21 /15	Inicial 37								
		26 /15	Final 47								
7	P	19 /15							7	Idem	
	TC	24 /15	Inicial 43								
		28 /15	Final 52								
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											

Observação: 1) O total perfurado até o limite desta sondagem é de 7,45m atendendo os critérios de paralização contidas na NBR - 06484/2001; 2) Não foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, conforme descrição no boletim de campo.

Folha: 01/01
Sondador: _____
Operador: # _____

Avanço:
TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsavel Técnico: _____

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:	DATA:
INICIAL: Não Encontrado	24/10/2018
FINAL: Não Encontrado	24/10/2018

Fonte: Laudo da empresa (confidencial), referente ao caso 02 (2018).

b) Informações da estrutura

Trata-se de uma edificação térrea, com laje de cobertura. No projeto foram locadas 63 sapatas de diferentes tamanhos. As alturas são iguais para todas as sapatas, com o valor de 35 cm.

c) Dimensionamento

Será realizado o dimensionamento da sapata mais carregada do projeto apresentado, com base no laudo de sondagem da área, citado anteriormente.

O cálculo das dimensões da sapata será feito a partir do pré-dimensionamento utilizando os métodos semiempíricos para capacidade de carga do solo e, posteriormente, calculado a capacidade de carga a partir do Método Teórico de Terzaghi aplicando coeficiente de segurança igual a 3. Obtendo a área necessária de sapata, será adotado sapata quadrada e a obtenção da sua altura será para sapata rígida, esse valor da altura será comparado com o da ancoragem necessária para a armadura do pilar.

1) Dados da Sapata

A sapata mais carregada é a localizada no pilar P51 a qual está assentada na cota de -1,0m e submetida aos seguintes carregamentos:

- Força normal característica (N_k) = 27,8Tf ou 27800 Kgf
- Força horizontal no sentido do eixo X (F_x) = 0,5Tf ou 500Kgf
- Força horizontal no sentido do eixo Y (F_y) = 0,9 Tf ou 900Kgf
- Momento fletor no sentido do eixo X (M_x) = 0,4Tf ou 400Kgf.m
- Momento fletor no sentido do eixo Y (M_y) = 0,33 Tf ou 330Kgf.m

A sapata será assentada na mesma cota da adotada em projeto - cota de 1,0m – e o solo presente nessa profundidade é um silte arenoso com pedregulhos (solo natural) de cor variegado medianamente compactado com N_{spt} de 14.

2) Capacidade de carga do solo por métodos semiempíricos

Para o cálculo da capacidade de carga através dos métodos semiempíricos serão utilizados os métodos já apresentados – Teixeira, Mello, Albiero e Cintra, Parry e Milton Vargas – e, por fim, feito a média dos valores obtidos

O método descrito por Teixeira (1996) em relação – solo arenoso – possui limitação aos parâmetros desse caso, então ele não será utilizado.

O método descrito por Albiero e Cintra (1996) abrange todos os tipos de solo e utiliza-se a seguinte expressão:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{5} = \frac{14}{5} = 2,8kgf/cm^2$$

O método retratado por Parry (1977) é direcionado aos solos arenoso e obedece a condição de $Z_f \leq B$. Será considerado que a sapata atenderá essa condição. Dessa forma, a capacidade de carga do solo é obtida a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_a = 0,12 N_{spt} = 0,12 \times 14 = 1,68Kgf/cm^2$$

O método descrito por Milton Vargas (1960) abrange todos os solos e todos os N_{spt} , nele há um fator para cada tipo de solo conforme demonstrado na tabela 6 “Fatores Empíricos de Vargas”. Para o solo em questão – silte arenoso – o coeficiente KMV equivale a 6, portanto, a capacidade de carga do solo será:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{KMV} = \frac{14}{6} = 2,33kgf/cm^2$$

3) Média das capacidades de carga

Após realizar os cálculos baseados nos métodos semiempíricos é feita a média aritmética dos valores e, em seguida, realizado seu pré-dimensionamento através da equação da tensão:

$$\sigma_{améd} = \frac{2,8 + 1,68 + 2,33}{3} = 2,27kgf/cm^2$$

$$S_{sapata} = \frac{27800 \times 1,1}{2,27} = 13471,36 \text{ cm}^2$$

Para sapata quadrada tem-se as seguintes dimensões:

$$S_{sapata} = A^2 = 13471,36$$

$$A = \sqrt{13471,36} = 116,06 \text{ cm} \Rightarrow \text{adotado } 120 \text{ cm}$$

Assim, obtido a sapata com dimensões de 120cmx120cm.

4) Capacidade de carga do solo pelo método teórico

No cálculo da capacidade de carga pelo método teórico será utilizado a equação da Teoria de Terzaghi:

$$\sigma_r = cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Conforme apresentado anteriormente o solo adotado para o assentamento da sapata é um silte arenoso com N_{spt} igual a 14 e está na cota de -1,0m. A primeira verificação é a forma de ruptura da sapata e essa análise ocorre através das figuras 11 e 14 e quadro 1. Como se trata de um silte arenoso, não há presença de argila, logo, não há coesão, apenas atrito, e o ângulo de atrito pode ser calculado pela equação empírica a seguir proposta por Teixeira.

$$\varphi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ = \sqrt{20 \times 14} + 15^\circ = 31^\circ$$

Obtido o ângulo de atrito e indo na figura 14 observa-se que o modo de ruptura será geral.

Prosseguindo o cálculo com a equação:

$$\sigma_r = qN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Buscam-se os valores das variáveis N_q , N_γ , S_q , S_γ , γ e q nas respectivas tabelas: tabela 2 - "Fatores de capacidade de carga", tabela 3 - "Fatores de forma" e tabela 5 - "Peso específico de solos arenosos". A sobrecarga "q" devido ao peso específico e cota de assentamento é obtida a partir da relação:

$$q = z f \cdot \gamma \text{ em KN/m}^2$$

Utilizando as tabelas mencionadas obtém-se os seguintes valores:

- $N_q = 20,63$
- $N_\gamma = 25,99$
- $S_q = 1 + \text{Tg}(\varphi) = 1 + 0,60 = 1,60$
- $S_\gamma = 0,6$
- $\gamma = 17 \text{KN/m}^2$
- $q = 17 \times 1,0 = 17 \text{KN/m}^2$

Substituindo os resultados na equação, tem-se:

$$\sigma_r = 17 \times 20,63 \times 1,60 + \frac{1}{2} 17 \times 1,2 \times 25,99 \times 0,6$$

$$\sigma_r = 561,13 + 159,05 = 720,18 \text{ Kpa ou } 7,2 \text{ kgf/cm}^2$$

Aplicando o coeficiente de segurança igual a 3, obtém-se a tensão admissível do solo:

$$\sigma_{adm} = \frac{7,2}{3} = 2,4 \text{ kgf/cm}^2$$

Como o resultado da capacidade de carga pelo método teórico foi superior a média dos métodos semiempíricos, será permanecido as dimensões de 120x120cm.

5) Altura da sapata

Como já apresentado, para a sapata ser rígidas a sua altura deve satisfazer a seguinte expressão:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3}$$

$$h \geq \frac{(120 - 15)}{3} = 35 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{(120 - 30)}{3} = 30 \text{ cm}$$

Logo, a altura terá que ser superior ou igual a 35 cm.

6) Ancoragem da armadura do pilar

A altura deve ser suficiente para receber a armadura do pilar, então a verificação é realizada conforme a tabela do Anexo A – “Tabela de transpasse de armadura”. Para a armadura longitudinal do pilar de Ø10mm o comprimento básico de ancoragem para concreto $f_{ck} = 25$, aço CA-50 superfície nervurada e situação de boa aderência com gancho é de 26,6cm. Logo, a altura adotada será de 35 cm.

7) Verificação da tensão do solo por meio dos métodos semiempíricos em relação as excentricidades.

Para verificar a tensão no solo para excentricidade nos dois eixos, primeiramente, é necessário aferir a distribuição de tensões na base da sapata para verificar se existe ou não tração.

$$\frac{e_a}{A} + \frac{e_b}{B} = \frac{2,06}{120} + \frac{2,32}{120} = 0,036$$

$$0,036 < \frac{1}{6}$$

Sendo os dados utilizados no cálculo:

- $N_k = 27800$ kgf
- $A = 120$ cm
- $Mx_{base} = M + Fx \cdot h = 40000 + 500 \times 35 = 57500$ Kgf.cm
- $My_{base} = M + Fy \cdot h = 33000 + 900 \times 35 = 64500$ Kgf.cm
- $e_a = \frac{Mx_{base}}{Nk} = \frac{57500}{27800} = 2,06$ cm
- $e_b = \frac{My_{base}}{Nk} = \frac{64500}{27800} = 2,32$ cm

Logo, toda a seção estará comprimida, pois foi satisfeita a expressão $0,036 < \frac{1}{6}$. Então a tensão máxima no solo é dada pela seguinte equação:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_k}{A \cdot A} \times \left(1 \pm \frac{6e_a}{A} \pm \frac{6e_b}{A} \right)$$

Assim sendo, a tensão máxima no solo será de:

$$\begin{aligned} \sigma_{solo} &= \frac{27800 \times 1,1}{120 \times 120} \times \left(1 + \frac{6 \times 2,06}{120} + \frac{6 \times 2,32}{120} \right) = 2,12 \times (1 + 0,10 + 0,11) \\ &= 2,12 \times 1,21 = 2,56 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

Nesse sentido, $\sigma_{solo} > \sigma_{adm} = 2,27kgf/cm^2$, a tensão calculada pelas excentricidades é maior que a tensão admissível, ou seja, o pré-dimensionamento não passou na solicitação de momentos e cargas excêntricas, sendo necessário aumentar a sapata. Assim adotando novas dimensões, tem-se sapata de 130cmx130cm e repetindo a verificação anterior para satisfazer os esforços horizontais, momentos e excentricidades:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_k}{A.A} x \left(1 \pm \frac{6e_a}{A} \pm \frac{6e_b}{A}\right)$$

Portanto, a tensão máxima com as novas dimensões será de:

$$\begin{aligned}\sigma_{solo} &= \frac{27800x1,1}{130x130} x \left(1 + \frac{6x2,06}{130} + \frac{6x2,32}{130}\right) = 1,8x(1 + 0,095 + 0,10) \\ &= 1,8x1,19 = 2,14kgf/cm^2\end{aligned}$$

Assim, $\sigma_{solo} < \sigma_{adm} = 2,27kgf/cm^2$, com as novas dimensões a verificação foi atendida, como as dimensões aumentaram a altura para a sapata ser considerada rígida é de 38,33cm, adotando-se 40cm (130cmx130cmx40cm).

8) Verificação da tensão do solo obtida por meio do método teórico, em relação as excentricidades, jogando as dimensões 125x125:

$$\begin{aligned}\frac{e_a}{A} + \frac{e_b}{B} &= \frac{2,15}{125} + \frac{2,48}{125} = 0,037 \\ 0,037 &< \frac{1}{6}\end{aligned}$$

Sendo os dados utilizados no cálculo:

- $N_k = 27800$ kgf
- $A = 125$ cm
- $Mx_{base} = M + Fx.h = 40000 + 500 \times 40 = 60000$ Kgf.cm
- $My_{base} = M + Fx.h = 33000 + 900 \times 40 = 69000$ Kgf.cm
- $e_a = \frac{Mx_{base}}{Nk} = \frac{60000}{27800} = 2,15$ cm
- $e_b = \frac{My_{base}}{Nk} = \frac{69000}{27800} = 2,48$ cm

Logo, toda a seção estará comprimida. A tensão máxima no solo é dada pela equação:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_k}{A.A} x \left(1 \pm \frac{6e_a}{A} \pm \frac{6e_b}{A} \right)$$

Dessa forma, a tensão máxima no solo será de:

$$\begin{aligned} \sigma_{solo} &= \frac{27800x1,1}{125x125} x \left(1 + \frac{6x2,15}{125} + \frac{6x2,48}{125} \right) = 1,95x(1 + 0,10 + 0,11) \\ &= 1,95x 1,21 = 2,35kgf/cm^2 \end{aligned}$$

Por conseguinte $\sigma_{solo} < \sigma_{adm} = 2,4kgf/cm^2$, a verificação foi tendida com essas medidas (125cmx125cmx40cm).

9) Cálculo do volume de concreto das sapatas:

- Sapata do projeto:

$$V_c = \text{Comprimento} \times \text{Largura} \times \text{altura} = 1,25x1,35x0,35 = 0,59m^3$$

- Sapata calculada pelos métodos semiempíricos:

$$V_c = \text{Comprimento} \times \text{Largura} \times \text{altura} = 1,30x1,30x0,4 = 0,676m^3$$

- Sapata calculada pelo método teórico:

$$V_c = \text{Comprimento} \times \text{Largura} \times \text{altura} = 1,25x1,25x0,4 = 0,625m^3$$

Os dados foram organizados em uma tabela, para uma melhor visualização e comparação das dimensões obtidas por cada método de cálculo e projeto.

Tabela 08 - Dimensões obtidas através dos cálculos e projeto (caso 2)

CASO 2			
	Dim. Em Planta (cm)	Altura (cm)	Volume (m ³)
projeto	125x135	35	0,59
semiempiricos	130x130	40	0,676
Teóricos	125x125	40	0,625

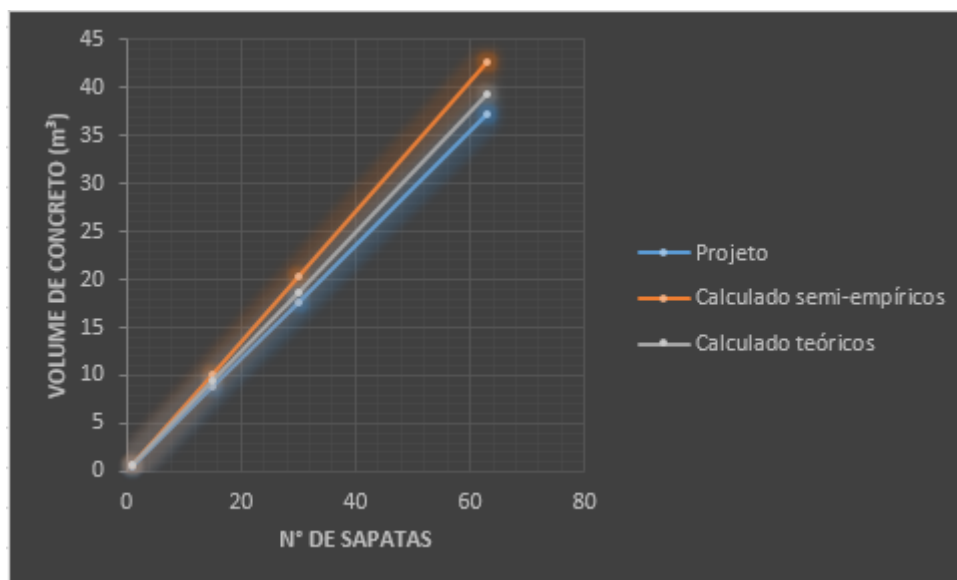
Fonte: Elaborado pelo autor/ 2019.

d) Comparativo de resultado

Nesse caso observou-se que as dimensões em planta do projeto original estão semelhantes as dimensões calculadas nesse trabalho, no entanto a altura da sapata do projeto está menor que a altura calculada, fazendo com que a

sapata do projeto se comporte como sapata flexível, e também gera uma diferença nos serviços comparados. O gráfico de comparação foi gerado dessa vez para a quantidade de 63 sapatas (número do projeto), e supondo o mesmo consumo de concreto para todas as sapatas de acordo com os valores calculados. Os resultados foram:

Gráfico 03 – Comparativo de concreto: caso 02.



Fonte: Elaborado pelo autor/ 2019.

Analisando o gráfico para este segundo caso observa-se os seguintes valores:

Volume de concreto do projeto = $63 \times 0,59 = 37,17 \text{ m}^3$

Volume obtido por métodos semiempíricos = $63 \times 0,676 = 42,58 \text{ m}^3$

Volume obtido por método teórico = $63 \times 0,625 = 39,37 \text{ m}^3$

A disparidade em relação ao consumo de concreto do projeto original para os métodos semiempíricos e método teórico, são respectivamente de $-5,41 \text{ m}^3$ e $-2,2 \text{ m}^3$. As diferenças nos custos levando em consideração o preço do serviço “concretagem de sapatas, FCK 30 MPA, com uso de bomba, lançamento, adensamento e acabamento” valor desonerado que é de 363,17 reais, estabelecido pelo SINAPI (setembro 2019), seriam de:

Projeto e métodos semiempíricos = $5,41 \times 363,17 = -1964,74$ reais.

Projeto e método teórico = $2,2 \cdot 363,17 = -798,97$ reais.

Quando analisamos os valores obtidos na execução de fôrmas para concretagem das sapatas, os resultados são:

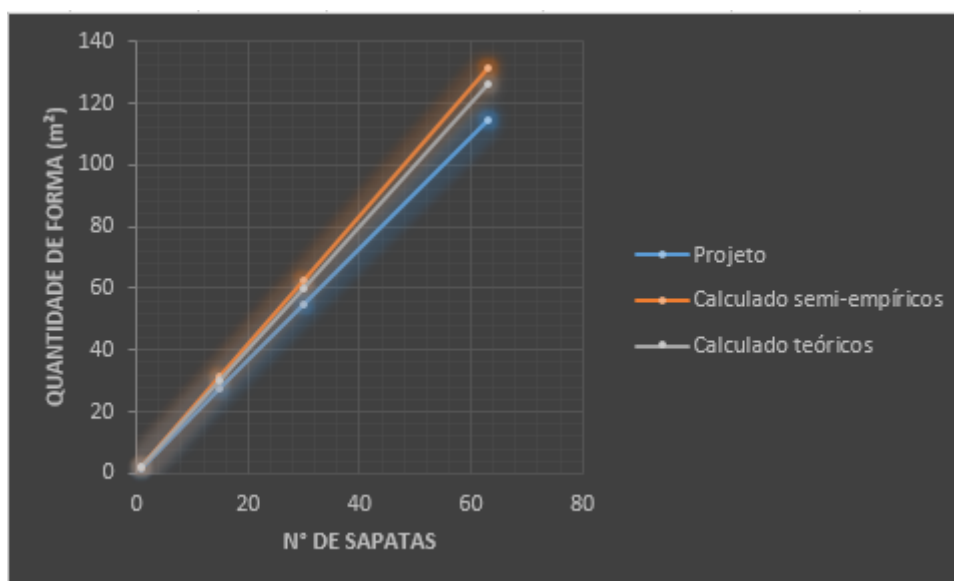
Projeto: $(1,25 \cdot 0,35) \cdot 2 + (1,35 \cdot 0,35) \cdot 2 = 1,82 \text{m}^2$

Calculado pelos métodos semiempíricos: $(1,3 \cdot 0,4) \cdot 4 = 2,08 \text{m}^2$

Calculado pelos métodos teóricos: $(1,25 \cdot 0,4) \cdot 4 = 2 \text{m}^2$

A diferença de fôrma entre os métodos semiempíricos e o projeto seria de $0,26 \text{m}^2$ por sapata. Dos métodos teóricos seria de $0,18 \text{m}^2$ por sapata. Considerando o número de sapatas, sendo 63 como no projeto citado, as diferenças finais entre o projeto original e os métodos, seriam de $16,38 \text{m}^2$ (comparando pelos métodos semiempíricos) e $11,34 \text{m}^2$ (comparando pelos métodos teóricos), como mostra o gráfico a seguir:

Gráfico 04 – Comparativo de fôrmas: caso 02.



Fonte: Elaborado pelo autor/2019.

Utilizando o serviço: fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para sapata, em madeira serrada, E=25 mm, 1 utilização com o valor desonerado de 174,18 reais, presente na tabela SINAPI (Setembro de 2019), verificamos que as diferenças de custos de fôrma:

Comparado aos métodos semiempíricos: $16,38 \cdot 174,18 = 2853,06$ reais.

Comparados ao método teórico: $11,34 \cdot 174,18 = 1975,20$ reais.

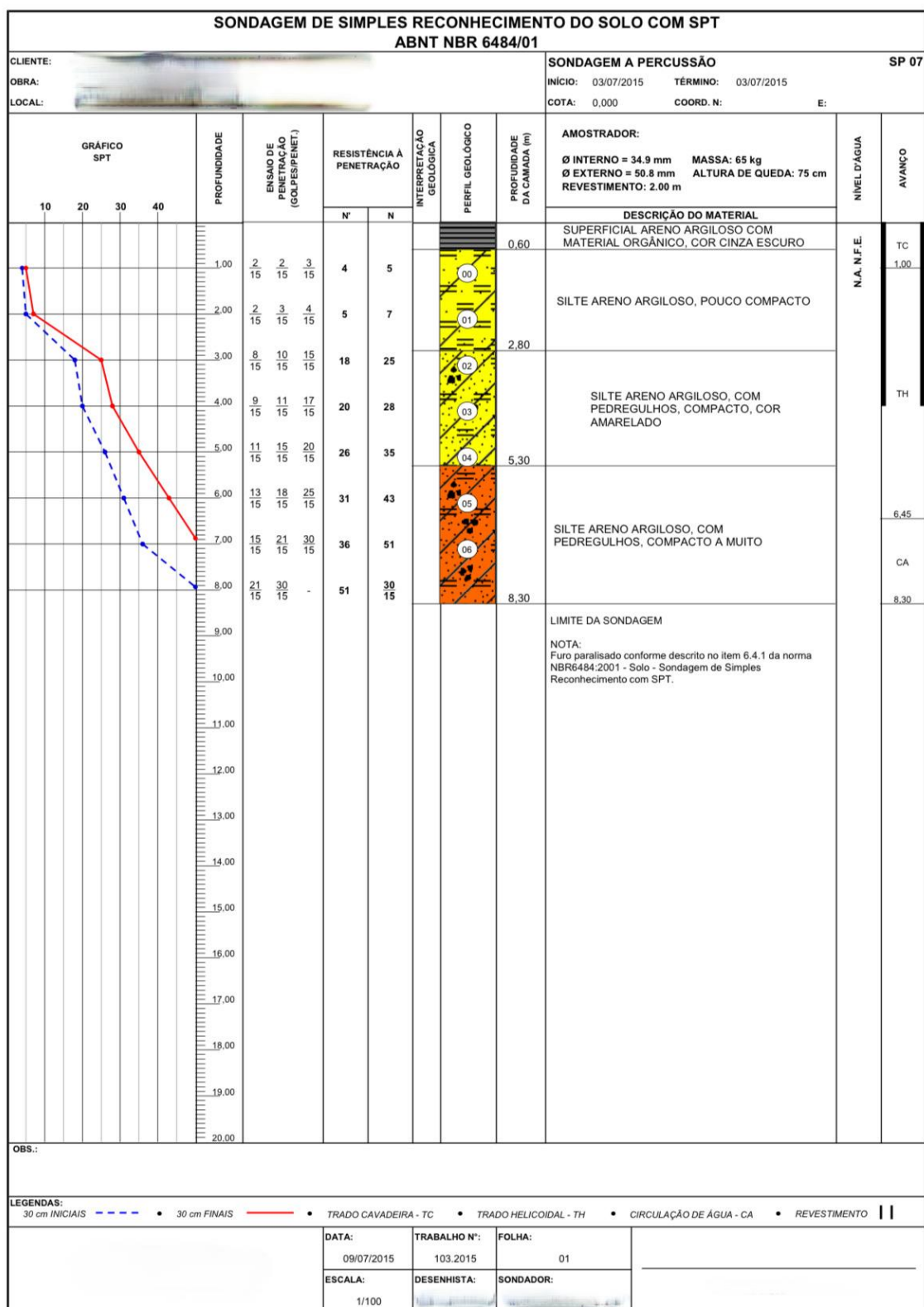
Somando as diferenças de custo observadas nos dois serviços analisados (concreto e fôrma), o preço do projeto original ficou abaixo do calculado por métodos semiempíricos no valor de $1964,74 + 2853,06 = 4817,80$ reais. Para o método teórico o custo do projeto original também foi inferior ao calculado, sendo assim $798,97 + 1975,20 = 2774,17$ reais mais barato.

4.4 ANÁLISE DE DADOS: CASO 03

a) Informações de sondagens

A área de projeção em planta da edificação é de $1983,20\text{m}^2$. O número de furos de sondagens realizados pela empresa foram oito, o que está de acordo com a NBR 8036, que diz que o número mínimo é de uma para cada 200m^2 de área de projeção do edifício, até 1200m^2 . Entre 1200m^2 e 2400m^2 é necessário fazer uma para cada 400m^2 que excederem os 1200m^2 . Segue a baixo o laudo de um dos furos de sondagem:

Figura 21 - Furo de Sondagem: caso 03.



Fonte: Laudo da empresa (confidencial), referente ao caso 03. (2015)

b) Informações da estrutura

Trata-se de uma edificação de 3 pavimentos, com grandes sobrecargas, no projeto foram locadas 48 sapatas de diferentes tamanhos. As alturas são iguais para todas as sapatas, com o valor de $h_0=40\text{cm}$ e $H_I=110\text{cm}$, sendo assim um tronco de pirâmide.

c) Dimensionamento

Será realizado o dimensionamento da sapata mais carregada do projeto apresentado, com base no laudo de sondagem do local. A metodologia de cálculo seguirá o padrão realizado nos casos 01 e 02.

1) Dados da sapata

A sapata mais carregada é a localizada no pilar P18 a qual está assentada na cota de $-3,0\text{ m}$ e submetida aos seguintes carregamentos, sendo eles a combinação mais desfavorável:

$$N_k = F_z(g, cp) + \text{vento (6)} = 266 + 1 = 267 \text{ tf}$$

$$M_x = F_z(g, cp) + \text{vento (6)} = -1 - 2 = -3 \text{ Tf.m}$$

$$M_y = F_z(g, cp) + \text{vento (6)} = -1 - 3 = -4 \text{ Tf.m}$$

- Força normal característica (N_k) = 267Tf ou 267000 Kgf
- Força horizontal no sentido do eixo X (F_x) = -2Tf ou 2000Kgf
- Força horizontal no sentido do eixo Y (F_y) = 1 Tf ou 1000Kgf
- Momento fletor no sentido do eixo X (M_x) = -3Tf ou 300.000Kgf.cm
- Momento fletor no sentido do eixo Y (M_y) = -4Tf ou 400.000Kgf.m

A sapata será assentada na mesma cota da adotada em projeto (cota de $-3,0\text{m}$) e o solo presente nessa profundidade é um silte areno argiloso com pedregulho medianamente compacto a compacto, cor amarelado com N_{spt} de 24.

2) Capacidade de carga do solo por métodos semiempíricos

Para o cálculo da capacidade de carga através dos métodos semiempíricos serão utilizados os métodos já descritos– Teixeira, Mello, Albiero e Cintra, Parry e Milton Vargas, – e, por fim, feito a média dos valores obtidos.

Os métodos descritos por Teixeira(1996) em relação (solos argilosos e arenosos) possuem limitação quanto ao N_{spt} . Como o N_{spt} do solo do projeto está fora da abrangência dos métodos, ele não poderá ser utilizado.

O método de Mello(1975) abrange todos os tipos de solo, porém possui limitação quanto ao N_{spt} . Como o N_{spt} do solo do projeto está fora da abrangência do método, ele não poderá ser utilizado.

O método proposto por Albiero e Cintra (1996) abrange todos os tipos de solo e utiliza-se a seguinte expressão:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{5} = \frac{24}{5} = 4,8kgf/cm^2$$

Através do método retratado por Parry (1977):

$$\sigma_a = 0,12 N_{spt} = 0,12 \times 24 = 2,88Kgf/cm^2$$

Pelo método descrito por Milton Vargas (1960) que abrange todos os solos e todos os N_{spt} , há um fator para cada tipo de solo conforme demonstrado na tabela 6 “Fatores Empíricos de Vargas”. Para o solo em questão (silte arenoso) o coeficiente KMV equivale a 6, portanto, a capacidade de carga do solo será:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{KMV} = \frac{24}{6} = 4kgf/cm^2$$

3) Média das capacidades de carga e dimensionamento da área da sapata:

$$\sigma_{améd} = \frac{4,8 + 2,88 + 4}{3} = 3,89kgf/cm^2$$

$$S_{sapata} = \frac{267000 \times 1,1}{3,89} = 75.501,28cm^2$$

Para sapata quadrada tem-se as seguintes dimensões:

$$S_{sapata} = A^2 = 75.501,28$$

$$A = \sqrt{75.501,28} = 274,77\text{cm} \Rightarrow \text{adotado } 275\text{cm}$$

Assim, obtido a sapata com dimensões de 275cmx275cm.

4) Capacidade de carga do solo pelo método teórico

$$\sigma_{r=} cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Conforme apresentado anteriormente, o solo adotado para o assentamento da sapata é um silte areno argiloso com pedregulho medianamente compacto a compacto, cor amarelado com N_{spt} igual a 24 e está na cota de -3,0m. A primeira verificação é a forma de ruptura da sapata e essa análise ocorre através da figura 15 “Modos de ruptura de solos $c - \varphi$ ”.

$$\varphi = 0^\circ$$

$$C = 10 \cdot N_{spt} = 10 \times 24 = 240\text{Kpa}$$

Obtido a coesão e indo na figura 14 observa-se que o modo de ruptura será geral. Prosseguindo o cálculo com a equação:

$$\sigma_{r=} cN_c S_c + qN_q S_q$$

Buscam-se os valores das variáveis N_c, N_q, S_c e S_q nas respectivas tabelas: tabela 2 - “Fatores de capacidade de carga”, tabela 3 - “Fatores de forma”. A sobrecarga q é obtida a partir da relação:

$$q = z f \cdot \gamma \text{ em KN/m}^2$$

A partir das tabelas mencionadas obtém-se os seguintes valores:

- $N_c = 5,14$
- $N_q = 1$
- $N_\gamma = 0$
- $S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + 0,19 = 1,19$
- $S_q = 1 + \text{Tg}(\varphi) = 1 + 0 = 1,00$

- $S_y = 0,6$
- $\gamma = 21\text{KN/m}^2$
- $q = 21 \times 3 = 63\text{KN/m}^2$

Substituindo os resultados na equação, tem-se:

$$\sigma_r = 240 \times 5,14 \times 1,19 + 63 \times 1 \times 1$$

$$\sigma_r = 1.467,98 + 63 = 1530,98 \text{ ou } 15,31\text{kgf/cm}^2$$

Aplicando o coeficiente de segurança igual a 3, obtem-se a tensão admissível do solo:

$$\sigma_{adm} = \frac{15,31}{3} = 5,1\text{kgf/cm}^2$$

Como o resultado da capacidade de carga pelo método teórico foi superior a média dos métodos semiempíricos, será permanecido as dimensões do semiempíricos 275x275cm.

5) Altura da sapata, para sapatas rígidas:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3}$$

$$h \geq \frac{(275 - 50)}{3} = 75\text{cm}$$

$$h \geq \frac{(275 - 60)}{3} = 72\text{cm}$$

Logo, a altura terá que ser superior a 75cm.

6) Altura através da ancoragem da armadura do pilar:

Não foi especificada no projeto a armadura do pilar, impedindo a estimativa da altura pela ancoragem.

7) Verificação da tensão do solo obtida por meio dos métodos semiempíricos, em relação a excentricidade nos dois eixos:

$$\frac{e_a}{A} + \frac{e_b}{B} = \frac{1,4}{275} + \frac{2,06}{275} = 0,0126$$

$$0,0126 < \frac{1}{6}$$

Sendo os dados utilizados no cálculo:

- $N_k = 267000$ kgf
- $A = 275$ cm
- $Mx_{base} = M + Fx \cdot h = 300.000 + 1000 \times 75 = 375.000$ Kgf.cm
- $My_{base} = M + Fy \cdot h = 400.000 + 2000 \times 75 = 550.000$ Kgf.cm
- $e_a = \frac{Mx_{base}}{Nk} = \frac{375.000}{267.000} = 1,4$ cm
- $e_b = \frac{My_{base}}{Nk} = \frac{550.000}{267.000} = 2,06$ cm

Logo, toda a seção estará comprimida. Então a tensão máxima no solo é dada pela equação:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_k}{A \cdot A} x \left(1 \pm \frac{6e_a}{A} \pm \frac{6e_b}{A} \right)$$

Nesse sentido, a tensão máxima no solo será de:

$$\sigma_{solo} = \frac{267000 \times 1,1}{275 \times 275} x \left(1 + \frac{6 \times 1,4}{275} + \frac{6 \times 2,06}{275} \right) = 3,88 x (1 + 0,03 + 0,045)$$

$$= 3,88 x 1,075 = 4,17 \text{ kgf/cm}^2$$

Dessa forma $\sigma_{solo} > \sigma_{adm} = 3,89 \text{ kgf/cm}^2$, a tensão calculada para as excentricidades é maior que a tensão admissível, ou seja, é necessário que se aumente as dimensões da sapata.

Adotando novas dimensões, tem-se sapata de 285x285cm e repetindo a verificação anterior:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_k}{A \cdot A} x \left(1 \pm \frac{6e_a}{A} \pm \frac{6e_b}{A} \right)$$

Portanto, a tensão máxima no solo considerando as novas dimensões será de:

$$\sigma_{solo} = \frac{267000 \times 1,1}{285 \times 285} x \left(1 + \frac{6 \times 1,4}{285} + \frac{6 \times 2,06}{285} \right) = 3,61 x (1 + 0,03 + 0,043)$$

$$= 3,61 x 1,073 = 3,87 \text{ kgf/cm}^2$$

Assim $\sigma_{solo} < \sigma_{adm} = 3,89\text{kgf/cm}^2$, com as novas dimensões a verificação de excentricidades foram atendidas.

Verificando a altura, para as novas medidas:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3}$$

$$h \geq \frac{(285 - 50)}{3} = 80\text{cm}$$

$$h \geq \frac{(285 - 60)}{3} = 75\text{cm}$$

Assim, obtendo sapata com as dimensões de 285cm x 285cm x 80cm.

8) Verificação da tensão do solo obtida por meio do método teórico, em relação a excentricidades:

$$\frac{e_a}{A} + \frac{e_b}{B} = \frac{1,4}{275} + \frac{2,06}{275} = 0,0126$$

$$0,0126 < \frac{1}{6}$$

Sendo os dados utilizados no cálculo:

- $N_k = 267000$ kgf
- $A = 275\text{cm}$
- $Mx_{base} = M + Fx \cdot h = 300.000 + 1000 \times 75 = 375.000\text{Kgf.cm}$
- $My_{base} = M + Fy \cdot h = 400.000 + 2000 \times 75 = 550.000\text{Kgf.cm}$
- $e_a = \frac{Mx_{base}}{Nk} = \frac{375.000}{267.000} = 1,4\text{cm}$
- $e_b = \frac{My_{base}}{Nk} = \frac{550.000}{267.000} = 2,06\text{cm}$

Logo, toda a seção estará comprimida. Então a tensão máxima no solo é dada pela equação a seguir:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_k}{A \cdot A} \times \left(1 \pm \frac{6e_a}{A} \pm \frac{6e_b}{A}\right)$$

Portanto, a tensão máxima no solo será de:

$$\begin{aligned}\sigma_{solo} &= \frac{267000 \times 1,1}{275 \times 275} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,4}{275} + \frac{6 \times 2,06}{275}\right) = 3,88 \times (1 + 0,03 + 0,045) \\ &= 3,88 \times 1,075 = 4,17 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

Portanto $\sigma_{solo} < \sigma_{adm} = 5,1 \text{ kgf/cm}^2$. A tensão admissível através do método teórico está muito acima da tensão máxima, podendo até serem reduzidas as dimensões. Então adotando novas dimensões, tem-se sapata de 250x250 cm e repetindo a verificação anterior:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_k}{A.A} \times \left(1 \pm \frac{6e_a}{A} \pm \frac{6e_b}{A}\right)$$

Sendo assim, a tensão máxima no solo para as novas dimensões será de:

$$\begin{aligned}\sigma_{solo} &= \frac{267000 \times 1,1}{250 \times 250} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,4}{250} + \frac{6 \times 2,06}{250}\right) = 4,7 \times (1 + 0,033 + 0,049) \\ &= 4,7 \times 1,082 = 5,08 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

Nesse sentido $\sigma_{solo} < \sigma_{adm} = 5,1 \text{ kgf/cm}^2$, a tensão admissível é superior as tensões solicitadas pelas excentricidades, com uma margem pequena de diferença, para evitar dimensões acima das necessárias.

Verificando a altura novamente

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3}$$

$$h \geq \frac{(250 - 50)}{3} = 70 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{(250 - 60)}{3} = 63 \text{ cm}$$

Assim, obtendo uma sapata com dimensões de 250cm x 250cm x 70 cm.

9) Cálculo do volume de concreto das sapatas

- Sapata do projeto

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{H - H_0}{3} \times (A \times B + b \times p \times a + (\sqrt{A \times B \times b \times p \times a})) + (A \times b \times h_0) \\ &= \frac{110 - 40}{3} \times (3,45 \times 3,45 + 0,5 \times 0,6 + (\sqrt{3,45 \times 3,45 \times 0,6 \times 0,5})) \\ &\quad + (3,45 \times 3,45 \times 0,4) = 8,049 \text{ m}^3\end{aligned}$$

- Sapata calculada pelos métodos semiempíricos

$$V_c = \text{Comprimento} \times \text{Largura} \times \text{altura} = 2,85 \times 2,85 \times 0,8 = 6,5 \text{ m}^3$$

- Sapata calculada pelo método teórico

$$V_c = \text{Comprimento} \times \text{Largura} \times \text{altura} = 2,50 \times 2,50 \times 0,7 = 4,375 \text{m}^3$$

Os dados foram organizados em uma tabela, para uma melhor visualização e comparação das dimensões obtidas por cada método de cálculo e projeto.

Tabela 09 - Dimensões obtidas através de cálculos e projeto (caso 3)

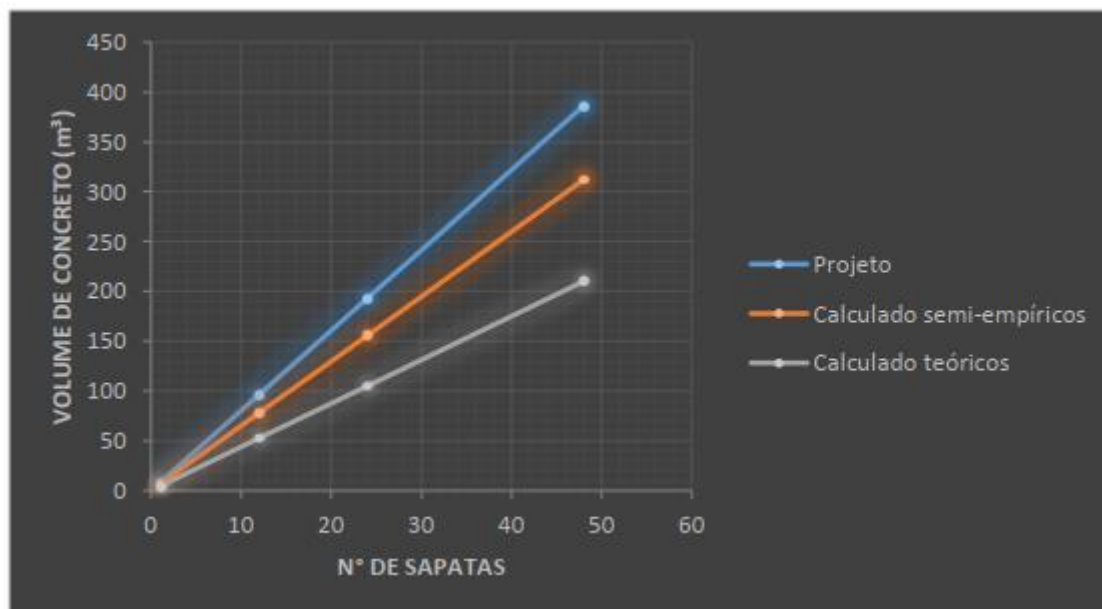
CASO 3			
	Dim. Em Planta (cm)	Altura (cm)	Volume (m ³)
projeto	345x345	H0 40 ; HI 110	8,049
semiempíricos	285x285	80	6,5
Teóricos	250x250	70	4,375

Fonte: Elaborado pelo autor/2019

d) Comparativo de resultado

Assim como o caso 1, a sapata analisada do projeto três também apresentou dimensões maiores do que as calculadas no presente trabalho. O gráfico abaixo representa a variação do volume para 48 sapatas (número do projeto) supondo que todas são de mesmas dimensões.

Gráfico 05 – Comparativo do concreto: caso 03.



Fonte: Elaborado pelo autor/2019.

Os resultados obtidos através da análise do gráfico para este terceiro caso foram:

Volume de concreto do projeto = $48 \cdot 8,049 = 386,352 \text{ m}^3$

Volume obtido por métodos semiempíricos = $48 \cdot 6,5 = 312 \text{ m}^3$

Volume obtido por método teórico = $48 \cdot 4,375 = 210 \text{ m}^3$

A disparidade em relação ao consumo de concreto do projeto original para os métodos semiempíricos e método teórico se todas as sapatas fossem padronizadas, seriam respectivamente de $74,35 \text{ m}^3$ e $176,352 \text{ m}^3$. Vale ressaltar que a sapata do projeto foi executada na forma de um tronco de pirâmide, o que gera economia no concreto, contudo mesmo com esse formato a volume de concreto foi maior no projeto original.

As diferenças no custo, levando em consideração o preço do serviço: concretagem de sapatas, FCK 30 MPA, com uso de bomba, lançamento, adensamento e acabamento, valor desonerado = 363,17 reais, estabelecido pelo SINAPI (Setembro de 2019), seriam de:

Projeto e métodos semiempíricos = $74,35 \cdot 363,17 = 27.001,68$ reais

Projeto e método teórico = $176,352 \cdot 363,17 = 64.045,75$ reais

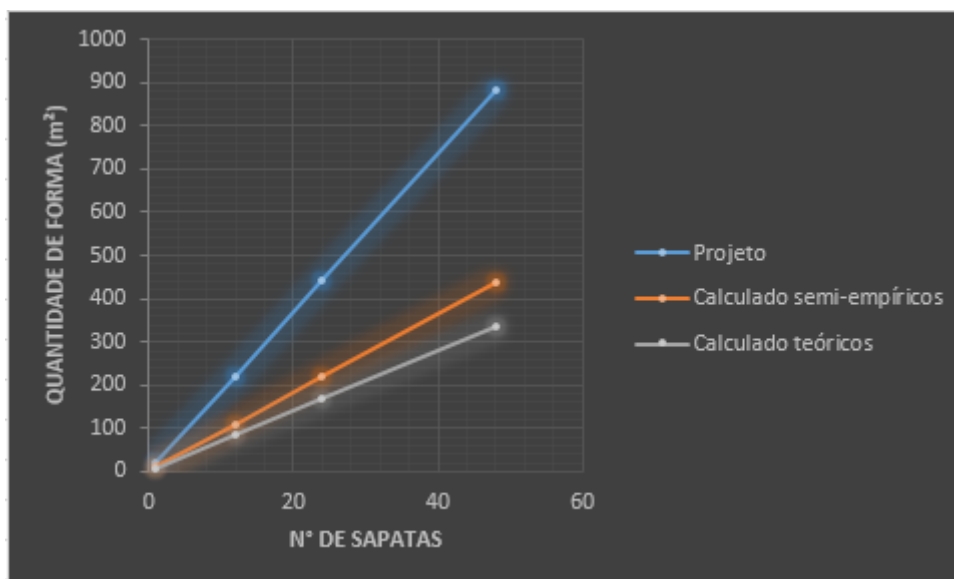
Quando analisamos os valores obtidos na execução de fôrmas para concretagem da sapata, os resultados são:

Projeto: $18,4 \text{ m}^2$

Calculado semiempíricos: $9,15 \text{ m}^2$

Calculado teóricos: 7 m^2

A diferença de fôrma entre os métodos semiempíricos e o projeto seria de $9,25 \text{ m}^2$ por sapata. No que se refere aos métodos teóricos, a diferença seria de $11,4 \text{ m}^2$ por sapata. Considerando o número de sapatas sendo 48 como no projeto citado, e todas possuindo as mesmas dimensões, as diferenças finais do projeto original seriam de 444 m^2 (comparando com os semiempíricos) e $547,2 \text{ m}^2$ (comparando com o teórico), como mostra o gráfico abaixo:

Gráfico 06 - Comparativo de fôrma: caso 03.

Fonte: Elaborado pelo autor/2019.

Utilizando o serviço de: fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para sapata, em madeira serrada, E=25 mm, 1 utilização, com o valor desonerado de 174,18 reais, presente na tabela SINAPI (Setembro de 2019), verificamos que essa diferença geraria um custo de fôrma adicional para o projeto, com valores de:

Comparado aos métodos semiempíricos: $444 * 174,18 = 77.335,92$ reais.

Comparados ao método teórico: $547,2 * 174,18 = 95.311,29$ reais.

Somando a diferença de custo final dos serviços analisados (concreto e fôrma), o preço do projeto original ficou superior ao calculado por métodos semiempíricos no valor de $27.001,68 + 77.335,92 = 104.337,60$ reais, e ficou superior ao calculado por método teórico no valor de $64.045,75 + 95.311,29 = 159.357,04$ reais.

4.5 COMPARAÇÃO GERAL DE RESULTADOS

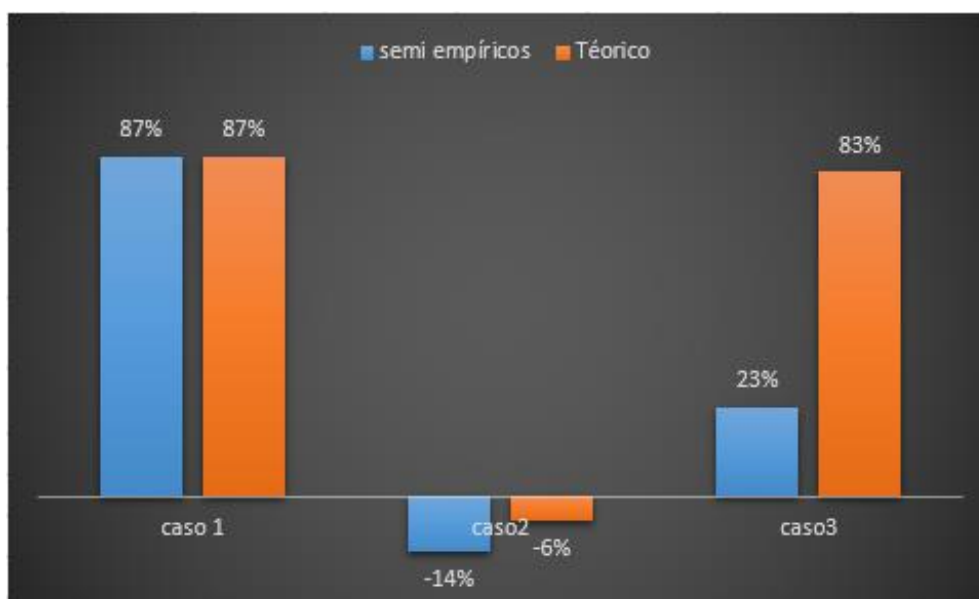
Em dois dos três casos analisados as dimensões da sapata do projeto original foram maiores do que as dimensões calculadas neste trabalho. Assim, nota-se que o projeto original apresentou custos maiores do que o necessário, devido ao conservadorismo apresentado pelas sapatas. Porém no caso 2 o projeto original apresentou dimensões muito parecidas com as calculadas, ficando com tamanhos um pouco menores que as calculadas. Para melhor

visualização foi montado um gráfico percentual com os valores desses custos “desnecessários” e adicionais do projeto original em relação aos métodos calculados.

Comparando os resultados do volume de concreto, a maior diferença obtida foi em relação ao caso 01, onde o projeto original teve um consumo 87% maior que os resultados obtidos por métodos teóricos e semiempíricos.

Custo superior (positivo) e inferior (negativo) de concreto do projeto original, comparado aos demais métodos:

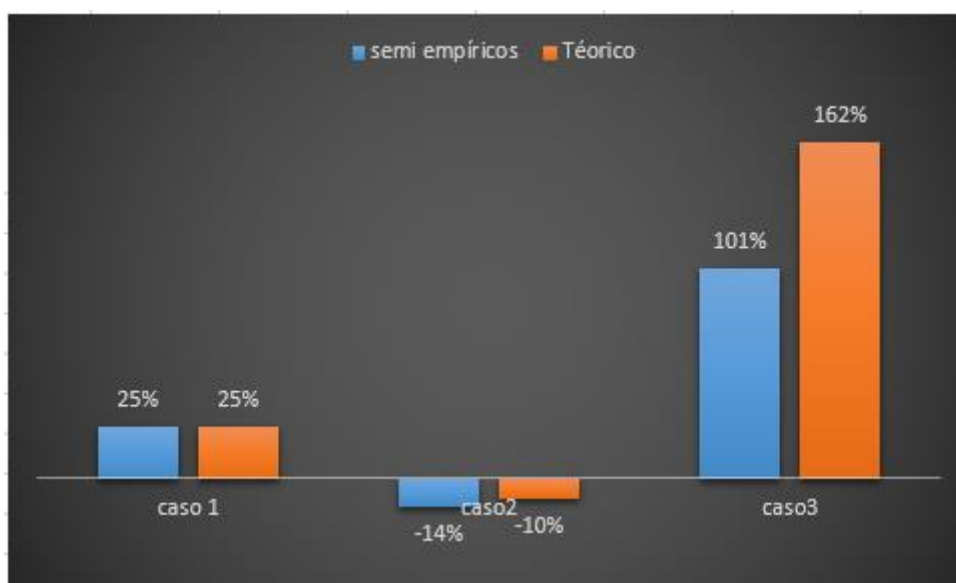
Gráfico 07 – Comparação geral dos resultados de concreto.



Fonte: Elaborado pelo autor/2019.

Quando analisamos as fôrmas, a maior diferença foi encontrada no caso 03, em que foi utilizado cerca de 162% a mais de fôrmas no projeto original do que no método teórico calculado, essa diferença deve-se também pela geometria da sapata adotada no projeto (sapata piramidal).

O custo superior (positivo) e inferior (negativo) das fôrmas do projeto original, em relação aos demais métodos é demonstrado no gráfico 8:

Gráfico 08 – Comparação geral dos resultados de fôrma.

Fonte: Elaborado pelo autor/2019.

Esses comparativos mostram a visão geral dos projetos, quando comparados aos métodos calculados neste trabalho. Não foi observado um padrão de aumento ou diminuição, até mesmo por se tratarem de diferentes empresas, que possivelmente adotam procedimentos e programas de cálculos distintos.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Macapá é uma cidade que está em grande desenvolvimento, a verticalização das construções é nítida nos últimos anos. A engenharia civil local vem crescendo em diferentes seguimentos e áreas, áreas estas que estão sendo

fomentadas localmente devido a formação de novos profissionais pela Universidade Federal do Amapá (UNIFAP), engenheiros civis, que estão adentrando o mercado de trabalho como os primeiros formados no próprio estado.

Com grandes acontecimentos e expansão da engenharia no Estado é necessário que os profissionais da área se capacitem e busquem conhecimento. Projetos superdimensionados com custos maiores não terão espaço no mercado. Este trabalho mostrou como alguns projetos executados na cidade estão com o dimensionamento maior do que o necessário o que gera mais desperdício e projetos onerosos, e também demonstrou um caso cujo dimensionamento está muito próximo ao calculado por métodos semiempíricos e teóricos.

Não é possível diagnosticar ao certo a causa de alguns dos projetos analisados terem resultados maiores do que os calculados neste trabalho, para que isso fosse possível seria necessário o acesso ao roteiro de cálculo do projetista, ou pelo menos o nome do programa que realizou o dimensionamento e as informações inseridas pelo projetista.

É necessário que o profissional de engenharia avalie criteriosamente cada projeto, para que a solução com o melhor custo benefício seja adotada. Em dois casos analisados neste trabalho, as cargas solicitantes seriam devidamente resistidas obedecendo a norma e fatores de segurança por dimensões menores que as dimensões adotadas no projeto original, o que resultaria em um menor custo do projeto. Com as dimensões do projeto original em alguns serviços verificados o custo foi quase o dobro do necessário.

Objetivos alcançados

a) Apresentar as diferenças entre métodos de cálculo de fundações em sapatas.

Este objetivo foi alcançado, com o trabalho podemos verificar a diferença na prática do dimensionamento final de uma sapata quando calculada por métodos semiempíricos e por métodos teóricos, ambos presentes na NBR 6122.

Observamos que os métodos semiempíricos são mais conservadores, resultando em sapatas de maiores dimensões. Isso deve-se pela simplicidade desses métodos que por não necessitarem de muitas informações geram resultados a favor da segurança, diferente dos métodos teóricos que abrangem

muitas variáveis do solo o que resulta em dados mais precisos e dimensionamentos de certa forma mais exatos, mas que também obedecem aos fatores de segurança normatizados.

b) Desenvolver um comparativo com os projetos já executados na cidade de Macapá.

Este objetivo foi parcialmente concluído. O comparativo de dimensionamento das sapatas em relação as suas medidas, volume de concreto, formas e custo de serviços foi realizado, observamos que em sua maioria os projetos executados estavam superdimensionados, o que resultou em gastos desnecessários e projetos mais onerosos.

No entanto o comparativo da armadura não foi possível, devido a falta do detalhamento e quantitativo de armadura nos projetos analisados. Vale ressaltar que a dificuldade em encontrar informações de projetos e pessoas dispostas a contribuir com o trabalho foi um grande empecilho para o desenvolvimento do mesmo.

Esse trabalho não tem por objetivo criticar alguém ou algum projeto, apenas analisar dados e gerar anseio por conhecimento por partes dos profissionais de engenharia, visando uma melhora no seguimento de projetos na cidade de Macapá.

c) Fornecer informações sobre projetos de fundações, para contribuir com engenheiros que atuem nessa área.

Essa pesquisa também é um guia para projeto de fundações rasas, através do passo a passo de métodos de cálculos, que ele possa ser de grande ajuda e uma ferramenta de difusão do conhecimento entre os profissionais de engenharia.

d) Estimular a busca por conhecimento, visando o avanço na construção civil e principalmente minimizar os erros na fase de projeto de fundações.

Anseia-se que este objetivo seja alcançado, que o presente trabalho seja o início de outros estudos e pesquisas científicas. Que profissionais e estudantes de engenharia se conscientizem da importância e cuidado que se deve ter quando se trabalha com projetos de fundações, principalmente com a variável solo, que não é exata e por isso deve ser verificada com os cuidados necessários apresentados neste trabalho.

e) Mostrar a importância de um profissional experiente para projetos de fundações

Este estudo demonstrou como é importante analisarmos com detalhes cada projeto a ser executado. Como a escolha do método pode interferir no custo final dos serviços, essas análises só podem ser feitas por profissionais qualificados e experientes, que apresentarão o resultado com o melhor custo-benefício.

f) Verificar a disparidade entre os resultados para obtenção de proposta mais vantajosa e eficiente.

O dimensionamento mais econômico foi o calculado por método teórico, os métodos semiempíricos mostraram-se mais conservadores resultando em dimensões maiores. A escolha de qual utilizar deve partir do engenheiro responsável, analisando todas as variáveis que influenciam no projeto, principalmente as condições do solo. O bom senso deve sempre ser praticado, evitando a busca insensata por economia, o que também pode gerar problemas.

Sugestões para trabalhos futuros

Buscando o mesmo seguimento deste trabalho, é sugerido que seja feito um estudo de caso com análise de fundações rasas em solos compressíveis, cujo o modo de ruptura seja por punção, e o recalque seja a principal variável a ser calculada.

Uma comparação entre dimensionamentos de um determinado projeto de fundações rasas ou profundas, desenvolvidos por diferentes programas de cálculos estruturais, quantificando a diferença entre os resultados gerados por esses programas estruturais.

Referências

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2002). NBR 6023: Informação e documentação - Referências - Elaboração. Rio de Janeiro.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2010). NBR 6122:2010: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6489. Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação, Rio de Janeiro, 1984.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036:1983 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro.

BARKER, Kenneth (Org.). BURDICK, Donald. Bíblia de estudo NVI. São Paulo: Editora Vida, 2003.

BASTOS, Paulo Sérgio. – Sapatas de Fundação – Universidade Estadual Paulista, 2019.

BERBERIAN, Dickran. Engenharia de fundações. Brasília: Editora UnB, 2015.

BRAJA, M. DAS. Princípios de Engenharia de Fundações. São Paulo: CENGAGE Learning, 2016.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. (2018). SINAPI: metodologias e conceitos: Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil. Brasília: CAIXA.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. Fundações diretas: projeto geotécnico. Oficina de textos, 2011.

DE CAMPOS, João Carlos. Elementos de fundações em concreto. Oficina de Textos, 2015.

DE PREÇOS, TCPO–Tabelas de Composições. para Orçamentos. Pini (Preferencialmente a Última Edição), 2010.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. HACHICH, W.; FALCONI, FF; SAES, JL; FROTA, RGQ, p. 265-327, 1996.

MATTOS, Aldo Dórea. Como preparar orçamentos de obras. São Paulo: Pini, 2006.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. Patologia das fundações. Oficina de textos, 2015.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento. Zigate, 2008.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição. Oficina de Textos, 2012.

SIMONS, N.E.; MENZIES, K.E. Introdução à engenharia de fundações. Rio de Janeiro: Interciência, 1981.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. “Análise, projeto e execução de fundações rasas”, in: HACHICH, W. et al. (ed.) Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, Cap. 7, p. 227-264, 1996.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Fundações. Nova Edição. São Paulo. Oficina de Textos, 2010.

VESIC, A.S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. Department of Civil Engineering, Duke University.

ANEXO A – Tabela de transpasse de armadura

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM (cm) PARA $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ CA-50 nervurado																
ϕ (mm)	Concreto															
	C15		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24	30	21	27	19	25	17	23	16	21	15
	33	23	28	19	24	17	21	15	19	13	17	12	16	11	15	10
8	61	42	50	35	43	30	38	27	34	24	31	22	29	20	27	19
	42	30	35	24	30	21	27	19	24	17	22	15	20	14	19	13
10	76	53	62	44	54	38	48	33	43	30	39	28	36	25	34	24
	53	37	44	31	38	26	33	23	30	21	28	19	25	18	24	17
12,5	95	66	78	55	67	47	60	42	54	38	49	34	45	32	42	30
	66	46	55	38	47	33	42	29	38	26	34	24	32	22	30	21
16	121	85	100	70	86	60	76	53	69	48	63	44	58	41	54	38
	85	59	70	49	60	42	53	37	48	34	44	31	41	29	38	27
20	151	106	125	87	108	75	95	67	86	60	79	55	73	51	68	47
	106	74	87	61	75	53	67	47	60	42	55	39	51	36	47	33
22,5	170	119	141	98	121	85	107	75	97	68	89	62	82	57	76	53
	119	83	98	69	85	59	75	53	68	47	62	43	57	40	53	37
25	189	132	156	109	135	94	119	83	108	75	98	69	91	64	85	59
	132	93	109	76	94	66	83	58	75	53	69	48	64	45	59	42
32	242	169	200	140	172	121	152	107	138	96	126	88	116	81	108	76
	169	119	140	98	121	84	107	75	96	67	88	62	81	57	76	53
40	329	230	271	190	234	164	207	145	187	131	171	120	158	111	147	103
	230	161	190	133	164	115	145	102	131	92	120	84	111	77	103	72

Valores de acordo com a NBR 6118.
 N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência
 Sem e Com indicam sem ou com gancho na extremidade da barra
 $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases}$

$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$