

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, o centro e o fundamento de tudo em minha vida, por renovar a cada momento a minha força e disposição e pelo discernimento concedido ao longo dessa jornada.

A minha esposa Marianna Lacerda Barreto e minha filha Maitê Barreto Rodrigues que de forma especial e carinhosa me deram força e coragem, me apoiando nos momentos de dificuldades. Obrigado por contribuir com tantos ensinamentos, tanto conhecimento, tantas palavras de força e ajuda.

A minha mãe Ises Maria Rodrigues Costa e minha avó Iris Rodrigues Costa, por ter me apoiado e acreditado em mim desde o início dessa, sempre me motivando.

Ao meu orientador, prof. Msc. Edivaldo Alves dos Santos, que acreditou em mim; que ouviu pacientemente as minhas considerações partilhando comigo as suas idéias, conhecimento e experiências e que sempre me motivou. Quero expressar o meu reconhecimento e admiração pela sua competência profissional.

Aos meus amigos Adriana do Prado Almeida, Eduardo Coelho Facundes, Marco Túlio Rodrigues Vítor Dias, Warlismar Soares de Araújo, sempre presentes e minha vida, por dias e noites de estudos, por palavras de encorajamento através de sua experiência, vivência pessoal e acadêmica, pelos momentos de lazer que foram essências neste percurso onde rimos e nos ajudamos mutuamente.

Aos colegas do curso de Engenharia Civil, pela convivência harmoniosa, pelas trocas de conhecimento e experiências que foram tão importantes na minha vida acadêmica/pessoal.

RESUMO

COSTA, B.R.C. **DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PARA OBRA VERTICAL DE 12 PAVIMENTOS, NA REGIÃO SUL DE PALMAS – TOCANTINS.** 2016, Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário Luterano de Palmas CEULP/ULBRA, Palmas – TO.

As fundações se tratam de umas das mais importantes áreas da engenharia, uma vez que toda edificação de quaisquer magnitudes está sempre apoiada e transmitindo esforços ao solo. Solo este que se faz necessário seu reconhecimento, suas resistências a penetração, afim de caracteriza-lo. Este trabalho que é um estudo de caso, consiste em comparar a viabilidade técnica entre as fundações rasa do tipo sapata e profunda do tipo estaca raiz, sendo esta última utilizada na obra em um edifício residencial localizado em Palmas – Tocantins. Para o primeiro tipo de fundação a metodologia consistiu na aplicação do método de Urbano Alonso. Na primeira etapa foi realizada a caracterização geotécnica, por meio da análise dos laudos de sondagens, após foi definida a geometria da sapata e recalque, por fim realizado o dimensionamento estrutural da sapata e levantando do quantitativo de insumos. Para a fundação profunda do tipo estaca raiz, a metodologia utilizada foi de Aoki-Velloso. Foi determinada a capacidade de carga do solo e dimensionados as estacas e o bloco de ancoragem no pilar mais solicitado. Conclui-se que a fundação com maior viabilidade técnica a ser realizada foi a fundação rasa do tipo sapata.

Palavras-Chaves: Investigação geotécnica, Fundação rasa estilo sapata, Fundação profunda estilo estaca raiz, Viabilidade Técnica

ABSTRACT

COSTA, B.R.C. SCALING FOUNDATION FOR WORK VERTICAL 12 FLOORS IN REGION SOUTH OF PALMS - TOCANTINS. 2016 Work Completion of course (Diploma in Civil Engineering) – Centro Universitário Luterano de Palmas CEULP/ULBRA, Palmas – TO.

The foundations to treat one of the most important fields of engineering, since the entire construction of any magnitude is always supported efforts and transmitting to the ground. Solo this it is necessary recognition, their resistance to penetration, in order to characterized it. This work is a case study, is to buy the technical feasibility of the shallow and deep foundations shoe kind of root pile type, the latter being used in the work in a residential building located in Palmas - Tocantins. For the first type of foundation the methodology consisted of applying Alonso Urbano method. In the first step was carried out geotechnical characterization by analyzing the polling reports, after the geometry of the shoe and discharge was set finally accomplished the structural design of the shoe and the lifting quantity of inputs. For deep root pile foundation type, the methodology used was Aoki-Velloso. It was determined soil load capacity and sized cuttings and the anchor block at the request pillar. We conclude that the foundation with greater technical feasibility to be held was the shallow foundation of the shoe type.

Key Words: Geotechnical Research Foundation shallow shoe style, deep root cutting style Foundation, Technical Feasibility

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

“in situ/ in loco”

≈

mm

cm

cm²

kN

m

Mpa

N_{SPT}

Ø

tf

σ_{adm}

σ_r

No local

Aproximado

Milímetros

Centímetro

Centímetros quadrados

Quilo Newton

Metro

Mega Pascal

Numero Spt

Dímetro

Tonelada força

Tensão admissível

Capacidade de carga

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1 OBJETIVOS.....	14
1.1.1 <i>Objetivo Geral:</i>	14
1.1.2 <i>Objetivo Específico:</i>	14
1.2 JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DO TRABALHO	15
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	16
2. REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1 GEOLOGIA PARA ENGENHARIA CIVIL.....	17
2.1.1 <i>Rocha</i>	17
2.1.2 <i>Solos</i>	18
2.1.3 <i>Areia</i>	18
2.1.4 <i>Silte</i>	19
2.1.5 <i>Argila</i>	19
2.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	20
2.3 CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO	23
2.3.1 <i>Tipos de ensaios de cisalhamento</i>	28
2.3.2 <i>Classificação dos ensaios de Cisalhamento</i>	29
2.4 PLANTA DE CARGAS.....	29
2.5 AÇÕES DO CARREGAMENTO	30
2.5.1 <i>Recalques</i>	30
2.5.2 <i>Ações Horizontais</i>	31
2.5 TIPOS DE FUNDAÇÕES.....	32
2.5.1 <i>Fundações em Superfície (ou rasa ou direta)</i>	32
2.5.1.1 <i>Sapatas</i>	32
2.5.1.2 <i>Blocos</i>	33
2.5.1.3 <i>Radier</i>	33
2.5.1.4 <i>Sapata associada</i>	34
2.5.1.5 <i>Viga de Fundação:</i>	34
2.5.1.6 <i>Sapata Corrida</i>	35
2.5.2 <i>Fundações Profundas</i>	35
2.5.2.1 <i>Estacas</i>	36
2.5.2.2 <i>Estaca Escavada, com Injeção</i>	36
2.5.2.3 <i>Estaca Tipo Broca</i>	36
2.5.2.4 <i>Estaca Acoplada</i>	36
2.5.2.5 <i>Estacada Tipo Strauss</i>	37
2.5.2.6 <i>Estaca Tipo Franki</i>	37
2.5.2.7 <i>Estaca Mista</i>	38
2.5.2.8 <i>Estaca Tipo Hélice Contínua</i>	38
2.5.2.9 <i>Estaca Raiz</i>	39
2.5.2.10 <i>Estaca Tipo Hélice Segmentada</i>	39
2.5.2.11 <i>Estaca Tipo Hélice de Deslocamento</i>	40
2.5.2.12 <i>Estaca Metálica</i>	40

2.5.2.13 Estaca de Madeira.....	41
2.5.2.14 Tubulão.....	42
2.5.2.15 Caixão	42
3. METODOLOGIA.....	43
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO	43
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	43
3.3 SERVIÇOS ANALISADOS.....	43
3.3.1 <i>Caracterização Geotécnica</i>	43
3.3.2 <i>Sondagem</i>	44
3.3.3 <i>Escolha da Fundação</i>	46
3.3.4 <i>Dimensionamento da Fundação</i>	46
3.4 MÉTODOS UTILIZADOS PARA O DIMENSIONAMENTO	50
3.5 PLANTA DE CARGA.....	50
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE ACORDO COM O LAUDO DE SONDAJEM DA OBRA EM ESTUDO.....	51
4.2 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO RASA (SAPATA) E PROFUNDA (ESTACA RAIZ) PARA ESCOLHER A MELHOR PARA OBRA EM ESTUDO.....	56
4.2.1 <i>Dimensionamento de Sapatas</i>	56
4.2.2 <i>Dimensionamento de Estaca Raiz</i>	66
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	70
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	71
ANEXOS	73

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Gráfico para Estimativa de Profundidade.....	22
Figura 2 Gráfico de funções de ângulo de atrito interno.....	24
Figura 3 Fatores de forma.....	24
Figura 4. Exemplo de planta de cargas e locação de pilares.	30
Figura 5. Isopletas da velocidade básica	32
Figura 6. Sapata.....	33
Figura 7. Bloco	33
Figura 8. Radier.....	34
Figura 9. Sapata Associada	34
Figura 10. Viga de Fundação ou Viga-Baldrame.....	35
Figura 11. Sapata Corrida	35
Figura 12. Estaca Tipo Broca.....	36
Figura 13. Estaca Tipo Strauss	37
Figura 14. Estaca Tipo Franki	38
Figura 15. Estaca Mista.....	38
Figura 16. Estaca Tipo Hélice Contínua	39
Figura 17. Estaca Raiz	39
Figura 18. Estaca Tipo Hélice de Deslocamento.....	40
Figura 19. Estaca Metálica	41
Figura 20. Estaca de Madeira	41
Figura 21. Tubulão a Ar-Comprimido e Tubulão a Ceu Aberto	42
Figura 22. Caixaõ	42
Figura 23. Exemplo de como Locar os Furos.....	44
Figura 24. Exemplo de Laudo de Sondagem	45
Figura 25 Planta de Carga da Obra Adaptada	50
Figura 26 Locação dos Furos de Sondagem.....	51
Figura 27 Laudo de Sondagem SM02.....	52
Figura 28 Laudo de Sondagem SM03.....	53
Figura 29 Laudo de Sondagem SM04.....	54
Figura 30 Laudo de Sondagem SM06.....	55
Figura 31 Dados das Sapata, referente ao Pilar 01	62
Figura 32 Locação das Sapatas.....	65
Figura 33 Capacidade de Carga do Solo	66
Figura 34 Bloco Executado na Obra	68
Figura 35 Bloco B25, SM04.....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Quantidade de Furos.....	21
Tabela 2 Constante K.....	26
Tabela 3 Constante α	27
Tabela 4 Coeficientes F1 e F2	28
Tabela 5 Quantidade de Furos.....	43
Tabela 6 Constante K.....	47
Tabela 7 Constante α	48
Tabela 8 Coeficientes F1 e F2	49
Tabela 9 Planilha de Dados das Sapatas	64

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1	24
Equação 2	25
Equação 3	25
Equação 4	26
Equação 5	28
Equação 6	31
Equação 7	47
Equação 8	47
Equação 9	47

1. INTRODUÇÃO

A fundação surgiu na pré-história, quando o homem começou a construir suas primeiras cabanas na beira dos lagos. Palafitas em estaca de madeira elevadas, com isso surgiram ideias sobre a resistência do solo.

Os terrenos que recebiam construções maiores e mais pesadas em geral cediam, e as construções ruíam ou eram demolidas, com posterior aproveitamento dos escombros, assim as obras como palácios e templos eram assentadas sobre fundações arrumadas com restos de outras estruturas ou paredes misturadas com terra e tubo socado.

No Brasil, já na idade do ferro, as construções de madeira ainda eram comuns, mas o fato mais importante dessa idade dos metais foram as ferramentas para o trato de materiais e a perfuração do solo, facilitando a introdução das percussoras das estacas de hoje. (KOSHIMA, A. et al. 1998)

No caso particular das técnicas as fundações têm, em sua história, uma fonte de ensinamentos no sentido que a todos, leigos e técnicos, interessa: algo firme, sólido, e não só autossustentável, mas capaz de sustentar superestruturas sobre elas. Por isso também são denominadas de infraestrutura.

Fundações são elementos estruturais, que possuem a função de absorver e transmitir os esforços da superestrutura, de forma segura, ao solo em que a mesma se apoia, garantindo a integridade ao longo de sua vida útil. Implantando esforços horizontais, ação do vento, para apresentar que fundações mal dimensionadas podem ocasionar patologias (fissuras, trincas, etc.) nas superestruturas e em casos extremos o colapso da mesma, devido a ruptura do elemento de fundação ou do solo de fundação. Portanto, para garantir as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade das fundações, analisando o projeto geotécnico da mesma. (Antonio Dias F. N. Neto, 1998).

Cada vez mais, o assunto Edifícios Altos tem ganhado destaque no âmbito da Engenharia Civil, uma vez que otimizam espaços e são uma solução para a explosão demográfica nas grandes cidades. Ano após ano, edifícios cada vez

maiores têm sido construídos, incorporando tecnologias avançadas e técnicas modernas de construção e de projeto. Na esteira dessa evolução, muitos problemas foram surgindo e sendo solucionados, na medida em que se tornavam impeditivos ao avanço para o alto.

Segundo Koshima 1998, os primeiros edifícios do século XIX eram construídos em alvenaria, com paredes grossas, sendo extremamente rígidos. Na medida em que subiam, foram impondo a necessidade de paredes cada vez mais robustas, de maneira que os andares inferiores acabavam por ter suas áreas úteis prejudicadas. O aço, o concreto armado e o concreto de alto desempenho – materiais alternativos na época – foram, então, sendo incorporados ao contexto construtivo.

O vento não é problema para edificações baixas e pesadas, porém em estruturas altas, o que foi utilizado nesse trabalho, passa a ser uma ação importante para ser considerada no projeto de estrutural. As condições para a determinação das forças do vento são calculadas de acordo com a NBR 6123/1998 “Forças Devidas ao Vento em Edificações”. As principais causas de acidentes devido ao vento são: falta de ancoragem nas terças, contraventamento da estrutura de cobertura, deformidade excessiva da edificação e fundações mal dimensionadas.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral:

- Comparar a viabilidade técnica entre fundação rasa estilo sapata e fundação profunda estilo estaca raiz para obra vertical de 12 pavimentos, localizado na região sul de Palmas – Tocantins.

1.1.2 Objetivo Específico:

- Caracterização geotécnica através do laudo de sondagem;
- Analisar a viabilidade técnica da fundação rasa tipo sapata levando em consideração a capacidade de carga do solo;
- Levantar custo dos insumos da sapata;
- Elaborar o projeto de fundação.

1.2 Justificativa e Importância do Trabalho

Ao projetar uma fundação, é realizado laudos de sondagens para caracterização geotécnica, analisando a resistência a penetração do solo e tipo de solo, para que a fundação não tenha a durabilidade nem a vida útil comprometida com manifestação de recalque diferencial.

A edificação estudada foi executada com fundação profunda tipo estaca raiz e foi realizado uma comparação sobre viabilidade técnica entre a fundação executada e a fundação rasa tipo sapata.

Levando em consideração a viabilidade técnica quando se tem a opção de usar uma fundação rasa, ela é sempre a melhor opção.

1.3 Estrutura do Trabalho

Este trabalho vem primeiro abordar as referências teóricas de autores renomados no assunto. Posteriormente vem a metodologia do desenvolvimento do mesmo. Logo em seguida os resultados e discussões acompanhado da conclusão. Este de modo geral é dividido em 4 Capítulos:

Capítulo 01: Neste primeiro capítulo apresenta-se por meio de revisões bibliográficas definições e conceitos adotados por autores renomados no assunto, e fala de tipos de fundação, investigações geotécnicas, planta de carga e métodos de dimensionamento de fundações.

Capítulo 03: Neste capítulo é detalhada toda a metodologia adotada para o desenvolvimento deste trabalho, assim como tabela e critérios adotados para definição do tipo de fundação;

Capítulo 04: Neste capítulo são apresentados todos os resultados obtidos assim como feitas discussões a respeito dos mesmos. É feita a apresentação e a viabilidade técnica entre dois tipos de fundações, apresenta também o memorial descritivo do dimensionamento das mesmas.

Capítulo 05: Neste último capítulo foram feitas as considerações finais a respeito do trabalho e uma sugestão para trabalhos futuros.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Geologia para Engenharia Civil

Todas as obras de Engenharia Civil se assentam sobre o solo com isso é inevitável que o comportamento do solo seja considerado. (PINTO, 2000)

Segundo CAPUTO, 1988, é verdade conhecida que, em se tratando de solos e rochas, a heterogeneidade é a regra, a homogeneidade a exceção. Tais estudos são, de fato, indispensáveis, para se alcançar a "boa engenharia", isto é, aquela que garante a necessária condição de segurança e, também, de economia. Um dos maiores riscos que se pode correr no campo de Engenharia Civil é iniciar uma obra sem um conhecimento tão perfeito quanto possível do terreno. O objetivo da Geotécnica é prever e adotar medidas que evitem recalques prejudiciais ou ruptura do terreno, com o conseqüente colapso da obra.

Junto com o estudo dos solos vem a classificação dele, onde é possível estimar o comportamento de cada tipo de solo. O processo de classificação é baseado nas características dos grãos encontrados na composição do solo que tem como objetivo separar os grupos, de acordo com o comportamento de modo que fique interessante para a engenharia civil. (KOSHIMA, A. et al. 1998)

Marangon 2006, afirma que, a utilização das rochas e dos depósitos naturais de sedimentos como materiais de construção em obras de engenharia são intensas e, normalmente, são utilizadas como: agregados para confecção de concreto, blocos para revestimento de fachadas de edifícios, proteção de taludes de barragens, pedra britada para os leitos de ferrovias, aeroportos e rodovias, blocos para calçamentos de ruas, etc.

2.1.1 Rocha

Esses materiais apresentam elevada resistência, somente modificável por contatos com ar ou água em casos especiais. As rochas são designadas pela sua nomenclatura, estado de fraturamento e alteração. Tratando-se de ocorrência de rochas de dimensões limitadas, são empregados os seguintes termos: (Milton Vargas, 1977)

- Bloco de rocha: pedaço isolado de rocha tendo diâmetro superior a 1 m;

- Matacão: pedaço de rocha tendo diâmetro médio superior a 25 cm e inferior a 1 m;
- Pedra: pedaço de rocha tendo diâmetro médio compreendido entre 7,6 cm e 25 cm.

Rochas alteradas são aquelas que geralmente tem diminuído as suas características originais de resistência. (Walid Yazagi, 2014)

2.1.2 Solos

Os solos são identificados por sua textura, composição granulométrica, plasticidade, consistência ou compacidade, citando-se outras propriedades que ajudam na sua identificação, como: estrutura, forma dos grãos, cor, cheiro, friabilidade, presença de outros materiais. (Walid Yazagi, 2014).

2.1.3 Areia

Solos cujas propriedades dominantes são devidas à sua parte constituída pelos grãos minerais de diâmetro máximo superior a 0,05 mm e inferior a 4,8 mm. São caracterizados pela sua textura, compacidade e forma dos grãos. Quanto à textura, a areia pode ser: (Milton Vargas, 1977)

- Grossa: quando os grãos acima referidos têm diâmetro máximo compreendido entre 2,00 mm e 4,80 mm;
- Média: quando os grãos acima referidos têm diâmetro máximo compreendido entre 0,42 mm e 2,00 mm;
- Fina: quando os grãos acima referidos têm diâmetro máximo compreendido entre 0,05 mm e 0,42 mm.

Quanto à compacidade, a areia pode ser:

- Fofa (pouco compactada);
- Medianamente compactada;
- Compactada.

Qualitativamente, a compacidade pode ser estimada pela dificuldade relativa de escavação ou de penetração de um instrumento de sondagem. (Yazigi, W. 2014)

2.1.4 Silte

Solo que apresenta apenas coesão necessária para formar, quando seco, torrões facilmente desagregáveis pela pressão dos dedos. Suas propriedades dominantes são devidas à parte constituída pelos grãos de diâmetro máximo superior a 0,005 mm e inferior a 0,05 mm. Caracteriza-se pela sua textura e compactidade. (Walid Yazagi, 2014)

2.1.5 Argila

Solo que apresenta característica marcantes de plasticidade; quando suficientemente úmido, molda-se facilmente em diferentes formas; quando seco, apresenta coesão bastante para constituir torrões dificilmente desagregáveis por pressão dos dedos; suas propriedades são devidas à parte constituída pelos grãos de diâmetro máximo inferior a 0,005 mm. Caracteriza-se pela sua plasticidade, textura e consistência em seu estado e umidade naturais. Quanto à textura, são identificadas pela sua distribuição granulométrica. (Milton Vargas, 1977)

Quanto à plasticidade, pode ser subdividida em:

- Gordas;
- Magras.

Quanto à consistência, pode ser subdividida em:

- Muito mole (vazas)
- Médias
- Duras
- Moles
- Rijas

Argilas de grande volume de vazios, cujos poros estejam parcialmente cheios de ar, recebem ainda o adjetivo porosa. Qualitativamente, cada um dos tipos pode ser identificado pelo seguinte modo: (Milton Vargas, 1977)

- Muito moles: As argilas que escorre com facilidade entre os dedos, quando apertadas na mão;
- Moles: As que são facilmente moldadas pelos dedos;
- Médias: As que podem ser moldadas normalmente pelos dedos;
- Rijas: As que requerem grande esforço para ser moldadas pelos dedos;
- Duras: As que não pode ser moldada pelos dedos e, quando submetidas a grande esforço, desagregam-se ou perdem sua estrutura original.

2.2 Investigações Geotécnicas

Para realizar as investigações geotécnicas, é necessário retirar uma amostra do solo onde vai ser realizado a edificação, para identificar e classificar, essa ação denomina-se sondagem. Onde os resultados das amostras retiradas podem ser dados em campo ou em laboratórios em caso de um estudo mais aprofundado. (KOSHIMA, A. et al. 1998)

Os ensaios de sondagem mais utilizados são os em campo, os mais conhecidos são:

- O “Standard Penetration Test” – SPT
- O “Standard Penetration Test” complementado com medidas de torque – SPT-T
- O ensaio de penetração de cone – CPT
- O ensaio de penetração de cone com medida das pressões neutras, ou piezocone – CPT-U
- Os pressiômetros (de Ménard e auto-perfurantes)
- O dilatômetro de Marchetti
- Os ensaios de carregamento de placa – provas de carga
- Os ensaios geofísicos, em particular o ensaio de “Cross-Hole”

Tabela 1 Quantidade de Furos

ÁREA (m ²)	NÚMERO DE FUROS
≤ 200	2
200 – 400	3
400 – 600	3
600 – 800	4
800 – 1000	5
1000 – 1200	6
1200 – 1600	7
1600 – 2000	8
2000 – 2400	9
≥ 2400	A critério do projetista

Fonte: NBR 8036, 1983

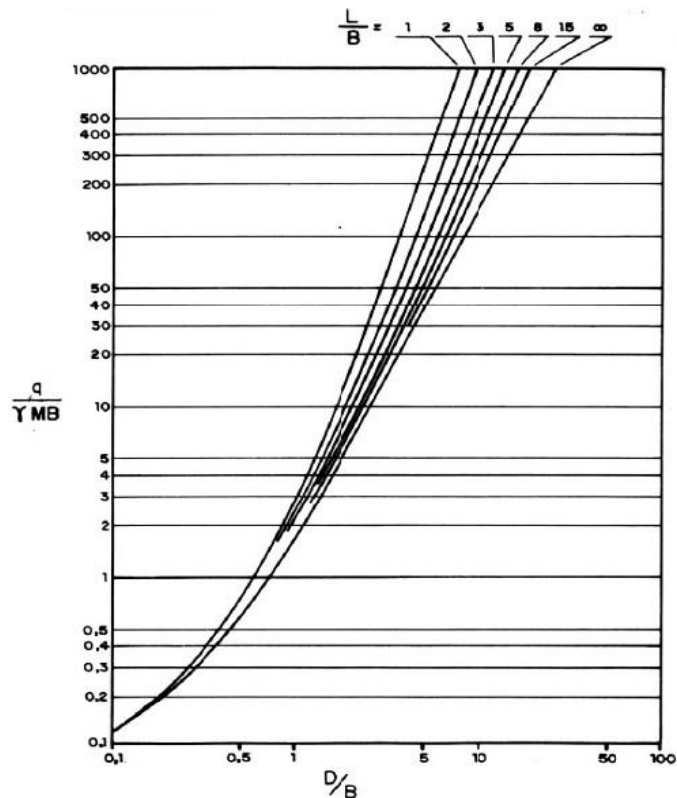
Segundo a NBR 6484, os objetivos da sondagem é a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades, o nível de água, o índice de resistência à penetração (N) a cada metro.

Para iniciar-se uma sondagem, monta-se um cavalete de quatro pernas chamado de tripé, junto é montando um conjunto de roldanas e uma corda, esses equipamentos são usados para facilitar o manuseio das hastes e do martelo. Com ajuda do trado cavadeira perfura-se 1 m de profundidade onde esse metro não é contabilizado ele é identificado como amostra zero. Em uma das pontas das hastes é acoplado um amostrado padrão, onde esse é apoiado no fundo do furo, então o martelo é erguido até uma altura de 75 cm e solto em queda livre. Esse procedimento é realizado até que o amostrado tenha penetrado 45 cm no solo. Conta-se o número de quedas do martelo para vencer os 45 cm onde a soma dos golpes necessários para penetrar os últimos 30 cm é designado o número N. (KOSHIMA, A. et al. 1998)

Onde os resultados devem ser em forma gráfica e deverá conter a quantidade de golpes, no caso o número N citado a cima, e o nível da água caso seja visualizado.

Segundo a NBR 8036, as sondagens devem ser realizadas até uma profundidade onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, fixando-se como critério aquela profundidade onde o acréscimo de pressão no solo, onde às cargas aplicadas, for menor que 10% da pressão geostática efetiva.

Figura 1. Gráfico para Estimativa de Profundidade



Fonte: NBR 8036 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifício

Quando a sondagem atingir uma camada resistente, impenetrável à percussão, e as camadas superiores a esta forem de baixa resistência e a obra for de importância, deve-se proceder a um estudo de continuidade da camada impenetrável até pelo menos 5 m. (ABEF, 2012).

Os equipamentos para realizar o ensaio SPT são:

- Torre com roldana;
- Tubos de revestimentos;
- Composição de perfuração ou cravação;
- Trado-concha ou cavadeira;
- Trado helicoidal;
- Trépano de lavagem;
- Amostrador-padrão;

- Cabeças de bateria;
- Martelo padronizado para a cravação do amostrador;
- Baldinho para esgotar o furo;
- Medidor de nível-d'água;
- Metro de balcão;
- Recipientes para amostras;
- Bomba d'água centrífuga motorizada;
- Caixa d'água ou tambor com divisória interna para decantação;
- Ferramentas gerais necessárias à operação da aparelhagem.

Ainda segundo a NBR 8036:1983, os resultados em campo devem ser registrados, o nome da empresa que contratou o serviço, número de trabalho, local do terreno, número de sondagem, data e hora de início e de término da sondagem, os métodos de perfuração utilizado e sua profundidade, os avanços dos tubos de revestimento, profundidades das mudanças de solos e do final da sondagem, numeração e profundidade das amostradas coletadas, anotação das amostras colhidas por circulação de água, número de golpes necessários em cada trecho, o nível da água, nome do operador e vistos do fiscal.

2.3 Capacidade de Carga do Solo

De acordo com URBANO, R.A – 1991, várias fórmulas teóricas para se estimar a pressão de ruptura de uma fundação rasa, em função das características da resistência de cisalhamento do solo. Entretanto, por sua simplicidade e extrema divulgação, apresenta-se a fórmula proposta por Karl Terzaghi e Urbano Rodriguez Alonso (Para quando o ensaio de NSPT der entre 6 e 18 golpes).

$$\sigma_r = (c \cdot N_c \cdot S_c) + \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma\right) + (q \cdot N_q \cdot S_q) \quad \text{Eq. 01}$$

Onde:

C – Coesão do solo;

γ – Peso específico do solo onde se apoia a fundação;

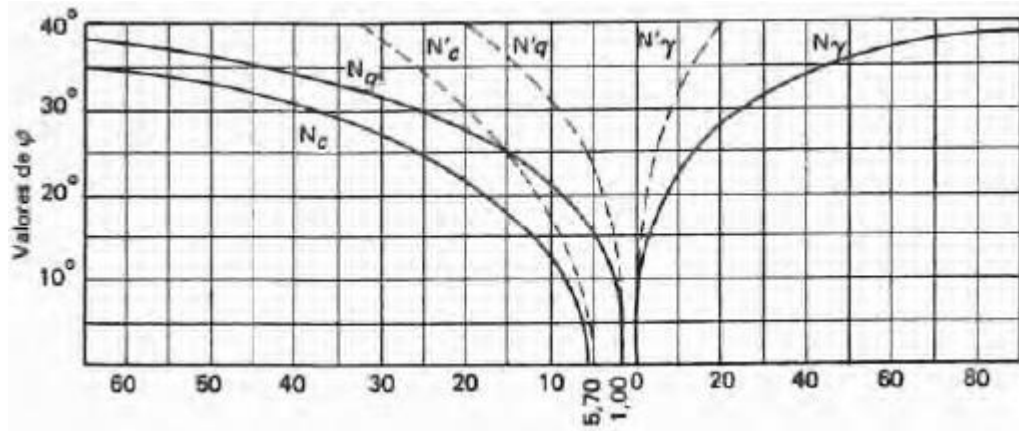
B – A menor largura da sapata;

q – Pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação

N_c , N_γ , N_q – Fatores de carga (função do ângulo de atrito interno);

S_c , S_γ , S_q – Fatores de forma.

Figura 2 Gráfico de funções de ângulo de atrito interno



Fonte: URBANO, R.A – 1991, p.96

Figura 3 Fatores de forma

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Fonte: URBANO, R.A – 1991, p.96

O primeiro tipo de fundação a ser pesquisada é a rasa, onde sua ordem de grandeza de taxa admissível é conseguida através:

$$\sigma_a = \frac{Nspt}{50} \quad \text{Eq.02}$$

Onde:

σ_a = Tensão de pré-adensamento do solo

Nspt = Número de golpes da sondagem

A escolha desse tipo de fundação só é vantajosa quando a fundação abranger de 50% a 70% da área disponível e não deve ser usada em: aterro não compactado, argila mole, areia fofa ou muito fofa. (URBANO, R.A – 1991)

Já para dimensionamento de fundações profundas, existem dois métodos mais utilizados, e será utilizado o método de Aoki-Velloso.

O método de Aoki-Velloso foi apresentado no 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações realizado em Buenos Aires – Argentina, 1975. Foi originalmente concebido através de correlações entre resultados dos ensaios de penetração estática (cone, CPT) e dinâmicos (amostrador, SPT), os autores utilizaram correlações estabelecidas para os solos brasileiros entre o N e a resistência unitária da ponta (R_p). (M. Marangon, 2009)

$$R_p = K \cdot N \qquad \text{Eq.03}$$

Onde:

R_p – Resistência na Ponta;

K – Constante Retirado da Tabela;

N – Número de Golpes.

Tabela 2 Constante K

Tipo de solo	K(MPa)
Areia	1,00
Areia siltosa	0,80
Areia silto-argilosa	0,70
Areia argilosa	0,60
Areia argilo-siltosa	0,50
Silte	0,40
Silte arenoso	0,55
Silte areno-argiloso	0,45
Silte argiloso	0,23
Silte argilo-arenoso	0,25
Argila	0,20
Argila arenosa	0,35
Argila areno-siltosa	0,30
Argila siltosa	0,22
Argila silto-arenosa	0,33

Fonte: URBANO, R.A

Já para a resistência por atrito lateral, adotou-se correlações estabelecidas por Begemann (1965). (M.Marangon, 2009)

$$Rl = \alpha \cdot Rp \quad \text{Eq.04}$$

Onde:

Rl – Resistência Lateral;

α – Constante Retirado de Tabela

Rp – Resistência na Ponta.

Tabela 3 Constante α

Tipo de solo	$\alpha(\%)$
Areia	1,4
Areia siltosa	2,0
Areia silto-argilosa	2,4
Areia argilosa	3,0
Areia argilo-siltosa	2,8
Silte	3,0
Silte arenoso	2,2
Silte areno-argiloso	2,8
Silte argiloso	3,4
Silte argilo-arenoso	3,0
Argila	6,0
Argila arenosa	2,4
Argila areno-siltosa	2,8
Argila siltosa	4,0
Argila silto-arenosa	3,0

Fonte: URBANO, R.A

Com as equações anteriormente citadas, existe uma estimativa de parâmetros para uma estaca, onde surgem mais dois coeficientes F_1 e F_2 , que são a diferença entre a estaca (Proposto) e o cone (Modelo). Seus valores foram determinados através de resultados de prova de carga. Os valores de F_1 e F_2 , foram avaliados para estacas Frank, Metálica e Pré-moldada de concreto e escava, sem nenhuma preocupação com o diâmetro. Em seguida estes valores foram reavaliados sendo assim surgindo coeficientes para outros modelos de estaca. (Marangon, 2009)

Tabela 4 Coeficientes F1 e F2

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

M. Marangon (2009)

Sendo assim chegando a uma fórmula para cálculo da capacidade de carga:

$$P_R = \Delta_p \cdot \frac{K \cdot N}{F_1} + \sum \frac{C_a}{C_p} \cdot U \cdot \Delta L \cdot \frac{\alpha \cdot K \cdot N}{F_2} \quad \text{Eq.05}$$

Onde:

Δ_p – Área da ponta ou base da estaca;

U – Perímetro da seção transversal;

C_a – Cota de Arrasamento;

C_p – Cota da ponta;

ΔL – Comprimento da Estaca

2.3.1 Tipos de ensaios de cisalhamento

Como os solos devem ser retirados sem deformações, procura-se executar ensaios “*in situ*”, dentre esse modelo de ensaio, alguns são utilizados no Brasil são eles: Ensaio de palheta ou “Vane Shear Test”, Ensaio de penetração estática do cone (CPT) ou “Deepsondering”, Ensaio pressiométrico (câmara de pressão no furo

de sondagem). (Maragon, M. UFJF, Faculdade de Engenharia – NuGeo/Núcleo de Geotecnia) .

O ensaio de CPT e “Vane test” têm por objetivo a determinação da resistência ao cisalhamento do solo, enquanto o ensaio pressiométrico visa estabelecer uma espécie de curva de tensão-deformação para o solo investigado, conforme pode ser visto na tabela a seguir. A seguir será detalhado cada um desses ensaios. (Maragon, M. UFJF, Faculdade de Engenharia – NuGeo/Núcleo de Geotecnia, p. 104)

CAPUTO 1988 diz, existem três tipos de ensaios de cisalhamento do solo realizados em laboratório: cisalhamento direto, compressão triaxial, compressão simples. As amostras que forem destinadas para o ensaio não deverão sofrer deformações, se sofrerem deve estar na condição que se deseja na obra.

2.3.2 Classificação dos ensaios de Cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento são classificados em três grupos:

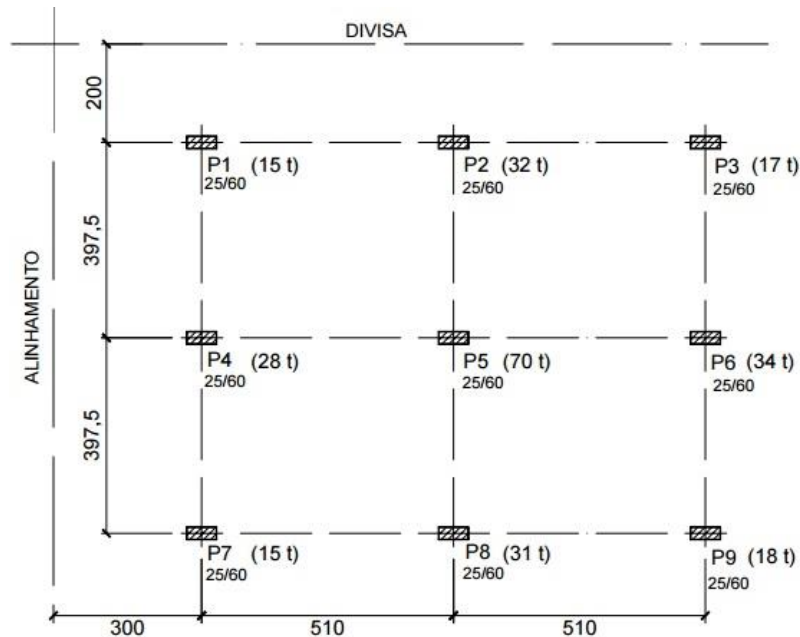
- Ensaio lento ou com drenagem
- Ensaio rápido ou sem drenagem
- Ensaio rápido com pré-adensamento

2.4 Planta de Cargas

A planta de cargas e de locação dos pilares geralmente é o primeiro desenho de um projeto estrutural. As informações desse desenho, juntamente com as oriundas das sondagens do terreno, permitirão a escolha do tipo de fundação mais adequada à obra. A planta de cargas e de locação dos pilares é um desenho relativamente simples, que apresenta dois tipos de informação: (Gerson 2007)

- Seções dos pilares locados em relação a dois eixos de referência do terreno (em geral o alinhamento e uma das divisas).
- Todas as cargas que serão transmitidas aos elementos de fundação e posteriormente, à camada resistente do solo.

Figura 4. Exemplo de planta de cargas e locação de pilares.



Fonte: http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Desenhos_Estruturais_CA_2007.pdf

2.5 Ações do Carregamento

2.5.1 Recalques

Segundo Yazigi. W. 2014, os ensaios de provas de carga são para determinar a deformação ou resistência do terreno ou das fundações. Os ensaios podem ser realizados com cargas verticais, inclinadas, tração, compressão, horizontais.

Uma das principais causas de recalque é a compressibilidade do solo, ou seja, o solo diminuir de volume conforme a carga aplicada. Esse fenômeno acontece quando a carga aplicada ao solo é tão grande que expulsa a água de dentro das partículas do solo diminuindo os seus vazios.

Todos os materiais deformam-se pela ação de uma carga aplicada, fornecendo a Resistência dos Materiais, para diversos materiais empregados na construção civil, as características da correlação entre cargas e as respectivas deformações.

Quando projetamos uma construção, é previsto os recalques que esta estará sujeita, para então decidir o tipo de fundação e até mesmo o sistema estrutural a ser adotado. (ABNT 6122, 2010)

Equação para determinação do recalque:

$$W = \frac{P \cdot 10\%}{Asap} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,71}{Nspt^{1,4}} \cdot \frac{1,25 \frac{A}{B}}{0,25 + \frac{A}{B}} \quad \text{Eq. 06}$$

2.5.2 Ações Horizontais

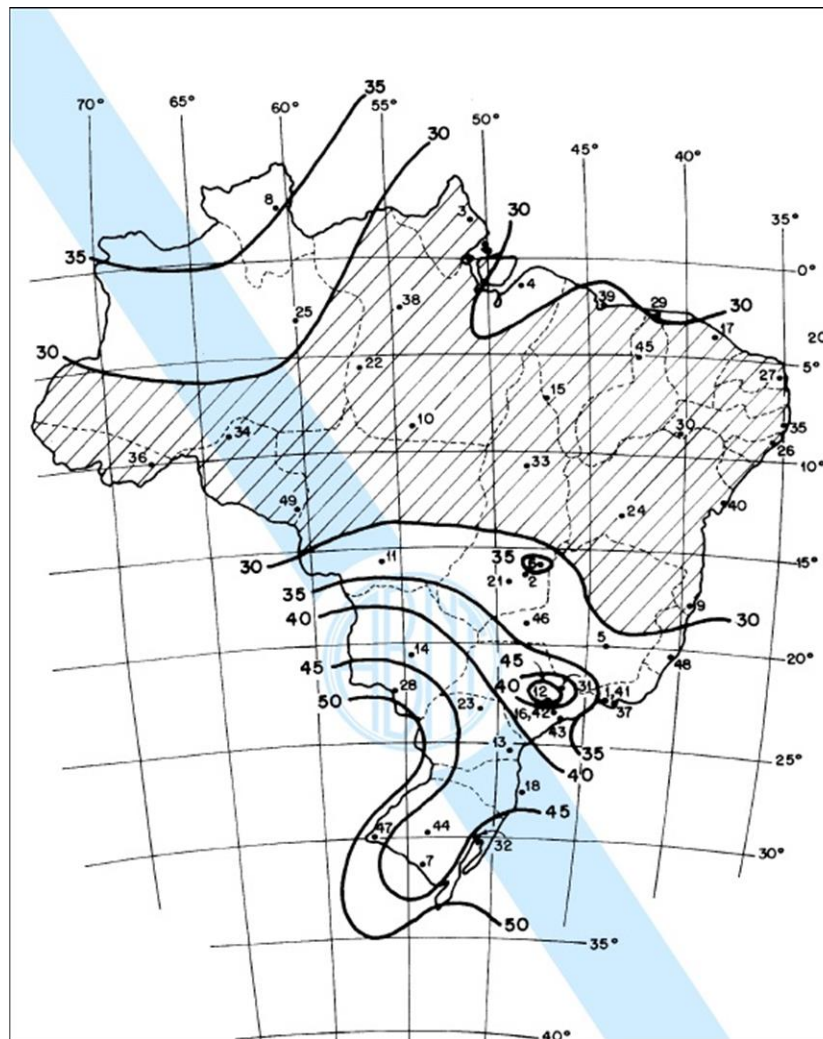
A velocidade do vento varia continuamente, e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. O intervalo mais curto das medidas usais é 3 segundos, que corresponde a rajadas de cujas dimensões envolvem obstáculos de até 20 metros na direção do vento. (ABNT, 6123, 1988)

Admite-se que a velocidade média se mantém constante durante 10 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos estáticos. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média. (ABNT, 6123, 1988)

Kimura 2007 afirma, a magnitude das cargas horizontais aplicada à estrutura, como o vento não tem influência na estabilidade da estrutura. Pois quando se elava os esforços de 1ª ordem, os de 2ª também é elevado na mesma proporção, mantendo a relação de carga horizontal com o mesmo valor. Isso confirma que a estabilidade global da estrutura não depende da magnitude das cargas horizontais.

Segundo a NBR 6123, a velocidade básica do vento, é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida uma vez a cada 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. E seguindo essas recomendações a velocidade básica do vento em Palmas é de 33 m/s.

Figura 5. Isopletas da velocidade básica



Fonte: NBR 6123

2.5 Tipos de Fundações

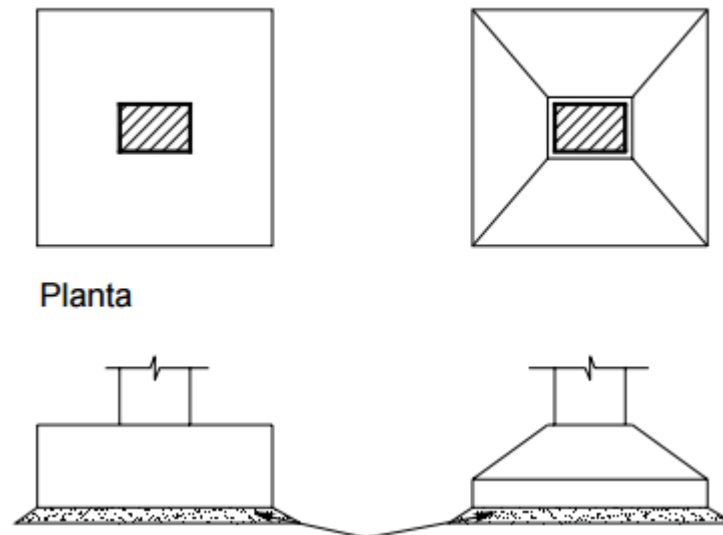
2.5.1 Fundações em Superfície (ou rasa ou direta)

Elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação os tipos de fundação com essas características são: (ABNT 6122,2010.)

2.5.1.1 Sapatas: Elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas não sejam resistidas pelo concreto, mais sim pelo emprego da armadura. Pode possuir

espessura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal. (URBANO, R.A – 1991.)

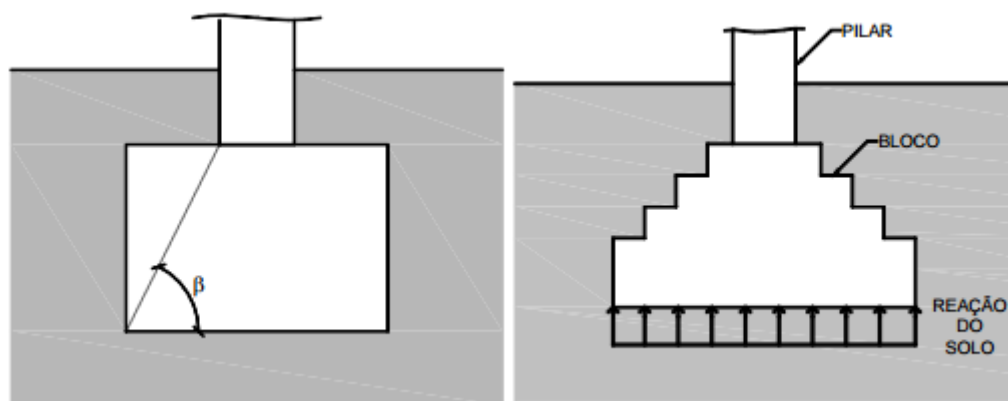
Figura 6. Sapata



Fonte: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>

2.5.1.2 Blocos: Elementos de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura. Pode ter suas faces verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentar normalmente em planta seção quadra ou retangular; (URBANO, R.A – 1991)

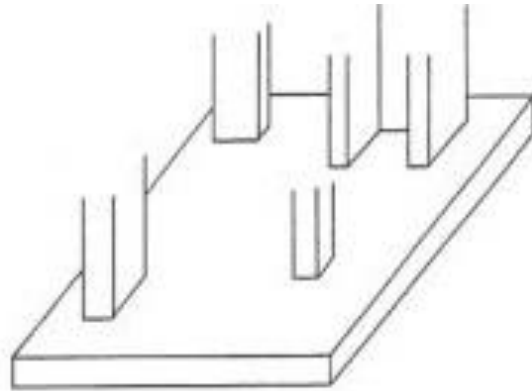
Figura 7. Bloco



Fonte: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>

2.5.1.3 Radier: Elemento de fundação superficial que abrange todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos (por exemplo: tanques, depósitos, silos, etc.) (ABNT 6122,2010.)

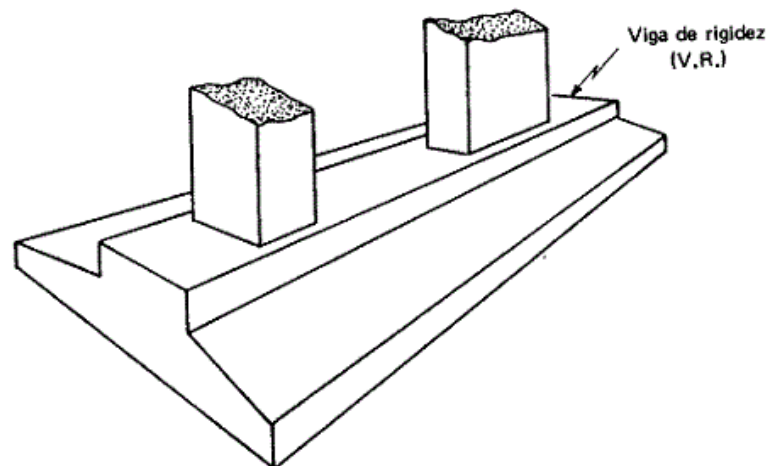
Figura 8. Radier



Fonte: <http://monteiroeng.blogspot.com.br/p/notas-de-aula>

2.5.1.4 Sapata associada: Sapata comum a vários pilares, cujo centros, em planta, não estejam situados em um mesmo alinhamento; (URBANO, R.A – 1991)

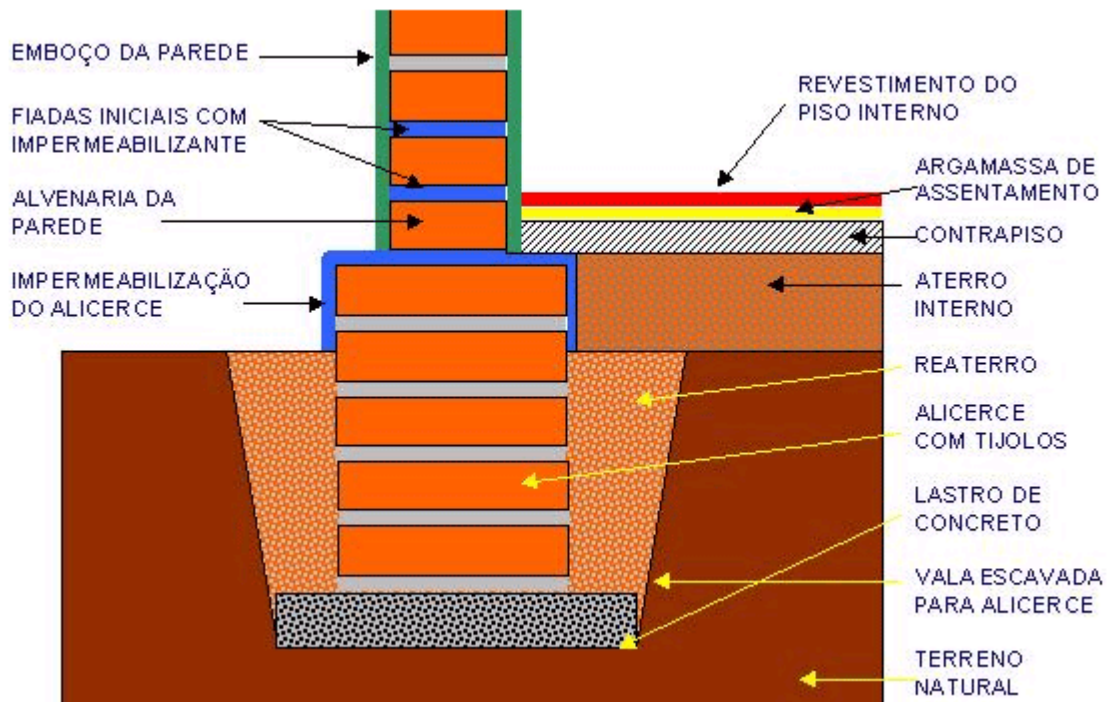
Figura 9. Sapata Associada



Fonte: <http://www.npc.ufsc.br/gda/humberto/I02.pdf>

2.5.1.5 Viga de Fundação: Elemento de fundação superficial comum a vários pilares, cujo centros, em planta, estejam situados no mesmo alinhamento; (ABNT 6122,2010.)

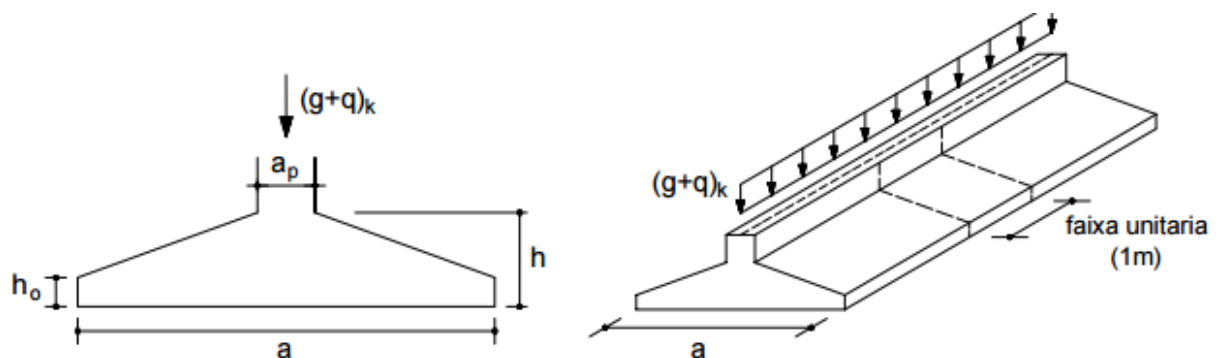
Figura 10. Viga de Fundação ou Viga-Baldrame



Fonte: http://www.construtens.com.br/dicas_para_fundacao

2.5.1.6 Sapata Corrida: Sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente. (ABNT 6122,2010.)

Figura 11. Sapata Corrida



Fonte: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>

2.5.2 Fundações Profundas

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor

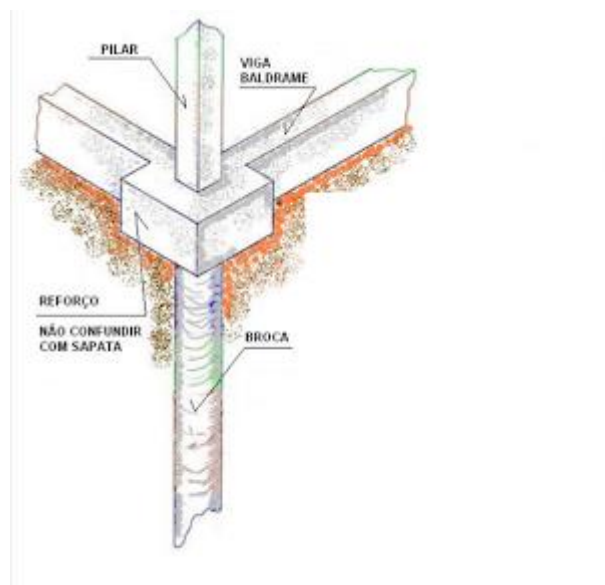
dimensão em planta, e no mínimo 3m. Neste tipo de fundação incluem-se: (ABNT 6122,2010.)

2.5.2.1 Estacas: Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário. Os materiais empregados podem ser: madeira. Aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in situ ou mistos; Estaca Cavada por Prensagem: Tipo de fundação que a própria estaca ou molde é introduzido ao terreno através de um macaco hidráulico. (ABNT 6122,2010.)

2.5.2.2 Estaca Escavada, com Injeção: Tipo de fundação executado através de injeção sob pressão de produto aglutinante, normalmente calda de cimento ou argamassa de cimento e areia, onde procura-se garantir a integridade do fuste ou aumentar a resistência do atrito lateral, de ponta ou ambas. (ABEF,2012)

2.5.2.3 Estaca Tipo Broca: Tipo de fundação executada por perfuração com trado e posterior concretagem, sem uso de revestimento. Quando for atingida a profundidade, faz-se a limpeza do fundo com a remoção do material desagregado eventualmente acumulado depois da escavação. (ABNT 6122,2010.)

Figura 12. Estaca Tipo Broca

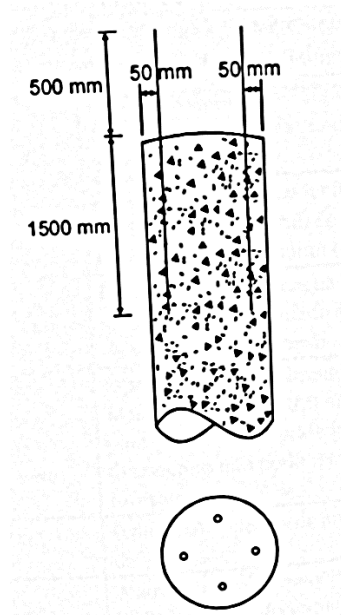


Fonte: <http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/10/brocas-prof-marcus-padua>

2.5.2.4 Estaca Acoplada: Tipo de fundação executada por perfuração com o emprego de soquete. Na Norma esta estaca é também do tipo broca. (ABEF,2012)

2.5.2.5 Estacada Tipo Strauss: É iniciada com um soquete, até uma profundidade de 1 metro a 2 metros. O furo é feito com um soquete serve de guia para a introdução do primeiro tubo de revestimento, dentado na extremidade inferior, chamado de “coroa”. Logo após o soquete é substituído por uma sonda (piteira), a qual, por golpes sucessivos, vai retirando o solo do interior abaixo da “coroa”, que vai sendo introduzida no terreno. (ABEF,2012.)

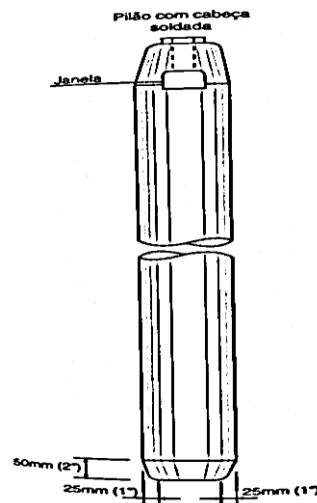
Figura 13. Estaca Tipo Strauss



Fonte: ABEF 2012

2.5.2.6 Estaca Tipo Franki: Caracterizada por ter uma base alargada, são executadas enchendo-se de concreto perfurações previamente executadas no terreno, através da cravação de tubo de ponta fechada. Este fechamento pode ser feito no início da cravação do tubo ou em etapa intermediária, por meio de material granular ou peça pré-fabricada de aço ou de concreto. (Walid Yazagi, 2014)

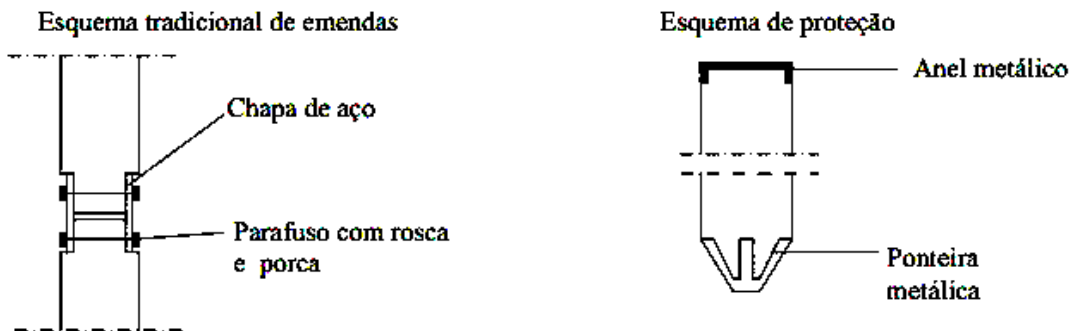
Figura 14. Estaca Tipo Franki



Fonte: ABEF 2012

2.5.2.7 Estaca Mista: Constituída de dois, não podendo ser mais de dois, elementos de materiais diferentes. A ligação entre os dois tipos de estaca deve impedir sua separação, manter o alinhamento e suporta a carga prevista com a segurança necessária. (ABEF,2012)

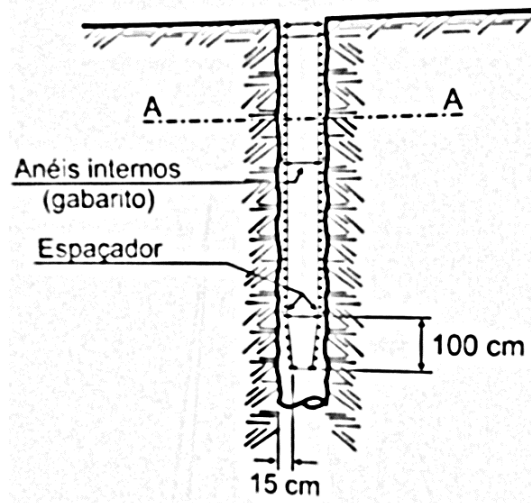
Figura 15. Estaca Mista



Fonte: ABEF 2012

2.5.2.8 Estaca Tipo Hélice Contínua: Constituída por concreto, moldada *in loco* e executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto pela própria haste do trado, sem a retirada do solo escavado. (ABNT 6122,2010.)

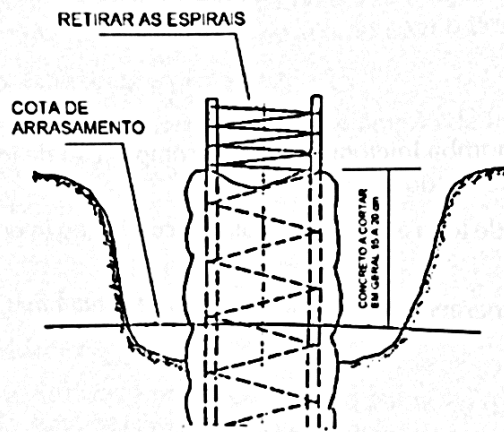
Figura 16. Estaca Tipo Hélice Contínua



Fonte: ABEF 2012

2.5.2.9 Estaca Raiz: Armada e concretada com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco* executada através de perfuração rotativa ou roto-percussiva, revestida integralmente por meio de tubo metálico que garante a estabilidade da perfuração. (ABNT 6122,2010.)

Figura 17. Estaca Raiz

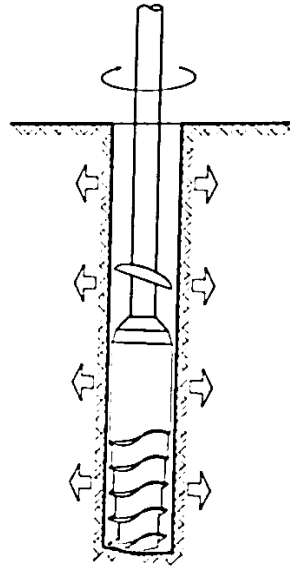


Fonte: ABEF 2012

2.5.2.10 Estaca Tipo Hélice Segmentada: Peça metálica constituída por uma hélice espiral desenvolvida em torno de uma haste central vazada, possuindo em cada extremidade um acoplamento macho e fêmea, os trados são acoplados um ao outro, bem como à mesa rotativa do equipamento de perfuração. (ABEF,2012)

2.5.2.11 Estaca Tipo Hélice de Deslocamento: Peça metálica constituída de uma haste também metálica possuindo na sua extremidade inferior uma cabeça de perfuração munida de uma hélice espiral desenvolvida para deslocar e compactar o terreno, evitando a retirada do solo durante a sua execução, estando acoplada à mesa rotativa do equipamento de perfuração. (ABEF,2012)

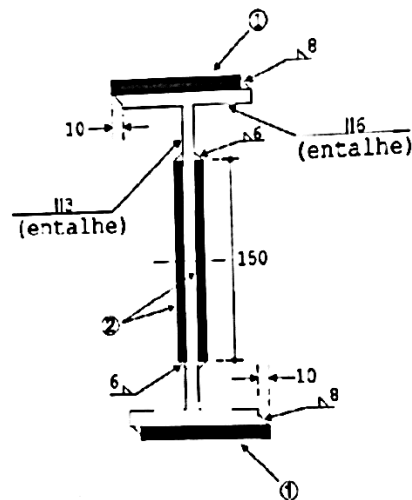
Figura 18. Estaca Tipo Hélice de Deslocamento



Fonte: ABEF 2012

2.5.2.12 Estaca Metálica: Podem ser constituídas por perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada, tubo sem costura e trilhos, devem ser retilíneas, devem resistir à corrosão pela própria natureza do aço ou por tratamento adequado. (Walid Yazagi, 2014)

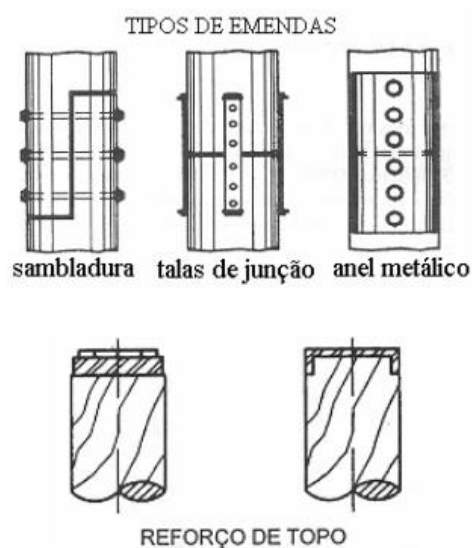
Figura 19. Estaca Metálica



Fonte: ABEF 2012

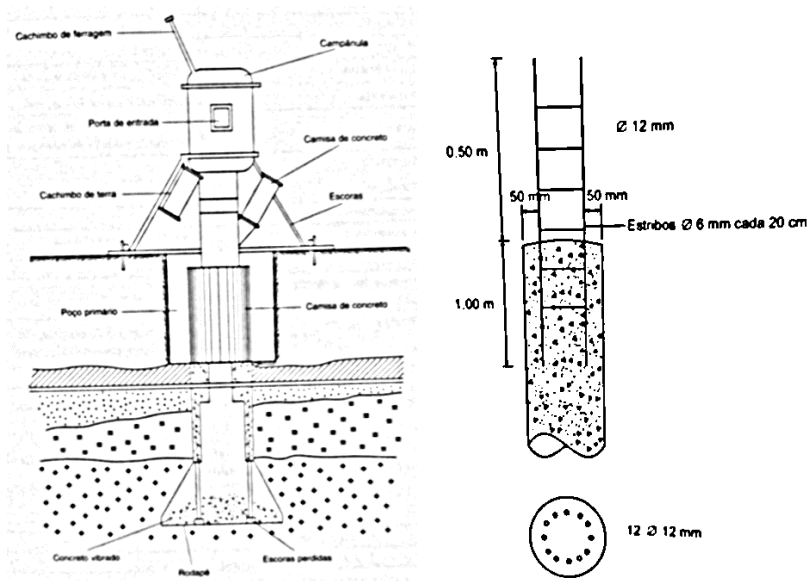
2.5.2.13 Estaca de Madeira: A ponta e o topo devem ter diâmetros maiores que 15 centímetros e 25 centímetros, respectivamente, a reta que une os centros das seções da ponta e do topo deve estar integralmente dentro da estaca, os topos das estacas devem ser convenientemente protegidos para não sofrerem danos durante a cravação e se ocorrer dano a parte da estaca deve ser cortada, devem ter seus topos permanentemente abaixo do nível d'água. (Walid Yazagi, 2014)

Figura 20. Estaca de Madeira

Fonte: <http://www.npc.ufsc.br/gda/humberto/I02.pdf>

2.5.2.14 Tubulão: Elemento de fundação profunda, cilíndrico, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de operário. Pode ser feito a céu aberto ou sob ar comprimido (pneumático) e ter ou não base alargada. Pode ser executado com ou sem revestimento, podendo este ser de aço ou de concreto. No caso de revestimento de aço (camisa metálica), este poderá ser perdido ou recuperado; (URBANO, R.A – 1991)

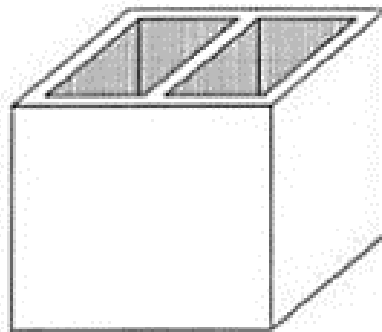
Figura 21. Tubulão a Ar-Comprimido e Tubulão a Céu Aberto



Fonte: ABEF 2012

2.5.2.15 Caixaão: Elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna. Na sua instalação pode-se usar ou não ar comprimido e sua base pode ser alargada ou não. (ABNT 6122,2010.)

Figura 22. Caixaão



Fonte: <http://pt.slideshare.net/rafinhadapaz/conteiro-de-obras-fundao>

3. METODOLOGIA

3.1 Caracterização do Estudo

Para o desenvolvimento adequado desse trabalho, foi realizado, primeiramente uma revisão bibliográfica, sobre os métodos de investigações geotécnicas, tipos de fundações, planta de cargas, ações de carregamento, todas destinadas para a elaboração de um projeto de fundação. Estudo detalhado facilitando o leitor a compreensão do tema abordado.

3.2 Caracterização do Edifício

A obra analisada nesse estudo, está localizada no Plano Diretor Sul em Palmas – TO, trata-se de uma obra vertical, de 12 pavimentos, onde existe uma área comercial e uma residencial, já construído, o foco do estudo é apenas na área residencial, foi considerada a ação do vento já dimensionada na estrutura, para então ser calculada uma nova fundação que melhor se adeque as cargas e a capacidade de carga do solo que está submetido a absorver as cargas.

3.3 Serviços Analisados

Os serviços analisados foram a planta de cargas, sondagem do terreno, os mesmos dados já utilizados na construção do próprio edifício, trazendo então uma situação real da edificação. Com isso a fundação que foi dimensionada tem como objetivo também combater esses esforços horizontais, sem que haja problemas futuros nas fundações.

3.3.1 Caracterização Geotécnica

Tabela 5 Quantidade de Furos

ÁREA (m ²)	NÚMERO DE FUROS
≤ 200	2
200 – 400	3
400 – 600	3
600 – 800	4
800 – 1000	5
1000 – 1200	6
1200 – 1600	7
1600 – 2000	8
2000 – 2400	9
≥ 2400	A critério do projetista

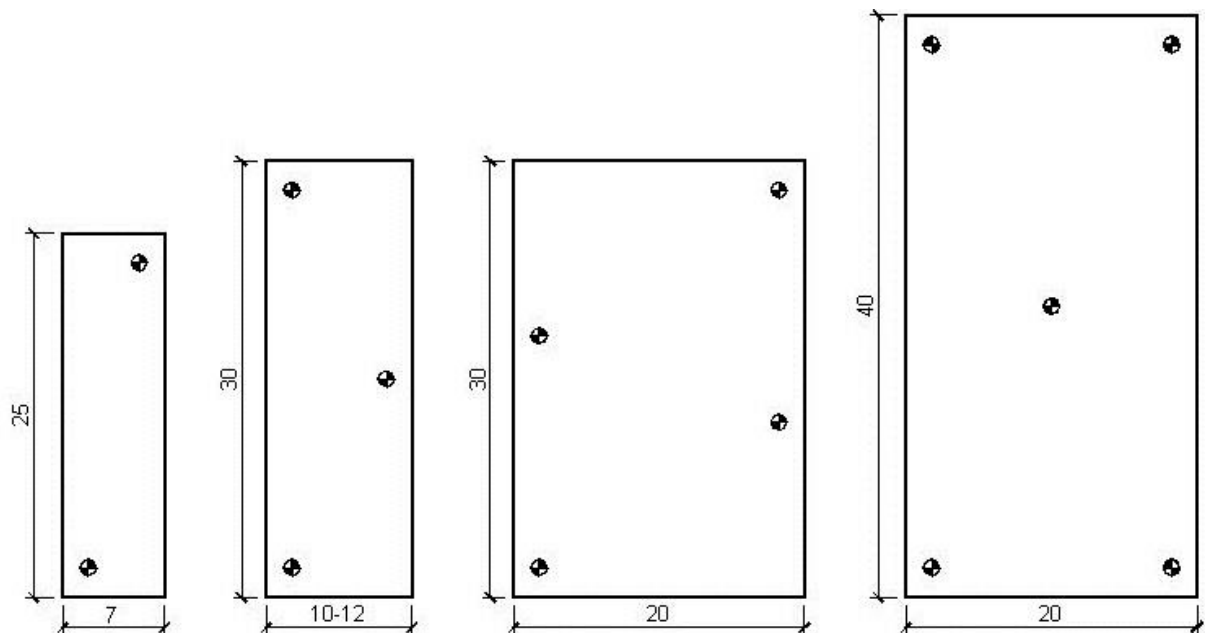
Fonte: NBR 8036, 1983

De acordo com a Tabela 5, mostra a quantidade de furos de sondagem que devem ser realizados, o único parâmetro utilizado para estabelecer a quantidade de furos é a área da edificação caso esteja projetado ou a área total do terreno.

As sondagens devem ser igualmente distribuídas em toda a área. Quando o número de furos for superior a três, elas não devem ser distribuídas ao longo do mesmo alinhamento conforme Figura 23.

A profundidade deve ser levada até onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas, a profundidade deve ser realizada até onde as cargas estruturais aplicada sejam inferiores a 10% da pressão geostática efetiva. Como guia de estimativa de profundida, utilizando esse critério acima citado, pode-se utilizar o gráfico da Figura 1.

Figura 23. Exemplo de como Locar os Furos



Fonte: <http://construcaociviltips.blogspot.com.br/2011/07/determinacao-do-numero-de-sondagens>

3.3.2 Sondagem

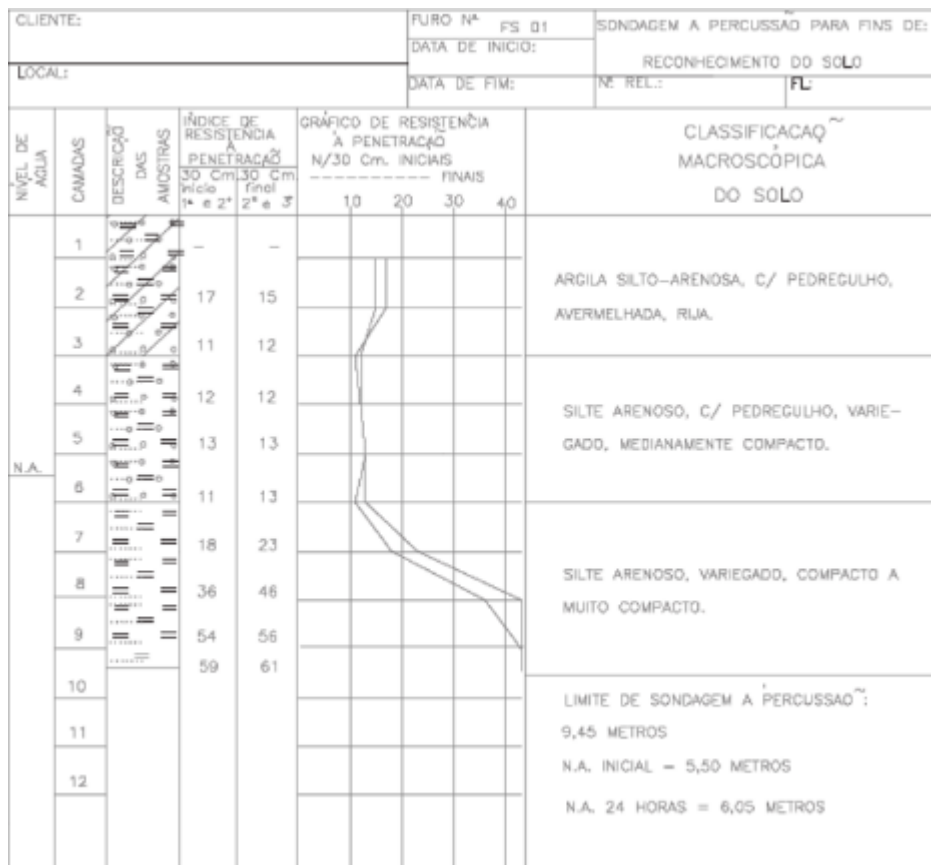
No caso da edificação realizou-se 4 furos, contendo um total de 89,30 metros lineares. A sondagem executada foi a Percussão tipo SPT, com padrões (altura de

queda 75cm e peso do martelo= 65kg), com a determinação da profundidade de cada furo de acordo com a Figura 01.

As profundidades das amostras extraídas são referidas à superfície do terreno, cuja cota ligada a um R.N (Referencial de Nível, arbitrariamente considerado como cota 100,00).

As amostras foram classificadas e mantidas em laboratório por 90 dias. As classificações das amostras indicam: O tipo de solo, cor, plasticidade, umidade (aproximados) e o índice de consistência (para as argilas e siltes plásticos) e o grau de compactidade (para siltes plásticos, areias e cascalhos). A posição ou existência do lençol freático é observada duas vezes, em intervalos de tempo nunca inferior a 24 horas.

Figura 24. Exemplo de Laudo de Sondagem



Fonte: <http://image.slidesharecdn.com/2-pateacidentes-120417132541-phpapp02/95/2-pat-e-acidentes-31-728>

3.3.3 Escolha da Fundação

Por se trata de uma edificação vertical de 12 pavimentos, suas cargas são altas, portanto foi dimensionado dois tipos de fundações uma rasa (Sapata) e uma profunda (Hélice Contínua), sendo as duas mais utilizadas na região.

Para então após o dimensionamento analisar-se, custo de insumos de cada fundação, e no caso da fundação rasa, a área ocupada, pois não pode ultrapassar 70% da área da edificação, pois se torna inviável.

3.3.4 Dimensionamento da Fundação

A metodologia de Urbano Alonso foi utilizada para elaboração do projeto de fundação rasa estilo sapata, onde, para determinar a capacidade de carga do solo utiliza-se a equação 2. Onde sua escolha é devido a utilização do SPT como parâmetro de referência de investigação do solo.

A geometria da fundação calcula-se utilizando a área da base da sapata que através da relação entre carga que o pilar transmite a ela e a tensão admissível do solo que é calculado através da equação 7. A relação da dimensão dos lados da sapata será determinada em função da seção do pilar, quando retangular utiliza-se a equação 8 e se retangular utiliza-se a equação 9.

$$Ssap = \frac{P}{\sigma_s} \quad \text{Eq. 07}$$

$$A = B = \sqrt{Ssap} \quad \text{Eq. 08}$$

$$A = \frac{(a-b)}{2} + \sqrt{\frac{(a-b)^2}{4} + Ssap} ; B = \frac{Ssap}{A} \quad \text{Eq.09}$$

A metodologia de Aoki-Velloso foi utilizada para dimensionar o pior mais carregado e a fundação profunda é estilo estaca raiz, onde, originalmente concebido através de correlações entre resultados dos ensaios de penetração estática (cone, CPT) e dinâmicos (amostrador, SPT), os autores utilizaram correlações

estabelecidas para os solos brasileiros entre o N e a resistência unitária da ponta (Rp).

$$R_p = K \cdot N \quad \text{Eq. 03}$$

Onde:

R_p – Resistência na Ponta;

K – Constante Retirado da Tabela;

N – Número de Golpes.

Tabela 6 Constante K

Tipo de solo	K(MPa)
Areia	1,00
Areia siltosa	0,80
Areia silto-argilosa	0,70
Areia argilosa	0,60
Areia argilo-siltosa	0,50
Silte	0,40
Silte arenoso	0,55
Silte areno-argiloso	0,45
Silte argiloso	0,23
Silte argilo-arenoso	0,25
Argila	0,20
Argila arenosa	0,35
Argila areno-siltosa	0,30
Argila siltosa	0,22
Argila silto-arenosa	0,33

Fonte: M. Marangon (2009)

Já para a resistência por atrito lateral, adotou-se correlações estabelecidas por Begemann (1965).

$$R_l = \alpha \cdot R_p \quad \text{Eq. 04}$$

Onde:

R_l – Resistência Lateral;

α – Constante Retirado de Tabela

R_p – Resistência na Ponta.

Tabela 7 Constante α

Tipo de solo	α (%)
Areia	1,4
Areia siltosa	2,0
Areia silto-argilosa	2,4
Areia argilosa	3,0
Areia argilo-siltosa	2,8
Silte	3,0
Silte arenoso	2,2
Silte areno-argiloso	2,8
Silte argiloso	3,4
Silte argilo-arenoso	3,0
Argila	6,0
Argila arenosa	2,4
Argila areno-siltosa	2,8
Argila siltosa	4,0
Argila silto-arenosa	3,0

Fonte: M. Marangon (2009)

Com as equações acima citadas, existe uma estimativa de parâmetros para uma estaca, onde surgem mais dois coeficientes F_1 e F_2 , que são a diferença entre a estaca (Proposto) e o cone (Modelo). Seus valores foram determinados através de resultados de prova de carga. Os valores de F_1 e F_2 , foram avaliados para estacas

Frank, Metálica e Pré-moldada de concreto e escava, sem nenhuma preocupação com o diâmetro. Em seguida estes valores foram reavaliados sendo assim surgindo coeficientes para outros modelos de estaca. (M. Marangon, 2009)

Tabela 8 Coeficientes F1 e F2

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

M. Marangon (2009)

Sendo assim chegando a uma fórmula para cálculo da capacidade de carga:

$$P_R = \Delta_p \cdot \frac{K \cdot N}{F_1} + \frac{C_a}{\sum C_p} \cdot U \cdot \Delta L \cdot \frac{\alpha \cdot K \cdot N}{F_2} \quad \text{Eq.05}$$

Onde:

Δ_p – Área da ponta ou base da estaca;

U – Perímetro da seção transversal;

C_a – Cota de Arrasamento;

C_p – Cota da ponta;

ΔL – Comprimento da Estaca

O comprimento e a quantidade das estacas, definidos de acordo com o laudo de sondagem e as cargas retiradas da planta de carga do edifício ambas cedidas pela empresa, onde foi escolhido um diâmetro de estaca comercialmente utilizado em Palmas – TO, variando no máximo 3 diâmetros diferentes em todo o dimensionamento para que a fundação seja o mais econômico possível. Foi dimensionado juntamente com as estacas o bloco de coroamento. A armadura e o dimensionamento, seguiu os parâmetros exigidos pela NBR 6118 e 6122.

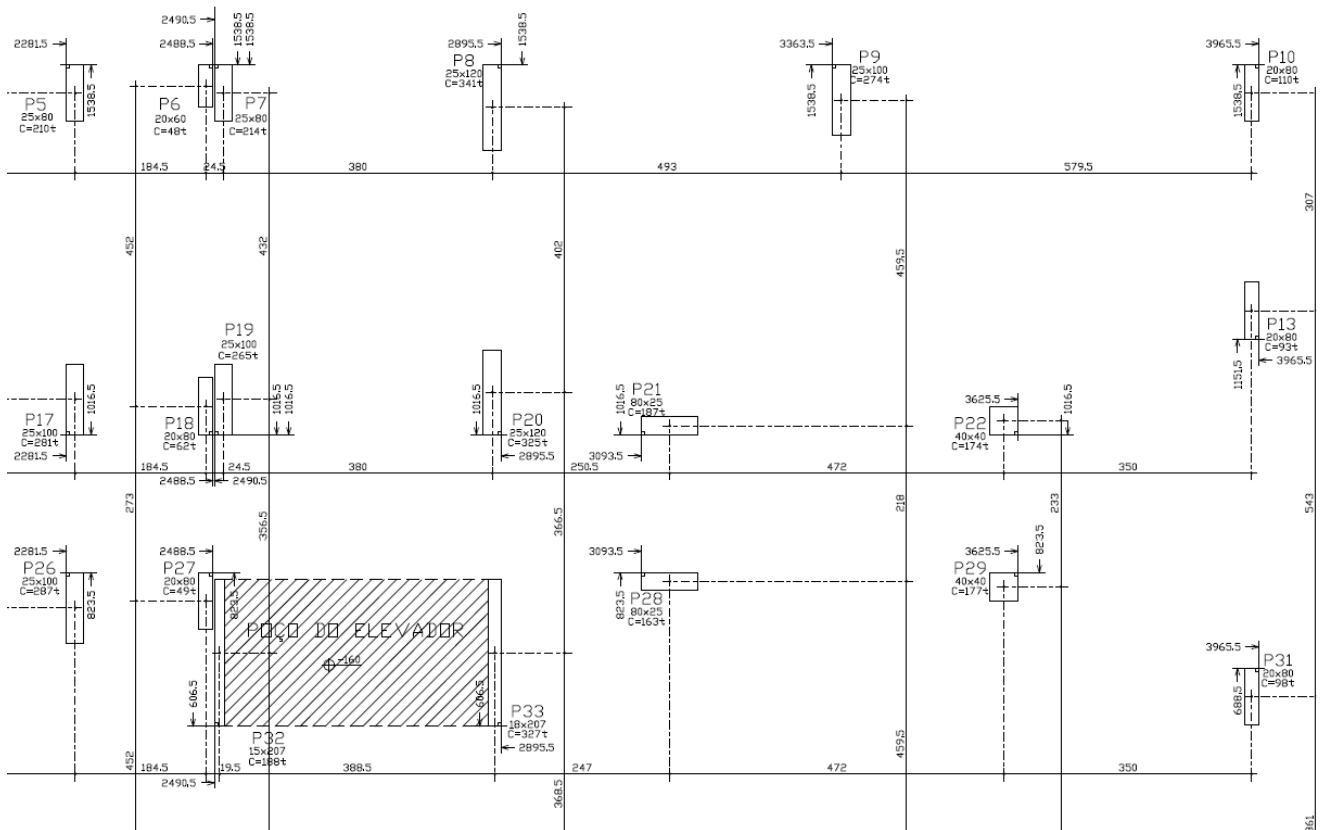
3.4 Métodos Utilizados Para o Dimensionamento

Foi utilizado as cargas apresentadas na planta de cargas do edifício, os dados retirados pelo aluno dos laudos de sondagens, onde toda fundação e capacidade de carga do solo foi calculada manualmente, de acordo com os modelos a serem seguidos citados a cima, com o auxílio do Excel, seguindo as normas que regem os objetivos desse estudo: NBR 6118, 6122 e 6123.

3.5 Planta de Carga

A planta de cargas foi cedida pela empresa conforme a Anexo I, onde já existe todos os dados das cargas estruturais, com esses dados apresentados, foi dimensionado uma fundação nova.

Figura 25 Planta de Carga da Obra Adaptada



Fonte: Empresa responsável pela execução

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

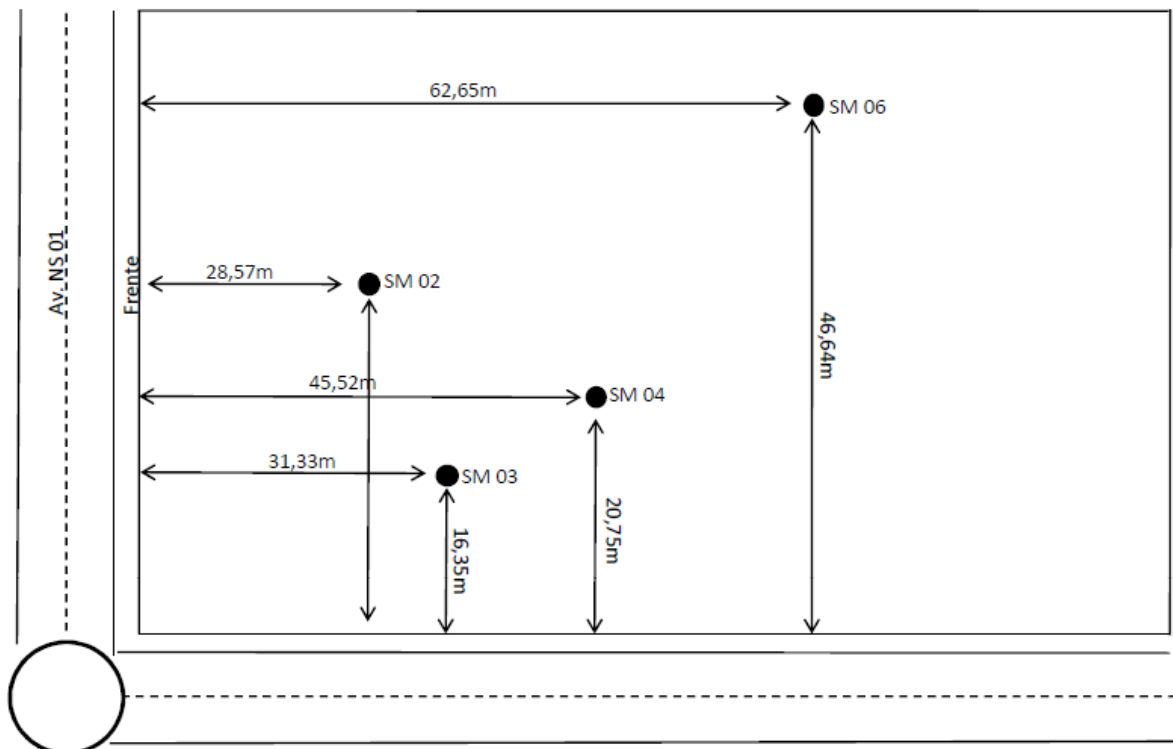
Tendo em mãos os laudos de sondagens e a planta de cargas da obra em estudo, por meio das ferramentas apropriadas, e o Excel, obteve-se as planilhas de dimensionamento de fundações rasas, estilo sapata, o quantitativo dos insumos (Concreto e Aço) utilizado em cada sapata e a capacidade de carga do solo, para o dimensionamento e o quantitativo de insumos da fundação profunda.

4.1 Caracterização Geotécnica de Acordo com o Laudo de Sondagem da Obra em Estudo

Foram executados 4 furos de sondagem, porém como mostra a Tabela 1, o número de furos realizado no local foi baseado na área de projeção da edificação de acordo com a Figura 26, pois já existia o projeto da obra, caso não houvesse, levaria em conta a área do terreno.

Os furos seguiram os padrões exigidos, onde não poderiam ser distribuídos no mesmo alinhamento, dando assim um resultado mais seguro de qual solo a edificação foi construída.

Figura 26 Localização dos Furos de Sondagem



Fonte: Empresa Responsável pela Execução da Obra

Figura 27 Laudo de Sondagem SM02

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª+2ª	2ª+3ª	1ª e 2ª penetração					2ª e 3ª penetração					Nº Frag.	(%) Recup.	(%) RQD	*Consistência/ **Compacidade	Descrição do Solo
					10	20	30	40	50	10	20	30	40	50					
-1,00	00																		Matéria orgânica preta.
-2,00	01		3	3														mole*	Argila areno-siltosa vermelha.
-3,00	02		5	6														média*	
-4,00	03		9	11														rija*	
-5,00	04		35	35/25														muito compacta**	Pedregulho laterítico grosso variegado.
-5,35	05		40	33/20														muito compacta**	
-7,10	06		50/25	32/10										0,0	0%	0%		muito compacta**	
-8,80	07		50/20	15/05										0,0	0%	0%		dura*	Silte argiloso variegado com presença de mica.
-10,60	08		50/25	22/10										0,0	0%	0%		dura*	
-12,30	09		50/20	10/05										0,0	0%	0%		dura*	
-13,95	10		50/15											0,0	0%	0%		dura*	Silte argiloso variegado.
-15,57	11		50/12											0,0	0%	0%		dura*	
-17,17	12		50/10											0,0	0%	0%		dura*	
-18,76	13		50/09											0,0	0%	0%		dura*	Silte argilo-arenoso variegado.
-20,32	14		50/08											0,0	0%	0%		dura*	
-21,92	15		50/10											0,0	0%	0%		dura*	
-23,45	16		50/03											0,0	0%	0%		dura*	Silte argiloso variegado com presença de mica.
-24,99	17		50/04											0,0	0%	0%		dura*	

Fonte: Empresa Responsável Pela Sondagem

O laudo referente a Figura 27 é o furo SM02. Os pilares que foram calculados de acordo com a sondagem foram: P01, P02, P03, P12, P14, P15, P23, P24 e P30, o solo considerado para o dimensionamento das sapatas c foi Argila Areno-Siltosa Vermelha. O solo escolhido para ser dimensionada a fundação, determinou-se através dos parâmetros exigidos pela NBR 6484.

No primeiro metro de escavação não se faz sondagem e não se pode projetar fundações em solo mole, portando foi calculado com a classificação de solo onde atende-se todos os parâmetros exigidos.

Figura 28 Laudo de Sondagem SM03

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª e 2ª		1ª e 2ª penetração					2ª e 3ª penetração		Nº Frag.	(%) Recup.	(%) RQD	*Consistência/ **Compacidade	Descrição do Solo
			15	15	10	20	30	40	50	10	20					
-1,00	0															Argila arenosa marrom.
-2,00	1		2	3											mole*	Idem vermelha.
-3,00	2		4	4											mole*	
-4,00	3		15	47/20											muito compacta**	Pedregulho laterítico vermelho.
-4,90	4		50/05												muito compacta**	
-6,75	5		19	18						0,0	0%	0%			mediamente compacta**	Silte arenoso vermelho.
-8,55	6		50	27/15						0,0	0%	0%			dura*	Silte argilo-arenoso variegado.
-10,50	7		15	18						0,0	0%	0%			rija*	
-12,30	8		50	34/15						0,0	0%	0%			dura*	Idem variegado com pedregulho laterítico.
-14,05	9		50/25	32/10						0,0	0%	0%			dura*	
-15,90	10		34	39/25						0,0	0%	0%			dura*	
-16,70	11		50	29/15						0,0	0%	0%			dura*	Silte argiloso variegado com pedregulho laterítico. (Amostra lavada)
-18,25	12		50/05							0,0	0%	0%			dura*	
-19,60	13		50/05							0,0	0%	0%			muito compacta**	

Fonte: Empresa Responsável pela Sondagem

O laudo acima é referente ao furo SM03, as sapatas calculadas são para os seguintes pilares: P34, P35, P36, P37, P43, pode-se analisar acima que o resultado do laudo é parecido com uma rocha, pois a 3m de profundidade o solo é muito compacto, de acordo com a sondagem o solo é Pedregulho Laterítico Vermelho.

Figura 29 Laudo de Sondagem SM04

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª e 2ª		1ª e 2ª penetração					2ª e 3ª penetração			Nº Frág.	(%) Recup.	(%) RQD	*Consistência/ **Compacidade	Descrição do Solo
			15	15	10	20	30	40	50	10	20	30					
-1,00	0																Argila arenosa marrom.
-2,00	1		3	4												mole*	Idem vermelha.
-2,40	2		12	48/25												muito compacta**	Pedregulho laterítico vermelho.
-4,10	3		50	33/15									0,0	0%	0%	muito compacta**	Idem argiloso.
-5,95	4		38	37/20									0,0	0%	0%	dura*	Silte argiloso variegado com pedregulho laterítico.
-7,90	5		15	18									0,0	0%	0%	rija*	Idem com veios amarelos
-9,65	6		50/25	31/10									0,0	0%	0%	dura*	Silte argilo-arenoso variegado com pedregulho laterítico.
-11,85	7		50/20	28/05									0,0	0%	0%	dura*	
-13,55	8		50/20	27/05									0,0	0%	0%	dura*	
-15,20	9		50/15										0,0	0%	0%	dura*	Idem amostra lavada.
-17,30	10		50/10										0,0	0%	0%	dura*	
-18,89	11		50/09										0,0	0%	0%	dura*	

Fonte: Empresa Responsável Pela Sondagem

O laudo acima demonstra o furo SM04, cuja sapatas calculadas foram dos pilares: P04, P05, P06, P07, P16, P17, P18, P19, P25, P26, P27, P32, P38, P39. O que se pode observar é que no solo onde a obra foi realizada tem alta resistência a penetração devido aos números de golpes necessários para vencer as camadas de 15cm. Conforme os laudos, observa-se que em baixas profundidades já se encontra solos muito compactos, onde a classificação do solo é a mesma do laudo anterior, Pedregulho Laterítico Vermelho

Figura 30 Laudo de Sondagem SM06

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª+2ª	2ª+3ª	1ª e 2ª penetração					2ª e 3ª penetração			Nº Frág.	(%) Recup.	(%) RQD	*Consistência/ **Compressibilidade	Descrição do Solo
					10	20	30	40	50	10	20	30					
-1,00	0																Matéria orgânica argilosa preta.
-2,00	1		7	8												pouco compacta**	Pedregulho laterítico grosso variegado.
-3,00	2		8	12												mediamente compacta**	
-4,00	3		50/25	30/10												muito compacta**	
-4,30	4		50	25/15												muito compacta**	Pedregulho grosso laterítico vermelho. (amostra lavada)
-6,25	5		12	13												rija*	Argila silto-arenosa variegado.
-7,45	6		15	16												rija*	
-8,45	7		22	25												dura*	
-9,43	8		40	30/28												dura*	Silte argilo-arenoso variegado.
-10,25	9		50/25	22/10												dura*	
-11,27	10		50/27	20/12												dura*	
-12,20	11		50/20	20/05												dura*	Silte argilo-arenoso variegado com presença de mica.
-13,15	12		50/15													dura*	
-14,77	13		50/12													dura*	
-16,37	14		50/10													dura*	
-18,00	15		50/13													dura*	
-19,62	16		50/12													muito compacta**	
-21,20	17		50/08													muito compacta**	Silte arenoso variegado.
-22,75	18		50/05													muito compacta**	
-24,29	19		50/04													muito compacta**	
-25,82	20		50/03													muito compacta**	

Fonte: Empresa Responsável Pela Sondagem

De acordo com a Figura 30 que representa o furo SM06, abrange as sapatas dos pilares: P08, P09, P10, P13, P20, P21, P22, P28, P29, P31, P33, P40, P41 e P42, foram determinadas as características geotécnicas que influenciam no dimensionamento das sapatas, referente aos pilares da parte residencial da edificação, o solo utilizado desse laudo foi o Pedregulho Laterítico Grosso Variegado. Pode-se concluir de uma forma geral, que o solo onde a edificação foi construída apresenta um solo com alta resistência a penetração.

4.2 Dimensionamento da Fundação Rasa (Sapata) e Profunda (Estaca Raiz) para Escolher a Melhor para Obra em Estudo

Foram projetados os dois tipos de fundações, para poder determinar qual o melhor tipo de fundação para a obra em estudo de acordo com as cargas estruturais e a capacidade de carga do solo. Onde já pode-se observar através dos laudos que o solo contém altos índices de resistência a penetração.

Juntamente com o dimensionamento, foi levantado o custo dos insumos da fundação rasa estilo sapata, onde não se pode dizer que é mais viável economicamente, baseando-se apenas nos custos dos insumos.

4.2.1 Dimensionamento de Sapatas.

A fundação rasa foi calculada segundo modelo de Urbano Alonso, segue abaixo o Memorial de Cálculo referente ao Pilar 01 utilizando o furo SM02, todas as sapatas dimensionadas nesse trabalho seguiram o mesmo modelo, variando apenas as cargas dos pilares e o tipo de solo adotado.

1º Passo:

◆ Determinação do N_{SPT} médio:

$$\bar{N}_{SPT} = \frac{\sum \text{da Resistência das Camadas}}{N.^{\circ} \text{ de Camadas}}$$

Estimativa da Base:

$$P/B = 1,50 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Bulbo de tensões} = 2.B = 3,00\text{m} \quad \Leftrightarrow \quad \bar{N}_{SPT} = 8,50$$

$$P/B = 2,00 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Bulbo de tensões} = 2.B = 4,00\text{m} \quad \Leftrightarrow \quad \bar{N}_{SPT} = 22,333$$

$$P/B = 2,50 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Bulbo de tensões} = 2.B = 5,00\text{m} \quad \Leftrightarrow \quad \bar{N}_{SPT} = 29,250$$

◆ Cálculo para determinação da tensão admissível:

$$\sigma_{ADM} = \frac{\bar{N}_{SPT}}{50} \Leftrightarrow \sigma_{ADM} = \frac{22,33}{50} \Leftrightarrow \tau_{ADM} = 0,45 \text{ MPa} = 446,67 \text{ kPa}$$

2º Passo:◆ **Determinação das dimensões da sapata:**

$$\sigma_{\text{TRAB}} \leq \sigma_{\text{ADM}} \Rightarrow \frac{P_p \cdot Q'}{A} \leq \sigma_{\text{ADM}} \quad \text{Onde: } P_p = \text{Peso próprio da sapata} \quad \text{Adotar: } 1,1$$

$$Q' = \text{Carga de trabalho (kPa)} \quad \text{ff x } 10 = \text{kPa}$$

$$\frac{1,10 \cdot 1.040,00}{A} \leq 446,67 \Rightarrow A \geq \frac{1,10 \cdot 1.040,00}{446,666667} \Rightarrow A \geq 2,561 \text{ m}^2$$

Para base retangular:

$$L - B = \ell - b \Rightarrow L - B = 0,2 - 0,80 \Rightarrow L = B + -0,60 \quad \text{(I)}$$

$$L \cdot B \geq 2,561 \quad \text{(II)}$$

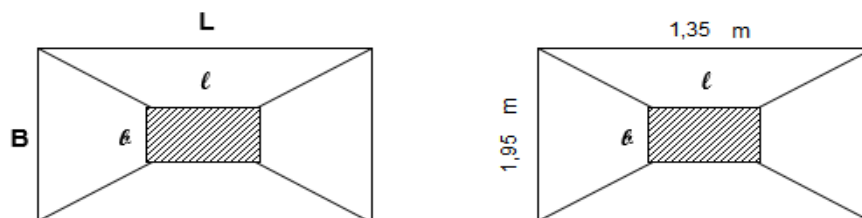
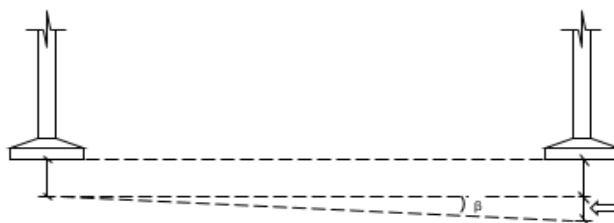
Aplicando (II) em (I) temos:

$$B(-0,60 + B) \geq 2,561194 \Rightarrow B^2 - 0,60 \cdot B - 2,561 \geq 0 \quad \text{(Báskara)}$$

$$\frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} \Rightarrow \frac{0,60 + \sqrt{-0,60^2 - 4 \cdot 1 \cdot -2,561}}{2 \cdot 1} \Rightarrow 1,928249 \text{ m}$$

$$B = 1,92825 \text{ m, adotar } B = 1,95 \text{ m, logo } L = 1,95 + -0,60, \text{ então } L = 1,35 \text{ m}$$

Dimensões geométricas planas

**3º Passo:**◆ **Calcular recalque:**

$$W = \sigma_{\text{TRAB}} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,71}{\bar{N}_{\text{SPT}}^{1,4}} \cdot \left(\frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{0,25 + \frac{L}{B}} \right)$$

$$\text{Onde: } \sigma_{\text{TRAB}} = \frac{P_p \cdot Q(\text{kPa})}{A(\text{m}^2)}$$

$$P_p \text{ Adotar: } 1,1$$

Para sapata retangular:

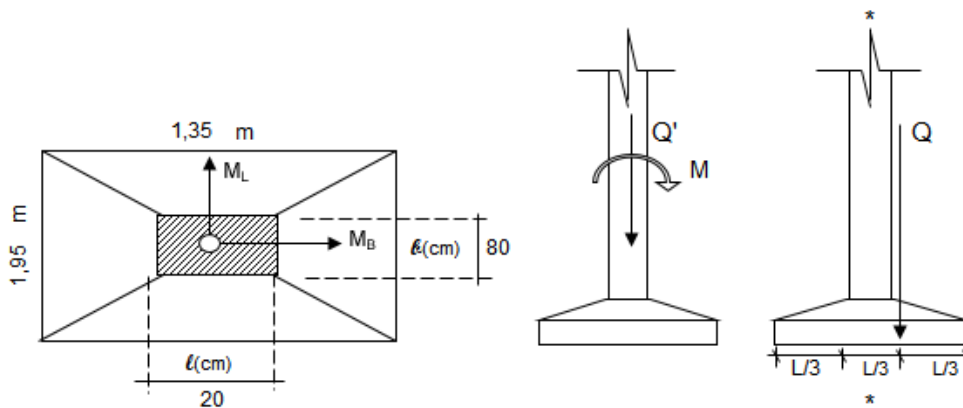
$$W = \frac{1,1}{1,95} \cdot \frac{1.040,00}{1,35} \cdot 1,95^{0,7} \cdot \frac{1,71}{22,33^{1,4}} \cdot \left(\frac{1,25 \cdot \frac{1,35}{1,95}}{0,25 + \frac{1,35}{1,95}} \right) \text{ logo,}$$

$$W = 14,08 \text{ mm}$$

4º Passo:

◆ Momentos fletores:

Para sapata retangular:



$$M_L = \frac{Pp \cdot Q(\text{tf})}{4} \cdot \left(\frac{L(\text{cm})}{3} - 0,35 \cdot l(\text{cm}) \right) + M_{\text{APLIC}}(L)$$

$$M_B = \frac{Pp \cdot Q(\text{tf})}{4} \cdot \left(\frac{b(\text{cm})}{3} - 0,35 \cdot l(\text{cm}) \right) + M_{\text{APLIC}}(B)$$

$$M_L = \frac{1,1}{4} \cdot \frac{104}{1,35} \cdot \left(\frac{135}{3} - 0,35 \cdot 20 \right) + 10,00 = 1096,80 \text{ tf.cm}$$

$$M_B = \frac{1,1}{4} \cdot \frac{104}{1,95} \cdot \left(\frac{195}{3} - 0,35 \cdot 80 \right) + 90,0 = 1148,2 \text{ tf.cm}$$

Cálculo da excentricidade (L):

$$e_{(L)} = \frac{M(\text{tf.m})}{Q(\text{tf})} \Rightarrow e_{(L)} = \frac{0,10}{104} \Rightarrow e_{(L)} = 0,00 \text{ m} \Rightarrow 0,10 \text{ cm}$$

$$e_{\text{LIM}(L)} = \frac{L(\text{cm})}{6} \Rightarrow e_{\text{LIM}(L)} = \frac{135}{6} \Rightarrow e_{\text{LIM}(L)} = 22,50 \text{ cm}$$

Verificação da excentricidade (L): ok! eLIM maior eTRAB

Cálculo da excentricidade (B):

$$e_{(B)} = \frac{M(\text{tf.m})}{Q(\text{tf})} \Rightarrow e_{(B)} = \frac{0,90}{104} \Rightarrow e_{(B)} = 0,01 \text{ m} \Rightarrow 0,87 \text{ cm}$$

$$e_{\text{LIM}(B)} = \frac{L(\text{cm})}{6} \Rightarrow e_{\text{LIM}(B)} = \frac{195}{6} \Rightarrow e_{\text{LIM}(B)} = 32,50 \text{ cm}$$

Verificação da excentricidade (B): ok! eLIM maior eTRAB

◆ Cálculo da altura da sapata retangular

$$d_{\text{MÍN L}} = 1,768 \cdot \frac{\sqrt{1,4 \cdot M_L}}{\ell \cdot \frac{(\sigma_{\text{ADM}})}{1,4}} \Rightarrow d_{\text{MÍN L}} = 1,768 \cdot \frac{\sqrt{1,4 \cdot 10,97}}{0,2 \cdot \left(\frac{2.500}{1,4} \right)}$$

$$d_{\text{MÍN L}} = 0,3666 \text{ m} \Rightarrow h = 36,66 + 5 = 41,66 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$d_{\text{MÍN B}} = 1,768 \cdot \frac{\sqrt{1,4 \cdot M_B}}{\ell \cdot \frac{(\sigma_{\text{ADM}})}{1,4}} \Rightarrow d_{\text{MÍN B}} = 1,768 \cdot \frac{\sqrt{1,4 \cdot 11,48}}{0,80 \cdot \left(\frac{2.500}{1,4} \right)}$$

$$d_{\text{MÍN B}} = 0,1875 \text{ m} \Rightarrow h = 18,75 + 5 = 23,75 \text{ cm} \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

Condição para que a sapata seja rígida

$$h \geq \begin{pmatrix} \frac{L - \ell}{3} \\ \frac{B - b}{3} \end{pmatrix} \Rightarrow \begin{pmatrix} \frac{135 - 20}{3} \\ \frac{195 - 80}{3} \end{pmatrix} \Rightarrow \begin{pmatrix} 38,33 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \\ 38,33 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \end{pmatrix}$$

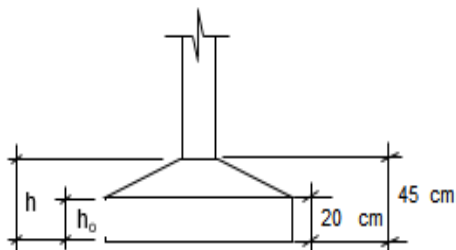
Adota-se o maior valor entre as quatro alturas calculadas, então: $h = 45 \text{ cm}$

Calculando h_0

$$h_0 \geq \begin{pmatrix} 20 \text{ cm} \\ \frac{1}{3} \cdot h \text{ (cm)} \end{pmatrix} \Rightarrow \begin{pmatrix} 20 \text{ cm} \\ \frac{1}{3} \cdot 45 \text{ cm} \end{pmatrix} \Rightarrow \begin{pmatrix} 20 \text{ cm} \text{ ou} \\ 15,0 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \end{pmatrix}$$

Adota-se o maior valor entre as duas alturas calculadas, então: $h_0 = 20 \text{ cm}$

Dimensões geométricas planas



5º Passo:

◆ Cálculo para determinação das armaduras

Na direção "L"

$$K_6 = \frac{\ell \cdot d^2}{M_L} \Rightarrow K_6 = \frac{20 \cdot 40^2}{1096,80} \Rightarrow K_6 = 29,18 \Rightarrow K_3 = \begin{array}{|c|c|} \hline \text{PI/CA-50} & \text{PI/CA-60} \\ \hline 0,400 & \text{"Inválido"} \\ \hline \text{Adotado} & <<< \\ \hline \end{array}$$

$$A_s = K_3 \cdot \frac{M_L}{d} \Rightarrow A_s = 0,400 \cdot \frac{1096,8}{40} \Rightarrow A_s = 10,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ MÍN}} = 0,4\% \cdot b \cdot d \Rightarrow 0,004 \cdot 80 \cdot 40 \Rightarrow A_{s \text{ MÍN}} = 12,8 \text{ cm}^2$$

Adota-se o maior valor para $A_s = 12,8 \text{ cm}^2$

$$p/\varnothing \text{ de } 12.5 \text{ mm} = \frac{A_s}{(\pi \cdot D^2)/4} \Rightarrow \frac{12,80}{1,23} \Rightarrow 11 \text{ barras } \varnothing 12.5 \text{ mm} \quad e \quad S_L = 16 \text{ cm}$$

detalhamento: 11 N Ø 12.5 c/ 16 ——— 145

Na direção "B"

$$K_6 = \frac{\ell \cdot d^2}{M_B} \Rightarrow K_6 = \frac{80 \cdot 40^2}{1148,20} \Rightarrow K_6 = 111,48 \Rightarrow K_3 =$$

P/ CA-50	P/ CA-60
0,400	"Inválido"
Adotado	<<<

$$A_s = K_3 \cdot \frac{M_B}{d} \Rightarrow A_s = 0,400 \cdot \frac{1148,2}{40} \Rightarrow A_s = 11,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ MÍN}} = 0,4\% \cdot b \cdot d \Rightarrow 0,004 \cdot 80 \cdot 40 \Rightarrow A_{s \text{ MÍN}} = 12,80 \text{ cm}^2$$

Adota-se o maior valor para $A_s = 12,80 \text{ cm}^2$

$$p/\varnothing \text{ de } 12.5 \text{ mm} = \frac{A_s}{(\pi \cdot D^2)/4} \Rightarrow \frac{12,80}{1,23} \Rightarrow 11 \text{ barras } \varnothing 12.5 \text{ mm} \quad e \quad S_L = 16 \text{ cm}$$

detalhamento: 11 N Ø 12.5 c/ 16 ——— 205

As bitolas de aços utilizadas para o dimensionamento das sapatas foram de 10.0mm, 12.5mm e 16.0mm. Conforme a NBR 6118 (2014), a barra de menor diâmetro permitida para utilizar em fundações é de 6.3mm e o espaçamento entre as barras devem ser no mínimo 7cm e no máximo 20cm. O detalhamento das sapatas ficaram conforme a Figura 31.

Existe o recalque estimado, que é o previsto sem causar danos a edificação, e o máximo para o mesmo é de 25mm, no dimensionamento realizado o máximo calculado foi de 23,18mm.

Figura 31 Dados das Sapata, referente ao Pilar 01

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO TIPO SAPATA											
ELEMENTOS ESTRUTURAIS: SAPATA 01											
DADOS DE ENTRADA			RESULTADOS				REPRESENTAÇÃO GRÁFICA				
N _{SPT} - Standard Penetration Test			SAPATA RETANGULAR								
TIPO DE SOLO	(m)	Nº GOLPES	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS (cm)		RECÁLQUE (mm)						
1			L=	135	B=	195					
2		3	h=	45	h _F =	20					
3		6	W = 14,08								
4		11	MOMENTOS FLETORES (tf.cm)								
5		50	M _{1L} =	1096,80	M _{1B} =	1148,20					
6		50	EXCENTRICIDADE (cm)								
7		50	L=	0,10	B=	0,87					
8		50	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS								
9		50	DIREÇÃO "L"		DIREÇÃO "B"						
10			QUANT.	11	QUANT.	11					
11			Ø (mm)	12,5	Ø (mm)	12,5					
12			S _L (cm)	16	S _B (cm)	16					
CARGA DE TRABALHO Q' (tf)			COMP. (cm)		COMP. (cm)		QUANTITATIVOS UNITÁRIOS				
104			145		205		SAPATA QUADRADA		SAPATA RETANGULAR		
DIMENSÕES DO PILAR (cm)			Consumo de concreto:		0,899 m ³		Consumo de concreto:		0,813 m ³		
δ			Consumo aço na dir. L :		18,538 kg		Consumo aço na dir. L :		15,360 kg		
ℓ			Consumo aço na dir. B :		-		Consumo aço na dir. B :		21,716 kg		
PROFUNDIDADE (m)			Taxa de Perdas (%) :		10,00 %		Taxa de Perdas (%) :		10,00 %		
2,50			Consumo Total Aço :		20,392 kg		Consumo Total Aço :		40,783 kg		
ESTIMATIVA DA BASE (m)											
1,50											
RESIST DO CONCRETO (MPa)											
25											
TIPO DO AÇO											
CA-50											
MOMENTOS APLICADOS (tf.m)											
B											
0,90											
L											
0,10											
BITOLA AÇO (mm)											
B											
12,5											
L											
12,5											
INFORMAÇÕES FINANCEIRAS											
Custo Concreto 25 MPa			280,00								
Custo Aço 12,5			36,15								
Custo Aço 12,5			36,15								
Taxa Perdas Aço (%)			10,00								

Fonte: Autor

De acordo com a Tabela 9, está o dimensionamento detalhado de cada sapata e o custo apenas dos insumos (concreto e barra de aço), não se deve basear o custo da execução da fundação apenas levando em consideração os insumos, os insumos foram calculados apenas para fins de comparação de quanto é gasto em insumos nos dois tipos de fundações dimensionados. Os preços dos insumos foram fornecidos pela CIPLAN e GERDAU.

Respeitando as condições mínimas exigidas, que é de 60cm para o menor lado da sapata e os espaçamentos entre as barras.

As sapatas estão ordenadas de acordo com as dimensões dos pilares, para facilitar a visualização.

Tabela 9 Planilha de Dados das Sapatas

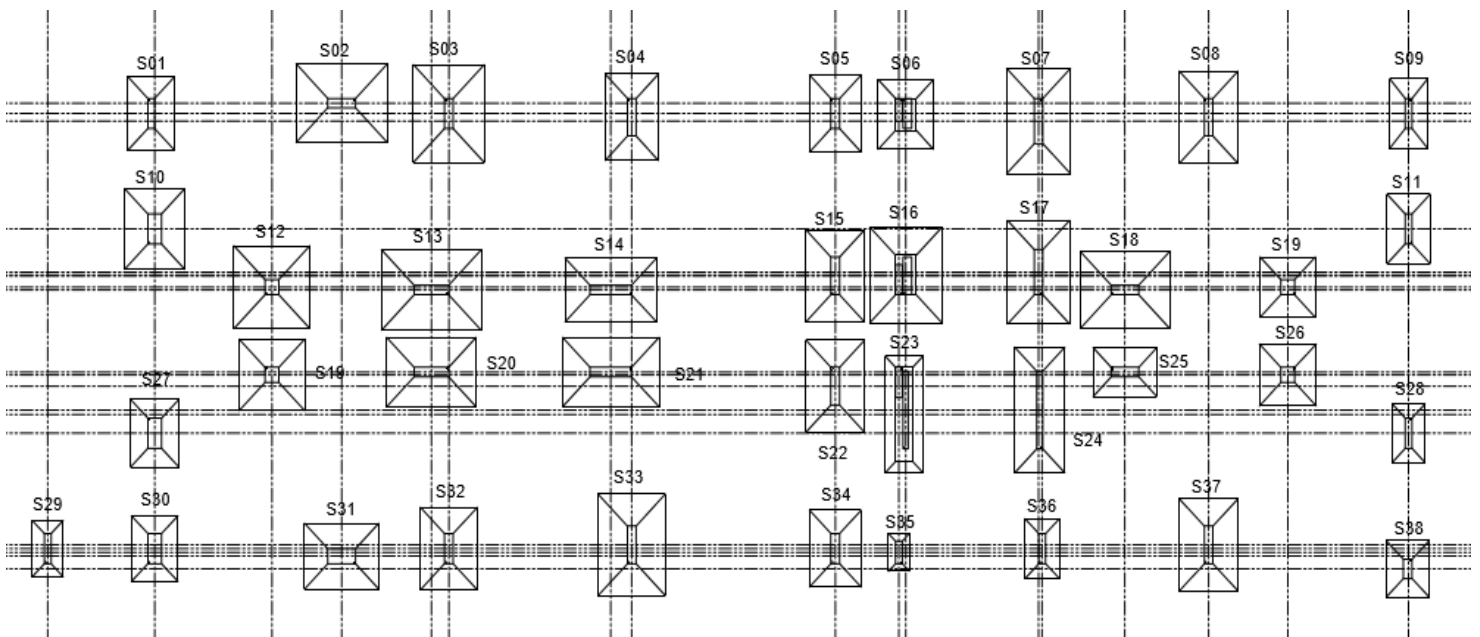
PILAR	CARGA (tf)	DIMENSOES DO PILAR (cm)		DIMENSOES DA SAPATA (cm)		Profundidade (m)	Recalque (mm)	DETALHAMENTO DA SESSÃO DE AÇO NA DIREÇÃO "X"	DETALHAMENTO DA SESSÃO DE AÇO NA DIREÇÃO "Y"	CUSTO DOS INSUMOS		
		Eixo "X"	Eixo "Y"	Eixo "X"	Eixo "Y"					Concreto	Aço	TOTAL
P01	104	20	80	135	195	2,5	14,08	11Ø12.5 c/16 - 145	11Ø12.5 c/16 - 205	R\$ 227,72	R\$ 231,96	R\$ 459,68
P10	109,4	20	80	115	175	2	11,71	11Ø12.5 c/14 - 125	11Ø12.5 c/14 - 185	R\$ 176,63	R\$ 205,45	R\$ 382,08
P13	92,2	20	80	125	185	1,5	12,8	10Ø12.5 c/16 - 135	10Ø12.5 c/16 - 195	R\$ 187,01	R\$ 198,83	R\$ 385,84
P31	98	20	80	95	155	2,5	9,51	10Ø12.5 c/13 - 105	10Ø12.5 c/13 - 165	R\$ 121,99	R\$ 162,68	R\$ 284,67
P40	86	20	80	100	160	2	10,73	09Ø12.5 c/15 - 110	08Ø12.5 c/17 - 170	R\$ 121,32	R\$ 143,40	R\$ 264,72
P43	8,2	20	80	90	150	1,5	23,18	09Ø12.5 c/13 - 100	09Ø12.5 c/13 - 160	R\$ 84,82	R\$ 140,99	R\$ 225,81
P02	218,9	80	25	265	210	2,5	16,77	16Ø12.5 c/15 - 285	16Ø12.5 c/15 - 230	R\$ 675,99	R\$ 496,46	R\$ 1.172,45
P21	186,6	80	25	260	205	2,5	13,34	21Ø12.5 c/11 - 290	21Ø12.5 c/11 - 235	R\$ 753,97	R\$ 664,26	R\$ 1.418,23
P28	162	80	25	185	130	2,5	10,19	10Ø12.5 c/16 - 195	11Ø12.5 c/15 - 140	R\$ 227,04	R\$ 211,93	R\$ 438,97
P03	214	25	80	205	260	2,5	18,09	20Ø12.5 c/12 - 225	21Ø12.5 c/11 - 280	R\$ 618,10	R\$ 623,74	R\$ 1.241,84
P05	209,3	25	80	150	205	1,5	11,89	17Ø12.5 c/10 - 160	17Ø12.5 c/10 - 215	R\$ 304,80	R\$ 384,09	R\$ 688,89
P36	228	25	80	165	220	2,5	13,43	20Ø12.5 c/10 - 185	19Ø12.5 c/10 - 240	R\$ 407,05	R\$ 499,32	R\$ 906,37
P38	211,5	25	80	150	205	1,5	12,01	18Ø12.5 c/10 - 160	17Ø12.5 c/10 - 215	R\$ 304,80	R\$ 289,95	R\$ 594,75
P04	314,9	25	100	155	230	2,5	11,35	22Ø12.5 c/9 - 175	22Ø12.5 c/9 - 250	R\$ 449,43	R\$ 563,34	R\$ 1.012,77
P09	273,4	25	100	170	245	2,5	13,38	21Ø12.5 c/10 - 190	20Ø12.5 c/10 - 265	R\$ 494,47	R\$ 561,98	R\$ 1.056,45
P17	281	25	100	170	245	1,5	13,17	22Ø12.5 c/9 - 190	22Ø12.5 c/9 - 265	R\$ 519,84	R\$ 603,10	R\$ 1.122,94
P26	287	25	100	170	245	1,5	13,45	22Ø12.5 c/9 - 190	22Ø12.5 c/9 - 265	R\$ 519,84	R\$ 603,10	R\$ 1.122,94
P37	320	25	100	195	270	2,5	14,86	25Ø12.5 c/9 - 225	25Ø12.5 c/9 - 300	R\$ 753,17	R\$ 790,78	R\$ 1.543,95
P41	269,6	25	100	170	245	2,5	13,19	21Ø12.5 c/10 - 220	21Ø12.5 c/10 - 265	R\$ 494,47	R\$ 613,65	R\$ 1.108,12
P08	340,3	25	120	185	280	2,5	14,51	30Ø12.5 c/7 - 215	30Ø12.5 c/7 - 310	R\$ 749,03	R\$ 948,94	R\$ 1.697,97
P20	324,6	25	120	180	275	2,5	14,26	28Ø12.5 c/8 - 210	28Ø12.5 c/8 - 305	R\$ 687,48	R\$ 868,81	R\$ 1.556,29
P12	116	40	80	175	215	2	17,23	12Ø12.5 c/17 - 185	12Ø12.5 c/17 - 225	R\$ 355,73	R\$ 296,43	R\$ 652,16
P30	106	40	80	140	180	2	13,2	12Ø12.5 c/14 - 150	10Ø12.5 c/17 - 190	R\$ 193,45	R\$ 225,34	R\$ 418,79
P34	110	40	80	135	175	2	12,28	12Ø12.5 c/13 - 145	10Ø12.5 c/16 - 185	R\$ 182,03	R\$ 218,71	R\$ 400,74
P14	188	40	40	220	220	2,5	16,4	16Ø12.5 c/14 - 240	16Ø12.5 c/15 - 240	R\$ 558,32	R\$ 462,72	R\$ 1.021,04
P22	173,2	40	40	160	160	2,5	11,13	15Ø12.5 c/11 - 170	15Ø12.5 c/11 - 170	R\$ 221,76	R\$ 307,28	R\$ 529,04
P23	183,4	40	40	190	190	2,5	13,27	16Ø12.5 c/12 - 200	17Ø12.5 c/11 - 200	R\$ 350,14	R\$ 397,65	R\$ 747,79
P29	176	40	40	165	165	2,5	10,87	16Ø12.5 c/10 - 175	16Ø12.5 c/10 - 175	R\$ 235,12	R\$ 233,33	R\$ 468,45
P15	250	100	25	290	215	2,5	17,57	17Ø12.5 c/15 - 320	18Ø12.5 c/14 - 245	R\$ 848,55	R\$ 595,72	R\$ 1.444,27
P24	245	100	25	260	185	2,5	13,86	15Ø12.5 c/15 - 280	16Ø12.5 c/14 - 205	R\$ 595,28	R\$ 452,93	R\$ 1.048,21
P16	343	120	25	265	170	2,5	11,94	17Ø12.5 c/13 - 295	19Ø12.5 c/11 - 200	R\$ 629,06	R\$ 536,83	R\$ 1.165,89
P25	347,9	120	25	280	185	1,5	12,57	18Ø12.5 c/13 - 310	20Ø12.5 c/11 - 215	R\$ 749,03	R\$ 600,99	R\$ 1.350,02
P33	326,7	18	207	165	355	2,5	16,72	36Ø16.0 c/7 - 205	36Ø16.0 c/7 - 395	R\$ 976,80	R\$ 338,16	R\$ 1.314,96
P35	227	80	40	215	175	2,5	12,18	17Ø12.5 c/11 - 225	19Ø12.5 c/10 - 185	R\$ 355,73	R\$ 444,65	R\$ 800,38
P39	33,3	20	60	60	100	1,5	6,43	6Ø10.0 c/13 - 70	5Ø10.0 c/16 - 110	R\$ 33,60	R\$ 41,25	R\$ 74,85
P42	100,3	25	52	123	150	2	11,13	09Ø12.5 c/16 - 133	09Ø12.5 c/16 - 160	R\$ 149,33	R\$ 158,88	R\$ 308,21
P27,32	235,8	50	250	110	310	1,5	12,7	25Ø12.5 c/7 - 120	25Ø12.5 c/7 - 320	R\$ 285,10	R\$ 662,75	R\$ 947,85
P06,07	261,1	60	85	160	185	2,5	10,35	24Ø12.5 c/7 - 170	23Ø12.5 c/7 - 195	R\$ 253,47	R\$ 516,79	R\$ 770,26
P18,19	325,4	60	105	210	255	1,5	14,74	30Ø12.5 c/8 - 220	28Ø12.5 c/8 - 265	R\$ 555,39	R\$ 847,42	R\$ 1.402,81
												R\$ 33.551,42

Fonte: Autor

De acordo com as dimensões das sapatas apresentadas na Tabela 5, a locação das sapatas, ficaram de acordo com a Figura 31, onde foi analisado as áreas ocupadas pela fundação, se for igual ou superior a 70% da área da edificação, a opção de sapata se torna inviável, partindo para a segunda opção que é a fundação profunda no caso estaca raiz.

A área total da projeção da edificação ficou em 506,20 m² e o somatório da área das sapatas ficou 142,42 m², portando a área das sapatas representam 28,14% da área de projeção. Pode-se concluir que a fundação mais adequada para edificação em estudo é a sapata.

Figura 32 Locação das Sapatas



Fonte: Autor

4.2.2 Dimensionamento de Estaca Raiz

Foi realizado o dimensionamento do pilar com maior carga, para efetuar uma comparação de viabilidade técnica entre a estaca raiz, já executada na edificação e fundação rasa tipo sapata. Utilizou-se estaca raiz mediante o laudo de sondagem apresentado, uma vez que um solo com alta resistência não se pode executar estaca hélice-contínua em razão de que o equipamento não consegue perfurar o solo de acordo com a NBR6122 (2010) conforme a Figura 32.

Figura 33 Capacidade de Carga do Solo
Aoki e Velloso - SM 04

Nspt	Ø (m)	Ap (m²)	Per (m)	ΔL (m)	K (kN/m²)	α (%)	F1	F2	Qp (kN)	FSp	Qp Adm	Qi (kN)	FSI	Qi Adm	ΣQi Adm	QR (kN)
4	0,3	0,07	0,94	2	350	0,024	2	4	49,46	2	24,73	15,83	2	7,91	7,91	32,64
50	0,3	0,07	0,94	2,4	1000	0,014	2	4	1766,25	2	883,13	395,64	2	197,82	205,73	1088,86
50	0,3	0,07	0,94	4,1	1000	0,014	2	4	1766,25	2	883,13	675,89	2	337,94	543,68	1426,80
50	0,3	0,07	0,94	5,95	230	0,034	2	4	406,24	2	203,12	547,88	2	273,94	817,61	1020,73
18	0,3	0,07	0,94	7,9	230	0,034	2	4	146,25	2	73,12	261,88	2	130,94	948,55	1021,68
50	0,3	0,07	0,94	9,65	230	0,034	2	4	406,24	2	203,12	888,58	2	444,29	1392,84	1595,96
50	0,3	0,07	0,94	11,85	230	0,034	2	4	406,24	2	203,12	1091,15	2	545,58	1938,42	2141,54
50	0,3	0,07	0,94	13,55	230	0,034	2	4	406,24	2	203,12	1247,69	2	623,85	2562,26	2765,38

Fonte: Autor

Dados:

Área da Estaca	0,07	m²
Carga da Estaca	700,00	kN
Carga do Pilar	3479,00	kN

Número de Estacas

$$N_{est} = \frac{1,1 \times Q_p}{Q_{est}}$$

$$N_{est} = 6,0 \quad \text{Estacas}$$

Carga da Estaca

$$Q_{est} = \frac{1,1 \times Q_p}{N_{est}}$$

$$Q_{est} = 637,82 \quad \text{kN}$$

Tensão da Estaca

$$\tau_{est} = \frac{Q_{est}}{\text{Área da Estaca}}$$

$$\tau_{est} = 9027,84 \quad \text{kN/m}^2$$

Sessão de Aço

$$A_s = \frac{N_d \times W - 0,85 \times A_c \times F_{cd}}{F_{yd}}$$

$$A_{smin.} = \frac{0,5 \times A_c}{5 \times 100,00}$$

$$A_{smin.} = 3,53 \text{ cm}^2$$

Adota-se o maior valor de A_s portando $A_s = 4,91 \text{ cm}^2$

$$7\phi 10,0 \text{ mm c}/11,22 \text{ cm}$$

Geometrico Bloco

$$C = \frac{\phi + 15}{2,00}$$

$$D = 3 \times \phi$$

$$C = 30,00 \text{ cm}$$

$$D = 90,00 \text{ cm}$$

$$d_{min} = 0,71 \times (e - AP/2)$$

$$d_{max} = e - AP/2$$

$$d_{min} = 44,46 \approx 45 \text{ cm}$$

$$d_{max} = 62,62 \approx 65 \text{ cm}$$

d adotado é 55 cm

$$\alpha = \arctang. \left(\frac{d}{e/2/2 - AP/2/4} \right)$$

$$\alpha = 51,16^\circ$$

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ 1/5 \times \sqrt{\pi/2} \times \phi \end{cases}$$

$$H = d + d'$$

$$d' = 5,32 \approx 6 \text{ cm}$$

$$H = 61,00 \approx 65 \text{ cm}$$

$$\tau_p = \frac{1,1 \times Q_p}{A_p \times \text{sen}^2 \alpha}$$

$$\tau_{est} = \frac{1,1 \times Q_p}{N_{est} \times A_{est} \times \text{Sen}^2 \alpha}$$

$$\tau_{lim} = 2,1 \times 0,95 \times f_{cd}$$

$$\tau_p = 21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{est} = 11,6 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{lim} = 28,5 \text{ Mpa}$$

$$P_{pb} = V_{bloco} \times F_{ck}$$

$$P_{pb} = 46,80 \text{ kN}$$

$$A_{slado} = \frac{1,4 \times (Q_p + P_{pb})}{2 \times d \times f_{yd}} \times (2x_e - A_p)$$

$$A_{slado} = 10,77 \text{ cm}^2$$

$$N_b = \frac{A_{slado}}{A_{barra}}$$

$$U = \pi \times \text{Diametro}$$

$$Esp = \frac{U}{N_b}$$

Nb =	8,62	≈ 9 Barras	
U =	94,25	cm	
Esp =	10,47	cm	

$$9\phi 12,5 \text{ mm } c/10,47$$

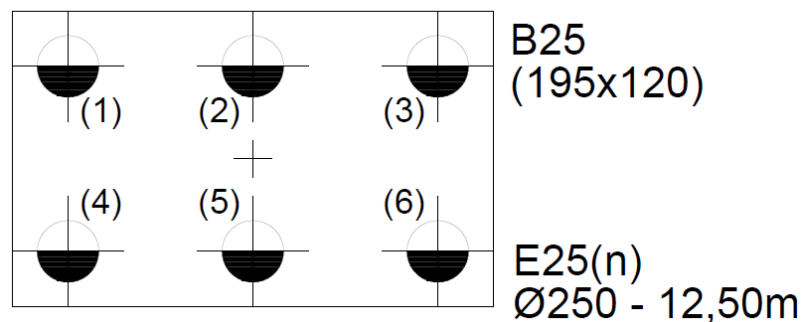
$$A_{smalha} = 0,25 \times A_{sef}$$

Asmalha =	2,81	cm ²	
-----------	------	-----------------	--

$$4\phi 10,0 \text{ mm}$$

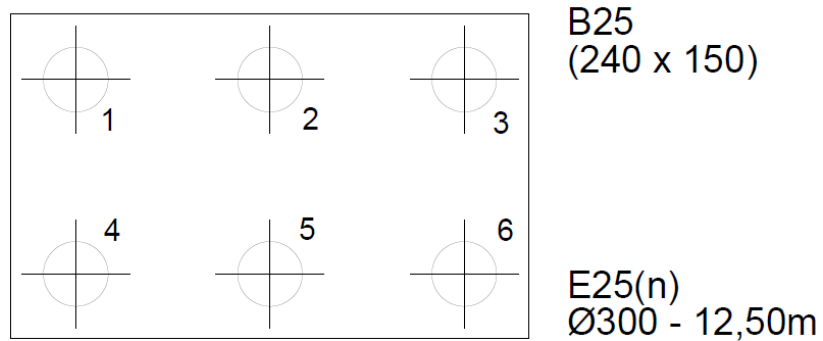
Como se pode observar conforme a Figura 32, a capacidade de carga do solo é alta, diante disso o projetista optou por estaca raiz, foi dimensionado fundação profunda do tipo estaca raiz para o pilar mais solicitado, para poder realizar um comparativo entre o mesmo pilar do projeto original.

Figura 34 Bloco Executado na Obra



Fonte: Empresa Responsável pela Execução da Obra

Figura 35 Bloco B25, SM04



Fonte: Autor

Observa-se que o resultado obtido pelo autor é próximo ao que foi executado. As diferenças entre os blocos estão apenas nas dimensões conforme a Figura 33 e 34, uma vez que o diâmetro utilizado na obra foi inferior ao dimensionado no trabalho.

Diante disso se pode afirmar que a fundação mais viável tecnicamente para se executar seria fundação rasa tipo sapata.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A metodologia utilizada para alcançar os resultados neste trabalho, demonstrou os critérios para a definição do tipo de fundação correto a se utilizar em uma obra de acordo com a viabilidade técnica.

Realizou-se o projeto de fundação estilo sapata, que sobreveio através capacidade de carga do solo, verificou-se que o solo tem boa resistência a penetração. Similarmente observou-se as áreas de projeção da edificação e o somatório das áreas das sapatas, na qual a NBR 6122 (2010) diz, que a soma das áreas das sapatas não pode ser maior que 70% da área de projeção da edificação, em razão de se torna inviável economicamente, simultaneamente a mesma diz que a profundidade máxima para fundação rasa é de 3m, na qual a profundidade dimensionada variou 1,5m a 2,5m.

A obra foi executada com fundação estaca raiz em razão de que o N_{pst} do solo é muito elevado, ao ponto de que o equipamento utilizado para executar fundação estilo Hélice-Contínua não consegue perfurar o solo, no trabalho foi verificado que de acordo com a viabilidade técnica e possível viabilidade econômica, concluindo que a fundação estilo sapata seria a melhor opção a ser executado.

Como sugestão para trabalho futuro para a mesma edificação, sugiro que seja levantado a questão da viabilidade econômica entre a fundação executada na obra e a fundação rasa tipo sapata, destrinchando todo o orçamento para se executar a fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR 6123 (1988), Forças devidas ao vento em edificações, **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, 1988

ABNT, NBR 8036 (1983), Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifício, **Associação Brasileira de Normas Técnicas**. Rio de Janeiro, 1983.

ABNT, NBR. 6122 (2010), “Projeto e execução de fundações”. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT, NBR. 6484 (2001), Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT-Método de Ensaio. **CB-02**, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA – ABEF. Manual de execução de fundações e geotecnia : práticas recomendadas. São Paulo: **Pini**, 2012

Bastos P. S. dos S, Sapatas de Fundação, Disponível em: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf> Acessado dia 08 de junho de 2015 às 15h23min.

CAPUTO, Homero Pinto, Mecânica dos Solos e suas Aplicações, volume 1, 6ª edição, Rio de Janeiro: **LTC** 1988.

Humberto, Fundações, Disponível: <http://www.npc.ufsc.br/gda/humberto/l02.pdf> Acessado em 09 de maio de 2015 às 22h07min.

Gerson Moacyr Sisniegas Alva, Desenho de Formas Estruturais em Edifícios de Concreto Armado, Santa Maria, 2007, Disponível: [http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Desenhos Estruturais CA 2007.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Desenhos_Estruturais_CA_2007.pdf) Acessado em 01 de maio de 2015 às 23h04min.

Gerson Moacyr Sisniegas Alva , Projeto Estrutural de Sapatas, Santa Maria, 2007 , Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf> Acessado em 01 de maio de 2015 às 23h30min.

Kimura, Alio, Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: Cálculos de Edifícios com o Uso de Sistema Computacionais – São Paulo: **Pini**, 2007.

KOSHIMA, Fundações: Teoria e prática. - - 2. Ed. - - São Paulo: **Pini**, 1998.

Pádua M., Fundações Brocas, Disponível em: <http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/10/brocas-prof-marcus-padua> Acessado em 29 de junho de 2015 às 14h19min.

Marangon, Geologia Aplicada à Engenharia, 2006, Juiz de Fora, Disponível: http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid01GeologiaAplicada-2006-2.pdf . Acessado em: 15 de abril de 2015 às 02h23min.

Marangon, Resistência ao Cisalhamento do Solo, 2009, Juiz de Fora, Disponível: http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid05-P1.pdf Acessado em: 15 de abril de 2015 às 03h17min.

Milton Vargas, Introdução à Mecânica dos Solo, **McGraw-Hill**, 1977.

Monteiro R., Notas de Aulas: Fundações, Disponível em: <http://monteiroeng.blogspot.com.br/p/notas-de-aula> Acessado em 20 de Abril de 2015 às 09h18min.

PINTO, Carlos de Sousa, Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/ Carlos de Sousa Pinto, - São Paulo: **Oficina de Textos**, 2000-02-15

Urbano Rodrigues Alonso: Previsão e controle das fundações: São Paulo: **Edgar Butcher**: 2ª reimpressão 1998.

Walid Yazagi, A Técnica de Edificar, 11. Ed. ver. E atual. – São Paulo: **Pini: Sinduscon**, 2011.

Paz R. B., Fundações, Disponível em: <http://pt.slideshare.net/rafinhadapaz/conteiro-de-obras-fundao> Acessado em 15 de Junho de 2015 às 16h36min.

ANEXOS