

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CAMPUS SERTÃO
EIXO TECNOLÓGICO
ENGENHARIA CIVIL

FILIPE AMARO DA SILVA SANTOS

**ESTUDO DE CASO DO TIPO DE FUNDAÇÃO DIRETA MAIS VIÁVEL PARA
CASA POPULAR E UM EDIFÍCIO DE ACORDO COM OS PARÂMETROS DO
SOLO DA REGIÃO DE DELMIRO GOUVEIA**

Delmiro Gouveia

2017

FILIPPE AMARO DA SILVA SANTOS

ESTUDO DE CASO DO TIPO DE FUNDAÇÃO DIRETA MAIS VIÁVEL PARA
CASA POPULAR E UM EDIFÍCIO DE ACORDO COM OS PARÂMETROS DO
SOLO PARA A REGIÃO DE DELMIRO GOUVEIA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada
a Universidade Federal de Alagoas – UFAL,
como requisito parcial para obtenção do título
de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^a Dr^a Rafaela Faciola Coelho
de Souza.

Delmiro Gouveia

2017

S237e Santos, Filipe Amaro da Silva

Estudo de caso do tipo de fundação direta mais viável para casa popular e um edifício de acordo com os parâmetros do solo da região de Delmiro Gouveia / Filipe Amaro da Silva Santos. - 2017.

81f.: il.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2017.

Orientação: Profª. Drª. Rafaela Faciola Coelho de Souza.

1. Delmiro Gouveia. 2. Fundações Diretas. 3. Parâmetros do Solo.

CDU 624

Folha de Aprovação

Autor: FILIPE AMARO DA SILVA SANTOS

(ESTUDO DE CASO DO TIPO DE FUNDAÇÃO DIRETA MAIS VIÁVEL PARA
CASA POPULAR E UM EDIFÍCIO DE ACORDO COM OS PARÂMETROS DO
SOLO PARA A REGIÃO DE DELMIRO GOUVEIA)

Monografia submetida ao corpo docente
da Universidade Federal de Alagoas –
UFAL e aprovada em 2017.

Orientadora: Prof^a Dr^a Rafaela Faciola
Coelho de Souza.

Filipe Amaro da Silva Santos

(Filipe Amaro da Silva Santos)

Banca examinadora:

Rafaela Faciola C. de Souza

(Dr^a Rafaela Faciola Coelho de Souza)

Karlisson André Nunes da Silva

(Msc Karlisson André Nunes da Silva)

Alexandre Nascimento de Lima

(Msc Alexandre Nascimento de Lima)

AGRADECIMENTOS

Agradeço imensamente ao meu Deus que foi quem me deu subsídios para que eu prosseguisse na caminhada árdua até o fim da graduação.

Quero também salientar a importância dos meus pais, José Amaro e Luzinete Maria, ao longo desse percurso, foi quem me impulsionou e me encorajou a concluir essa etapa grandiosa que é o término do ensino superior, além de me confortar nos momentos mais difíceis da minha vida. Outrossim, destacar o carinho e afeto dos meus irmãos, Thiago Amaro e Priscila Cristina.

O meu sentimento de gratidão também é para minha namorada Janailma Oliveira, que desde o início se prontificou a somar não só na vida pessoal mas também na área acadêmica, ademais, foi quem me apoiou na fase mais complexa da minha existência.

Reconhecimento do apoio imensurável dos meus amigos que adquiri ao longo dessa jornada, em especial a Arlan Cavalcanti, Jeferson Lima e Rafael Siqueira, os levarei para minha vida pessoal e profissional.

Realço a importância da minha Orientadora Rafaela Faciola e o meu Co-orientador Karlisson André pela contribuição dos conhecimentos absorvidos durante a graduação. E também por ambos terem unido forças para a realização deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho se desdobra numa pesquisa realizada a respeito dos tipos de fundações rasas ou diretas mais viável para construção de residências populares. Sabe-se que a formação geológica muda ao longo do tempo. Entretanto, este estudo foi elaborado consultando um leque de relatórios de sondagens no qual apresentam um mesmo perfil de solo. Além do mais, a resistência do solo se assimilaram, de forma equivalente, em praticamente todos os relatórios de sondagens. A pesquisa foi desenvolvida com o intuito de propor uma solução capaz de satisfazer as normas técnicas. Ademais, este trabalho mostra a comparação de soluções adequadas, e indica qual a mais viável economicamente. O crescimento desordenado da população acarreta diretamente, também, na implantação de novas habitações. Porém, é notória em muitas fundações a ausência de estudos geotécnicos prévios, causando patologias nas fundações dos imóveis. É válido ressaltar que a correção das fundações das edificações se torna algo inviável pelo alto custo na recuperação. Dessa forma, esse estudo torna-se imprescindível, pois evita as instabilidades dos edifícios, e conseqüentemente o surgimento de problemas patológicos. Esse trabalho baseia-se no estudo de caso de uma casa popular com dois pavimentos, e um edifício de quatro pavimentos, no qual permitiu a escolha do tipo de fundação rasa de acordo com os parâmetros do solo da região em estudo. A conclusão permitiu definir quais as dimensões e geometrias mais adequados para o elemento de fundação escolhido.

Palavras chaves: Fundações diretas, solução técnica, relatório de sondagem, parâmetros do solo.

ABSTRACT

This study unfolds in a survey about the kinds of shallow or direct foundations more affordable to build reasonably priced homes. It is known that the geological formation has changed over the time. However, this work was prepared by consulting a diversity of examination reports that showed the same soil profile. Besides that the soil resistance was practically similar in all examination reports. This research was developed in order to propose a technical solution able to meet the technical standards. In addition it intends to show the most inexpensive solution in comparison with other. The uncontrolled growth of the population has also made the index of new housing grow. But it is clear that in many foundations there were no previous geotechnical studies, leading the development of pathologies in the buildings foundations. It is valid to point out that the correction of the foundations of buildings becomes something impracticable by the high cost recovery. This study is essential, because it seeks to avoid the instabilities of buildings causing pathological problems. This research is based on the case study of an affordable house with two floors and a four floors building which brings out the choice of the shallow foundation according to the parameters of the soil. The conclusion allowed the definition of which the dimensions and geometries better suit the foundation chosen.

Keywords: Direct foundations, technical solution, examination reports, soil parameters.

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
N_{spt}	Índice de Resistência à Penetração
SPT	Standard Penetration Test (Ensaio de Penetração Padrão)

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Tipos de fundação.....	17
Figura 2 - Tripé empregado na execução do ensaio SPT.....	22
Figura 3 - Disposição dos furos de sondagem.....	23
Figura 4 - Perfil individual de solo.....	24
Figura 5 - Superfície potencial de ruptura.....	26
Figura 6 - Cunha de solo sob a base da sapata.....	26
Figura 7 - Ruptura geral.....	28
Figura 8 - Ruptura por puncionamento.....	29
Figura 9 – Modos de ruptura para solos C- Φ	33
Figura 10 – Fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada finita.....	35
Figura 11 – Sapata corrida sobre parede.....	37
Figura 12 – Modelo de bielas e tirantes.....	38
Figura 13 – Armaduras mínimas para sapatas.....	39
Figura 14 – Sapata rígida sob pilar.....	40
Figura 15 – Seção a uma distância x do topo da sapata.....	42
Figura 16 - Área de contribuição do Cisalhamento devido à flexão.....	43
Figura 17 - Área de contribuição do cisalhamento por Puncionamento.....	44
Figura 18 - Sapatas isoladas executadas.....	47
Figura 19 - Sapata contínua sob três pilares.....	48
Figura 20 - Distribuição aproximada das pressões no solo para sapatas contínuas sob pilares.....	48
Figura 21 - Reações do solo sob a sapata.....	49
Figura 22 - Centralização da carga na sapata.....	50
Figura 23 - Projeto arquitetônico da casa popular.....	52
Figura 24 - Desenho do relatório de sondagem.....	53
Figura 25 – Modelo do perfil de solo.....	54
Figura 26 - Locação de pilares (cm).....	56
Figura 27 - Desenho tridimensional da casa popular.....	57
Figura 28 – Desenho tridimensional do edifício.....	58
Figura 29 – Geometria da sapata e detalhamento do aço (caso 2).....	64

Figura 30 - Viga Baldrame apoiada nas sapatas isoladas.	66
Figura 31 – Geometria da sapata e detalhamento do aço (caso 1).....	66
Figura 32 – Comprimento mínimo da sapata em função do N_{spt} para atender à NBR 6122 (ABNT, 1996).	69
Figura 33 - Orçamento da execução das sapatas (caso 2).....	70
Figura 34 - Orçamento da execução das sapatas (caso 1).....	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Sugestões sobre a escolha do tipo de fundação.....	19
Tabela 2 – Fatores de capacidade de carga.....	30
Tabela 3 – Fatores de forma.....	30
Tabela 4 - Peso específico de solos arenosos.....	31
Tabela 5 – Estados de compactidade e de consistência.....	32
Tabela 6 – Peso específico de solos argilosos.....	32
Tabela 7 - Fator α de correlação de E_s	36
Tabela 8 - Coeficiente K de correlação para determinar E_s	36
Tabela 9 - Dados do custo do projeto 1 e 2.	45
Tabela 10 - Planilha eletrônica.....	45
Tabela 11 - Utilização da planilha eletrônica.....	46
Tabela 12 – Cargas nas lajes (kPa).....	55
Tabela 13 - Cargas dos pilares na fundação (caso 1).....	57
Tabela 14 - Cargas dos pilares na fundação (caso 2).....	58
Tabela 15 - Dados de entrada.....	60
Tabela 16 - Resumo de aço (Caso 2).	65
Tabela 17 - Resumo de aço (Caso 1).	67

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
2. JUSTIFICATIVA	13
3. OBJETIVO.....	14
3.1 Geral	14
3.2 Específico.....	14
4. REFERENCIAL TEÓRICO	15
4.1 Aspectos Gerais.....	15
4.2 Conceito de Fundação Rasa.....	15
4.2.1 Tipos de Fundação	16
4.3 Elementos Indispensáveis para o Projeto	17
4.4 Estudo Preliminar.....	18
4.4.1 Ações nas Fundações.....	20
4.5 Estudo Geotécnico.....	20
4.5.1 Perfuração do SPT.....	21
4.6 Parâmetros do Solo	30
4.6.1 Coesão.....	31
4.6.2 Ângulo de Atrito	31
4.6.3 Peso Específico	32
.....	32
4.6.4 Modo de Ruptura em Solo $C \times \Phi$	33
4.6.5 Recalque.....	34
4.6.6 Dimensionamento	36
5. ESTUDOS DE CASO.....	51
5.1 Fundações Rasas para Residências Populares.....	51
5.1.1 Caso 1: Casa Popular	51

5.1.2 Caso 2: Edificação com quatro Pavimentos.....	52
5.2 Investigação do Terreno	53
5.3 Determinação das Cargas Proveniente da Estrutura.....	54
5.3.1 Caso 1: Casa Popular	55
5.3.2 Caso 2: Edifício	57
6. VERIFICAÇÃO DO TIPO DE FUNDAÇÃO MAIS ADEQUADO	59
6.1 Análise e Pré-Dimensionamento.....	59
6.1.1 Sapata Isolada Rígida para o Caso 2	59
6.2 Dimensionamento dos Elementos de Fundações Adotados	62
7. ANÁLISE DOS RESULTADOS	67
7.1 Verificação do Recalque Imediato.....	71
8. CONCLUSÃO.....	72
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	74
Anexo A.....	76
Anexo B.....	77
Anexo C	80

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho analisa os tipos de fundações rasas que podem ser aplicadas na construção de casas populares, a fim de viabilizar o fator custo-benefício das fundações. A escolha do tipo de fundação depende especificamente do estudo dos parâmetros do solo, e são imprescindíveis para determinar o perfil do substrato e suas propriedades.

Dentre a complexidade da engenharia, as sapatas armadas representam um modelo simples de execução, as quais requerem uma demanda moderada de concreto e baixo volume de escavação.

Nesta perspectiva, quando se trata da concepção de projetar, é necessário analisar critérios de dimensionamento. Algumas sugestões de fundações de acordo com as condições do subsolo são importantes para auxiliar o estudo. Conforme Goodman e Karol (1968), quando se há uma camada resistente à pequenas profundidades, as possibilidades de fundações aplicáveis são sapatas ou blocos.

Costumeiramente observa-se em obras de pequeno porte a prática de não execução de investigação do subsolo. Cesar, Milititsky e Schnaid (2008) afirmam que isso ocorre por motivos econômicos, entretanto, é uma prática inaceitável. Os autores ainda relatam que a normalização vigente ABNT – Associação Brasileira de Norma Técnica (NBR 6122/1996; NBR 8036/1983) e o bom senso devem auxiliar o tipo de programa de investigação, o número mínimo de furos de sondagem e a profundidade de exploração. Neste sentido, este trabalho analisa o dimensionamento geométrico e estrutural de elementos de fundação diretas, do tipo sapata, para construção de casas populares de dois pavimentos, e um edifício com quatro pavimentos, de baixo custo, viabilizando as dimensões das fundações.

2. JUSTIFICATIVA

É fato que o profissional da construção civil sempre vai ser movido pela busca incessante de solução de problemas nas edificações, uma vez que na sua área é constante se deparar com um leque de desafios, e na fundação não seria diferente.

A fundação é um sistema capaz de transmitir as cargas provenientes da estrutura ao solo. Apesar de haver uma preocupação grande com a fundação, seu comportamento a longo prazo pode ser afetado por inúmeros fatores, iniciando por aqueles decorrentes do projeto propriamente dito, que envolve o conhecimento do solo, passando pelos procedimentos construtivos e finalizando por efeitos de ocorrências ou patologias pós-implantação, as quais provocam degradação.

Nesta perspectiva, para evitar a instabilidade e conseqüentemente o desaprumo das obras, faz-se indispensável o conhecimento profundo das técnicas, material adequado, execução e fiscalização dos tipos de fundações rasas. Tratando-se de uma obra de pequeno porte, as fundações rasas apresentam uma ótima opção quando se refere ao aspecto custo-benefício.

A cada dia se vê uma cultura extremamente desenfreada de construir sem uma análise minuciosa do solo, e conseqüentemente a dimensão do elemento estrutural. Assim, os elementos podem ser superarmados ou subarmados. Os elementos superarmados possuem uma área de aço maior que a necessário para suprir as ações provenientes da estrutura, sendo essa prática antieconômica. De contra partida os elementos subarmados possuem uma área de aço inferior que a suficiente para atender exigências mínimas estabelecidas pela norma. Conclui-se que essa pratica não satisfaz o problema no que diz respeito as cargas exigidas pelos imóveis. Para evitar ambas as ações, faz-se indispensável projetar as dimensões da fundação suficientemente para suprir as cargas existentes. O presente trabalho, também pode culminar em discussões acerca do tipo de fundação escolhida para casas populares, além de dar subsídios para possíveis dimensionamentos.

3. OBJETIVO

3.1 Geral

O principal objetivo deste trabalho enfatiza o estudo dos tipos de fundações rasas, ou seja, sapata associada, radier, grelha, vigas de fundação, sapata e bloco. Essa solução baseia-se em quantificar a resistência do solo, e conseqüentemente a definição da geometria da fundação, bem como a armadura.

3.2 Especifico

Analisar métodos de estudo de investigação do subsolo com o objetivo de definir o tipo de fundação mais viável para o caso específico de casas populares em Delmiro Gouveia. Além disso, busca otimizar uma solução adequada e econômica de fundações para casas populares de acordo com os parâmetros do solo.

4. REFERENCIAL TEÓRICO

4.1 Aspectos Gerais

Joppert Júnior (2007) afirma que a fundação de uma obra não representa o componente mais oneroso da construção, seu custo estima-se entre 3% e 7% do custo total do imóvel. Além disso, o autor afirma que, erros conceituais de projetos e na execução são comuns na prática, inviabilizando consideravelmente a obra no que diz respeito a recuperação estrutural das fundações.

O elemento estrutural de fundação deve ser projetado e executado de acordo com os parâmetros exigidos pela NBR 6122 - Projeto e execução de fundações (ABNT, 1996).

Segundo Alonso (2009), as fundações devem suportar as solicitações das cargas impostas pela construção e, conseqüentemente, apresentar condições fundamentais nas quais segue abaixo:

- Segurança, isto é, para as devidas considerações de cálculo devem ser baseados no estado limite último, bem como atender aos coeficientes de ponderação das resistências
- Funcionalidade, visa prever na fase de projeto danos como a fissuração excessiva da estrutura, assim como o recalque elástico do elemento de fundação e o recalque imediato do solo.
- Durabilidade, está intrinsecamente ligado a vida útil da fundação. Pra isso, deve haver um estudo minucioso das ações provenientes das cargas atuantes e do concreto utilizado, bem como o solo.

4.2 Conceito de Fundação Rasa

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 1996), a fundação rasa é um elemento estrutural responsável por suportar as cargas provenientes da construção e transmiti-la ao terreno. Essas cargas atuam necessariamente na base da mesma. Com relação a sua geometria, sua altura não deve ser maior que duas vezes a menor dimensão da fundação. Esse tipo de fundação é classificada em sapata, bloco, radier, sapata associada, viga de fundação e sapata corrida.

Alonso (2010) conceitua fundações rasas como elemento que se apoia logo abaixo da infraestrutura e se caracterizam pelas pressões distribuídas sob sua base.

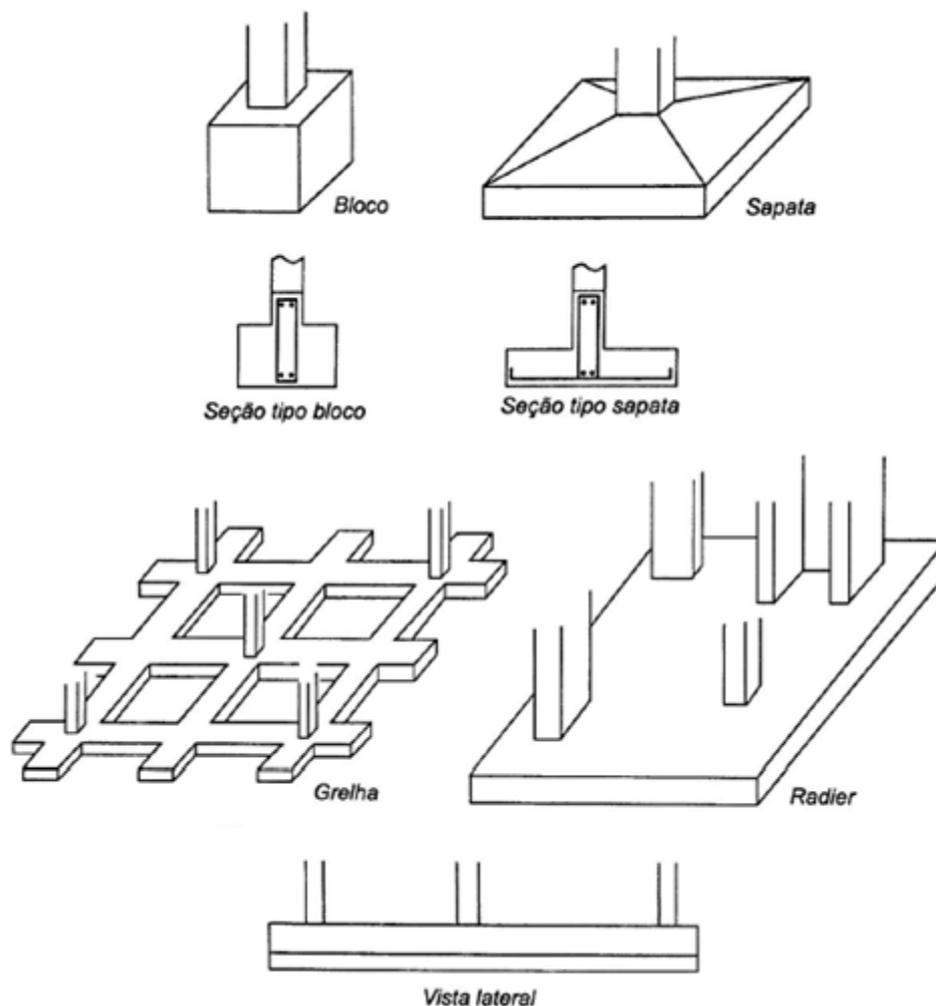
4.2.1 Tipos de Fundação

Hachich (*et al.*, 1998) conceitua os tipos de fundações rasas a seguir:

- Bloco – elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;
- Sapata – elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o do bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração;
- Vigas de fundação – elemento de fundação que recebe pilares alinhados, geralmente de concreto armado; pode ter seção transversal tipo bloco (sem armadura transversal), quando são frequentemente de baldrame, ou tipo sapata, armadas;
- Grelha – elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que cruzam nos pilares;
- Sapata associada – elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, o que a difere do radier, sendo que estes pilares não são alinhados, o que a difere da viga de fundação;
- Radier – elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra.

A Figura 1 apresenta os tipos de fundações rasas:

Figura 1 - Tipos de fundação.



Fonte: Hachich (*et al.*, 1998).

Os elementos de fundações armados comumente são utilizados quando solicitados à flexão. Diferentemente de blocos não armados, por exemplo. Este tipo de elemento é utilizado em construções pré-moldado. Com objetivo principal de estabilizar as ações provenientes do vento na tentativa de levantar essas estruturas.

4.3 Elementos Indispensáveis para o Projeto

Hachich *et al.*, (1998) afirma que, para projetar fundações, deve-se obter necessariamente dados dos elementos a seguir:

1 - Topografia da área

- Levantamento topográfico (planialtimétrico);
- Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam atingir terreno).

2 - Dados geológicos-geotécnicos

- Investigação do subsolo (às vezes em duas etapas: preliminar e complementar);
- Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos aéreas e de satélite, levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área etc).

3 - Dados sobre construções vizinhas

- Número de pavimentos, carga média por pavimento;
- Tipos de estrutura e fundações;
- Desempenho das fundações;
- Existência de subsolo;
- Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

4 - Dados da estrutura a construir

- Tipo e uso que terá a nova obra
- Sistema estrutural
- Sistema construtivo
- Cargas (ações nas fundações).

Esses mesmo autores ainda enfatizam que é imprescindível que o projetista deve adentrar no local da construção para se fazer uma avaliação minuciosa dos aspectos relevantes da obra, como, por exemplo, os deslocamentos admissíveis e os fatores de segurança adotados.

4.4 Estudo Preliminar

Caputo (2008) afirma que a metodologia adotada deve envolver um estudo preliminar indispensável para qualquer projeto de fundação, compreendendo:

a) Cálculo das cargas atuantes sobre a fundação

- As cargas da estrutura devem ser transmitidas às camadas de terreno capazes de suportá-las sem ruptura;

b) Estudo do terreno

- Deformações das camadas de solo subjacentes às fundações devem ser compatíveis com as da estrutura;
- A execução das fundações não deve causar danos as estruturas vizinhas;
- Ao lado do aspecto técnico, a escolha do tipo de fundação deve atentar também para o aspecto econômico.

Sendo atendidos os requisitos preliminares, a etapa seguinte é iniciar o detalhamento e dimensionamento da fundação. Caputo, 2008, *apud* Goodman e Karol, 1968, sugerem aspectos sobre a escolha do tipo de fundação, como visto na Tabela 1.

Tabela 1 – Sugestões sobre a escolha do tipo de fundação.

Condições do subsolo	Possibilidades de fundação	
	Estruturas leves, Flexíveis	Estruturas pesadas, Rígidas
Camada resistente à pequena profundidade	Sapatas ou blocos	1) Sapatas ou blocos 2) "Radier" raso
Camada compressível de grande espessura	1) Sapatas em solo não coesivo previamente compacto 2) "Radier" raso 3) Estacas flutuantes	1) "Radier" profundo com eventual estrutura de enrijecimento 2) Estacas de grande comprimento 3) Estacas flutuante
Camadas fracas sobrejacentes a uma camada resistente	1) Estacas de ponta 2) Sapatas ou blocos em solo não coesivo previamente compactado ou em solo pré-carregado 3) "Radier" raso	1) Estacas de ponta ou tubulões 2) "Radier" profundo
Camada resistente sobrejacente à camada fraca	1) Sapatas ou blocos 2) "Radier" raso	1) "Radier" profundo (Fundação flutuante) 2) Estacas de grande comprimento ou tubulões, atravessando a camada fraca
Camadas fracas e resistentes alternadas	1) Sapatas ou blocos 2) "Radier" raso	1) "Radier" profundo 2) Estacas ou tubulões com apoio numa camada resistente

Fonte: Adaptada pelo autor (CAPUTO, 2008).

4.4.1 Ações nas Fundações

Hachich (*et al.*, 1998), diz que as cargas geradas pela estrutura podem ser classificadas de diferentes maneiras. No exterior, por exemplo, nos Estados Unidos da América são comumente separadas em 2 grandes grupos:

a) Cargas vivas, separadas em:

- Cargas operacionais (ocupação, armazenamento, passagem de veículos, frenagens);
- Cargas ambientais (ventos, correntes) e
- Cargas acidentais (colisão, explosão, fogo).

b) Cargas permanentes

No Brasil as cargas são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais, com base na NBR 8681 (ABNT, 1984).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) resume as ações para o caso de construções usuais em:

- Ações permanentes: peso próprio, retração, protensão, retração, fluência e recalques;
- Variáveis: acidental vertical, vento e temperatura.

4.5 Estudo Geotécnico

A elaboração de projetos sejam eles geotécnicos em geral e de fundações em particular, exigem, um conhecimento adequado do solo (HACHICH *et al.*, 1998).

Os autores afirmam, ainda, que o ensaio Standard Penetration Teste (SPT) é o mais executado na maioria dos países do mundo, e praticamente o mais usual no Brasil. Isso se deve pelos equipamentos se adequarem em qualquer terreno, simples manuseio, e resultados satisfatórios. Através dele é possível obter a carga admissível do terreno.

De acordo com a NBR 8036 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios (ABNT, 1983) o número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo da estrutura, de suas

características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro da variação das camadas do subsolo do local em estudo. As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área da 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 projetista de fundações. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) Dois para área de projeção em planta do edifício até 200 m².
- b) Três para área entre 200 m² e 400 m².

Nos casos em que não houver ainda a 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.

Para este trabalho será tratado o procedimento geotécnico de campo, o ensaio de penetração dinâmica SPT.

4.5.1 Perfuração do SPT

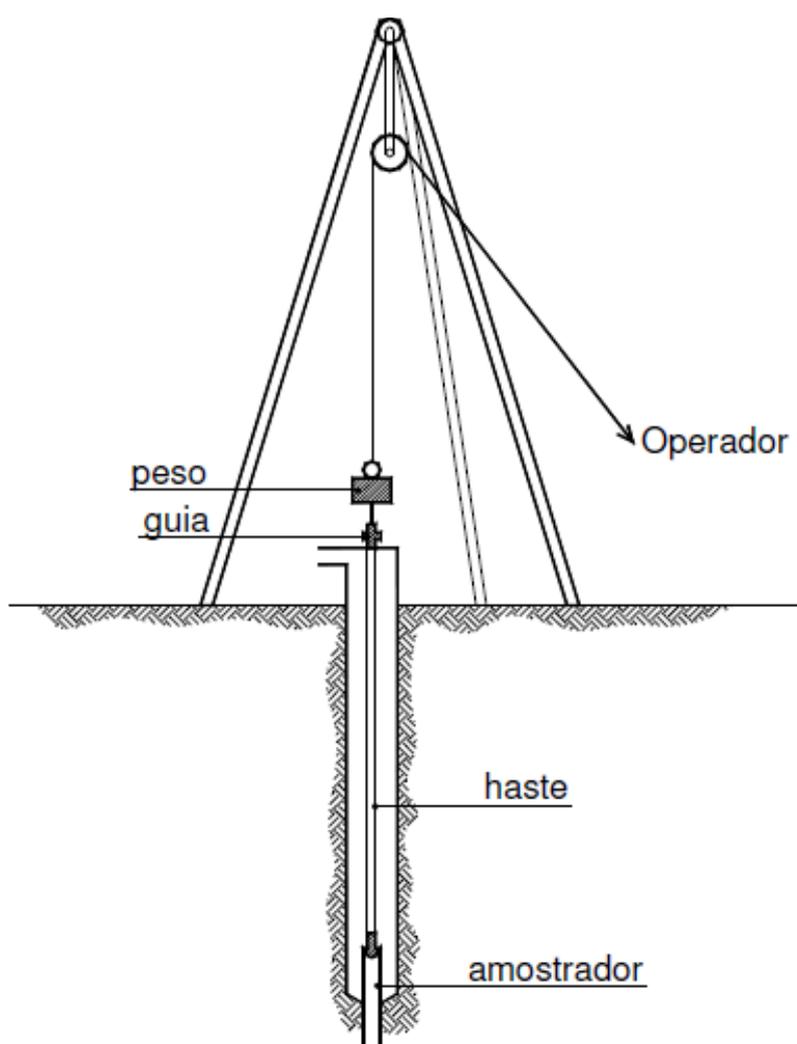
Todo e qualquer estudo deve ser realizado de acordo com as normas regulamentadoras. A NBR 6122 (ABNT, 1996) indica que as sondagens de reconhecimento à percussão são indispensáveis e devem ser executadas de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001). Levando-se em conta as particularidades da obra em projeto.

Ao se realizar uma sondagem pretende-se conhecer (HACHICH *et al.*, 1998):

- O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada, a cada metro perfurado;
- A resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado;
- A posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração.

O ensaio consiste na alocação do tripé, de modo que esteja bem alinhado, para evitar o desaprumo. Com o auxílio de um trato é escavado o primeiro metro, identificada como amostra zero. Adaptando-se um amostrador padrão, inicia-se o ensaio propriamente dito. Ergue-se o martelo de 65kg, com auxílio de uma corda e roldanas, até uma altura de 75 cm e deixa-se que caia sobre o amostrador. Esse procedimento é realizado até a penetração de 45 cm do amostrador padrão no solo. Conta-se o número de quedas do martelo necessário para a cravação de cada segmento de 15 cm do total de 45 cm. A soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm do amostrador é designada de N_{spt} (HACHICH *et al.*, 1998). Na Figura 2 ilustra-se o funcionamento e os componentes do ensaio SPT.

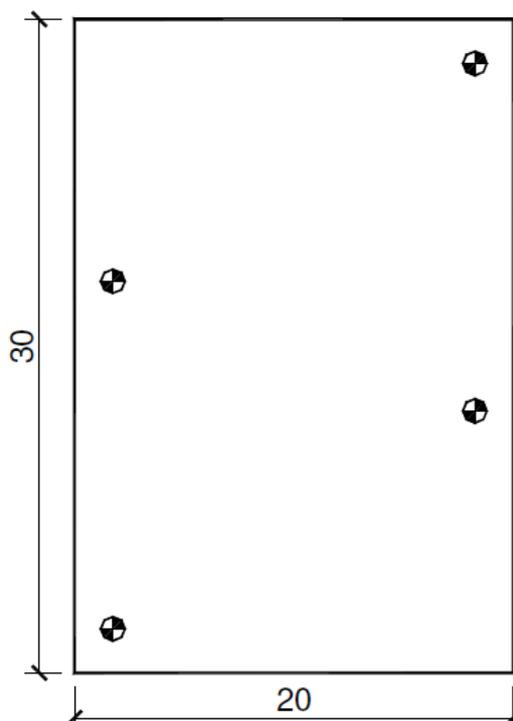
Figura 2 - Tripé empregado na execução do ensaio SPT.



Fonte: Adaptado pelo autor (Milito, 2014, *apud* Borges, 1972).

A NBR 6122 (ABNT, 1996) aborda a quantidade de furos de sondagem que dever ser de acordo com a área construída da construção, como já foi frisado. Com relação à disposição dos furos, eles não devem ser executados de maneira retilínea, ou seja, precisam abranger pontos estratégicos capaz de caracterizar o solo de forma eficaz. Na Figura 3 observa-se como deve ser realizada a locação dos furos:

Figura 3 - Disposição dos furos de sondagem



Fonte: Adaptado pelo autor (Milito, 2014, *apud* Borges, 1972).

Após o ensaio de campo é possível traçar os perfis de solo. Na Figura 4, é apresentado um exemplo de perfil de sondagem.

A partir do relatório de sondagem é possível visualizar como se evolui o solo estratificado, ou seja, as inúmeras camadas apresentadas são de diferentes características, tanto granulométrica assim como o índice a penetração (N_{spt}). Nas tabelas mostradas nos próximos capítulos observa-se que a partir do tipo do solo, pode determinar o N_{spt} e o peso específico do mesmo.

A problemática da determinação da capacidade de carga do solo, ainda é, para o engenheiro, um dado imprescindível para se projetar, afirma (CAPUTO, 2008).

4.5.2 Determinação da Capacidade de Carga de um Projeto

Através dos parâmetros estimados a partir das investigações geotécnicas, ou seja, o perfil de sondagem, é possível determinar a capacidade de carga.

Ponderando que o elemento estrutural sapata seja resistente, a capacidade de carga de um sistema sapata-solo é a tensão que provoca o rompimento do maciço de solo em que a sapata está introduzida (CINTRA, 2011).

Cintra, 2011, *apud* Terzaghi, 1943, em seus estudos desenvolveu hipóteses para se obter a capacidade de carga de um sistema sapata-solo:

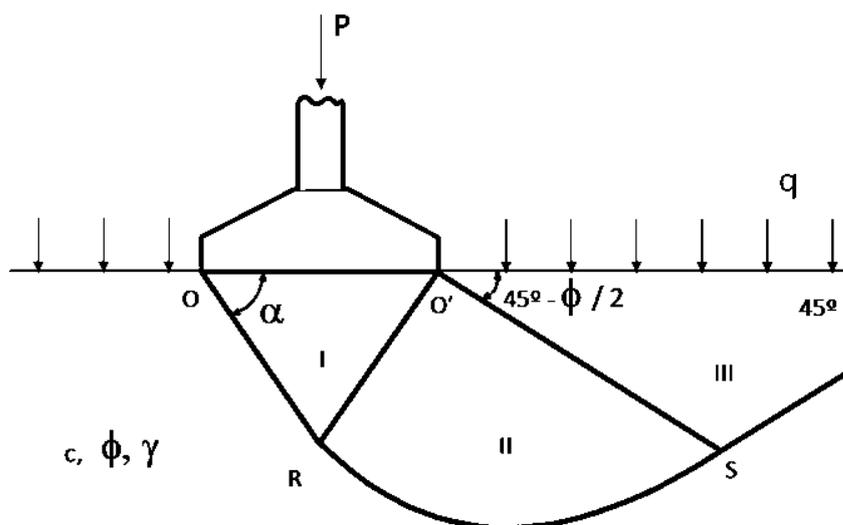
- 1) Tratando-se de uma sapata corrida, o que nos leva a dizer que o seu comprimento L é bem maior que sua largura B ($L \geq 5B$), o que constitui um problema bidimensional;
- 2) A profundidade de embutimento é inferior à largura da sapata ($h \leq B$). Esta simplificação implica substituir a camada de solo de espessura h e peso específico γ por uma sobrecarga $q = \gamma h$;
- 3) O maciço de solo sob a base da sapata é compacto ou rijo, isto é, trata-se de um caso de ruptura geral.

Para determinar a capacidade de carga Cintra, 2011, *apud* Terzaghi, 1943, esquematizou o problema onde a superfície potencial de ruptura ORST é composta

pelos trechos retos OR e ST e por uma espiral logarítmica no trecho intermediário RS.

Os segmentos de reta OR e O'R fazem um ângulo α com a base da sapata e os segmentos O'S e ST são inclinados de $45^\circ - \phi/2$ em relação à horizontal. Como apresentado na Figura 5:

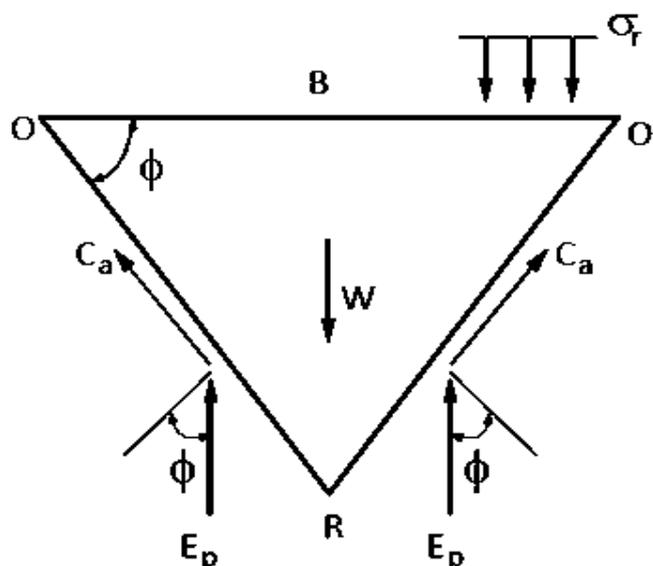
Figura 5 - Superfície potencial de ruptura.



Fonte: Cintra, 2011, *apud* Terzagui, 1943.

Analisando a cunha de solo I por meio do princípio de ação e reação tem-se que o somatório de forças verticais pode ser entendido através da Figura 6:

Figura 6 - Cunha de solo sob a base da sapata.



Fonte: Cintra 2011, *apud* Terzaghi, 1943.

Através do somatório das forças que atuam o empuxo passivo E_p e as forças de coesão C_a pode-se simplificar obtendo a capacidade de carga solo-sapata.

A capacidade de carga de um solo depende intimamente de três tipos de variáveis: parâmetros do solo, as dimensões da base da sapata, e o embutimento da sapata no maciço de solo. O autor ainda afirma que esses parâmetros constituem um sistema sapata-solo. Como nota-se na equação (1) (CINTRA, 2011, *apud* TERZAGHI, 1943).

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (1)$$

Onde,

c = coesão

N_c , N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga

S_c , S_q e S_γ = fatores de forma

q = sobrecarga

γ = peso específico

B = largura da sapata

Cujas parcelas representam, essencialmente, contribuições da coesão, sobrecarga e peso específico. A coesão é a interação entre partículas dos solos argilosos. Os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ são escalares e dependem intrinsecamente do ângulo de atrito. Já o ângulo de atrito é o ângulo formado entre os grãos de areia. E os fatores de formas dependem tanto dos fatores de capacidade de carga como das dimensões do elemento de fundação. O autor concluiu que o solo pode se romper de três maneiras: ruptura geral, ruptura por puncionamento e ruptura local.

- **Ruptura Geral**

Ocorre em solos rígidos, o autor Cintra, 2011, *apud* Terzaghi, 1943, propõe uma reformulação nos fatores da equação da capacidade de carga proposto por Terzaghi de acordo com a eq. (1). A Figura 7 mostra como ocorre à ruptura geral.

Figura 7 - Ruptura geral.



Fonte: Cintra, 2011, *apud* Vesic, 1975.

Nota-se a partir do gráfico acima, que neste tipo de ruptura o solo não sofre grandes recalques.

Cintra, 2011, *apud* Vesic, 1975, como já foi frisado, diz que os fatores de capacidade de carga dependem intimamente do ângulo de atrito. Para o cálculo dos fatores de forma, precisa-se pré-estabelecer a geometria da sapata, bem como o ângulo de atrito. A seguir serão abordados esses valores.

- **Ruptura por Puncionamento**

Comumente ocorre em solos fofos ou moles, Cintra, 2011, *apud* Terzaghi, 1943, utiliza para os cálculos da capacidade de carga a mesma equação para a ruptura geral, entretanto, minora dois parâmetros do solo (coesão e ângulo de atrito), da seguinte forma:

$$c^* = \frac{2}{3}c \quad (2)$$

e

$$\text{tg } \phi^* = \frac{2}{3}\text{tg } \phi \quad (3)$$

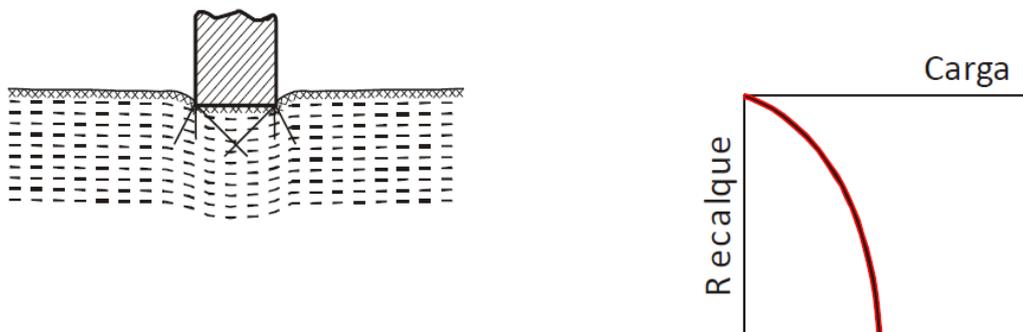
Ou seja, tanto a coesão como o ângulo de atrito, neste tipo de ruptura, sofrem uma minoração de 2/3, tornando-se assim c^* e ϕ^* respectivamente. A partir disto os fatores de capacidade de carga sofrerão mudanças, tornando-se N'_c , N'_q e N'_γ .

Desta maneira a equação da capacidade de carga por punção é dado pela equação (4):

$$\sigma'_r = C^* N'_c S_c + q N'_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma S_\gamma \quad (4)$$

A figura 8 demonstra a tendência do solo acompanhar o recalque da sapata:

Figura 8 - Ruptura por punção.



Fonte: Cintra, 2011, *apud* Vesic, 1975.

O que acontece nesse tipo de solo quando ele se rompe, é o deslocamento vertical, como pode notar no gráfico.

- **Ruptura Local**

Normalmente ocorre em solos compressíveis, ou seja, solos moles. Neste sentido Cintra, 2011, *apud* Vesic, 1975, reformula a equação proposta por Terzaghi na ruptura geral introduzindo um novo método na obtenção da capacidade de carga, chamados de fatores de compressibilidade.

Nas Tabelas 2 e 3 seguem os fatores de capacidade de carga que depende do ângulo de atrito e os fatores de forma que estão ligados a geometria da sapata e dos fatores de capacidade de carga.

Tabela 2 – Fatores de capacidade de carga.

φ°	Nc	Nq	Ny	Nq/Nc	tg φ	φ°	Nc	Nq	Ny	Nq/Nc	tg φ
0	5,14	1	0	0,2	0	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,2	0,02	27	23,94	13,2	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,2	0,15	0,21	0,03	28	25,8	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,9	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,4	22,4	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,6
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,7	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,3	48,03	0,72	0,7
10	8,35	2,47	1,22	0,3	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,8	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,8	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,4	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,2	109,41	0,85	0,84
15	11	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,9	130,22	0,88	0,87
16	11,6	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,9
17	12,3	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,1	5,26	4,07	0,4	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,8	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1
20	14,8	6,4	5,39	0,43	0,36	46	152,1	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,8	7,07	6,2	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,9	7,82	7,13	0,46	0,4	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,1	8,66	8,2	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,3	9,6	9,44	0,5	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,2	1,19
25	20,7	10,66	10,88	0,51	0,47						

Fonte: Adaptado pelo autor (Cintra, 2011, *apud* Vesic, 1975).

Tabela 3 – Fatores de forma.

Sapata	Sc	Sq	Sy
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + (B/L) (Nq/Nc)$	$1 + (B/L) \text{tg } \varphi$	$1 - 0,4 (B/L)$
Circular ou quadrada	$1 + (Nq/Nc)$	$1 + \text{tg } \varphi$	0,60

Fonte: Adaptado pelo autor (Cintra, 2011, *apud* Vesic, 1975).

4.6 Parâmetros do Solo

É indispensável o conhecimento dos parâmetros geotécnicos dos solos, uma vez que esses estão ligados diretamente com a resistência e deformabilidade dos mesmos, e a partir deles é possível otimizar os elementos de fundação capazes de suportar as cargas provenientes dos edifícios, por exemplo.

Conforme Cintra (2011), no cálculo da capacidade de carga de fundações considera-se como forma mais crítica a condição não drenada dos solos, já que o decréscimo da pressão neutra implicará num aumento da capacidade de carga.

Nesta perspectiva, utiliza-se os valores não drenados de coesão e de atrito para os cálculos.

4.6.1 Coesão

É um parâmetro intrínseco à argila. Se por ventura não há resultados de ensaios de laboratórios para obtenção do valor da coesão não drenada, faz-se necessário uma estimativa (CINTRA, 2011). Nesta perspectiva Cintra, 2011, *apud* Teixeira e Godoy, 1996, propõem a seguinte correlação com o índice de resistência à penetração N_{spt} :

$$C = 10N_{spt} \text{ (kPa)} \quad (5)$$

4.6.2 Ângulo de Atrito

Pode-se afirmar que é um parâmetro intrínseco de solos com natureza arenosa. Para estimar o ângulo de atrito, dois grandes autores desenvolveram correlações empíricas com o índice de resistência a penetração do SPT. Ou seja, pode-se determinar o tipo de solo de acordo com o N_{spt} (CINTRA, 2011). A tabela 4 mostra os respectivos valores:

Tabela 4 - Peso específico de solos arenosos

N_{spt}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: Adaptado pelo autor (Cintra, 2011, *apud* Teixeira e Godoy, 1996).

$$\text{De Godoy (1983): } \phi = 28^\circ + 0,4N_{spt} \quad (6)$$

$$\text{E de Teixeira (1996): } \phi = \sqrt{20n_{spt}} + 15^\circ \quad (7)$$

4.6.3 Peso Específico

Quando não é possível adquirir dados reais em laboratórios dos pesos específicos dos solos, adota-se uma aproximação dos mesmos (CINTRA, 2011). Para tanto Cintra, 2011, *apud* Teixeira e Godoy, 1996, propõe estimativas de acordo com a consistência da argila e da compactidade da areia, respectivamente. A NBR 6484 (ABNT, 2001) diz que o estado de consistência dos solos finos e a compactidade dos solos grossos são adquiridos em função do índice de resistência à penetração N_{spt} . Abaixo segue as respectivas tabelas 5 e 6:

Tabela 5 – Estados de compactidade e de consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
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)

Fonte: Adaptado pelo autor (ABNT, 2001).

A seguir são apresentados os respectivos pesos específicos de acordo com a resistência a penetração de solos argilosos e arenosos:

Tabela 6 – 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

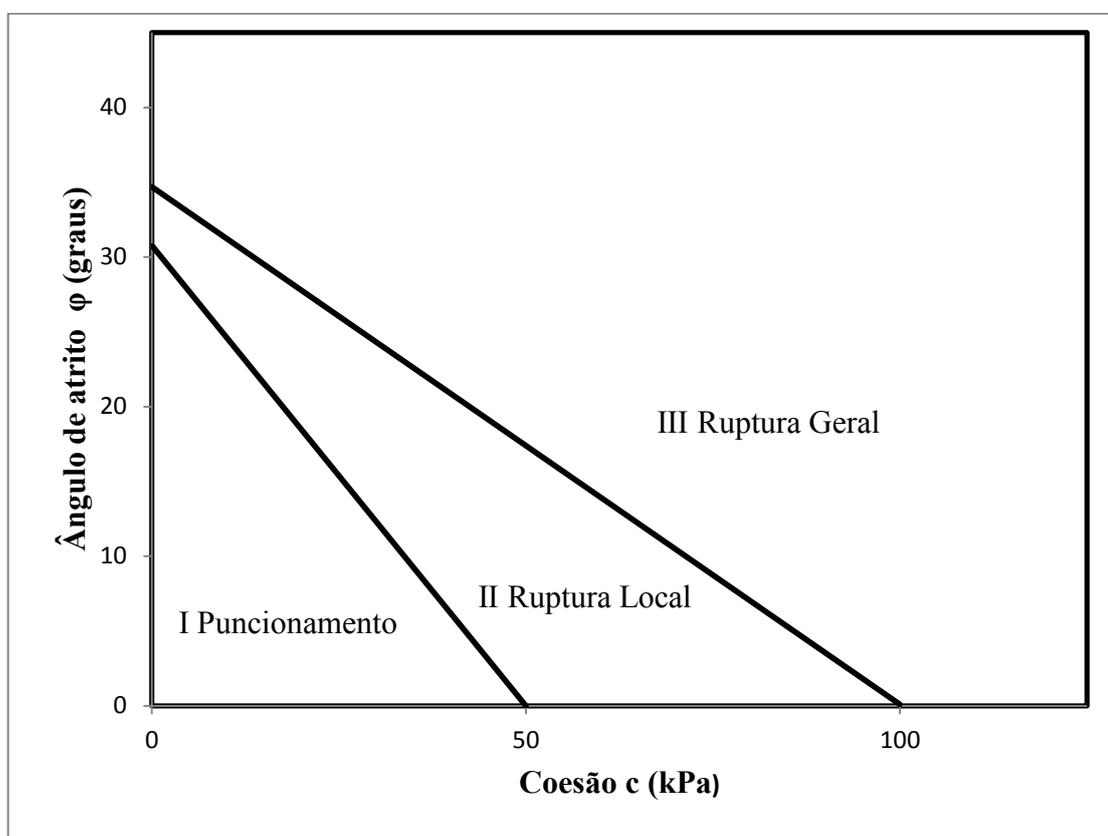
Fonte: Adaptado pelo autor (Cintra, 2011, *apud* Teixeira e Godoy, 1996).

A partir das tabelas 5 e 6, que diz respeito ao tipo de solo e a consistência, pode-se estimar o índice a penetração N_{spt} .

4.6.4 Modo de Ruptura em Solo $C \times \Phi$

A consistência das argilas varia de acordo com o N_{spt} . De maneira análoga observam-se nas areias, a variação da compactidade de acordo com o N_{spt} . Esses dados, em conjunto com as correlações de coesão e ângulo de atrito Cintra (2011), permitem desenvolver um diagrama para identificar o tipo de ruptura em solos $c \times \phi$. Nas abscissas localiza-se a coesão (kPa) e nas ordenadas o ângulo de atrito ϕ , indicando os intervalos que correspondem aos três tipos de ruptura, conforme apontado na Figura 9.

Figura 9 – Modos de ruptura para solos C- Φ .



Fonte: Adaptado pelo autor (Cintra, 2011).

Tendo-se como dado de entrada a coesão nas abscissas e/ou o ângulo de atrito, dispondo-os no gráfico determina-se o tipo de ruptura do solo.

4.6.5 Recalque

Todo e qualquer elemento estrutural recalque. O fato é que, nos cálculos, os elementos são considerados indeslocáveis. Por isso, deve ser considerado nos projetos as estimativas desses e os valores apresentados devem ser menores que o admissível. O recalque de uma sapata pode ser conceituado como o deslocamento vertical para baixo da base da sapata em relação a um referencial fixa como o indeslocável (CINTRA, 2011).

O recalque absoluto provém do recalque diferencial oriundo das cargas do edifício que são decompostas em duas parcelas:

$$\rho = \rho_c + \rho_i \quad (8)$$

Onde ρ_c representa recalque de adensamento típico das argilas saturadas sob ações permanentes. E ρ_i diz respeito ao adensamento imediato, ou seja, sob aplicação de carregamento ele se processa em tempo muito curto.

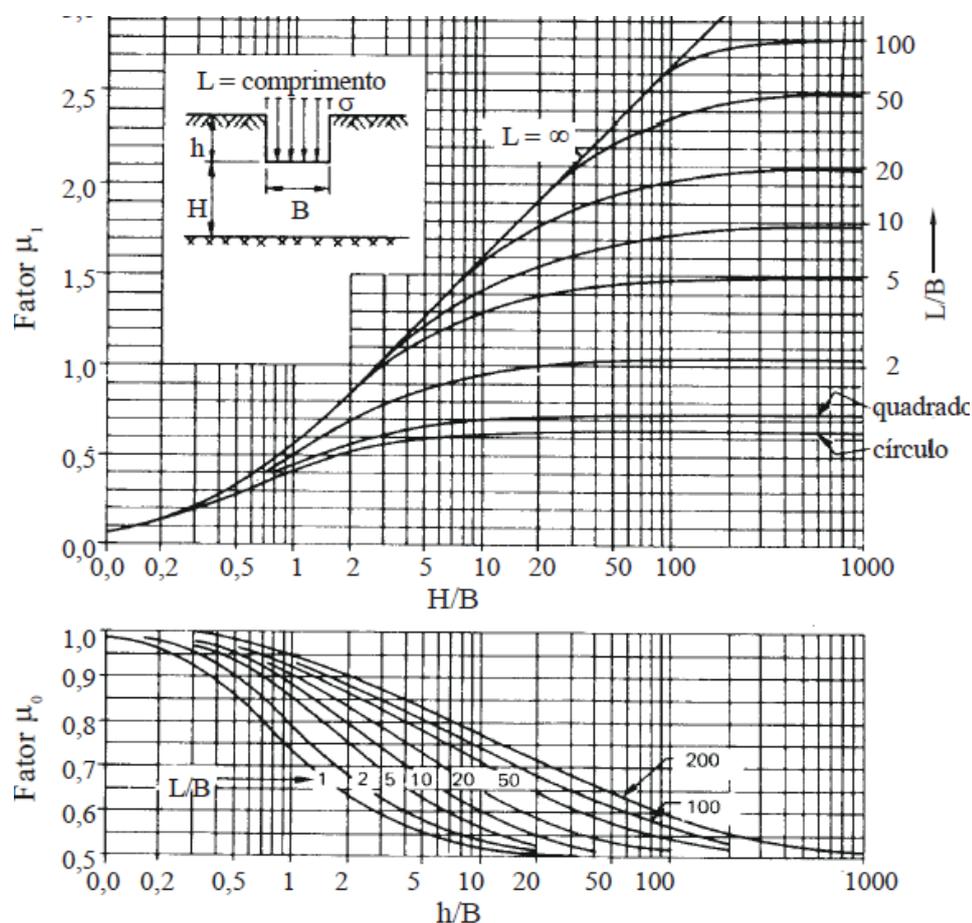
Neste item atenta-se ao cálculo do recalque estrutural, ou seja, o recalque imediato. O procedimento de calculo é diferenciado quando se conhece ou não o solo rochoso. Para a estimativa do valor do recalque imediato de fundações rasas as sapatas serão consideradas em meio elástico homogêneo, ou seja, o maciço deslocado volta a seu estado de origem.

- **Camada Finita**

É empregado em casos em que a espessura do solo é conhecido, ou seja, finito. Para avaliar o recalque utiliza-se os esquemas das Figuras abaixo, em que se deve conhecer a largura e comprimento da sapata (B e L), a altura de embutimento da sapata e a espessura contada da base da sapata até a rocha (h e H) (CINTRA, 2011).

Janbu et al, 1956, *apud* Simons e Menzies, 1981, desenvolveram um gráfico para determinar os fatores μ_0 e μ_1 que estão ligados intimamente ao recalque. Na Figura 10 configura-se esses parâmetros:

Figura 10 – Fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada finita.



Fonte: Janbu et al, 1956, *apud* Simons e Menzies, 1981.

É válido salientar que a utilização do ábaco da Figura 10 é sutil, ou seja, a depender do uso pode se obter valores distintos mas que se aproximam. E tendo-se como dado a largura e comprimento da sapata (B e L) e a altura de embutimento da sapata e a espessura contada da base da sapata até a rocha (h e H) estima-se os fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalque imediato

Assim, pode-se calcular o recalque a partir da equação (9):

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s} \quad (9)$$

Onde B é a base da sapata.

Para tanto faz necessário o cálculo do módulo de deformabilidade dada pela equação (10) a seguir:

$$E_s = \alpha KN_{SPT} \quad (10)$$

E a partir das tabelas 7 e 8 pode-se calcular o modulo de elasticidade.

Tabela 7 - Fator α de correlação de E_s

Solo	α
areia	3
silte	5
argila	7

Fonte: Adaptado pelo autor (Cintra, 2011, *apud* Teixeira e Godoy, 1996).

Tabela 8 - Coeficiente K de correlação para determinar E_s .

Solo	K (MPa)
areia com pedregulhos	1,1
areia com pedregulhos	0,9
areia siltosa	0,7
areia argilosa	0,55
silte arenoso	0,45
silte arenoso	0,35
argila arenosa	0,3
silte argiloso	0,25
argila siltosa	0,2

Fonte: Adaptado pelo autor (Cintra, 2011, *apud* Teixeira e Godoy, 1996).

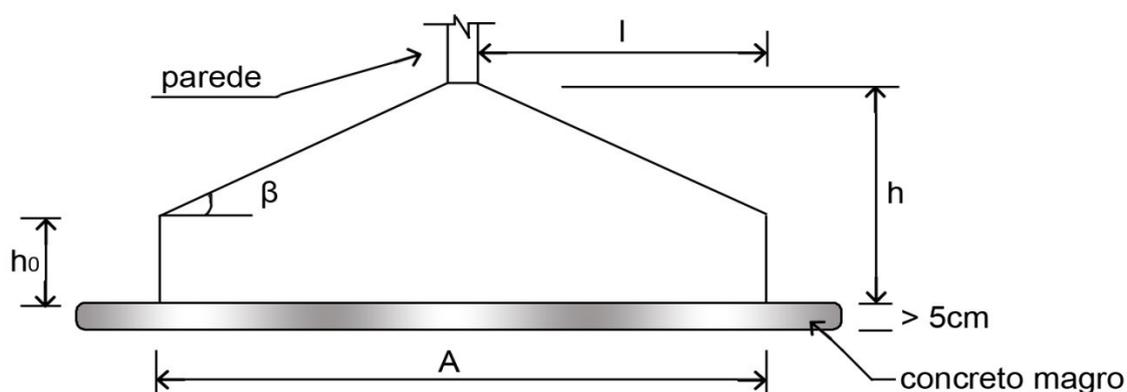
4.6.6 Dimensionamento

- **Sapatas Rígidas sob Paredes**

Araújo (2014) afirma que a distribuição de deformações em uma seção transversal é não linear. Nesta perspectiva a sapata é analisada através do modelo de bielas e tirantes. Para que a sapata possua um bom desempenho, deve ser executado na base da sapata uma camada de concreto magro de no mínimo 5cm de espessura e o ângulo de inclinação da face superior deve ser pequeno ($\beta \leq 30^\circ$).

O autor ainda frisa que uma sapata é considerada rígida quando a altura h deve ser superior à metade do balanço l . De acordo com a Figura 11 fica mais evidente.

Figura 11 – Sapata corrida sobre parede.



Fonte: ARAÚJO, José Milton. Curso de Concreto Armado, vol. 4.

Com relação a esse quesito, a NBR 6118 (ABNT, 2014) deixa claro que a altura h da sapata é calculada em função da largura A e da espessura a da parede, de acordo com a seguinte relação:

$$h \geq \frac{A - a}{3} \quad (11)$$

A seguir aborda-se mais sobre o dimensionamento tratado por Araújo (2014).

A espessura h_0 deve estar entre os limites estabelecidos a seguir

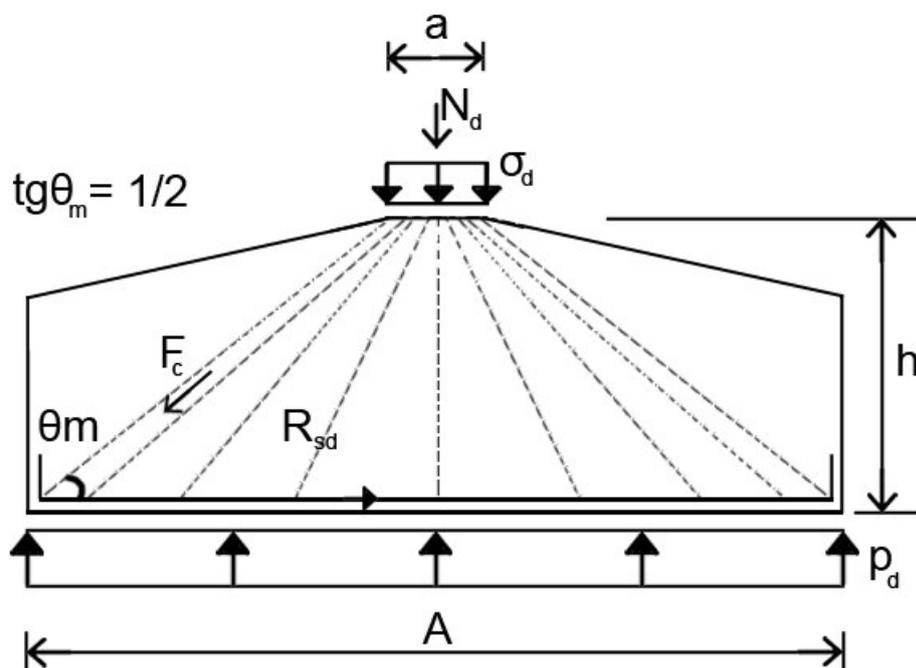
$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (12)$$

Além disso, a largura da sapata é estimada de acordo com a força vertical N_k proveniente dos esforços do edifício e o peso próprio da sapata W_k , como mostra a equação (13)

$$A \geq \frac{N_d + W_k}{\sigma_{adm}} \quad (13)$$

Na Figura 12, representa-se a sapata sob ação de uma carga de cálculo N_d , esta reação é conduzida até a base da sapata por meio de diversas bielas inclinadas que se apoiam no tirante constituído pela armadura. Além disso, as bielas mais afastadas do eixo da parede possuem uma inclinação $\Phi_m = \text{tg}^{-1} 1/2$.

Figura 12 – Modelo de bielas e tirantes.



Fonte: ARAÚJO, José Milton. Curso de Concreto Armado, vol. 4.

A tensão σ_d representa o esforço aplicada no topo da sapata, é dado pela equação (14),

$$\sigma_d = \frac{N_d}{a} = \frac{\gamma_f N_k}{a} \quad (14)$$

Onde N_d é a força majorada pelo fator de segurança, neste caso 1,4 e a , a espessura do pilar.

Por conseguinte, a área de aço, deduzida por Araújo (2014), em que a f_{yd} é a tensão de escoamento da armadura, de acordo com a equação (15):

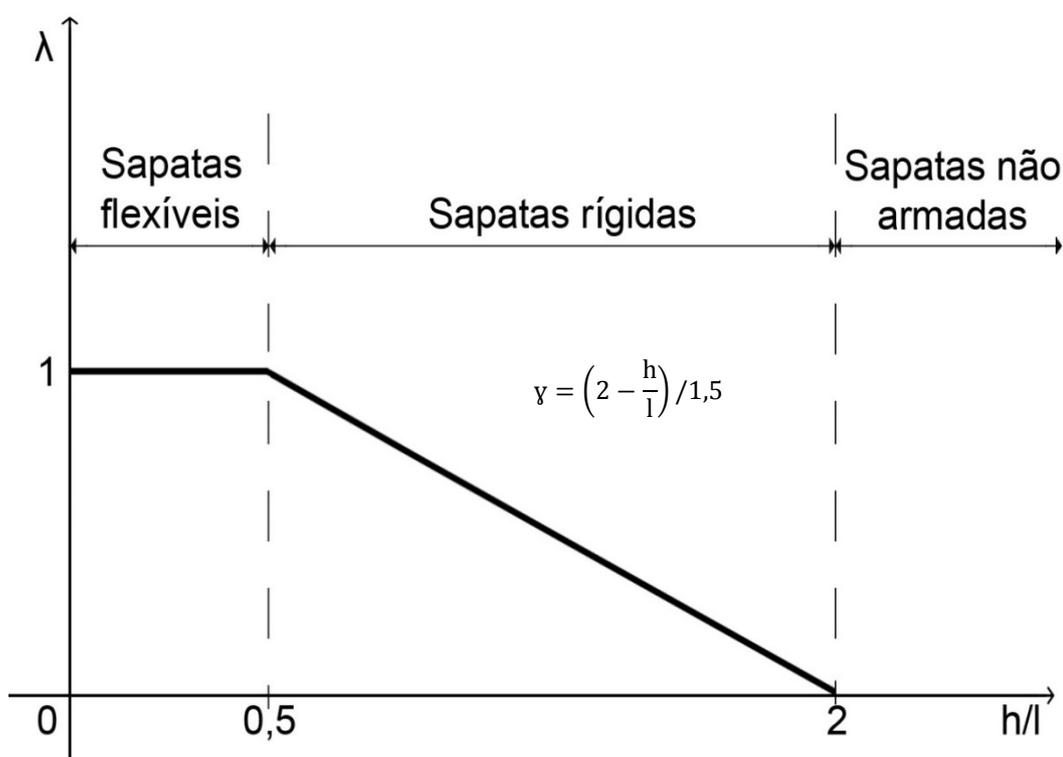
$$A_s = \frac{N_d (A - a)}{8Zf_{yd}} \cong \frac{N_d (A - a)}{0,85d \cdot 8f_{yd}} \quad (15)$$

Deve-se manter a armadura principal de A_s na extensão da largura da sapata sem nenhuma redução e ancoradas com ganchos nas extremidades. Para evitar ruptura da aderência, estima-se a utilização de barras de pequenas bitolas e com espaçamentos reduzidos.

No sentido longitudinal da sapata, ou seja, no sentido da parede, visando conter os momentos longitudinais devido aos recalques diferenciais, coloca-se uma armadura de distribuição que não deve ser menor que $A_s/5$.

De forma simplificada, o critério para obter a armadura mínima das sapatas como observa-se na Figura 13:

Figura 13 – Armaduras mínimas para sapatas.



Fonte: ARAÚJO, José Milton. Curso de Concreto Armado, vol. 4.

$$A_{s,minSP} = \gamma A_{s,min}$$

$A_{s,minSP}$ = armadura mínima para sapatas

$A_{s,min}$ = armadura mínima para vigas esbelta

Mendonça (2010) fez um comparativo de soluções de fundações rasas para a cidade de Santana do Ipanema, localizada no estado de Alagoas, o qual analisou a sapata corrida e radier. O solo em estudo apresentou capacidade de carga de 1

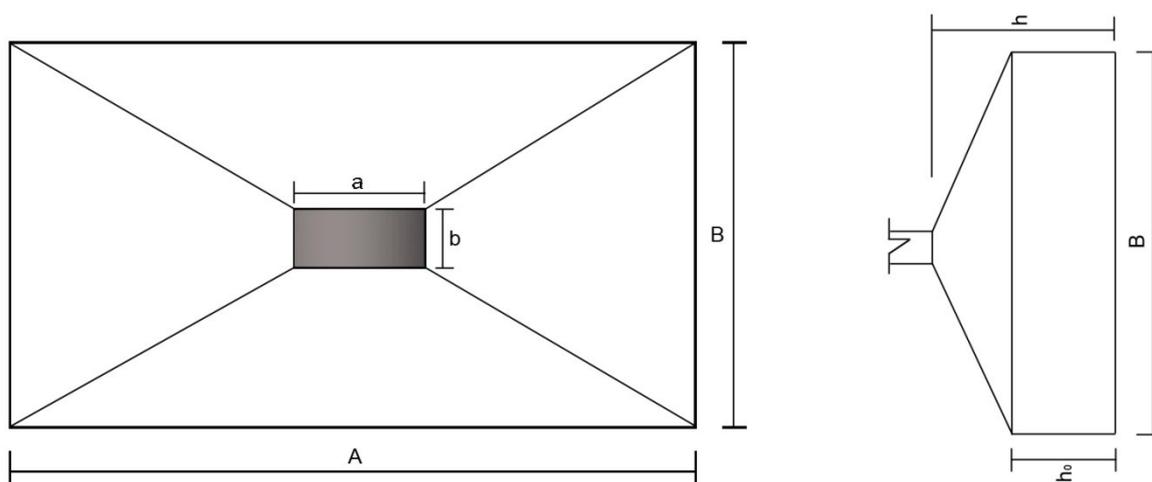
kg/cm². Feito as devidas verificações, e posteriormente o dimensionamento, definiu a geometria dos elementos estruturais. Analisando as duas opções notou-se que a opção sapata corrida obteve custo total menor que 17% sobre o elemento radier, inviabilizando assim a execução deste.

- **Sapatas Isoladas Flexível e Rígida**

A NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que o uso das sapatas isoladas flexíveis são infrequente, são utilizadas para cargas relativamente baixas e solos com pouca resistência. Diferentemente das sapatas rígidas, que normalmente são empregadas em solos resistentes. Além disso, Andrade (1989) aconselha a utilização de sapatas rígidas para solos com tensão admissível acima de 150 KN/m².

Os cálculos para a armadura das sapatas isoladas flexível e rígida se assemelham bastante com o procedimento de cálculo das sapatas corridas sob paredes. O diferencial está em que essas são armadas nas duas direções (ARAÚJO, 2014). Na Figura 14 são mostradas as dimensões da sapata sob pilar.

Figura 14 – Sapata rígida sob pilar.



Fonte: ARAÚJO, José Milton. Curso de Concreto Armado, vol. 4.

A área da sapata é dada como:

$$S = AB \quad (16)$$

Uma relação pertinente que se pode fazer é que,

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \quad (17)$$

Onde a e b são as dimensões da seção do pilar.

Com essa limitação, a equação (17) resulta na equação (18),

$$A = \sqrt{\frac{a}{b}} S \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{b}{a}} S \quad (18)$$

De maneira análoga às sapatas sob paredes, para ser uma sapata rígida, deve obedecer às seguintes restrições conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), caso não passa a ser uma sapata flexível.

$$h \geq \frac{A - a}{3} \quad \text{e} \quad h \geq \frac{B - b}{3} \quad (19)$$

Onde,

h = altura da sapata

A = largura da sapata

B = comprimento da sapata

a e b = dimensão do pilar

E a altura da borda deve respeitar os limites de h/3 e 20 cm.

Conseqüentemente a tensão σ_d aplicada no topo da sapata é dada pela equação (20)

$$\sigma_d = \frac{N_d}{a b} \quad (20)$$

onde N_d é a força normal majorada pelo fator de segurança 1,4. E, a b a área do pilar.

Antes de se obter a área de aço, deve-se fazer uma verificação da tensão aplicada no topo da sapata (ARAÚJO, 2014):

- Se resultar $\sigma_d \leq 0,2f_{ctd}$, onde f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto da sapata, atendendo a essa desigualdade, as bielas podem

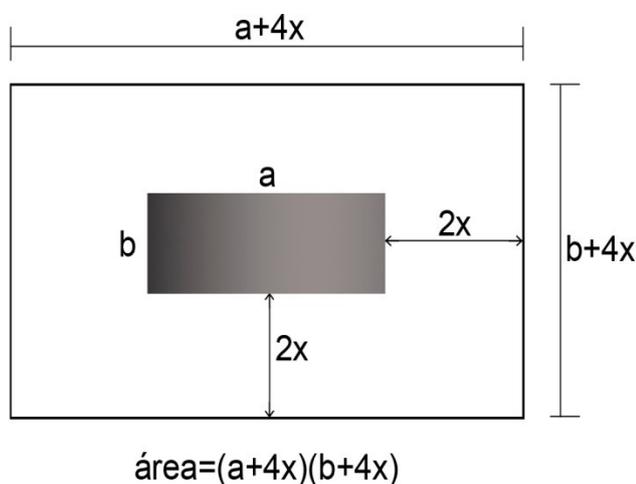
convergir para o topo da sapata, sem esmagamento. Neste caso, o braço de alavanca é $Z = d$, onde d é a altura útil da sapata junto às faces do pilar.

- Se $\sigma_d \geq 0,2f_{ctd}$, as bielas devem encaminhar-se para uma seção situada a uma distancia x do topo da sapata.

O f_{ctd} é o valor de cálculo da resistência à tração do concreto que depende da resistência característica do concreto e do escalar que majora o concreto.

A área dessa seção é mostrada na Figura 15.

Figura 15 – Seção a uma distância x do topo da sapata.



Fonte: ARAÚJO, José Milton. Curso de Concreto Armado, vol. 4.

A Figura 15 trata-se de um pilar genérico retangular, entretanto, pode ser empregado uma geométrica quadrada.

A tensão normal nesse plano horizontal é

$$\sigma_{1d} = \frac{N_d}{(a + 4x)(b + 4x)} \quad (21)$$

Introduzindo a equação 16 e fazendo $\sigma_{1d} \leq 0,2f_{cd}$ resulta

$$\sigma_{1d} = \frac{ab}{(a + 4x)(b + 4x)} \sigma_d \leq 0,20 f_{cd} \quad (22)$$

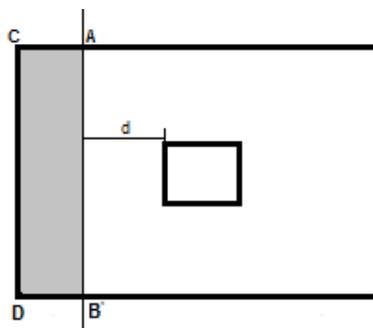
Por fim, são calculadas as armaduras nas duas direções, como mostram as equações (23) e (24):

$$A_{SX} = \frac{N_d (A - a)}{8Zf_{yd}}, \text{ cm}^2 \quad (23)$$

$$A_{SY} = \frac{N_d (B - b)}{8Zf_{yd}}, \text{ cm}^2 \quad (24)$$

Ademais, Alonso (2010) afirma que deve atender a algumas desigualdades para verificação do cisalhamento. A partir da Figura 16 pode-se determinar a área crítica no qual o cisalhamento devido à flexão pode ocorrer:

Figura 16 - Área de contribuição do Cisalhamento devido à flexão.



Fonte: ALONSO, Urbano Rodriguez. Exercícios de Fundações, ed. 2.

Determinando essa área passa-se para os seguintes cálculos:

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

Assim,

$$\tau_{adm} = 0,15 \sqrt{f_{c28}} \text{ (MPa) em que } f_{c28} = 0,75f_{ck} \quad (25)$$

e

$$\tau = Q/bd, \text{ onde } Q = S_{ABCD} \sigma_S \quad (26)$$

Onde,

f_{c28} = resistência característico do concreto após a cura de 28dias

τ = tensão cisalhante de projeto

τ_{adm} = tensão cisalhante admissível

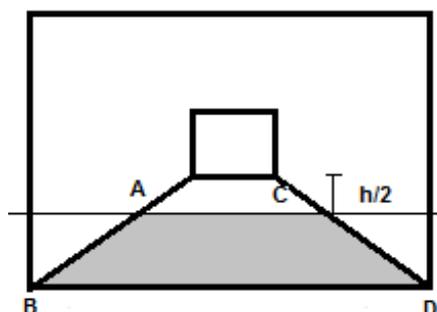
σ_S = tensão do solo

b = comprimento da sapata

d = altura útil da sapata

O equacionamento acima diz respeito à verificação do cisalhamento devido à flexão. O mesmo autor ainda afirma que deve averiguar-se o cisalhamento devido ao puncionamento, conforme nota-se na Figura 17 para o cálculo da área contribuinte:

Figura 17 - Área de contribuição do cisalhamento por Puncionamento.



Fonte: ALONSO, Urbano Rodriguez. Exercícios de Fundações, ed. 2.

Após o cálculo dessa área, deve ser feita as devidas verificações:

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

Assim,

$$\tau_{adm} = 0,3 \sqrt{f_c 28} \quad (27)$$

e

$$\tau = Q/b' d \text{ onde } b' \text{ é o comprimento AC} \quad (28)$$

Na pesquisa desenvolvida por Soares (2011) diz respeito essencialmente a um estudo de caso de fundações rasas para residências populares com três pavimentos em São Paulo. No qual foi realizado todo o processo tradicional de estudo, desde a concepção de projeto até a execução. Onde foi constatado um solo de baixa resistência. Logo adotou-se para esta obra a sapata isolada apresentando uma economia considerável para este tipo de edificação e solo.

Vargas (2009) em sua análise intitulada de otimização de projetos de fundação no qual é baseada em uma planilha eletrônica. Realizou-se uma análise do custo de dois projetos. Segue os valores dos parâmetros e dimensões das sapatas isoladas executadas na tabela 9:

Tabela 9 - Dados do custo do projeto 1 e 2.

	N _{SPT}	Peso Específico do solo (kg/m ³)	Ângulo de Atrito do solo (°)	Módulo de Young (MPa)	Carga Vertical de Projeto (kN)	Dimensões da Sapata (m)				Custo (R\$)
						B	L	H	D	
Projeto 1	17	19	36	38	3360	1,8	2,4	0,3	4,85	1.790,18
Projeto 2	12	19	34	17	900	1,3	1,3	0,3	5,4	801,54

Fonte: VARGAS, Álisson da Cunda. Otimização de fundações do tipo sapata.

A planilha eletrônica visa otimizar os valores de fundações isoladas já executadas, bem como a geometria das mesmas com a aplicação da ferramenta computacional. Dispondo os dados na planilha eletrônica pode-se equiparar as seguintes características na tabela 10 e perceber a economia que a planilha traz na sua utilização:

Tabela 10 - Planilha eletrônica.

	N _{SPT}	Peso Específico do solo (kg/m ³)	Ângulo de Atrito do solo (°)	Módulo de Young (MPa)	Carga Vertical de Projeto (kN)	Dimensões da Sapata (m)				Custo (R\$)
						B	L	H	D	
Projeto 1	17	19	36	38	3360	1,0	6,22	0,3	1,15	1.713,56
Projeto 2	12	19	34	17	900	1,0	2,85	0,3	0,76	750,81

Fonte: VARGAS, Álisson da Cunda. Otimização de fundações do tipo sapata.

Tabela 11 - Utilização da planilha eletrônica.

1	Propriedades do Solo			Preço Unitário (R\$)		Dados de Projeto	Restrições
2	Peso Específico (kN/m³)	19		Escavação (m³)	16,59	Carga Vertical de Projeto (kN)	0,5<=D<=2
3	Ângulo de Atrito (°)	34		Fôrmas (m²)	18,96	Fator de Segurança	B>=1
4	Ângulo de Atrito (rad)	C,59		Aço (kg)	5,77	Recalque Admissível (mm)	L>=1
5	Módulo de Young (Mpa)	17		Aço/Volume de Concreto (kg/m³)	80,00		
6	Coefficiente de Poisson	0,3		Concreto (m³)	270,61		
7				Camada de Compactação (m³)	12,87		
8							
9	Parâmetros de Projeto			Estado Limite Último - Projeto		Estado Limite de Serviço - Projeto	
10	Profundidade D (m)	C,76		Nq - Capacidade de carga	29,44	L/B	2,86
11	Largura B (m)	1,00		q (kPa) - sobrecarga	14,35	beta	1,14
12	Comprimento L (m)	2,85		Sq - Fator de Forma	1,24	Recalque Calculado	25,00
13	Altura H (m)	C,30		dq - Fator de Profundidade	1,17		
14	Sobre escavação (m)	C,30		Ny - Capacidade de Carga	41,06		
15				Sy - Fator de Forma	0,86		
16				dy - Fator de Profundidade	1,00		
17				Q (kPa) - Capacidade Suporte	946,23		
18				FS calculado	3,00		
19							
20	Custo Estimado			Custo Total (R\$)			
21	Item		Quantidade	Custo (R\$)			
22	Volume Escavado (m³)		3,10	51,36			
23	Fôrmas (m²)		2,31	43,84			
24	Aço (kg)		6E,48	395,14			
25	Concreto (m³)		C,86	231,65			
26	Compactação (m³)		2,24	28,83			
27							
28							
29							
30							
31							
32							
33							
34							

Parâmetros do Solver

Definir célula de destino:

Igual a: Máx Min Valor de:

Células variáveis:

Submeter às restrições:

- \$B\$10 <= 2
- \$B\$10 >= 0,5
- \$B\$11 >= 1
- \$B\$12 >= 1

Fonte: VARGAS, Álisson da Cunda. Otimização de fundações do tipo sapata.

O custo apresentado para o projeto 1 significou em R\$ 1.790,18 e com a aplicação da planilha de otimização de custos resultou em R\$ 1.713,56, obtendo economia de R\$ 76,62. Sabe-se que a execução de um imóvel envolve inúmeras fundações, levando-se em conta essa fator, a economia observada apresenta no geral, como sendo o numero de fundações vezes a economia unitária.

Já o projeto 2 apresentou-se também com economia, ou seja, o custo inicial foi R\$ 801,54 e através da aplicação da ferramenta de otimização resultou no valor R\$ 750,81, obtendo economia de R\$ 50,73.

A Figura 18 mostra a execução de uma sapata isolada qualquer:

Figura 18 - Sapatas isoladas executadas.

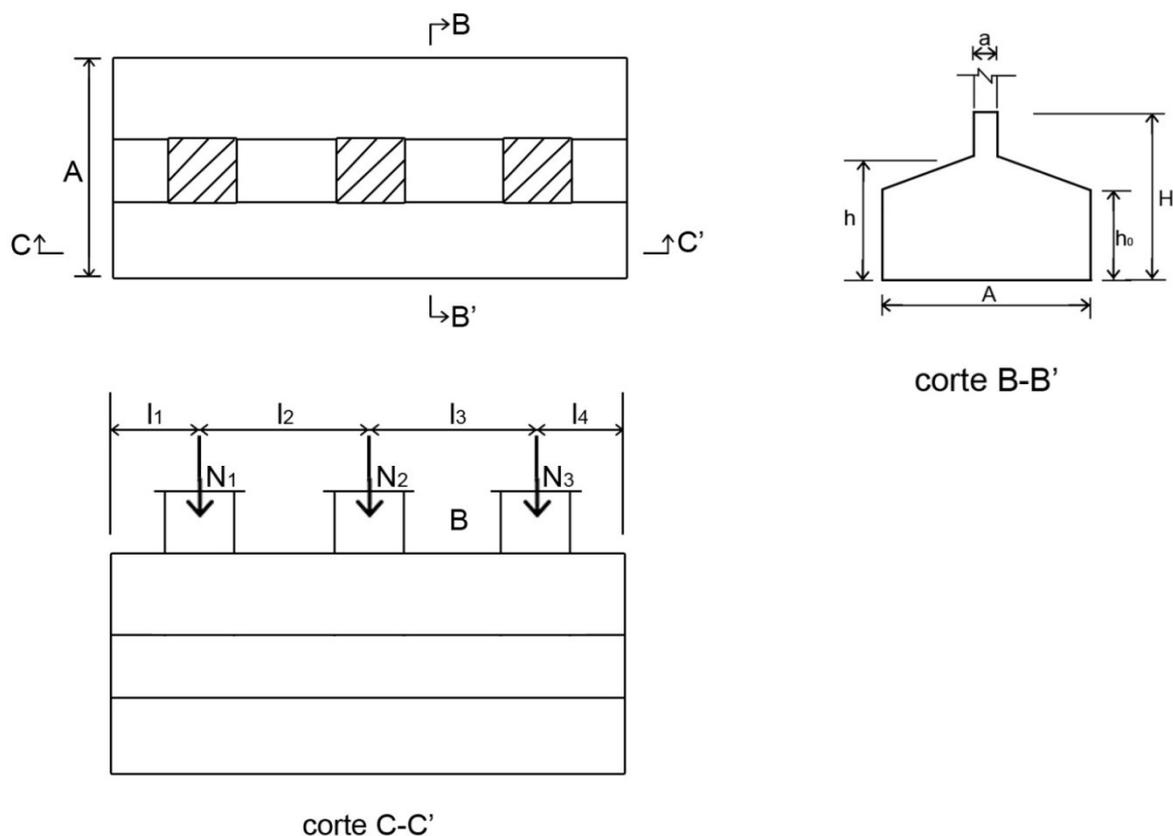


Fonte: Fundacta.

- **Sapatas Contínuas sob Pilares**

Esse tipo de sapata é constituída por uma viga central de grande rigidez, suficientemente capaz de suportar as cargas concentradas provenientes dos pilares. Na Figura 19 representa uma sapata continua sob três pilares (ARAÚJO, 2014).

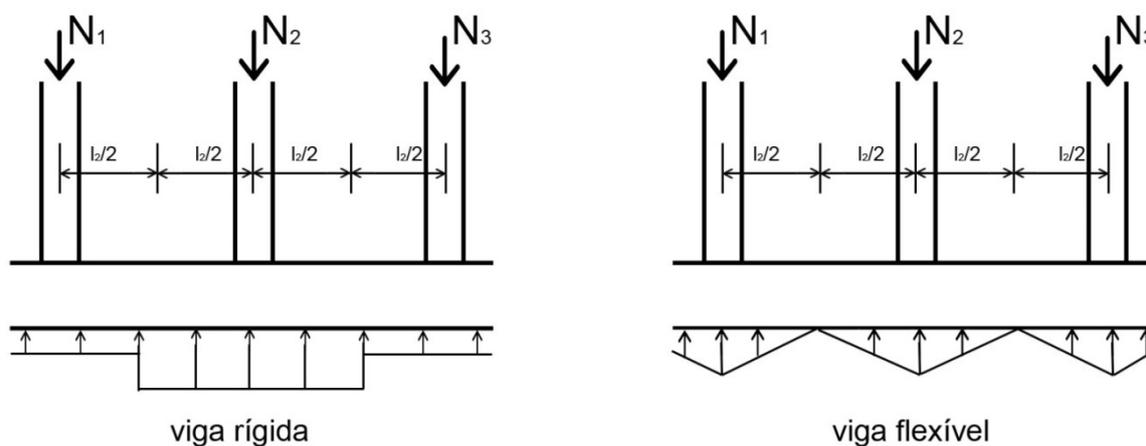
Figura 19 - Sapata contínua sob três pilares.



Fonte: ARAÚJO, José Milton. Curso de Concreto Armado, vol. 4.

Para simplificar os cálculos, considera-se que as distribuições de tensões são uniformes e triangulares indicadas na Figura 20.

Figura 20 - Distribuição aproximada das pressões no solo para sapatas contínuas sob pilares.

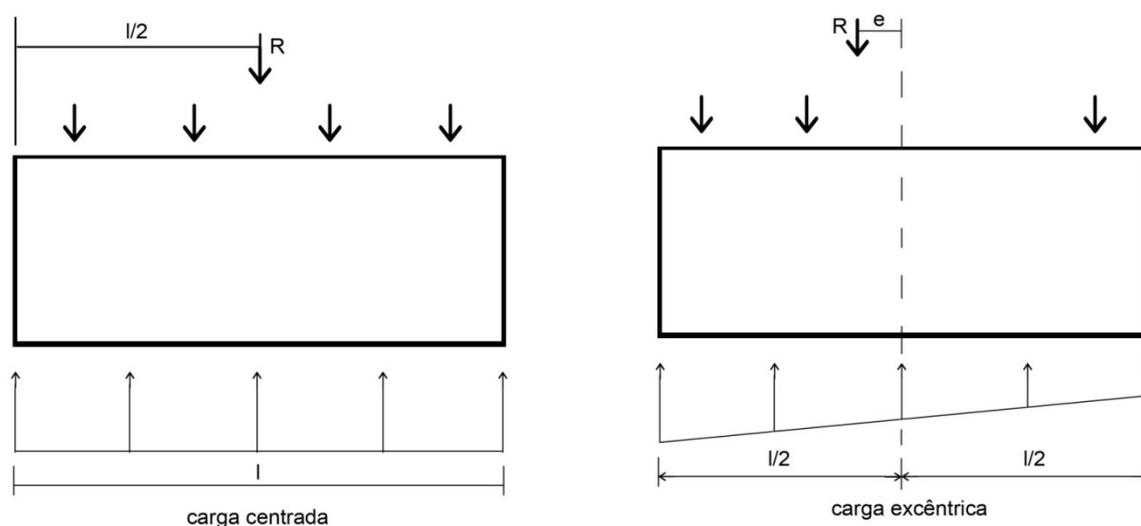


Fonte: ARAÚJO, José Milton. Curso de Concreto Armado, vol. 4.

Para o cálculo da viga, adota-se uma altura estimada H entre $1/6$ e $1/9$ do maior vão entre pilares. Com relação ao cálculo da sapata na direção transversal segue-se idêntico ao da sapata sob parede.

Quando a resultante das forças R das cargas dos pilares passar pelo centro da sapata considera-se que a distribuição de tensões no solo é uniforme. Quando R apresenta uma excentricidade, a distribuição é trapezoidal, de acordo com a Figura 21.

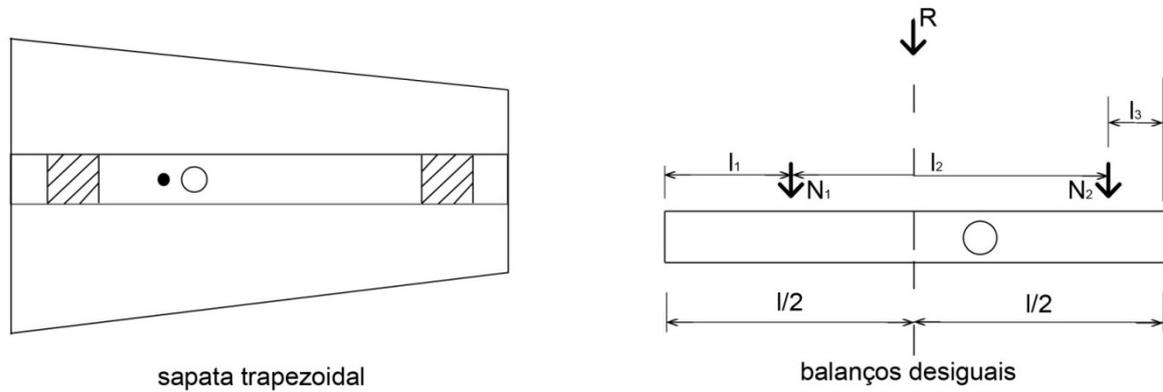
Figura 21 - Reações do solo sob a sapata.



Fonte: ARAÚJO, José Milton. Curso de Concreto Armado, vol. 4.

Para se projetar uma sapata sob pilares considera-se que as cargas dos pilares estão centralizadas, ou seja, passam pelo centroide. Assim a sapata pode ser com balanços desiguais ou uma sapata trapezoidal. Conforme a Figura 22:

Figura 22 - Centralização da carga na sapata.



Fonte: ARAÚJO, José Milton. Curso de Concreto Armado, vol. 4.

Para sapatas sob dois pilares e com balanços desiguais, tem-se a equação (29):

$$R = N_1 + N_2 \quad (29)$$

$$R \frac{l}{2} = N_1 l_1 + N_2 (l_1 + l_2) \quad (30)$$

Onde N_1 e N_2 são as cargas transmitidas pelos pilares

Ressaltando que $l = l_1 + l_2 + l_3$ e substituindo (24) em (25) tem-se que

$$l_1 = l_3 + \left(\frac{N_1 - N_2}{N_1 + N_2} \right) l_2 \quad (31)$$

Assim, a partir do valor fornecido pode-se calcular o balanço l_1 , l_2 ou l_3 .

5. ESTUDOS DE CASO

5.1 Fundações Rasas para Residências Populares

Uma das características relevantes para este estudo foi a existência predominantemente desses imóveis na região. Vista que muitos dessas construções não há um estudo prévio das fundações. Nesta perspectiva, o estudo de caso visa contribuir significativamente na obtenção do tipo de sapata de baixo custo.

Sendo assim, o estudo de caso no qual fundamenta a teoria é uma casa popular de dois pavimentos e uma edificação de quatro pavimentos tipos, sendo cada pavimento com um único apartamento. Como supracitado, Goodman e Karol (1968), afirmou que a fundação mais viável para solos resistentes à pequenas profundidades são as sapatas. Neste sentido, esse estudo será baseado em uma análise de viabilidade de sapata corrida sob pilar e sapata isolada. Os projetos em questão foram elaborados pelo próprio autor.

Os estudos de caso se deram através de questionamentos do tipo de fundação mais viável economicamente para casas populares. Na busca dessa solução pode-se notar que, em um leque de relatórios de sondagens o perfil de solo apresentou-se predominantemente de forma igualitária, ou seja, o impenetrável à cota de 1,2 m, com camadas de mesmo material, bem como lençol freático não identificado.

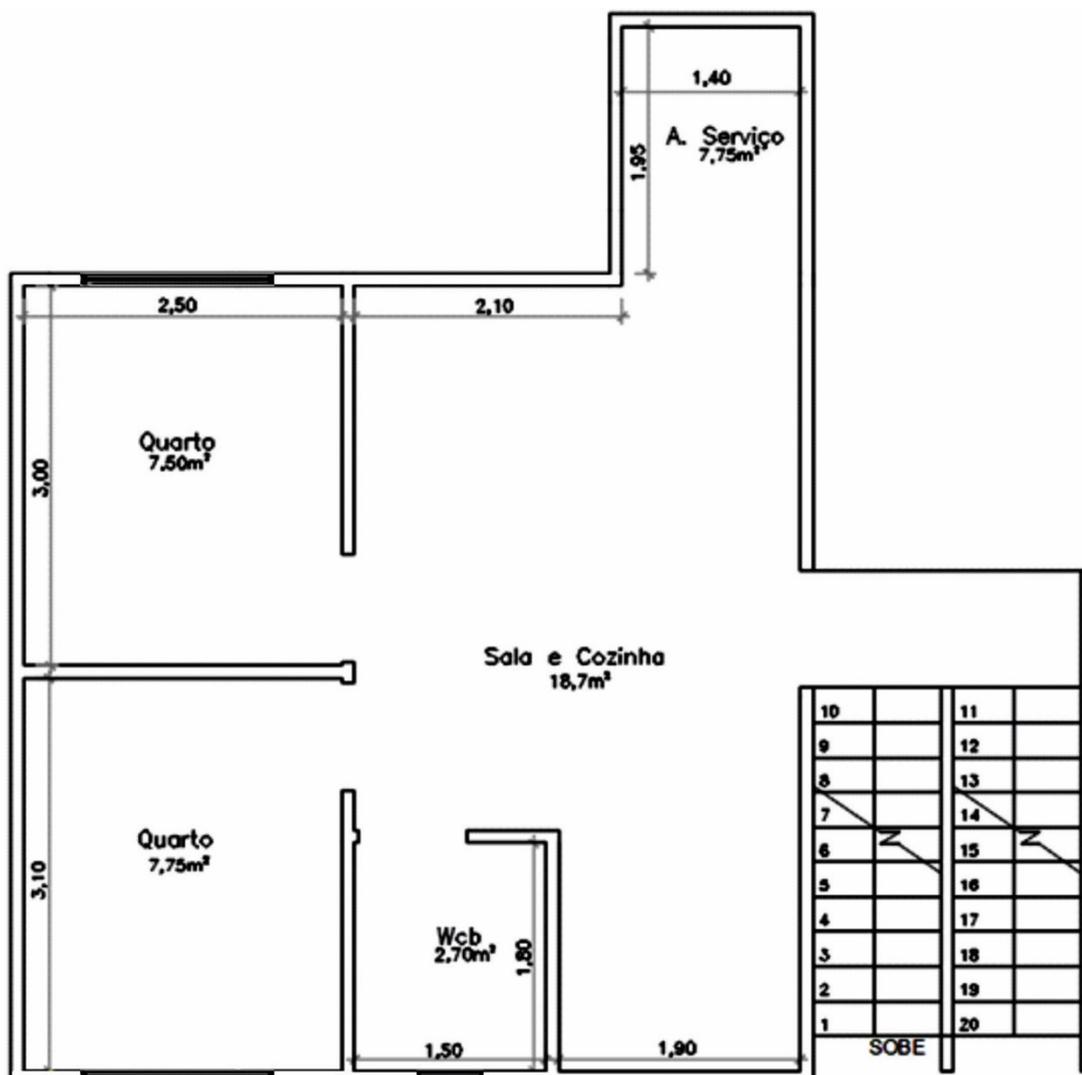
5.1.1 Caso 1: Casa Popular

Essa pesquisa baseia-se em uma casa de dois pavimentos. Ambos os pavimentos são composto por:

- Sala;
- Cozinha;
- Área de serviço;
- Quarto 1 e
- Quarto 2.

Abaixo, de acordo com a Figura 23 dispõem-se os cômodos do projeto arquitetônico:

Figura 23 - Projeto arquitetônico da casa popular.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O projeto arquitetônico mostra a disposição dos cômodos e as dimensões de uma casa popular

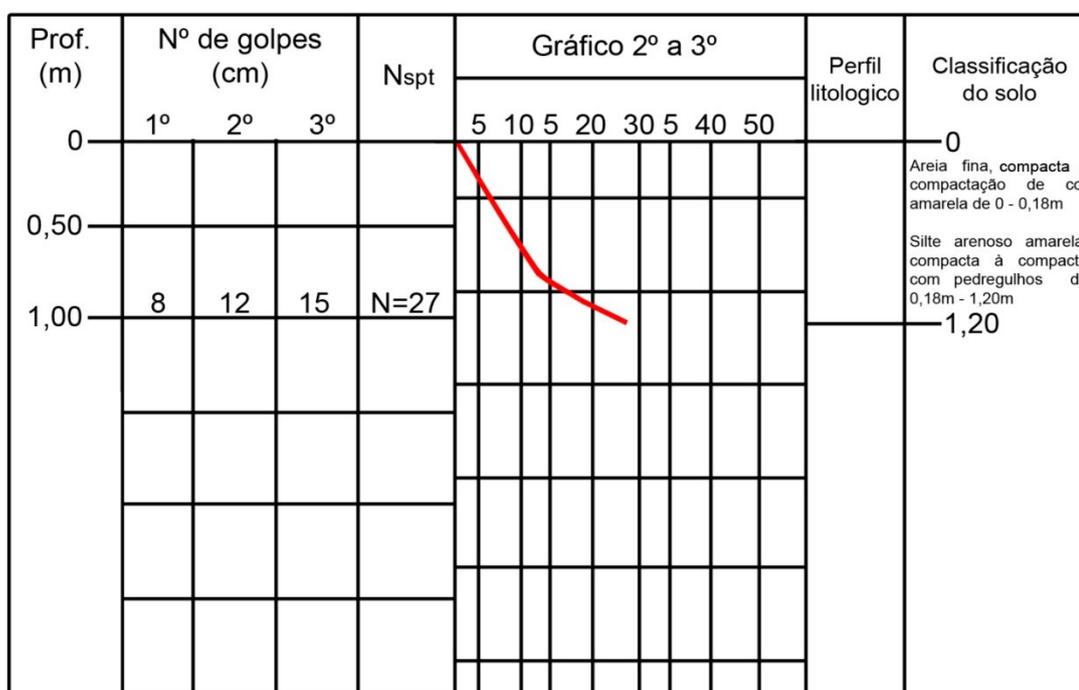
5.1.2 Caso 2: Edificação com quatro Pavimentos

O estudo de caso 2, ou seja, um edifício de quatro pavimentos se deu também de maneira análoga ao caso 1. Além disso, o projeto arquitetônico de ambos são o mesmo, bem como a disposição dos cômodos, ou seja, o primeiro pavimento foi reproduzido para os demais pavimentos.

5.2 Investigação do Terreno

Pelo relatório de sondagem à percussão SPT, executadas no povoado São Sebastião, Delmiro Gouveia/AL. Foram executados 03 (três) perfis de sondagem, de acordo com o projetista de fundações. Com base nos furos de sondagens, observa-se que trata de um perfil constituído de camadas arenosas e siltosas compactas com presença de pedregulhos. As sondagens atingiram material impenetrável ao amostrador e não foram detectados nível de água, conforme relatório de sondagem disponibilizado pela Prefeitura de Delmiro Gouveia. Segue na Figura 24:

Figura 24 - Desenho do relatório de sondagem.



É de suma importância frisar que neste relatório de sondagem contém a média do índice à penetração adquirido a partir dos 3 furos de sondagem, ou seja, o N_{spt} . E o solo predominantemente do local de estudo é o siltos arenoso amarela compacta com pedregulhos.

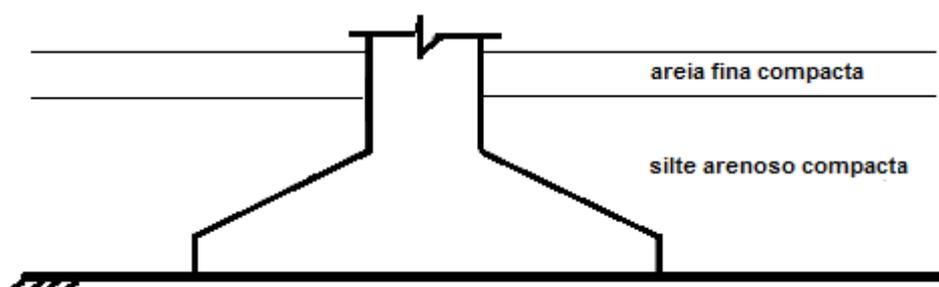
As principais informações técnicas contidas no relatório são:

- Gráfico do SPT;
- Número de golpes do ensaio SPT a cada metro de avanço das sondagens;
- Consistência ou compacidade do solo amostrado;

- Interpretação Geológica;
- Perfil Geológico;
- Profundidade das camadas atravessadas e a profundidade final;
- Descrição dos solos;
- Nível d'água;

Assim, convenientemente extraiu-se o perfil do solo como etapa preliminar dos cálculos. Cujos modelos seguem abaixo na Figura 25:

Figura 25 – Modelo do perfil de solo.



A partir do modelo do perfil de solo e as características do solo passa-se para o dimensionamento do elemento estrutural, bem como quantificar a resistência do solo.

5.3 Determinação das Cargas Proveniente da Estrutura

Realizou-se um pré-dimensionamento estrutural, tanto do caso 1 como no caso 2. Para o caso 1, todas as lajes foram definidas como sendo de 8 cm de espessura, maciças, de concreto armado, cuja resistência característica do concreto foi de 25 Mpa. Válido ressaltar que a laje do ultimo pavimento não possui cobertura de telha, como medida de impermeabilização, foi executado o free asfáltico. Outrossim, não possui acesso ao público, ou seja, carga accidental de valor 2 kPa. Já as vigas foram definidas a seção de 15x25 cm, cujas dimensões dos pilares foram de 20x20 cm. Com relação ao aço, foi utilizado para os respectivos dimensionamentos o aço CA – 50.

O caso 1 e o caso 2 foram considerados tipo, ou seja, o primeiro pavimento foi reproduzido de forma idêntica nos demais pavimentos.

O caso 2, o edifício, as dimensões dos elementos estruturais também foram iguais ao caso 1. É válido salientar que há uma caixa d'água de 1000 L apoiada diretamente na laje da área de serviço em ambos os casos.

5.3.1 Caso 1: Casa Popular

Nas casas e edifícios de concreto armado, em geral, os componentes estruturais (lajes, vigas, pilares e fundação), devem trabalhar em conjunto com o objetivo de estabilizar as cargas permanentes e acidentais. A transferência das cargas na estrutura segue o padrão respectivamente: laje, viga, pilar e fundação. Para determinação da carga nas lajes consultou-se a NBR 6120 (1980) para obtê-las, segue na tabela 12:

Tabela 12 – Cargas nas lajes (kPa)

CARGAS NAS LAJES					
	Sala	Quarto 1	Quarto 2	Cozinha	Área de Serviço
Revestimento	1	1	1	1	1
Acidental	1,5	1,5	1,5	1,5	2

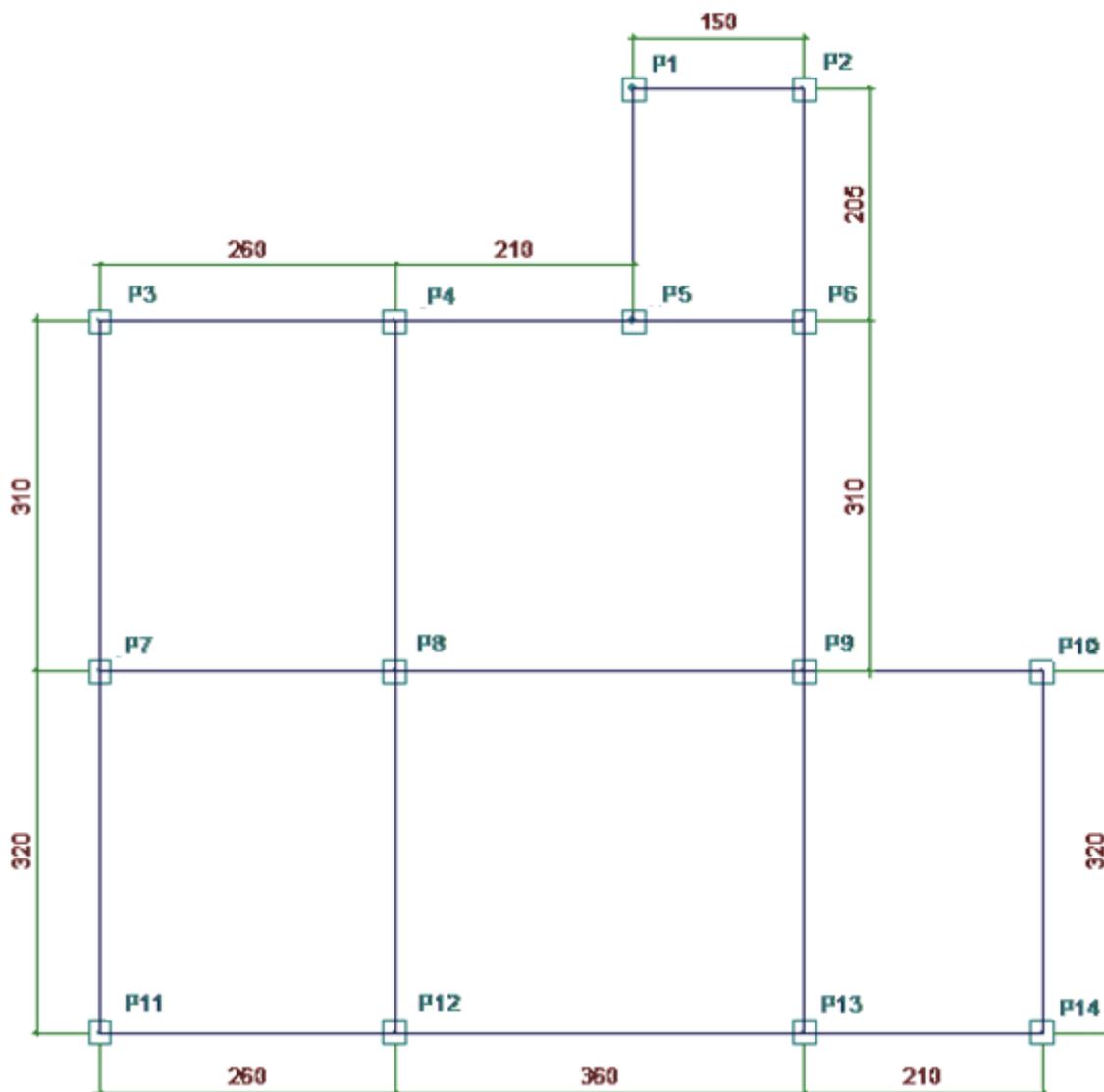
Os cálculos das lajes foram realizados levando em consideração o estado limite último e as majorações e minorações de acordo com as recomendações da norma.

Inicialmente, o cálculo consistiu na determinação da altura útil da laje. Feito isso, verificou a classe de agressividade ambiental, e posteriormente obteve a altura final da laje. Por conseguinte, verificou-se a altura mínima estabelecido na norma.

Calculado a altura final da laje, foi estudado a contribuição da área dessas cargas nas vigas. Obtido o carregamento de cada viga, utilizou-se do software Ftool, para determinar os esforços solicitantes, neste caso, as reações de apoio nas vigas.

Por fim, foi calculado a geometria do pilar. Como é um elemento que trabalha normalmente a compressão, verificou-se se havia alguma excentricidade e o tipo de pilar, ou seja, central ou de canto. A Figura 26 apresenta a planta de locação dos pilares desenvolvida no AutoCAD, v. 2012.

Figura 26 - Locação de pilares (cm).



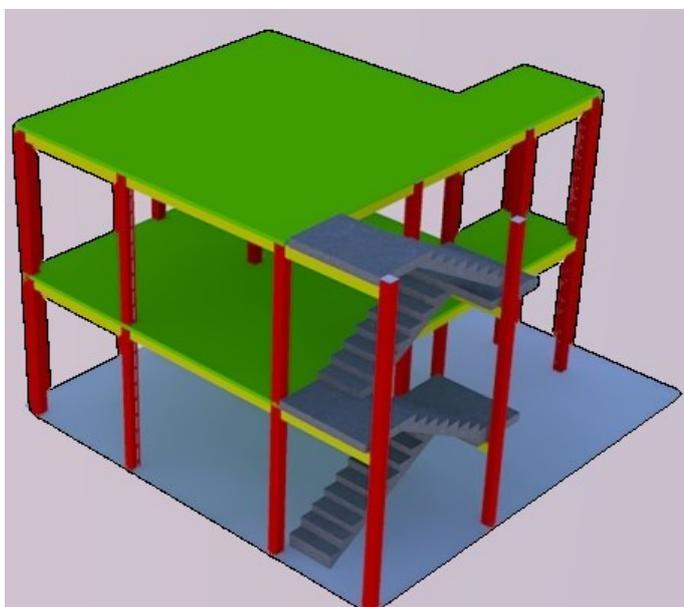
Para se obter as cargas nas fundações utilizou-se uma planilha interativa elaborada pelo autor no Excel para determinar os esforços atuantes nos elementos de estrutura de concreto armado. Após isso, realizaram-se as devidas verificações com relação a segurança, levando em consideração o estado limite último e de serviço. A tabela 13 apresenta os esforços solicitantes atuantes na fundação transferidos pelos pilares:

Tabela 13 - Cargas dos pilares na fundação (caso 1).

Pilares	N (KN)
P1	59,0
P2	52,7
P3	75,8
P4	120,8
P5	91,4
P6	91,1
P7	129,8
P8	253,7
P9	209,4
P10	80,2
P11	74,5
P12	146,8
P13	126,1
P14	44,1

Para ficar nítido a composição dos elementos estruturais e os cômodos do imóvel desenvolveu no Sketchup v.8, o desenho 3D, como apresenta a Figura 27:

Figura 27 - Desenho tridimensional da casa popular



Fonte: Elaborado pelo autor.

5.3.2 Caso 2: Edifício

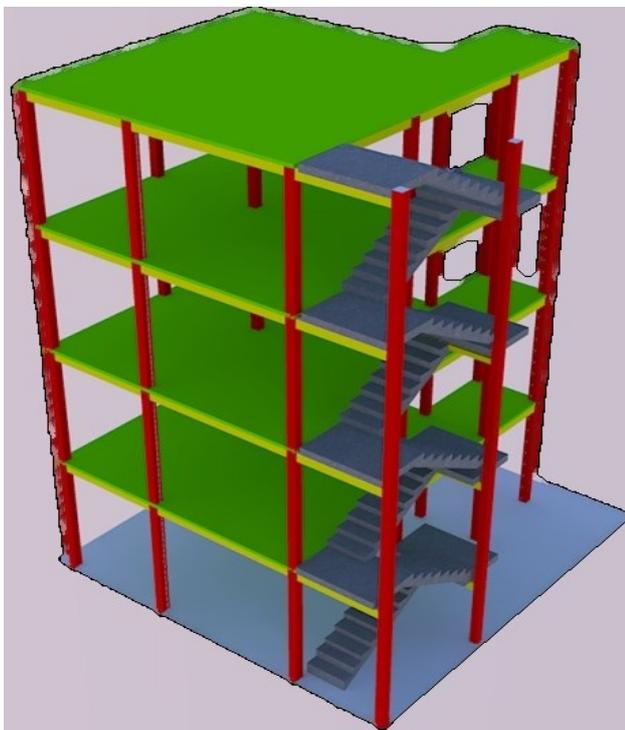
De maneira análoga ao caso 1 foram obtidas as cargas do edifício até a fundação, como consta na tabela 14.

Tabela 14 - Cargas dos pilares na fundação (caso 2)

Pilares	N (KN)
P1	124,7
P2	112,0
P3	144,8
P4	219,9
P5	181,1
P6	179,7
P7	238,5
P8	453,1
P9	383,5
P10	174,4
P11	144,1
P12	268,5
P13	224,3
P14	95,3

O modelo estrutural foi desenvolvido no Sketchup v.8, conforme apresenta a Figura 28, em que os elementos na cor vermelha representam os pilares, em amarelo são as vigas, e em verde as lajes.

Figura 28 – Desenho tridimensional do edifício.



Fonte: Elaborado pelo autor.

6. VERIFICAÇÃO DO TIPO DE FUNDAÇÃO MAIS ADEQUADO

Iniciou-se os cálculos partindo das ações do caso 2, ou seja, o edifício de 4 pavimentos. Essa metodologia é válida, pois, a partir desses resultados verifica se atende ou não a uma dimensão mínima em planta, ou seja, atender ao critério da norma NBR 6122 (ABNT, 1996), cujas as sapatas não devem ter dimensão inferior a 60 cm.

6.1 Análise e Pré-Dimensionamento

6.1.1 Sapata Isolada Rígida para o Caso 2

Para o cálculo da fundação do edifício, considerou-se uma sapata quadrada, ou seja, $L=B$. Além disso, o estudo foi feito com uma sapata que seria mais solicitada, assim, a sapata de carga 453,1KN.

A NBR 6122 (ABNT, 1996) estabelece que a tensão admissível seja dada pela equação,

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{3} = 3\sigma_{adm} \quad (32)$$

Sendo assim, a tensão de ruptura σ_r é dada por

$$\sigma_r = 3\sigma_{adm} = 3\frac{F}{A} \quad (33)$$

Onde, F é a força vertical aplicada numa determinada área A.

E considerando, por exemplo, uma sapata quadrada $B = L$,

$$\sigma_r = 3\frac{F}{L^2} \quad (34)$$

Sabe-se que a capacidade de carga proposta por Cintra, 2011, *apud* Terzaghi, 1943, dada pela eq. (1) é,

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Substituindo eq. (1) em eq. (30), obtém-se,

$$3\frac{F}{L^2} = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (35)$$

Através da eq. (5) proposta por Cintra, 2011, *apud* Teixeira e Godoy, 1996, e por meio da eq. (6) dada por Godoy (1983) calculou-se os parâmetros do solo,

respectivamente coesão e ângulo de atrito. A partir do ângulo de atrito obtido consultou-se a tabela 2 dada por Cintra, 2011, *apud* Vesic, 1975, para se obter o valor dos fatores de capacidade de carga. E, por conseguinte, verificou-se a Tabela 3 indicada pelo mesmo autor, para definir os fatores de forma. Segue os valores na Tabela 15:

Tabela 15 - Dados de entrada.

DADOS DE ENTRADA						
Fk(KN)	C (Kpa)	φ	N_{spt}	h (m)	γ (KN/m ³)	q (Kpa)
453	270	39	27	1	21	21

FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA		
Nc	Nq	N γ
61,35	48,93	78,03

FATORES DE FORMA		
Sc	Sq	S γ
1,8	1,78	0,6

A partir dessas constantes e com a carga em estudo de 453,1 KN foi disposto na eq. (35). Com isso a mesma ficou em função do comprimento L. Obtendo-se uma equação polinomial do 3º grau:

$$0,36L^3 + 23,3L^2 - 1 = 0 \quad (36)$$

Assim, estimou-se o comprimento da sapata que resultou em um comprimento e largura de $L = B = 20,7\text{cm}$.

- **Sapata Corrida sob Pilar para o Caso 2**

Para estimativa da tensão admissível, utilizou-se o mesmo equacionamento para a sapata isolada. Fazendo essa analogia adquiriu-se 11.800,0 kPa. Para determinar a largura da sapata deve-se antes definir o vão do imóvel com maior solicitação proveniente das cargas que chegam aos pilares em consonância com o comprimento no qual eles se dispõem. Neste sentido, verificou-se que essas cargas estavam localizadas nos pilares P8, P13 e P14, totalizando 1075,1 KN, cujo

comprimento é de 6,4m. Para o cálculo da geometria da sapata corrida sob pilar, recorreu com Araújo (2014), no qual a eq. (13) estima o comprimento A da sapata:

$$A = \frac{1075,1 + 107,5}{11,8 \times 10^3 \times 6,4} = 0,016\text{m} = 1,6\text{cm} \quad (37)$$

No capítulo a seguir será analisado de forma técnica os valores dados no estudo.

- **Sapata Isolada e Sapata Corrida sob Pilar para o Caso 1**

Como observa-se no cálculo das fundações para o caso 2, as mesmas não apresentaram dimensão mínima de acordo com a norma NBR 6122 (ABNT, 1996), ou seja, 60 cm. Para efeito de simplificação do problema não será transcrito os cálculos para o caso 1, uma vez que a carga de 453,1 KN mais solicitada do caso 2 é maior que 253,7 KN mais solicitada do caso 1, logicamente não apresentaria uma dimensão que atendesse a essa norma.

- **Solução para os dois Casos**

Em decorrência desses estudos, é notório que os resultados não apresentaram uma sapata exequível, tanto a sapata corrida sob pilar como a sapata isolada. Dessa forma, considerou-se uma sapata isolada quadrada de $L = B = 60$ cm, e uma sapata corrida sob pilar cujo $L = B = 60$ cm. É evidente que o volume de concreto e o aço na sapata corrida sob pilar é bem maior que a sapata isolada. Sendo assim, constatou-se que a sapata corrida sob pilar apresentou volume total de $6,4 \text{ m}^3$ e as sapatas isoladas totalizando $1,2 \text{ m}^3$ considerando uma mesma altura para ambos. Com isso, a solução mais viável economicamente e que atende as exigências da norma NBR 6122 (ABNT, 1996) dentre as sapatas apresentadas é a sapata isolada. Sendo assim, será abordada a solução para os dois casos.

6.2 Dimensionamento dos Elementos de Fundações Adotados

- **Caso 2**

Como citado anteriormente, a sapata isolada deve atender o comprimento e largura de 60 cm. É válido ressaltar que toda a metodologia de cálculo empregada está de acordo com a literatura de Araújo (2014).

Para o cálculo tem-se o dados abaixo:

- Carga $N_K = 453$ KN;
- Seção do pilar $a = 20$ cm; $b = 20$ cm, barras com $\varnothing = 8,0$ mm;
- Resistência característico do Concreto da sapata $f_{ck} = 25$ MPa;
- Aço utilizado CA – 50;
- Geometria da sapata $B = L = 60$ cm.

De acordo com a eq. (19) fez-se o pré-dimensionamento da altura

$$h \geq \frac{60 - 20}{3} = 10,33 \text{ cm}$$

e

$$h \geq 0,6 * 35 + 5 = 26 \text{ cm}$$

Sendo assim, adotou-se uma altura final de 33 cm. Estimou-se a altura da sapata em consonância com o autor supracitado e a norma NBR 6122 (ABNT, 1996). Trata-se de uma sapata rígida, uma vez que o solo apresenta boa resistência, ou seja, tensão admissível acima de 150KN/m².

A altura da saia deve ser, eq. (12),

$$h_0 \geq 20 \text{ cm}$$

Verificação da pressão no solo

$$P = \frac{453}{0,6^2} = 1258 \text{ KN/m}^2 = 1,26 \text{ MPa} < \sigma_{adm}$$

Utilizou-se a eq. (20) para averiguar as tensões no concreto,

$$N_d = 1,4 * 453 = 634 \text{ KN}$$

$$\sigma_d = \frac{634}{20^2} = 1,6 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 17,86 \rightarrow f_{cd} = 1,786 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2},$$

Como, $\sigma_d > 0,2 * 1,786 = 0,357 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$, com efeito, as bielas de compressão devem dirigir-se para o plano a profundidade x abaixo do topo da sapata no qual deve ser obtida essa distancia através da eq. (22):

$$\frac{20 * 20}{(20 + 4x)(20 + 4x)} * 1,6 = 0,357$$

$$142,8 + 28,6x + 28,6x + 5,7x^2 - 640 = 0$$

$$x^2 + 10x - 87 = 0$$

$$\Delta = 448$$

$$x = \frac{-10 + 21}{2} = 5,5$$

$$z = 28 - 5,5 = 22,5 \text{ cm.}$$

Para determinar a área de aço, utilizaram-se as eq. (23) e a eq. (24),

$$f_{yd} = 43,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{634 (60 - 20)}{8 * 22,5 * 43,5} = 3,23 \text{ cm}^2$$

A obtenção da armadura mínima foi calculada a partir da Figura 13:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0,15}{100} * 60 * 33 = 3,00 \text{ cm}^2$$

Onde,

$$\frac{h}{l} = \frac{33}{20} = 1,65$$

$$h = \frac{2 - 1,65}{1,5} = 0,23$$

Em seguida a área de aço mínima é:

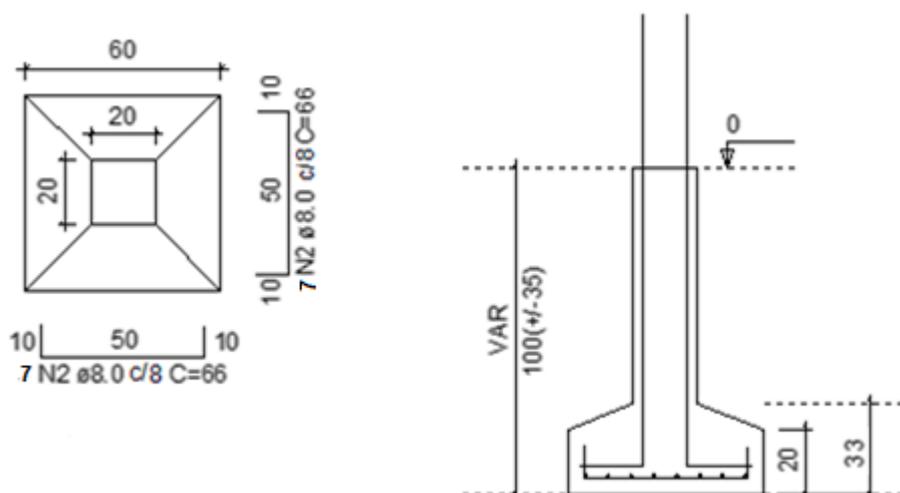
$$A_{s \text{ mín SP}} = 0,23 * 3,00 = 0,7 \text{ cm}^2 \rightarrow 3,23 \text{ cm}^2$$

Como anteriormente citado, utilizando barras de 8 mm, determinou-se a quantidade de barras nas respectivas direções:

Direção x e y: 7 Ø 8mm ($A_{se} = 3,5 \text{ cm}^2$).

A Figura 29 representa as dimensões da sapata, bem como a quantidade de aço nas direções x e y.

Figura 29 – Geometria da sapata e detalhamento do aço (caso 2).



Após o cálculo das armaduras é necessário verificar o cisalhamento devido a flexão e ao puncionamento. Segue os cálculos de acordo com o equacionamento proposto por Alonso (2010):

a) Verificação do cisalhamento devido a flexão consultando as eq. (25) e (26) respectivamente:

$$\tau_{adm} = 0,15 \sqrt{33,3} = 0,866 \text{ MPa}$$

e

$$\tau = 0$$

Ou seja, $\tau \leq \tau_{adm}$ constatando que não há risco de cisalhamento devido à flexão.

b) Verificação do cisalhamento devido ao puncionamento, consultando-se as eq. (27) e (28) respectivamente temos que:

$$\tau_{adm} = 0,3 \sqrt{33,3} = 1,73 \text{ MPa}$$

e

$$\tau = 0,236 / 0,28 * 0,53 = 1,6 \text{ MPa}$$

Ou seja, $\tau \leq \tau_{adm}$, apresentando-se conformidade diante da verificação do cisalhamento devido ao puncionamento.

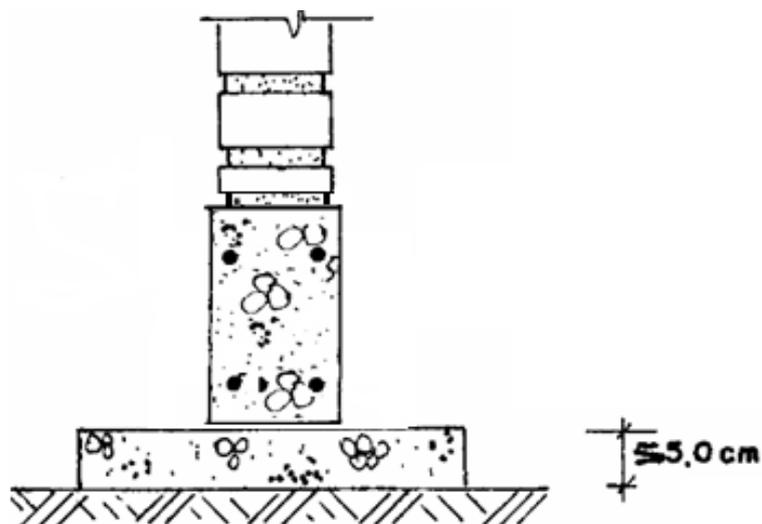
Após isso, foi elaborado o quadro de resumo da armadura no qual é imprescindível para qualquer projeto estrutural. A partir dele pode-se visualizar diversas características bem como o valor final do aço para execução das fundações:

Tabela 16 - Resumo de aço (Caso 2).

Aço	Diâmetro	Comp. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso + 10 % (kg)
CA50	8.0	131,0	0,393	56,6
	10.0	81,1	0,624	55,7

Ademais, será executado uma viga baldrame, cujo objetivo é dar rigidez as sapatas isoladas, além de suportar as cargas provenientes dos elementos de vedação dispendo-os nas fundações. Suas dimensões são 12x20 cm com barras longitudinais de 8 mm para o momento positivo e 6,3 mm para o momento negativo e estribos de 6,3 mm espaçados 15 cm. Como mostra a Figura 30:

Figura 30 - Viga Baldrame apoiada nas sapatas isoladas.

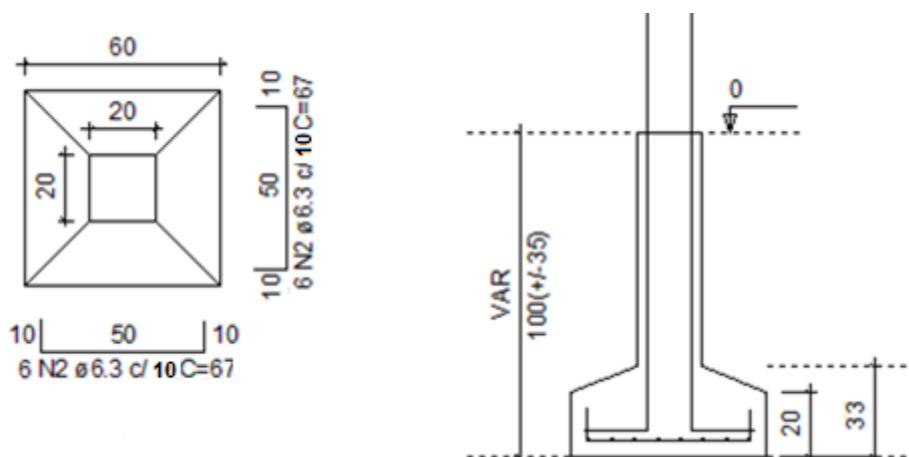


Fonte: Adaptado pelo autor (Milito, 2014, *apud* Borges, 1972).

- **Caso 1**

Seguindo o mesmo procedimento de cálculo que foi transcrito para o caso 2 e utilizando a carga de 253,7 kN, determinou-se a geometria da sapata, bem como o aço. A Figura 31 apresenta o detalhamento. Mesmo o caso 2 apresentando uma carga aproximadamente duas vezes maior que o caso 1, as dimensões da sapata deste caso permaneceram iguais ao caso 2. Foi estabelecido devido às exigências mínimas firmadas na norma NBR 6122 (ABNT, 1996), são elas, largura e comprimento (60 cm), assim como a saia da sapata (20 cm).

Figura 31 – Geometria da sapata e detalhamento do aço (caso 1).



De maneira análoga ao caso 2 foi obtido o quadro do resumo de aço:

Tabela 17 - Resumo de aço (Caso 1).

Aço	Diâmetro	Comp. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso + 10 % (kg)
CA50	6.3	116,5	0,248	31,8
	10.0	87,4	0,624	60,0

Além disso, será executado uma cinta de amarração para minimizar os pequenos momentos fletores provenientes dos elementos de vedação, assim como unir todas as sapatas isolada, dando solidez aos elementos estruturais. Sua geometria consiste de 20x12 cm com barras longitudinais de 6,3 mm para o momento positivo e para o momento negativo e estribos de 6,3 mm espaçados 15 cm. Sob essa cinta, terá uma sapata corrida de alvenaria de 1 bloco na sua dimensão maior apoiado no solo de 40 cm de profundidade. É executado, ainda, um lastro de concreto de 5 cm de espessura..

7. ANÁLISE DOS RESULTADOS

As sapatas analisadas nos estudos de caso deste trabalho não ofereceram valores de sapatas exequíveis. Inicialmente vamos nos ater à equação geral da tensão dada pela norma. Explicitamente sabemos que a tensão é força por unidade de área.

Se a força for mantida como uma constante e fizermos variar a tensão, é possível verificar que quanto maior a tensão menor será a área de contato dessa força.

Dessa forma, é possível fazer uma analogia da capacidade de carga proposta por Cintra, 2011, *apud* Terzaghi, 1943, dada pela eq. (1),

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

A equação é composta por três contribuições, sendo:

$$\sigma_r \left\{ \begin{array}{l} c N_c S_c \longrightarrow \text{Resistência do solo} \\ q N_q S_q \longrightarrow \text{Sobrecarga} \\ \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \longrightarrow \text{Geometria da sapata} \end{array} \right.$$

Observa-se que cada parcela de contribuição está intimamente ligada a um parâmetro principal. A primeira contribuição da parcela se refere a um valor que está relacionado com a resistência do solo, ou seja, o N_{spt} . Sendo assim, se for isolada essa parcela e utilizada para a determinação da capacidade de carga, é possível atribuir os seguintes valores:

$$3\sigma_{adm} = c N_C S_C$$

$$\sigma_{adm} = \frac{270 * 67,87 * 1,82}{3} = 11,12 \text{ MPa}$$

Tem-se que a tensão admissível é 11,1 MPa. É válido enfatizar que todas as parcelas da capacidade de carga detêm sua contribuição, entretanto, nesta análise sobressaiu-se a parcela da resistência do solo. Explica-se pelo fato do índice de resistência à penetração apresentar um valor consideravelmente grande, acarretando uma coesão e fatores de capacidade de carga e de forma proporcionais, ou seja, também elevados.

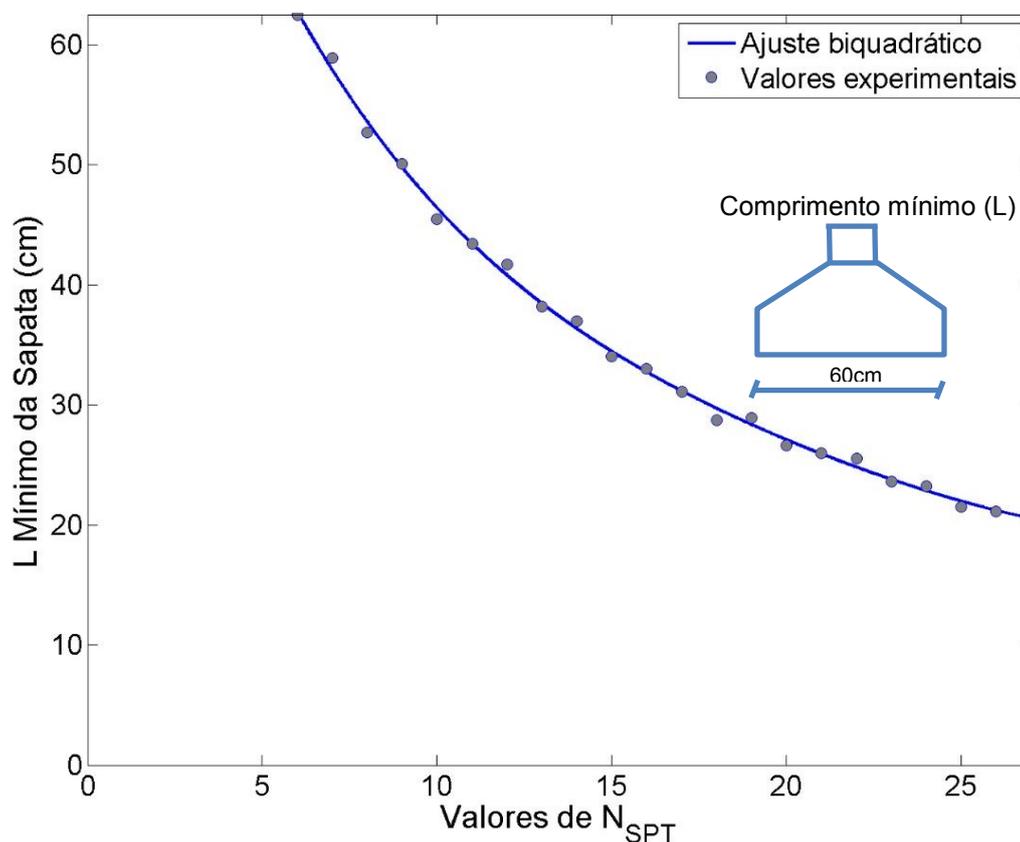
Observando esse valor pode-se concluir que o solo em estudo apresenta uma elevada resistência à pequena profundidade. E que esta parcela representa 94% do valor total da carga admissível, uma vez que a carga admissível total é de 11,8 MPa. Em suma o N_{spt} que está ligado intrinsecamente a esses parâmetros é o fator preponderante dessa avaliação.

Como já foi citado nos capítulos anteriores, o estudo da sapata isolada proporcionou uma sapata quadrada de 21 cm aproximadamente. Em vista disso, pode-se questionar a respeito de executar esse pilar sobre o solo. É um questionamento pertinente, vista que o solo apresenta um valor considerável de resistência. Entretanto, esse tipo de execução é viável estruturalmente quando se trata de um solo rochoso, o que não ocorre neste estudo. Além disso, um pilar apoiando-se em um solo que não seja rochoso, pode ocorrer o efeito punção.

Para obtenção de um valor de N_{pst} que atenda uma sapata executável de 60x60 cm, foi plotado o gráfico do N_{spt} em função do comprimento. Essa analogia foi feita de acordo com a eq. (1) dada por Cintra, 2011, *apud* Terzaghi, 1943. O gráfico foi elaborado a partir de dados de N_{spt} de 27 como referência. Neste caso, foi atribuído valores menores que o citado anteriormente. A medida que é imposto um

N_{spt} menor que 27, o comprimento da sapata aumenta. Sendo assim, interpretando o gráfico da Figura 31 nota-se que a sapata a qual atende as dimensões mínimas exequível revela um N_{spt} médio de 7.

Figura 32 – Comprimento mínimo da sapata em função do N_{spt} para atender à NBR 6122 (ABNT, 1996).



O gráfico da Figura 32 apresenta a interpolação entre valores de N_{spt} e a curva, o que permite estimar a geometria da sapata para diferentes valores de índice de resistência à penetração mantendo-se as características iniciais, como por exemplo, altura de embutimento, sobrecarga e a reação. Determinado o elemento estrutural e feito o devido dimensionamento, um item indispensável à qualquer obra é o orçamento.

Via de regra, dentro de uma obra o engenheiro busca sempre quantificar o custo de uma obra ou serviço a ser prestado. Nesta perspectiva foram orçados o material e os serviços a respeito da execução das sapatas isoladas e cintamento. Ressalta-se que no item aço, por exemplo, fica implicitamente incluso os serviços, ou seja, confecção das ferragens para a base da sapata e dobramento. Por

conveniência consultou-se o SINAPI (Sistema Nacional de Preços e Índices Para Construção Civil) e o ORSE para efetuar esse planejamento.

Assim, elaborou-se o orçamento para o projeto de fundação do caso 2, como demonstra a Figura 33:

Figura 33 - Orçamento da execução das sapatas (caso 2).

Obra:	TCC		
Tipo de obra	Residencial		
BDI	30%	Encargos Sociais	122%
Preços expressos em	R\$ (Real)		

Código	Descrição	Un.	Quantidade	Preço unitário	Preço total
01	INFRA ESTRUTURA				
740772/SINAPI	LOCAÇÃO de obra c/ tábuas corridas pontaleadas, com reaproveitamento de 10x	m ²	15,00	3,55	53,25
02497/ORSE	ESCAVAÇÃO manual de vala ou cava em material de 1ª categoria, profundidade até 1,50m	m ³	2,00	31,50	63,00
739073/SINAPI	LASTRO de concreto, e=5cm, preparo mecânico, inclusos lançamento e adensamento	m ²	5,04	27,21	137,14
94965/SINAPI	CONCRETO estrutural, preparo mecânico c/ betoneira, fck = 25MPa, traço 1:2,3:2,7 (c/a/b1)	m ³	2,00	317,16	634,32
92919/SINAPI	ARMADURA de aço CA-50 para fundação, Ø 10mm, corte, dobra e montagem (cintamento incluso)	kg	200,53	8,39	1.682,41
00076/ORSE	REATERRO manual de valas com espalhamento s/ compactação	m ³	0,25	10,50	2,63
06110/SINAPI	ALVENARIA de embasamento c/ tijolo comum, empregando argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia sem peneirar, traço 1:2:8	m ³	4,20	465,35	1.954,47
05622/SINAPI	REGULARIZAÇÃO e compactação manual de terreno com soquete	m ²	48,00	4,09	196,32
Valor total da obra					4.723,54

Do mesmo modo foi confeccionado para o caso 1, como refere-se a Figura 34:

Figura 34 - Orçamento da execução das sapatas (caso 1).

Obra:	TCC		
Tipo de obra	Residencial		
BDI	30%	Encargos Sociais	122%
Preços expressos em	R\$ (Real)		

Código	Descrição	Un.	Quantidade	Preço unitário	Preço total
01	INFRA ESTRUTURA				
740772/SINAPI	LOCAÇÃO de obra c/ tábuas corridas pontaleadas, com reaproveitamento de 10x	m ²	15,00	3,55	53,25
02497/ORSE	ESCAVAÇÃO manual de vala ou cava em material de 1ª categoria, profundidade até 1,50m	m ³	2,00	31,50	63,00
739073/SINAPI	LASTRO de concreto, e=5cm, preparo mecânico, inclusos lançamento e adensamento	m ²	5,04	27,21	137,14
94965/SINAPI	CONCRETO estrutural, preparo mecânico c/ betoneira, fck = 25MPa, traço 1:2,3:2,7 (c/a/b1)	m ³	2,00	317,16	634,32
92919/SINAPI	ARMADURA de aço CA-50 para fundação, Ø 10mm, corte, dobra e montagem (cintamento incluso)	kg	170,78	8,39	1.432,81
00076/ORSE	REATERRO manual de valas com espalhamento s/ compactação	m ³	0,25	10,50	2,63
06110/SINAPI	ALVENARIA de embasamento c/ tijolo comum, empregando argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia sem peneirar, traço 1:2:8	m ³	4,20	465,35	1.954,47
05622/SINAPI	REGULARIZAÇÃO e compactação manual de terreno com soquete	m ²	48,00	4,09	196,32
Valor total da obra					4.473,93

7.1 Verificação do Recalque Imediato

Deve-se calcular o recalque imediato da estrutura, pois, visa verificar se o valor determinado condiz com o limite estabelecido na literatura. Este estudo baseia-se em uma camada de solo finita.

Sendo assim recorreu a eq. (9) dada por Janbu et al, 1956, *apud* Simons e Menzies, 1981, para determinar o valor do recalque.

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s}$$

Para o cálculo do módulo de deformabilidade do solo E_s recorreu-se a eq. (10). Consultado a tabela 07 e 08 tem-se os valores de fator de correlação E_s e o coeficiente K de correlação respectivamente em acordo com o solo, neste caso o silte arenoso, obteve-se $\alpha = 5$ e $K = 0,45$ MPa. Sabendo-se que o solo possui um índice a penetração de $N_{spt} = 27$, tem-se:

$$E_s = 5 \times 0,45 \times 27 = 61 \text{ MPa}$$

Além disso, a tensão foi determinada através da maior reação, ou seja, força de 453,1 KN, em que é utilizada nos cálculos acima. E a área da base da sapata é 0,36m². Assim, a tensão calculada é 1,26 MPa.

Sabendo-se que a altura de embutimento (h) é 1 m, e a geometria da sapata é quadrada determinou-se os fatores μ_0 e μ_1 consultando a Figura 10, respectivamente 0,66 e 0,08.

Por conseguinte, a estimativa do recalque imediato é:

$$\rho_i = 0,66 \times 0,88 \times \frac{1,26 \times 600}{61} = 0,7 \text{ mm}$$

Em vista disso, pode-se concluir que esse recalque apresentou um valor satisfatório, uma vez que Cintra, 2011, *apud* Terzaghi e Peck, 1967, recomendam um recalque admissível de 20 mm.

8. CONCLUSÃO

Com base no ensaio de sondagem e conseqüentemente nas propriedades do solo é possível determinar o tipo de fundação que venha solucionar o problema em estudo. E a qualidade depende de um bom estudo do terreno e conforme os aspectos técnicos e econômicos do projeto.

Durante os procedimentos de calculo para obter a solução mais viável para o caso 1(casa popular) e caso 2(edifício) observou-se que a sapata corrida e a sapata isolada não apresentaram uma dimensão exequível, ou seja, 60x60 cm.

Fazendo uma analogia desses dois tipos de fundação em consonância com a norma vigente NBR 6122 (ABNT, 1996) empregou-se uma sapata de 60x60 cm como solução. Além disso notou-se que o volume de concreto e o aço para a sapata corrida seria antieconômico, já que seria ao longo de todo o comprimento das paredes. Sendo assim a sapata isolada apresentou uma recurso eficaz e de baixo custo.

Ao avaliar a equação de Terzaghi averiguou-se que a parcela de contribuição relevante e predominantemente foi a que se relaciona com a resistência do solo, ou seja, o N_{spt} de 27. Esse valor representou cerca de 94% do valor total da resistência do solo. Resultado de um solo extremamente resistente à pequenas profundidades.

Nesta perspectiva buscou-se aprofundar mais ainda na equação da capacidade de carga proposta por Terzaghi. Fixando os parâmetros iniciais, exceto o N_{spt} e conseqüentemente os que dependem deste. Assim, a equação ficou em função do N_{spt} e do comprimento L. A partir do N_{spt} de 27 foi decrescido 1 unidade. Foi feito esse processo até obter o comprimento de uma sapata exequível. No gráfico acima fica explícito que o N_{spt} satisfatório, ou seja, uma sapata de 60x60 cm foi o N_{spt} 7. Esses procedimentos foram feitos na ferramenta Excel.

Após finalizar as etapas de projeto, é imprescindível quantificar os matérias e serviços da obra. Via de regra o orçamento é uma ferramenta importantíssima na construção civil. Assim, foi elaborado tanto para o caso 1 como para o caso 2. O que diferencia um do outro o orçamento é o aço.

Concomitantemente a essa análise, esta pesquisa pôde ressaltar os diversos tipos de fundações rasas existentes na construção civil no Brasil, principalmente por ser um elemento estrutural comumente recomendado pela literatura quando empregados em solos resistentes à camadas próximas a superfície e por apresentar uma solução satisfatória e de baixo custo.

Esse trabalho baseou-se em um comparativo de dois tipos de sapatas, ou seja, sapata isolada e sapata corrida sob pilar. Evidentemente a sapata isolada apresentou um resultado mais viável economicamente.

O solo em estudo apresentou uma resistência relativamente alta. É pertinente sugerir-se para trabalhos vindouros uma pesquisa a cerca de fundações sob base elástica, ou seja, um investigação comparativa da viabilidade entre sapata isolada e viga baldrame sob base elástica.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, URBANO RODRIGUEZ. **Exercícios de fundações**. São Paulo. Editora Blucher, ed.2, 2010.

ALONSO, URBANO RODRIGUEZ. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo. Editora Blucher, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

_____. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

_____. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

_____. NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

_____. NBR 6118: Projetos de estrutura de concreto: Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

_____. NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ANDRADE, JRL: **Dimensionamento estrutural de elementos de fundação**. São Carlos, 1989, EESC – USP.

ARAÚJO, JOSÉ MILTON. **Curso de concreto armado**. Editora Dunas. Rio Grande, 2014 v.4, 4.ed.

CAPUTO, HOMERO PINTO. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro. Editora LTC, v.6, 2008.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. **Fundações diretas**. Editora Oficina de textos. São Paulo, 2011.

DANTAS NETO, S.A. **Fundações e obras de contenção**. Fortaleza, 2008. Notas de aula da disciplina Fundações e Obras de Contenção – Curso de Engenharia Civil/UFC.

Fundações rasas: Sapata isolada. Disponível em <http://www.fundacta.com.br> acessado em 20/12/2015.

HACHICH, WALDEMAR; F. FALCONI, FREDERICO; LUIZ SAES, JOSÉ; G. Q. FROTA, RÉGIS; S. CARVALHO, CELSO E NIYAMA, SUSSUMU: **Fundações teoria e prática**. São Paulo. Editora Pini, 1998.

JOPPERT JÚNIOR, IVAN. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo. Editora Pini, 2007.

MILITO, JOSÉ ANTONIO. **Técnicas de construção civil e construção de edifícios**. Apostila elaborada para facilitar o acompanhamento de disciplinas na Faculdade de Ciência Tecnológicas da P.U.C Campinas e Faculdade de Engenharia de Sorocaba.

MILITITSKY, JARBAS; CONSOLE, NILO CESAR; SCHIAID, FERNANDO. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de textos, 2008.

SOARES, OSVALDO DE SANTANA. **Fundações rasas para residências populares**. Trabalho de diplomação apresentado ao departamento de engenharia civil da Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2011.

THIAGO, MENDONÇA PACHECO. **Análise comparativa de custos entre o radier e fundação em sapata corrida utilizadas em obras de padrão popular de quatro pavimentos no município de Feira de Santana, Bahia**. Trabalho de diplomação apresentado ao departamento de tecnologia Universidade Estadual de Feira de Santana. Feira de Santana, 2010.

VARGAS, ÁLISSON DA CUNDA. **Otimização de custos em projetos de fundação do tipo sapata em função das propriedades do solo**. Trabalho de diplomação apresentado ao departamento de engenharia da escola de engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.

Anexo A

PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DE VIGAS	
DADOS DE ENTRADA	
Bw =	<input type="text"/> m
M =	<input type="text"/> KNm
Md =	<input type="text"/> KNm
Fck =	<input type="text"/> KN/m ²
Fcd =	<input type="text"/> KN/m ²
Fyk =	<input type="text"/> KN/m ²
Fyd =	<input type="text"/> KN/cm ²
φ =	<input type="text"/> m
Aφ =	<input type="text"/> cm ²
φ	<input type="text"/> m
c =	<input type="text"/> m
BRITA =	<input type="text"/> mm
Q =	<input type="text"/> kN
CÁLCULO DO Dmín	
dmín =	<input type="text"/> m
CÁLCULO DO KMD	
KMD =	<input type="text"/>
VALORES CONSULTADOS	
KX =	<input type="text"/>
KZ =	<input type="text"/>
CÁLCULO DA ALTURA	
h =	<input type="text"/> m
CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO	
As =	<input type="text"/> cm ²
QUANTIDADE DE BARRAS	
Qcalculado =	<input type="text"/> barras
Qreal =	<input type="text"/> barras
ESPAÇAMENTO HORIZONTAL MÍNIMO	
Sh =	<input type="text"/> mm
	<input type="text"/> mm
	<input type="text"/> mm
VERIFICAÇÃO DO ESPAÇAMENTO HORIZONTAL	
Esp =	<input type="text"/> cm
CÁLCULO DA ÁREA MÍNIMA	
As,mín =	<input type="text"/> cm ²

Anexo B

PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DE LAJES	
ENTRADA DE DADOS	
Fck (Mpa)	<input type="text"/>
Fcd (Mpa)	<input type="text"/>
Ecs (MPa)	<input type="text"/>
Ecs (KN/m ²)	<input type="text"/>
Lx (m)	<input type="text"/>
Lx (cm)	<input type="text"/>
Ly (m)	<input type="text"/>
Ly (cm)	<input type="text"/>
Fyk (Mpa)	<input type="text"/>
Fyd (Mpa)	<input type="text"/>
Bitola	<input type="text"/>
ϕ (cm)	<input type="text"/>
$A\phi$ (cm ²)	<input type="text"/>
CASO	<input type="text"/>
ψ_2	<input type="text"/>
AÇO	<input type="text"/>
ψ_3	<input type="text"/>
α	<input type="text"/>
Cobrimento (cm)	<input type="text"/>
Peso específico concreto (KN/m ³)	<input type="text"/>
PESOS ATUANTES (KN/m²)	
Concreto	<input type="text"/>
Piso	<input type="text"/>
Contrapiso	<input type="text"/>
Revestimento	<input type="text"/>
Fôrro	<input type="text"/>
Parede	<input type="text"/>
Acidental	<input type="text"/>

*CÁLCULO DA DIREÇÃO DA ARMADURA	
$\lambda =$	<input type="text"/>
Se $\lambda > 2$ armada em uma direção!	
*PRÉ DIMENSIONAMENTO	
$d \geq$	<input type="text"/> m
*ALTURA INICIAL A SER ADOTADO	
$h =$	<input type="text"/> cm
*CÁLCULO DAS CARGAS ATUANTES	
$P+T =$	<input type="text"/> KN/m ²
*CÁLCULO DAS FLECHAS LIMITES	
VISUAL	$F_{gq} =$ <input type="text"/> cm
C. ACDT	$F_q =$ <input type="text"/> cm
*CÁLCULO DAS FLECHAS ELÁSTICAS	
$F_{g+q} =$	<input type="text"/> cm
$F_q =$	<input type="text"/> cm
*VERIFICAÇÃO DO h'	
$h' =$	<input type="text"/> m
$h =$	<input type="text"/> cm
* H ADOTADO	
$H =$	<input type="text"/> cm
$H =$	<input type="text"/> m
*VERIFICAÇÃO DO d	
$d =$	<input type="text"/> cm
*PESO PRÓPRIO REAL	
$PPR =$	<input type="text"/> KN/m ²
COEFICIENTES P/ DETERMINAÇÃO DOS MOMENTOS	
$\mu_x =$	<input type="text"/>
$\mu_x' =$	<input type="text"/>
$\mu_y =$	<input type="text"/>
$\mu_y' =$	<input type="text"/>
*CÁLCULO DOS MOMENTOS	
$m_x =$	<input type="text"/>
$X_x =$	<input type="text"/>
$m_y =$	<input type="text"/>
$X_y =$	<input type="text"/>
MOMENTO MÁXIMO ADOTADO ->	
*VERIFICAÇÃO DO dmín	
$dmín =$	<input type="text"/> m

*CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO			
	mx	my	Xy
M			
KMD			
KZ			
AS			

*φ MÁXIMO	
φ	

*ÁREA DE AÇO MÍNIMA	
Asmin=	cm ² /m

*ESPAÇAMENTO MÁXIMO	
s=	cm
ou	cm

*ESPAÇAMENTO DO MOMENTO MÁXIMO POSITIVO	
AsMAX+=	cm ² /m
s+=	cm

*ESPAÇAMENTO DO MOMENTO MÁXIMO NEGATIVO	
AsMAX=-	cm ² /m
s=-	cm

*QUANTIDADE DE BARRAS	
s adotado=	cm
X=	barras
y=	barras

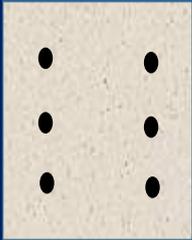
REAÇÕES DA LAJE NA VIGA	
IMPLEMENTE APOIA	
kx=	kN/m
qx=	kN/m
ky=	kN/m
qy=	kN/m
ENGASTADAS	
kx'=	kN/m
qx'=	kN/m
ky'=	kN/m
qy'=	kN/m

VERIFICAÇÃO DO CISCALHAMENTO	
Vs =	kN/m
Vsd=	kN/m
τRd1=	kN/m ²
ρ1=	< 0,02!
VRd1=	Vsd < VRd1 ----> OK!

VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO DIAGONAL DO CONCRETO	
αv1 =	Se OK, utilizar 0,5 abaixo!
αv1' =	Vsd < VRd2 --> Não há problemas de esmagamento
VRd2 =	kN

Anexo C

DIMENSIONAMENTO DE PILARES SUBMETIDOS A FLEXO COMPRESSÃO NORMAL		
LANÇAMENTO DAS CARGAS, GEOMETRIA E RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS		
Caso		
Cargas		
Esforço Normal		Kgf
Excêntrica no Pilar		cm
Momento Secundário		Kgf*cm
MATERIAIS		
Resistência Característica a compressão do Concreto (f_{ck})		MPa
Resistência a tração do aço (f_{yk})		Kgf/cm ²
DIMENSÕES DO PILAR		
Base (b)		cm
Altura (h)		cm
Área		cm ²
Da base do pilar ao centro geométrico da camada (d')		cm
REDUÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DOS MATERIAIS		
Coefficiente de segurança do concreto		
Coefficiente de segurança do aço		
Resistência de cálculo do concreto		Kgf/cm ²
Resistência de cálculo do aço		Kgf/cm ²
MAJORAÇÃO DAS CARGAS		
Coefficiente de majoração para esforço normal		
Coefficiente de majoração para momentos		
Esforço Normal de cálculo		Kgf
Momento de cálculo topo		Kgf*cm
Momento de cálculo centro		Kgf*cm
Momento de cálculo base		Kgf*cm

CÁLCULO DOS ENFORÇOS NORMAL RELATIVO (ν) E MOMENTO RELATIVO (μ)		
Tensão de cálculo do concreto		Kgf/cm ²
Esforço Normal Relativo		Kgf
Momento Relativo		Kgf*cm
DEFINIÇÃO DA TAXA MECÂNICA DA ARMADURA (ω)		
	Ábaco	
	μ_1	μ_2
v1		
v		
v2		
TAXA MECÂNICA DA ARMADURA (ω)		
CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO		
Área Total de aço (As)		cm ²
As1		cm ²
As2		cm ²
		As1 As2
DETALHAMENTO DO AÇO		
Bitola do aço adotada		mm
Bitola do estribo		mm
Espaçamento entre estribos		cm