



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DA BAHIA**  
**CENTRO DAS CIÊNCIAS EXATAS E DAS TECNOLOGIAS**  
**CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA DE DUAS**  
**FUNDAÇÕES: ESTACAS E SAPATA ISOLADA**

**ISRAEL MARTINS DOURADO**

**BARREIRAS-BA**  
**JULHO-2019**

**ISRAEL MARTINS DOURADO**

**ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA DE DUAS  
FUNDAÇÕES: ESTACAS E SAPATA ISOLADA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do  
Oeste da Bahia, como requisito à obtenção do grau de  
Engenheiro Civil.

Orientador: MSc. Pedro Paulo Martins de Carvalho

**BARREIRAS-BA**

**JULHO-2019**

## FICHA CATALOGRÁFICA

---

D739 Dourado, Israel Martins.

Análise de viabilidade econômica de duas fundações: estacas e sapata isolada. /  
Israel Martins Dourado. – 2019.  
79f.:il.

Orientador: Prof. MSc. Pedro Paulo Martins de Carvalho

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) -  
Universidade Federal do Oeste da Bahia. Centro das Ciências Exatas e das  
Tecnologias, Barreiras, BA, 2019.

1. Fundações (Engenharia). I. Carvalho, Pedro Paulo Martins de. II.  
Universidade Federal do Oeste da Bahia - Centro das Ciências Exatas e das  
Tecnologias. III. Título.

CDD 624.15

---

**ISRAEL MARTINS DOURADO**


**ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA DE DUAS  
FUNDAÇÕES: ESTACAS E SAPATA ISOLADA**


Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil da  
Universidade Federal do Oeste da Bahia, como  
requisito parcial à obtenção do grau de Engenheiro  
Civil.

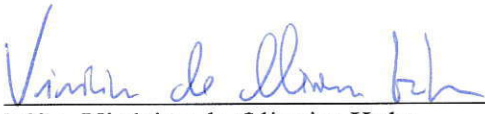
Aprovada em 13 de julho de 2019.

**Banca Examinadora**

Orientador:

  
MSc. Pedro Paulo Martins de Carvalho  
Universidade Federal do Oeste da Bahia - UFOB

  
Dra. Oisy Hernandez Menendez  
Universidade Federal do Oeste da Bahia - UFOB

  
MSc. Vinicius de Oliveira Kuhn  
Universidade Federal do Oeste da Bahia - UFOB

*Dedico este trabalho à  
minha família, que sempre  
me apoiou e me incentivou.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço em primeiro lugar ao meu Deus, que me deu capacidade para realização deste trabalho e forças para vencer mais uma etapa.

À minha família, por suas orações e por me dar toda estrutura necessária para realização dessa oportunidade de estudo.

À minha querida e amada Kelli, pela inspiração e apoio em todos os momentos.

Aos irmãos em Cristo e amigos mais chegados, por suas incansáveis orações a meu favor, por estarem presentes em muitos momentos difíceis e ter dado forças e motivação para seguir em frente.

Aos colegas e professores de estudo, pelo companheirismo e conhecimento compartilhado.

Ao meu orientador, Professor Pedro Paulo, por todo o apoio concedido para desenvolver este trabalho, disponibilizando seu tempo e conhecimento.

Aos engenheiros Wecslei Duarte e Eduardo Marciel por disponibilizarem materiais e ferramentas indispensáveis para a realização deste trabalho.

Ao Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias (CCET) da Universidade Federal do Oeste da Bahia (UFOB), por ter proporcionado condições de desenvolver este trabalho.

## RESUMO

Apresenta-se um estudo de caso onde se analisa alternativas para sistemas de fundações que proporcionam melhor viabilidade econômica em construções na cidade de Barreiras-BA, comparando assim, dois tipos de fundação sendo elas sapatas e estacas. Logo, para dar continuidade a esse estudo foi feita uma revisão de literatura ao qual explicitou-se as características gerais das fundações, bem como suas tipologias e restrições. Para realização da análise comparativa entre as fundações, foi estabelecido um projeto modelo de edificação para a definição das cargas atuantes e aplicação das normas para o dimensionamento da estrutura e posteriormente o dimensionamento das propostas de fundação. Para fazer o lançamento e dimensionamento estrutural utilizamos o AltoQI Eberick, um software de cálculo para estruturas de concreto armado baseado na NBR 6118 (ABNT, 2014), que por sua vez processou e dimensionou o projeto estrutural gerando o quantitativo de materiais necessários. Para possibilitar a comparação econômica entre as soluções de fundação, fez-se necessário a obtenção dos custos das proposta estudadas através da elaboração das composições de custo unitários baseando-se nas composições da tabela SINAPI. Posteriormente, foram apresentados os resultados obtidos, expondo os custos para execução de cada sistema construtivo. Por fim, foi constatado que o sistema de fundação que proporcionaria maior vantagem econômica foi a fundação com sapatas, devido ao menor uso de insumos em relação à fundação com bloco sobre estacas.

**Palavras-chave:** análise de viabilidade econômica; fundações; sapatas; estacas.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- “Standard Penetration Test” (SPT).....	16
Figura 2- Sapatas: (a) Associada; (b) Isolada; (c) Corrida.....	17
Figura 3 - Classificação dos tipos de estacas quanto ao deslocamento no solo.....	18
Figura 4 - Bloco de coroamento sobre três estacas.....	19
Figura 5 - Exemplo de sistema estrutural sem vigas: Laje-Cogumelo.....	22
Figura 6 - Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s).....	24
Figura 7 - Caminho das ações verticais.....	25
Figura 8 - Esquema dos estados não deformado e deformado da estrutura.....	27
Figura 9 - Estimativa de $N$ médio e Tensão admissível.....	29
Figura 10 – Bielas inclinadas de concreto no bloco sobre 2 estacas.....	31
Figura 11 – Esquema de Forças no bloco sobre duas estacas.....	32
Figura 12 – Modelo de Pórtico Espacial.....	33
Figura 13 – Croqui de Localização dos furos de sondagem.....	40
Figura 14 – Gráfico com valores de $N_{spt}$ obtidos das sondagens.....	41
Figura 15 – Valores mínimos e médio de $N_{spt}$ .....	42
Figura 16 – Posicionamento dos elementos estruturais.....	46
Figura 17 – Viga intermediária (V37) e lances de escada.....	48
Figura 18 – Inserindo Fundação.....	49
Figura 19 – Indicações de Peck e outros (1953) e de Meyerhof (1956) para ângulo de atrito em função do SPT.....	51
Figura 20 – Inserindo parâmetros para dimensionamento das sapatas.....	51
Figura 21 – Pórtico do Modelo Estrutural FS.....	57
Figura 22 – Pórtico do Modelo Estrutural FE.....	59
Figura 23 – Consumo de concreto para cada modelo de fundação.....	62
Figura 24 – Gráfico do consumo de aço para cada modelo de fundação.....	63
Figura 25 - Gráfico do consumo de forma para cada modelo de fundação.....	64
Figura 26 - Gráfico dos custos por elemento estrutural.....	71

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente K e razão de atrito $\alpha$ .....	30
Tabela 2 - Cobrimento nominal correspondente à classe de agressividade II.....	38
Tabela 3 – Sondagem adotada para Dimensionamento.....	41
Tabela 4 – Valores mínimos e médios para N <sub>spt</sub> .....	42
Tabela 5 – N <sub>spt</sub> Adotado e Identificação do solo.....	43
Tabela 6 – Principais prós e contra das estacas analisadas.....	44
Tabela 7 – Média de N <sub>spt</sub> para cálculo da tensão admissível .....	45
Tabela 8 – Parâmetros adotados conforme tipo de estaca e tipos de solo .....	45
Tabela 9 – Características das barras e fios .....	53
Tabela 10 – Salários da Construção Civil no Estado da Bahia 2019/2020. ....	54
Tabela 11 – Cálculo da Resistência lateral das estacas .....	55
Tabela 12 – Cálculo da resistência de ponta das estacas .....	56
Tabela 13 – Dimensões e área das das sapatas .....	57
Tabela 14 – Cargas verticais na estrutura do modelo estrutural FS .....	58
Tabela 15 – Parâmetros de deslocamento e instabilidade global do modelo estrutural FS. ....	58
Tabela 16 – Resumo de materiais do modelo estrutural FS .....	58
Tabela 17 – Quantidade de estacas sobre os blocos dos pilares.....	60
Tabela 18 – Cargas verticais na estrutura do modelo estrutural FE .....	60
Tabela 19 – Parâmetros de deslocamento e instabilidade global do modelo estrutural FE. ....	61
Tabela 20 – Resumo de materiais do modelo estrutural FE .....	61
Tabela 21 – Custos para a estrutura com fundação em sapatas.....	69
Tabela 22 – Custos para estrutura com fundação em estacas.....	70
Tabela 23 – Comparativo dos custos para as duas propostas de fundação.....	70

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Sistemas estruturais para edifícios. ....	22
Quadro 2 – Parâmetros de solos arenosos .....	50
Quadro 3 –Peso específico de solos arenosos .....	50
Quadro 4 – Parâmetros de resistência em função do SPT para areias.....	50
Quadro 5 – Composição de custo unitário para concreto usinado de 25 MPa .....	65
Quadro 6 – Composição de custo unitário para aço CA – 50 Ø 6,3 a 12,5mm.....	66
Quadro 7 - Composição de custo unitário para aço CA – 60 Ø 5,0mm .....	66
Quadro 8 – Composição de custo unitário para formas das vigas e pilares .....	66
Quadro 9 - Composição de custo unitário para formas das sapatas .....	67
Quadro 10 - Composição de custo unitário para formas dos blocos de coroamento.....	67
Quadro 11 - Composição de custo unitário para formas das escadas.....	67
Quadro 12 - Composição de custo unitário para formas das lajes.....	68
Quadro 13 – Composição analítica para estacas de concreto pré-moldado .....	68

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	12
1.1 Objetivo .....	13
1.1.1 Objetivo Geral .....	13
1.1.2 Objetivos Específicos .....	13
2. REVISÃO DE LITERATURA .....	14
2.1 Investigação do subsolo.....	14
2.2 Tipos de fundação.....	16
2.2.1 Fundações superficiais.....	16
2.2.2 Fundações profundas .....	17
2.3 Estrutura dos edifícios .....	19
2.3.1 Concepção estrutural .....	20
2.3.2 Sistemas estruturais .....	21
2.4 Ações na estrutura .....	22
2.4.1 Ações dos ventos .....	23
2.4.2 Caminho das ações .....	24
2.4.3 Ações nas fundações.....	26
2.5 Estabilidade global .....	26
2.5.1 Efeito P-Delta .....	26
2.6 Critérios de dimensionamento das fundações .....	28
2.7 Softwares para dimensionamento estrutural.....	32
2.8 Composição de custos .....	34
2.9 Estudos semelhantes .....	34
3. MATERIAL E MÉTODOS.....	36
3.1 Projeto da Edificação.....	37
3.2 Especificações e considerações .....	37
3.2.1 Concreto estrutural .....	38
3.2.2 Aço estrutural .....	38
3.2.3 Ações atuantes .....	38
3.3 Dados geotécnicos .....	39
3.3.1 Escolha do tipo de fundação.....	43
3.3.2 Cálculo da tensão e da carga admissível .....	44
3.4 Implementação pelo Eberick .....	45
3.4.1 Concepção Estrutural.....	46
3.4.2 Soluções de Fundação Adotadas .....	48
3.5 Base de Dados para Composição de Custos .....	53
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	55
4.1 Tensão e carga admissíveis.....	55
4.2 Resultados do Modelo Estrutural FS .....	56
4.3 Resultados do Modelo Estrutural FE.....	59

4.4	Comparação dos materiais .....	61
4.4.1	Consumo de concreto .....	61
4.4.2	Consumo de aço .....	63
4.4.3	Consumo de formas .....	63
4.5	Composição de custos unitários .....	64
4.5.1	Composição para Concreto.....	65
4.5.2	Composição para Aço.....	65
4.5.3	Composição para formas .....	66
4.5.4	Composição para estacas .....	68
4.6	Apresentação e comparação dos custos finais .....	69
4.6.1	Custos para o modelo estrutural FS .....	69
4.6.2	Custos para o modelo estrutural FE.....	69
4.6.3	Comparação dos custos finais .....	70
CONCLUSÕES .....		72
REFERÊNCIAS .....		74
ANEXOS .....		79

## 1. INTRODUÇÃO

A Engenharia Civil se desdobra em vários segmentos, seja no planejamento, concepção de projetos e execução de obras, garantindo a segurança dos usuários, economia e qualidade dentro dos prazos previstos. Para atender a esse desafio, os profissionais atuantes no ramo da construção civil devem estar sempre atentos a variedade soluções e estudar as alternativas possíveis

Algumas características da obra podem impor um certo tipo de fundação, como nos casos de subsolo constituídos por argila mole, em que uma fundação em estacas é a solução que se impõe. Entretanto, as obras podem permitir uma variedade de soluções, nesse caso é interessante proceder-se a um estudo de alternativas e fazer a escolha com base em menor custo e menor prazo de execução (VELLOSO E LOPES, 2004). Para determinar a fundação mais adequada, é necessário conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as propriedades e características do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações.

Segundo Wolle (1993), uma edificação pode se adequar a vários tipos de fundação, embora sua escolha deve abranger alguns fatores: condições econômicas, tipos de solo, carga admissível do solo, hábitos construtivos da localidade, influência em fundações ou estruturas vizinhas, espaço físico para execução da fundação.

As cargas de qualquer estrutura devem ser resistidas e transferidas ao solo através de sua fundação. Assim a fundação é uma parte essencial de qualquer estrutura e seus detalhes construtivos podem ser decididos através de conhecimento e investigação do subsolo. Na grande maioria dos casos, a avaliação e o estudo das características do subsolo do terreno sobre o qual será executada a edificação se resume em sondagens de simples reconhecimento (MELHADO et al, 2002).

Diante desse contexto, o dimensionamento de fundações e a verificação de viabilidade técnica e econômica são pontos importantes que justificam a elaboração de um estudo de caso como esse, com objetivo de embasar questões relacionadas a solução mais adequada para fundações em pequenos edifícios residenciais a serem executados na cidade de Barreiras-BA.

## **1.1 Objetivo**

### **1.1.1 Objetivo Geral**

O presente trabalho tem como objetivo geral avaliar o tipo de fundação mais econômica para um projeto residencial modelo.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos compreendem:

- Identificar o projeto de edificação mais adequado para um projeto residencial modelo na cidade de Barreiras-BA;
- Dimensionar a estrutura de diferentes propostas de fundação;
- Avaliar os custos das propostas de fundação e identificar a solução mais viável economicamente.

## **2. REVISÃO DE LITERATURA**

Fundação é o elemento estrutural, que tem função de receber as cargas da estrutura e transmiti-las ao solo (BARROS, 2011).

Assim, as fundações devem ter resistência adequada para suportar às tensões causadas pelos esforços solicitantes. Além disso, o solo necessita de resistência e rigidez apropriadas para não sofrer ruptura e não apresentar deformações exageradas ou diferenciais (MELHADO et al, 2002).

De acordo com Barros (2011), são diversas as variáveis a serem consideradas para a escolha da fundação como: localização da obra; características do solo; dados da estrutura e aspectos econômicos. Para isso, Melhado et al (2002) enfatiza que os esforços atuantes sobre a estrutura, as características geotécnicas do solo, bem como os elementos estruturais que formam e edificação devem ser conhecidos.

Segundo Cunha (2016), a definição e tipologia a ser empregada em um determinado projeto implica em custos consideráveis para a obra, que se não forem analisadas, comparados e estudadas, podem gerar um aumento de custo para a construção.

### **2.1 Investigação do subsolo**

Para a elaboração de um projeto de engenharia seguro e econômico, mesmo sendo singelo, se faz necessário a identificação das características e propriedades dos solos onde a edificação será inserida (MACHADO, 2014). As verificações fundamentais para a obtenção desse reconhecimento relacionado ao solo são chamadas de investigação do subsolo.

Conforme afirma Quaresma et al: in Hachich et al (1998), a identificação e classificação das diversas camadas do subsolo onde a obra será implantada, bem como suas propriedades de engenharia, pode ser feita através de ensaios de campo e laboratoriais, onde na prática predomina os ensaios “in situ”, sendo que os ensaios laboratoriais são mais restritos a alguns poucos casos especiais em solos coesivos onde se faz necessário um estudo mais minucioso, como túneis, barragens e grandes edificações. O custo de um programa de investigação do subsolo, é usualmente estimado entre 0,5% a 1% do custo da construção da estrutura (MACHADO, 2014).

Melhado et al (2002) aponta que a partir dos dados obtidos por meio das investigações são apresentados relatórios contendo as seguintes informações: locação dos furos de sondagem; tipos de solo e suas espessuras até a profundidade predeterminada; condições de compacidade e consistência e a capacidade de carga dos tipos de solo; informação do nível de lençol freático. O autor ainda afirma que a avaliação desses dados serve de base técnica para a escolha do tipo de fundação mais adequada para a edificação.

Dentre os ensaios de investigação do solo existentes em todo mundo, pode-se destacar: Standard Penetration Test (SPT); ensaio de penetração de cone (CPT); ensaio de palheta – “Vane Test”; ensaio pressiométrico (PMT); ensaios geofísicos; e ensaio de compressão triaxial.

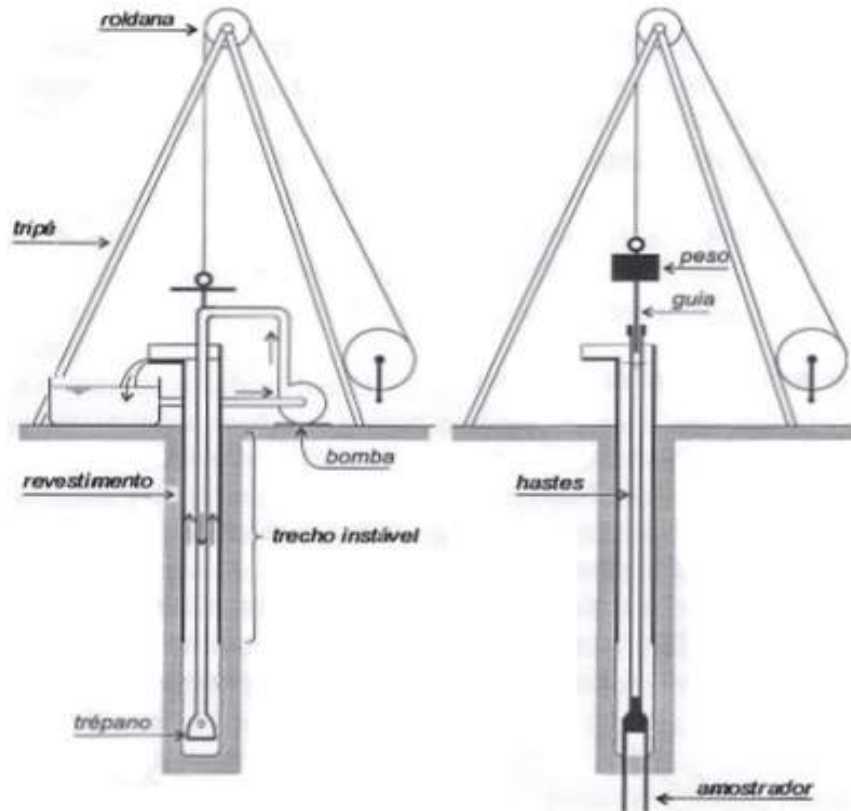
Um ensaio bastante comum realizado em campo é o Standard Penetration Test (SPT). É o método de prospecção geotécnica mais empregado no Brasil, principalmente para fins de fundação. Esse ensaio concede a retirada de amostras deformadas, determinação do nível de água e medida do índice de resistência a penetração dinâmica, que permite obter estimativas para os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (MACHADO, 2014).

Embora o SPT seja bastante difundido no Brasil devido a sua simplicidade, tanto do ponto de vista executivo quanto no ponto de vista interpretativo, esse ensaio também pode trazer consigo alguns aspectos negativos. Uma insegurança quanto ao emprego do SPT está relacionada à eficiência dos dados obtidos através de correlações, podendo apresentar extrapolações. Portanto, é recomendado que a utilização deste teste seja para uma investigação preliminar para o projeto de fundações (CAVALCANTE, 2002). Para um entendimento adequado do solo, bem como sua caracterização, e essencial a utilização de um método de investigação mais completo, como por exemplo o ensaio de compressão triaxial, que fornece o estado de tensões dos solos e propriedades de resistência com maior precisão e segurança (DÉCOURT et al: in HACHICH et al, 1998).

No Brasil, a sondagem à percussão com SPT é normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas através da NBR 6484 (ABNT, 2001), tendo como objetivo prescrever o método de execução de sondagens de simples reconhecimento do solo. O ensaio de penetração (Figura 1) é realizado a cada metro e consiste na cravação de um amostrador normalizado (tipo Raymond-Terzaghi) por meio de golpes de um peso de 65 kgf com altura de queda de 75 cm, onde anota-se o número necessário de golpes para cravar 45 cm do amostrador dividido em três etapas de golpes para cada 15 cm. O

resultado desse ensaio é o número de golpes necessários para cravar os primeiros 15 cm (VELLOSO, 2004).

Figura 1- “Standard Penetration Test” (SPT).



Fonte: Velloso (2004).

## 2.2 Tipos de fundação

A NBR 6122 (ABNT, 2010) classifica as fundações em superficial e fundação profunda. Geralmente, as fundações superficiais são empregadas onde as camadas do subsolo logo abaixo das edificações são capazes de suportar a solicitação de cargas; já as fundações profundas, quando se necessita recorrer a camadas profundas mais resistentes, conforme afirma Caputo (1987).

### 2.2.1 Fundações superficiais

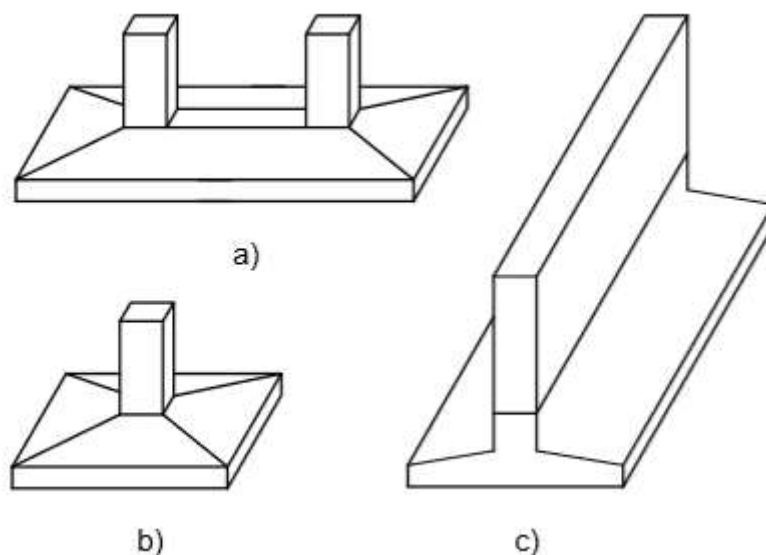
De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), as fundações superficiais são aquelas onde o “elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao

terreno adjacente a fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.” São exemplos de fundação superficial: sapata; bloco de fundação e radier.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define sapata como um elemento de fundação superficial de concreto armado com função de resistir as tensões de tração pelo emprego de armaduras dispostas para esse fim. As sapatas podem ser isoladas (Figura 2.b), associadas ou corridas.

No caso de pilares muito próximos um do outro, suas sapatas se sobrepõem, sendo assim é comum utilizar a sapata associada, agregando uma sapata na outra (Figura 2.a). Para cargas lineares, como cargas de paredes ou edificações de alvenaria estrutural, com profundidade da fundação menor do que 1,0 metro, pode-se adotar a sapata corrida (Figura 2.c).

Figura 2- Sapatas: (a) Associada; (b) Isolada; (c) Corrida.



Fonte: Autor.

### 2.2.2 Fundações profundas

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), as fundações profundas são aquelas onde o elemento de fundação transmite a carga ao terreno pela base ou por sua superfície lateral ou por uma combinação das duas, sendo que a base ou ponta deve estar a uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão e no mínimo a 3,0 metros. São exemplos de fundação direta: estacas e tubulões.

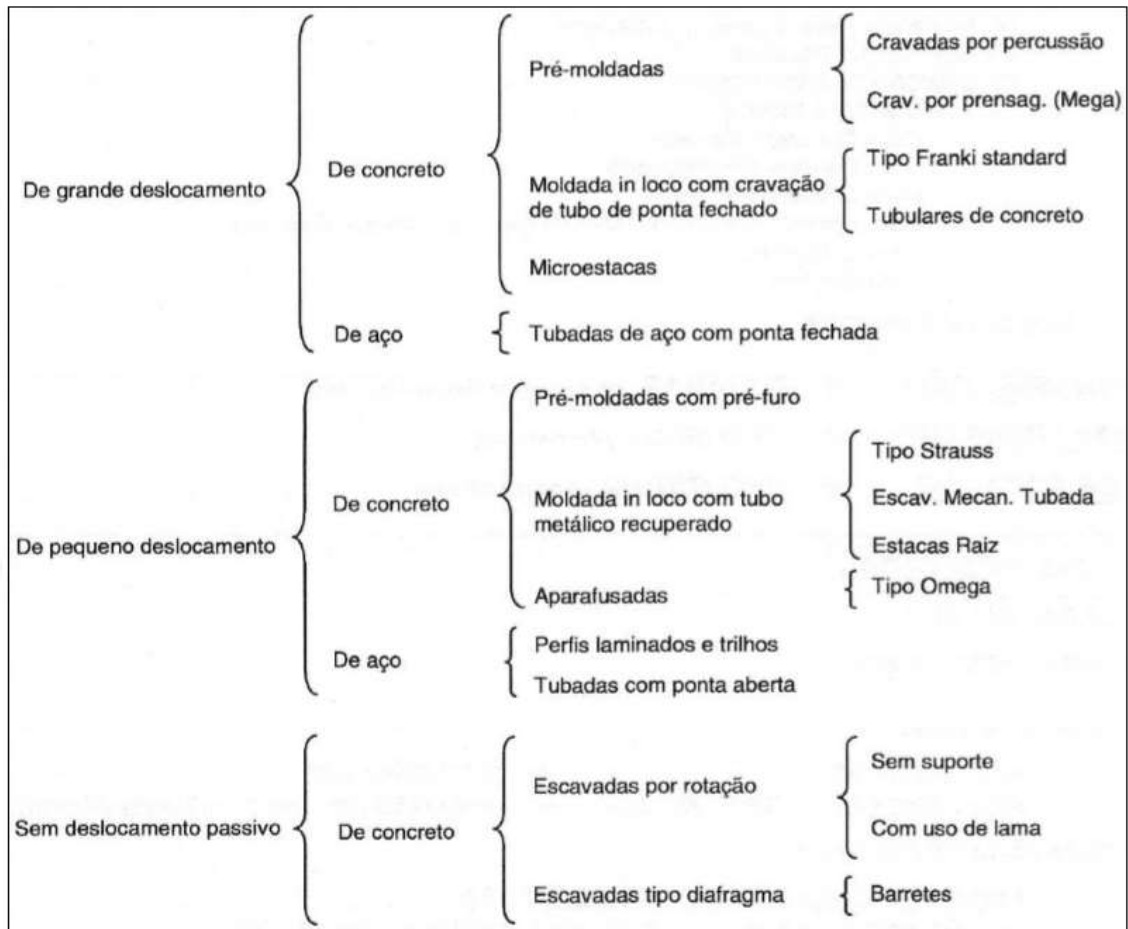
Segundo Velloso (2004), as estacas são elementos esbeltos, executada por ferramentas ou equipamentos, podendo ser através de cravação a percussão, cravação a prensagem, por escavação, ou mista.

Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores. NBR 6122 (ABNT, 2010).

As estacas podem ser classificadas quanto ao tipo de material; modo de execução, pela transferência de carga ou efeito no solo (ERUDINO, 2004). A

Figura 3 apresenta um esquema de classificação para os principais tipos ou métodos de execução de estacas, com base no critério de deslocamento do solo durante a execução.

Figura 3 - Classificação dos tipos de estacas quanto ao deslocamento no solo.

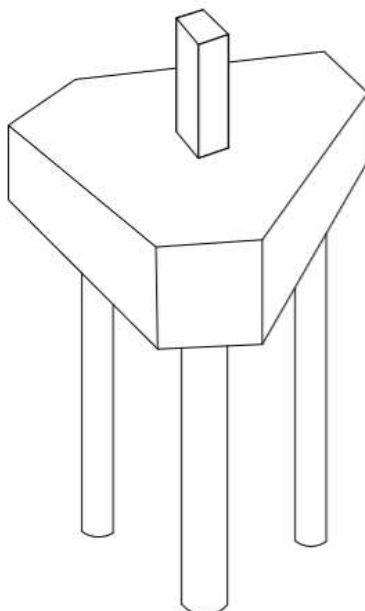


Fonte: Erudino (2004).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), para transferir as cargas provenientes da superestrutura para as estacas são utilizados os blocos de coroamento (Figura 4). Por razões construtivas, os blocos de coroamento são necessários para locação correta dos pilares, promovendo correção de pequenas excentricidades da estaca e uniformização da carga sobre as estacas (BASTOS, 2017).

Bastos (2017), também afirma que os blocos podem ser aplicados para transmitir a carga de fundação para 1, 2, 3 até n estacas, dependendo da capacidade de carga da estaca e das propriedades do solo. Segundo este autor, os blocos sobre uma estaca são mais comuns para pequenas residências, sobrados ou galpões, já em obras verticais de grande porte, a quantidade de estacas normalmente é superior a duas.

Figura 4 - Bloco de coroamento sobre três estacas.



Fonte: Autor.

### 2.3 Estrutura dos edifícios

A estrutura é a parte resistente do edifício e tem função de resistir os esforços oriundos das ações e transmiti-los para o solo.

Pinheiro (2007), aponta os principais elementos estruturais em edifícios:

- Laje: placas que recebem as cargas permanentes e ações de uso, transmitindo-os para os apoios; travam os pilares e distribuem as ações horizontais entre os elementos de travamento;

- Vigas: barras horizontais que delimitam as lajes, suportam as paredes e recebem as ações provenientes das lajes e de outras vigas e as transmitem aos apoios;
- Pilares: barras verticais que recebem as ações das vigas ou diretamente das lajes e dos andares superiores e as transmitem para os elementos inferiores ou para a fundação;
- Fundação: são elementos estruturais que recebem os esforços da estrutura e os transmitem ao solo.

Os elementos estruturais isolados, vigas, lajes, pilares dos edifícios devem apresentar resistência mecânica, estabilidade, rigidez e resistência à fissuração e deslocamentos excessivos de forma a contribuir efetivamente na resistência global do edifício (GIONGO, 2006).

### **2.3.1 Concepção estrutural**

A concepção estrutural, também chamada de lançamento da estrutura, consiste em escolher o sistema estrutural que componha a sustentação do edifício. É nessa etapa que se escolhe os elementos utilizados bem como seus corretos posicionamentos, com a finalidade de se formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver todos os esforços provenientes das ações atuantes e direcioná-los ao solo de fundação (PINHEIRO, 2007).

Segundo Pinheiro (2007), “a definição da forma estrutural parte da localização dos pilares e segue com o posicionamento das vigas e das lajes [...]”. Os elementos estruturais devem ser dispostos de forma que atenda as peculiaridades do arranjo arquitetônico e as condições de segurança estrutural do edifício (GIONGO, 2006).

A base para a elaboração do projeto estrutural é representada pelo projeto arquitetônico, prevendo o posicionamento dos elementos de forma a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes nos diversos pavimentos, e também deve ser coerente com as características do solo de fundação (PINHEIRO, 2007).

Barboza (2008), aponta diretrizes importantes durante a concepção da estrutura de um edifício:

- a) O conjunto da estrutura deve atender tanto quanto possível a forma, a estética, as condições impostas pelo projeto arquitetônico;

b) Deve-se procurar embutir os elementos estruturais, geralmente as vigas e os pilares nas paredes de alvenaria de vedação;

c) O posicionamento dos elementos estruturais na estrutura da construção pode ser feito com base no comportamento primário dos mesmos;

d) A transmissão das cargas deve ser feita de forma mais direta possível, pelo caminho mais curto. Deve-se evitar, sempre que possível, transmitir as cargas de vigas importantes sobre outras vigas, e apoio de pilares sobre vigas;

e) As dimensões da estrutura em planta devem ser limitadas (geralmente a 30 m no máximo), a fim de diminuir os efeitos da retração e da variação de temperatura, principalmente. Isso pode ser obtido pela especificação de juntas de dilatação, que resultam em blocos de estruturas independentes, que não interagem entre si;

f) Em edifícios de múltiplos pavimentos a verificação da estabilidade global da estrutura assume grande importância, porque a ação horizontal do vento alcança valores significativos. A especificação da seção transversal das vigas, e principalmente dos pilares, deve ser feita de maneira muito criteriosa e a estrutura de contraventamento deve ser avaliada cuidadosamente;

g) Em edifícios com garagens o posicionamento dos pilares deve ser feito cuidadosamente a fim de possibilitar o maior número possível de vagas e facilitar o fluxo dos veículos.

### **2.3.2 Sistemas estruturais**

Os tipos de sistemas estruturais são inúmeros e a escolha do sistema estrutural mais adequado depende de diversos fatores relacionados às características de cada construção. Entre os fatores podem ser citados: finalidade da construção, magnitude dos carregamentos, vãos, facilidade e rapidez de execução, disponibilidade e qualidade da mão-de-obra, localização, estética, funcionalidade, disponibilidade de equipamentos, e principalmente o fator econômico (BARBOZA, 2008).

Como afirma BARBOZA (2008), os elementos que usualmente compõem as estruturas são as lajes, as vigas e os pilares. O Quadro 1 apresenta os sistemas estruturais mais usuais relacionados ao número de pavimentos que o sistema consegue atender.

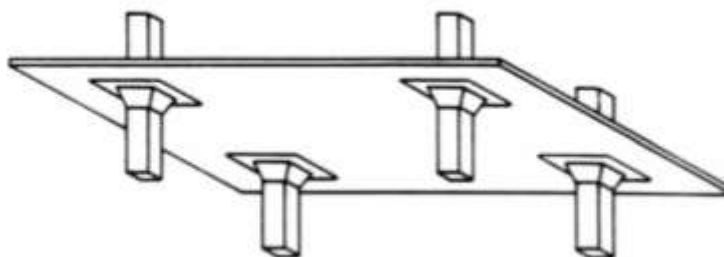
Quadro 1 - Sistemas estruturais para edifícios.

SISTEMA	NÚMERO DE PAVIMENTOS						
	0	20	40	60	80	100	120
Laje plana e pilares	█						
Laje plana, pilares e paredes	█	█					
Treliça interpavimento	█	█					
Pórtico	█	█	█				
Núcleo rígido	█	█	█	█			
Pórtico com reforço diagonal	█	█	█	█	█		
Paredes e pórticos associados	█	█	█	█	█	█	
Treliça passante	█	█	█	█	█	█	█
Tubo externo	█	█	█	█	█	█	█
Tubo externo e núcleo interno	█	█	█	█	█	█	█
Tubos modulares	█	█	█	█	█	█	█
Mega estrutura em tubos treliçados	█	█	█	█	█	█	█

Fonte: Giongo (2007).

Nos edifícios residenciais é usualmente empregado o uso de lajes maciças ou nervuradas, podendo ser moldadas no local ou pré-moldadas. Em casos de grandes vãos pode ser aplicado também o uso de protensão para melhorar o desempenho da estrutura, tanto pela melhora na resistência quanto pelo controle de deformações e fissurações. Outra alternativa são as lajes sem vigas, apoiadas diretamente sobre os pilares (Figura 5), as quais são denominadas lajes-cogumelos (PINHEIRO, 2007).

Figura 5 - Exemplo de sistema estrutural sem vigas: Laje-Cogumelo.



Fonte: Giongo (2007).

## 2.4 Ações na estrutura

Para a realização do projeto estrutural de um edifício, é indispensável conhecer todo o carregamento atuante sobre a estrutura bem como suas peculiaridades e as normas aplicáveis (BEILFUSS, 2012).

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), as ações são causas que provocam esforços ou deformações na estrutura. Sendo assim, o carregamento é estipulado de acordo com as ações as quais a estrutura se submete.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define carregamento como a combinação das ações que tem probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

Como prevê a NBR 8681 (ABNT, 2003), as ações devem ser separadas conforme sua natureza:

- a) Ações permanentes: Ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção (peso próprio dos elementos da construção, sobrecarga permanente, empuxos, etc.);
- b) Ações variáveis: Ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção (sobrecargas variáveis, impactos, vento, etc.);
- c) Ações Excepcionais: Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção (explosão, incêndio, enchentes, sismos, etc.).

#### **2.4.1 Ações dos ventos**

Para Carvalho e Pinheiro (2009, apud BEILFUSS, 2012), até mesmo pequenas edificações estão sujeitas às ações provenientes do vento. Entretanto, para edificações de grande porte, é indispensável avaliar a influência do vento no projeto estrutural devido a maior área de contribuição, e conseqüentemente, maior risco à estrutura.

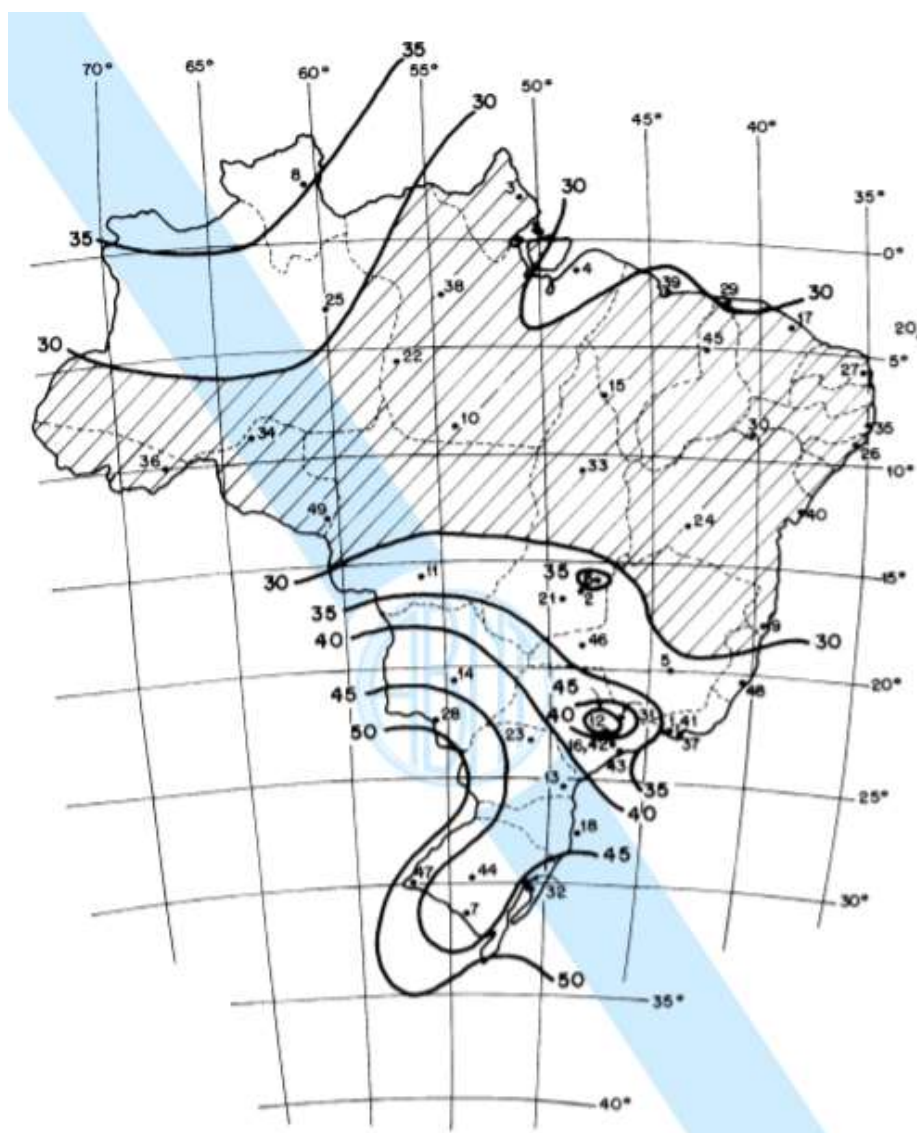
Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), o vento exerce uma pressão horizontal na estrutura e está em função da velocidade característica do vento ( $V_k$ ), a qual depende:

- Da velocidade básica do vento ( $V_o$ ), apresentado no gráfico de isopleias (Figura 6);
- Do fator topográfico ( $S_1$ ), que leva em consideração as variações do relevo do terreno;
- Da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno ( $S_2$ ), que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da

variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração;

- Do fator estático ( $S_3$ ), que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Figura 6 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s).



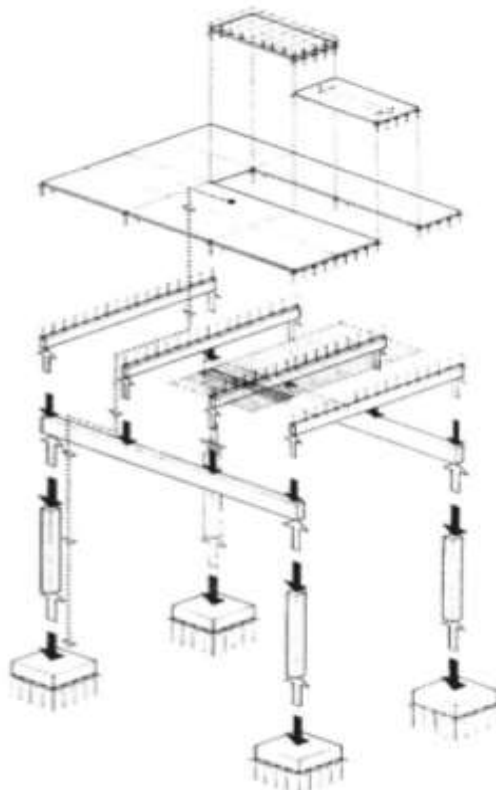
Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

## 2.4.2 Caminho das ações

O sistema estrutural de um edifício deve ser projetado para resistir as ações verticais e horizontais durante a vida útil das edificações. Pinheiro (2007), descreve o caminho das ações verticais e horizontais:

1. Lajes: O caminho das ações verticais tem início nas lajes, que suportam seus pesos próprios, outras ações permanentes e as ações variáveis de uso, incluindo peso de paredes que se apoiem diretamente sobre elas. As lajes transmitem essas ações para as vigas, através das reações de apoio.
2. Vigas: As vigas suportam seus pesos próprios, as reações provenientes das lajes, peso de paredes e, ainda, ações de outros elementos que nelas se apoiem, como, por exemplo, as reações de apoio de outras vigas, e por sua vez, as vigas transmitem as ações para os elementos verticais (pilares e paredes estruturais).
3. Pilares: Os pilares e as paredes estruturais recebem as reações das vigas que neles se apoiam, as quais, juntamente com o peso próprio desses elementos verticais, são transferidas para os andares inferiores e, finalmente, para o solo, através dos respectivos elementos de fundação.
4. Fundações: As ações horizontais devem igualmente ser absorvidas pela estrutura e transmitidas para o solo de fundação. No caso do vento, o caminho dessas ações tem início nas paredes externas do edifício, onde atua o vento. Esta ação é resistida por elementos verticais de grande rigidez, tais como pórticos, paredes estruturais e núcleos, que formam a estrutura de contraventamento.

Figura 7 - Caminho das ações verticais.



Fonte: Barboza (2008).

### **2.4.3 Ações nas fundações**

A partir das ações e suas combinações, como prescrito na NBR 8681 (ABNT, 2003), são determinados os esforços provenientes da superestrutura. Para execução do projeto de fundação, os esforços da superestrutura devem ser fornecidos no nível do topo da fundação conforme o item 5.1 da NBR 6122 (ABNT, 2010).

Além dos esforços provenientes da superestrutura, também é importante analisar a interação solo-estrutura, bem como os esforços gerados a partir das ações decorrentes da própria fundação, como o peso próprio dos elementos de fundação, empuxos de terra, empuxos de água subterrânea ou superficial e possíveis atritos negativos (NBR 6122, ABNT, 2010).

## **2.5 Estabilidade global**

A solução estrutural adotada deve atender aos requisitos de qualidades referentes à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade estabelecidos pelas normas técnicas (RAMOS, 2016).

Neto (2010, apud SOUSA JR, 2017), explica que nos últimos anos, o estudo da estabilidade global em edifícios tem se tornado tema principal em diversas teses e dissertações devido à crescente verticalização dos grandes centros urbanos.

Conforme descrito no item 15.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a instabilidade nas estruturas de concreto armado são atingidas em seu estado limite último sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto, das deformações, há elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da solicitação.

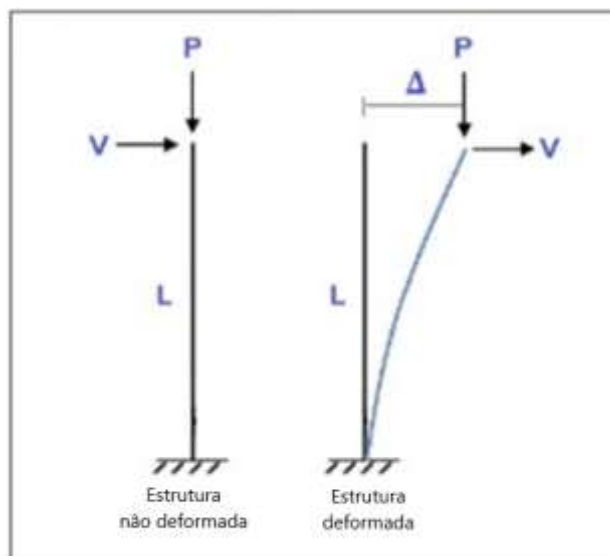
Para a análise de estabilidade nas estruturas, a NBR 6118 (ABNT, 2014) prevê dois parâmetros de instabilidade e seus limites: o parâmetro Alfa ( $\alpha$ ), que está relacionado à deslocabilidade do edifício e; parâmetro Gama-Z ( $\gamma_z$ ), que aponta a necessidade de verificação de efeitos de segunda ordem da estrutura.

### **2.5.1 Efeito P-Delta**

Nos edifícios com cargas laterais ou assimetrias geométricas, de rigidez ou massa, produzem-se deslocamentos laterais nos pavimentos. As cargas verticais geram

momentos adicionais iguais à soma da carga vertical “P” multiplicada pelos deslocamentos laterais “Delta”. Razão pela qual o efeito é conhecido como “P-Delta” (IGLESIA, 2016). A Figura 8 permite entender melhor o efeito:

Figura 8 - Esquema dos estados não deformado e deformado da estrutura.



Fonte: Iglesia (2016).

Considerando uma estrutura sujeita a uma primeira análise observa-se que o resultado implica em deslocamentos horizontais, resultando então na existência de uma excentricidade de aplicação das cargas verticais, o que faz com que os deslocamentos horizontais sejam maiores do que na análise inicial da estrutura indeformada. Assim, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada, surgem os efeitos de 2ª ordem (CHINEM, 2010).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. É importante lembrar esta norma permite desprezar os efeitos de 2ª ordem sempre que não representarem um acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura.

Com base nos deslocamentos horizontais, as estruturas são classificadas como de nós fixos e de nós móveis: As estruturas são consideradas de nós fixos quando os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem), e de nós móveis quando os efeitos de segunda ordem são superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem (IGLESIA, 2016).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta no item 15.5 alguns processos que podem ser utilizados para verificação da possibilidade de dispensa da consideração dos esforços de 2ª ordem, ou seja, se a estrutura é de nós fixos ou nós móveis.

Os processos citados são: parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , que depende do número de andares, altura total da estrutura, somatório das cargas verticais e somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada; e o coeficiente  $\gamma_z$ , válido apenas para estruturas de no mínimo quatro pavimentos, que depende do momento de tombamento e da soma do produto de todas as forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

## 2.6 Critérios de dimensionamento das fundações

De acordo com a NBR 6122:2010, as grandezas fundamentais para o projeto de fundações são a tensão admissível e a carga admissível. A tensão admissível é determinada para os casos de fundações superficiais ou profundas para tubulões; a carga admissível é determinada para os casos de fundações profundas por estacas.

Para determinação dessas cargas e tensões admissíveis das fundações são utilizados e interpretados um ou mais procedimentos apresentados na NBR 6122 (ABNT, 2010). Para o caso de fundações superficiais e tubulões: prova de carga sobre placa, métodos teóricos e semi-empíricos; para o caso de fundações profundas por estaca: provas de carga, métodos estáticos e dinâmicos.

### *a) Tensão admissível*

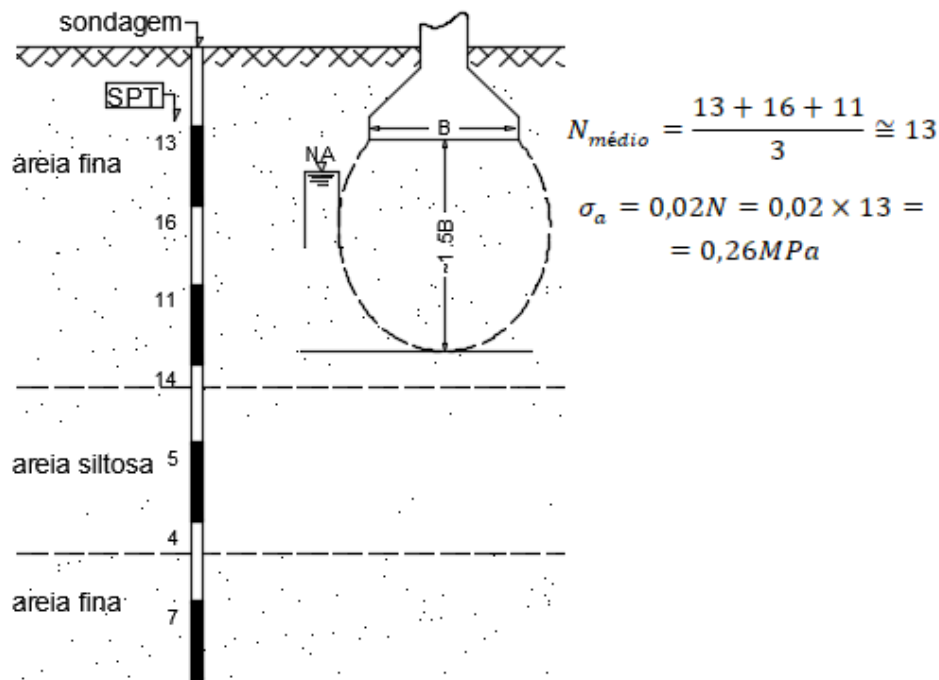
Para Gomes (2016), o método mais usado na prática para o cálculo aproximado da tensão admissível do solo é o método empírico através da resistência a penetração em sondagens. Outras contribuições que podem ser destacadas são as formulações de Terzaghi, a proposição de Vesic baseado na teoria de Terzaghi, e o método de Skempton, que são métodos teóricos. Segundo Teixeira et al: in Hachich et al (1998), para o dimensionamento geométrico das sapatas, a tensão admissível  $\sigma_a$  pode ser estimada a partir da correlação com o SPT:

$$\sigma_a = 0,02 \times N \text{ (MPa)} \quad (1)$$

sendo N o valor médio da resistência à penetração (SPT) média medida com o amostrador Raymond-Terzaghi, válida para qualquer solo natural no intervalo de  $5 \leq N \leq 20$ .

Conforme este autor, a Figura 9 apresenta um esquema para obtenção da tensão admissível a partir do N médio representativo da camada de apoio, estimado dentro da profundidade do bulbo de tensões da em função da base da sapata (TEIXEIRA et al: in HACHICH et al, 1998).

Figura 9 - Estimativa de N médio e Tensão admissível



Fonte: Adaptado de Teixeira (1998).

### b) Carga admissível

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu corpo e parcialmente pelas tensões normais geradas no nível de sua ponta (CINTRA, 1999). A capacidade de carga  $Q_u$ , é definida como a soma das cargas que podem ser suportadas pelo atrito lateral entre a estaca e o solo  $Q_1$ , e pela ponta da estaca  $Q_p$ .

$$Q_u = Q_p + Q_1 \quad (2)$$

Segundo Cintra (1999), partir dessa definição, a capacidade de carga das estacas pode ser avaliada através de processos diretos e indiretos. Nos processos indiretos as principais características de resistência e capacidade de carga são feitas através de ensaios *in-situ* e de laboratórios e também a também por meio de formulações teóricas e

experimentais. Já nos processos diretos essas tensões são obtidas por meio de correlações empíricas e semi-empíricas com ensaios *in-situ*.

No presente trabalho, a tensão de ponta e a de atrito lateral foram obtidas por meio do método Aoki-Veloso (AOKI e VELLOSO, 1975).

A carga suportada pela ponta da estaca é dada por:

$$Q_p = \frac{K \cdot N}{F_1} A_p \quad (3)$$

em que:

- K = Coeficiente em função do tipo de solo;
- N = N spt obtido através da sondagem;
- F<sub>1</sub> = Parâmetro em função do tipo de estaca;
- A<sub>p</sub> = Área da seção transversal da ponta da estaca.

A carga suportada pelo atrito lateral da estaca é dada por:

$$Q_l = \sum \alpha \frac{K \cdot N}{F_2} A_l \quad (4)$$

em que:

- K = Coeficiente em função do tipo de solo;
- α = Coeficiente de atrito em função do tipo de solo;
- N = N spt obtido através da sondagem;
- F<sub>2</sub> = Parâmetro em função do tipo de estaca;
- A<sub>l</sub> = Área lateral da estaca.

Tabela 1 – Coeficiente K e razão de atrito α.

Tipo de solo	K (kgf/cm <sup>2</sup> )	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilosa	6,0	3,0
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	2,3	3,4
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila silto-arenosa	3,3	3,0

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975).

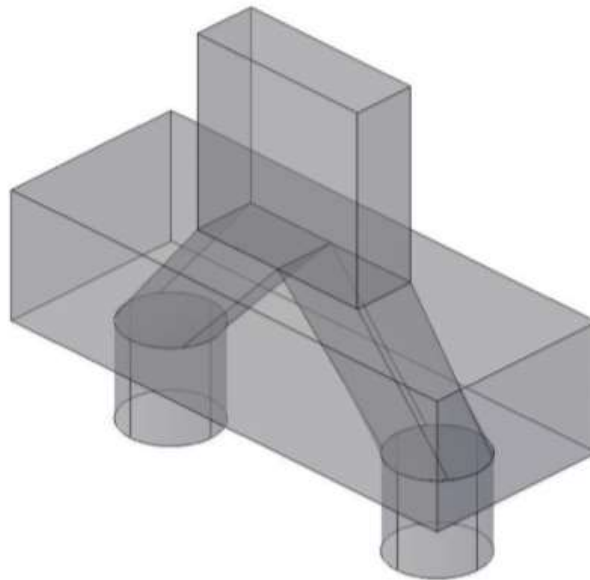
A carga admissível é dada pelo menor valor entre:

$$P_{adm} \leq \begin{cases} Q_u/2 \\ Q_1/0,8 \end{cases} \quad (5)$$

*c) Dimensionamento dos blocos de coroamento*

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), o comportamento estrutural dos blocos é caracterizado por: trabalho a flexão nas duas direções; força transmitida do pilar para a estaca por bielas de compressão (Figura 10) e; trabalho ao cisalhamento também nas duas direções.

Figura 10 – Bielas inclinadas de concreto no bloco sobre 2 estacas

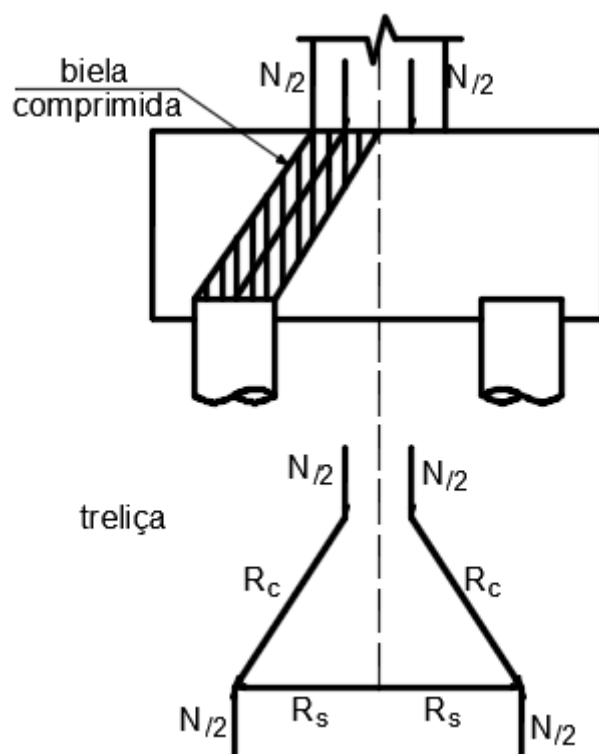


Fonte: Bastos (2017).

Para o cálculo e dimensionamento dos blocos e determinação das armaduras, a NBR 6118 (ABNT, 2014) aceita “*modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais*”. Bastos (2017), afirma que os modelos de cálculos para blocos sobre estacas mais adotado no Brasil é o “*método das bielas de Blévo*”.

O método das bielas propõe uma “*treliça espacial*” como modelo resistente (Figura 11). As forças atuantes nas barras comprimidas da treliça são resistidas pelo concreto ( $R_c$ ) e as forças atuantes nas barras tracionadas são resistidas pela armadura ( $R_s$ ). Portanto, busca-se determinar as dimensões das bielas através da proposta de Blévo (1967).

Figura 11 – Esquema de Forças no bloco sobre duas estacas



Fonte: Adaptado de Bastos (2017).

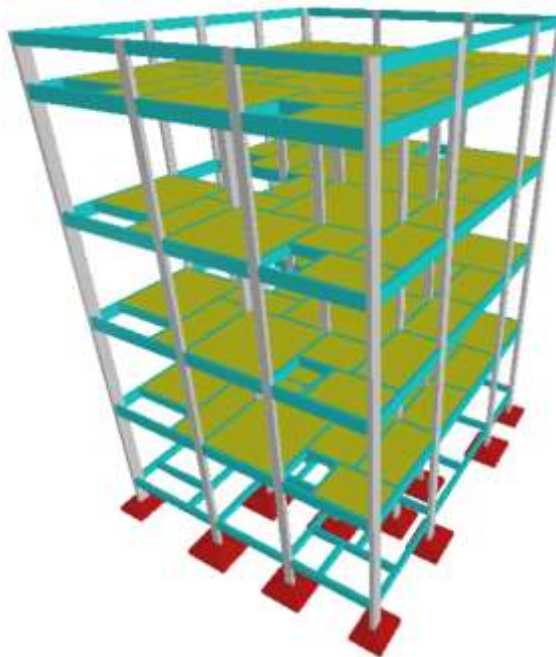
## 2.7 Softwares para dimensionamento estrutural

Há algumas décadas, os projetos e cálculos estruturais eram realizados de forma manual, com auxílio de algumas calculadoras programáveis e régua de cálculo, onde os calculistas levavam até semanas para obter os resultados que necessitavam para o dimensionamento e detalhamento de seus projetos. Com o passar dos anos, os avanços tecnológicos trouxeram grande contribuição para a engenharia de estruturas através do surgimento de softwares de cálculo estrutural (FREITAS, 2014).

Dentre os vários softwares especializados em cálculo estrutural de concreto armado, destacam-se: TQS; SAP2000; CypeCAD e finalmente o Eberick, que é um software nacional produzido pela AltoQI.

O Eberick é destinado a projetos de edificações em concreto armado e possui um sistema gráfico de entrada de dados associado à análise estrutural em um modelo de pórtico espacial (Figura 12) e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos conforme os requisitos prescritos na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 12 – Modelo de Pórtico Espacial



Fonte: Ramos (2016).

O programa possibilita dimensionar de forma global todos os elementos estruturais (vigas, lajes, pilares, escadas, sapatas, reservatórios, entre outros recursos), promovendo maior produtividade na elaboração de projetos e no estudo de diferentes soluções para o mesmo projeto.

O processo de cálculo adota o modelo de pórtico espacial, considerando ainda uma análise de segunda ordem da estrutura através do processo P-Delta. Também são avaliados os efeitos dos ventos e das imperfeições geométricas globais através do carregamento configurado.

A análise estrutural é executada a partir da análise estática linear, que realiza a construção do modelo estrutural, cálculo do painel das lajes e cálculo do pórtico. Koerich e Parisenti (2014), explicam que a “análise estática linear” visa obter os esforços para dimensionar as peças no Estado Limite Último (ELU) e que a rigidez das peças é definida unicamente pela seção bruta de concreto dos elementos estruturais, desprezando a presença da armadura e o efeito da fissuração. Como resultado, também são obtidos os deslocamentos elásticos que podem fornecer um parâmetro para a avaliação dos deslocamentos reais.

## **2.8 Composição de custos**

Uma etapa valiosa na execução de uma edificação é a investigação prévia sobre a disponibilidade de mão-de-obra, materiais e equipamentos necessários à execução do empreendimento, bem como suas despesas e quantificação para compor os custos através de orçamentos (MOURA, 2011).

O orçamento é de grande importância para o resultado final de qualquer obra e, portanto, é indispensável o uso de ferramentas e métodos que auxiliam no processo de orçamentação, garantindo assim a credibilidade do orçamento final e evitando grandes divergências dos custos de execução da edificação (LIVRAMENTO, 2017).

Dentre ferramentas utilizadas para a elaboração do orçamento, se destacam as tabelas de preços e de composição, compondo base de dados destinada à construção civil. As bases de dados mais conhecidas no Brasil são: SINAPI, ORSE e TCPO.

Sendo assim, a composição de custos é o processo de estabelecimento dos custos envolvidos para a execução de um serviço ou atividade, apresentando separadamente os insumos envolvidos. As categorias de custo envolvidas em um serviço são tipicamente: materiais, mão-de-obra e equipamentos (MATTOS, 2006). Segundo Limmer (1997), este tipo de composição é feita a partir de coeficientes técnicos de consumo extraídos de publicações especializadas (SINAPI, TCPO, etc.) ou compilados por cada empresa, pelo processo de experiência e erro.

## **2.9 Pesquisas semelhantes**

Sabe-se que uma determinada edificação pode se adequar a vários tipos de fundação devido à enorme variedade de fatores que está relacionado à sua escolha, como condições econômicas, tipos de solo, carga admissível do solo, profundidade do nível d'água, hábitos construtivos da localidade, disponibilidade de serviços na região, influência em fundações ou estruturas vizinhas, espaço físico para execução da fundação, entre diversas outras condições (WOLLE, 1993). Portanto, é apropriado consultar outras obras literárias com verificações similares ao presente estudo, permitindo analisar e comparar os dados com outras pesquisas.

Abbad (2014), realizou um estudo de viabilidade econômica e técnica para o projeto das fundações de uma obra convencional na cidade de Santa Maria – RS. Este estudo comparou a fundação com sapatas e com estacas, onde a solução mais viável foi a

fundação estaqueada. Apesar de serem mais simples de se executarem, as sapatas apresentaram uma economia de apenas 5%, entretanto o tempo de execução desta fundação foi duas vezes maior do que da fundação com estacas.

Teixeira (2016), comparou os custos entre sapatas e estacas do tipo hélice continua para uma edificação modelo na cidade de Varginha – MG, onde pôde verificar que a fundação mais viável economicamente foi a sapata, com diferença de quase 700%. Em outro trabalho semelhante realizado por Prudêncio (2011), foi analisado a viabilidade econômica para três diferentes tipos de fundações em casas populares. As fundações analisadas foram: radier, estacas escavadas manualmente e sapata isolada, onde as estacas e sapatas apresentaram aproximadamente o mesmo custo, e o radier se mostrou cerca de 25% mais econômico que as outras soluções.

Um resultado diferente foi encontrado por Sena (2016), que realizou e comparou o projeto de fundações com sapatas e com estacas em um solo de baixa resistência. Devido ao solo ser composto por areia fofa e argila mole, apresentando baixíssima resistência até os 16 metros de profundidade, o projeto de fundação com sapatas se apresentou inviável, demandando sapatas com dimensões de até 8 metros.

Portanto, para projetar as fundações de uma edificação, deve-se observar uma série de fatores referentes ao terreno da obra para colher o máximo de informações possíveis sobre o local, para que na escolha do tipo de fundação a ser executada, opte-se pela melhor solução.

### 3. MATERIAL E MÉTODOS

Esse trabalho pode ser classificado como um estudo de caso, tendo em vista que estabeleceu um projeto modelo de edificação para a definição das cargas atuantes e aplicação das normas para o dimensionamento das fundações. Para isso, o presente trabalho teve como base para sua elaboração uma pesquisa bibliográfica, realizada através de livros, apostilas, teses, dissertações e normas técnicas brasileiras, com a finalidade de aprofundar os conhecimentos na área estrutural e de fundações.

Além disso se realizou um estudo comparativo econômico entre diferentes soluções de fundações para um projeto de edificação modelo executado na cidade de Barreiras. Para auxiliar no lançamento estrutural e dimensionamento das fundações a serem analisadas, será utilizado o AltoQI Eberick, um software de cálculo estrutural para estruturas de concreto armado, que processa e dimensiona a estrutura e gera o quantitativo dos materiais utilizados.

O planejamento do trabalho consiste nas seguintes etapas: pesquisa bibliográfica, obtenção de projetos de edifícios na cidade de Barreiras, seleção de um projeto de edificação adequado para o presente estudo, lançamento e cálculo estrutural, levantamento das composições de custo, análise e comparação econômica das fundações.

- Pesquisa bibliográfica: nessa etapa inicial foi realizado uma revisão de literatura a respeito de fundações e dimensionamento estrutural de edifícios de concreto armado;
- Obtenção de projetos: para escolha de uma edificação conveniente ao estudo, foram solicitados projetos de edificações aos engenheiros que atuam na cidade de Barreiras;
- Seleção do projeto: a escolha do projeto é feita tomando em conta que na cidade predominam obras de médio e pequeno porte para uso residencial ou comercial. Além disso foi escolhida uma edificação conveniente aos tipos de fundação propostos;
- Cálculo estrutural: com o auxílio de uma ferramenta de cálculo AltoQI Eberick, será dimensionado a estrutura do edifício para obtenção da planta de cargas e posteriormente concepção das fundações;

- Composições de custo: tendo em mãos o quantitativo de materiais obtido através dos projetos de fundações, pode-se realizar a composição de custos unitários e em seguida obter os custos diretos dos serviços levantados;
- Análise e comparação econômica: Com base nos resultados obtidos, pode-se comparar os custos das fundações, bem como analisar a viabilidade econômica para realização de cada projeto.

### **3.1 Projeto da Edificação**

O projeto da edificação modelo, concedido pelo Engenheiro Civil Wecslai Duarte de Souza, trata-se de um edifício residencial de quatro pavimentos e será construído no bairro Morada Nobre na cidade de Barreiras-BA.

O prédio possui a estrutura em pilotis deixando o pavimento térreo livre, que poderá ser destinado a área de garagem ou área de lazer. Além disso, possui três pavimentos semelhantes destinados aos apartamentos, sendo quatro apartamentos por andar (ANEXO A). As dimensões máximas do edifício em planta são de 26,25 metros de comprimento por 13,45 metros de largura, com altura de 12,70 metros.

Cada apartamento possui sala, cozinha, sala de jantar, área de serviço, banheiro social, um quarto e uma suíte, totalizando 66,8 metros quadrados. A área total construída, considerando os pilotis e apartamentos, totalizam 1210,3 metros quadrados.

### **3.2 Especificações e considerações**

O sistema construtivo adotado para o estudo será de alvenaria comum e estrutura de concreto armado, com vigas e pilares de seção retangular e lajes maciças. Esse é um sistema construtivo recorrente na região e é também sem dúvida o mais empregado no Brasil (BASTOS, 2017).

Para elaboração do lançamento e dimensionamento da estrutura do projeto modelo, é necessário estabelecer algumas características e requisitos dos materiais empregados, configurando os parâmetros do concreto e das armaduras, a fim de garantir a segurança e durabilidade da edificação.

Além disso, também é indispensável determinar algumas especificações das ações atuantes na estrutura. São considerados como ações todos os agentes que possam produzir efeitos significativos na estrutura, sejam eles externos ou internos.

### 3.2.1 Concreto estrutural

Para garantir as diretrizes de durabilidade e estabilidade da estrutura, obedecendo as exigências apresentadas no capítulo 6 da NBR 6118 (ABNT, 2014) para uma edificação localizado em zona urbana com classe de agressividade ambiental II, será adotado um concreto de Classe de resistência C25 e cobrimento da armadura conforme a Tabela 2.

Tabela 2 - Cobrimento nominal correspondente à classe de agressividade II.

Componente ou elemento	Cobrimento nominal (mm)
Laje	25
Viga/Pilar	30
Elementos estruturais em contato com o solo	45

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 3.2.2 Aço estrutural

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece no item 8.3.1 que nos projetos de estruturas de concreto armado deve ser utilizado aço classificado pela NBR 7480 (ABNT, 2007), com o valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60 e os diâmetros e seções transversais nominais devem ser os estabelecidos na NBR 7480 (ABNT, 2007).

Para tanto, nesse trabalho será utilizado aços com resistência de escoamento característico CA-50 e CA-60, com diâmetros de Ø5.0, Ø6.3, Ø8.0, Ø10.0 e Ø12.5.

### 3.2.3 Ações atuantes

A estrutura está submetida a ações horizontais e verticais. Conforme definido pela NBR 8681 (ABNT, 2003), essas ações são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais. As ações excepcionais são causadas por eventos de curta duração e baixa probabilidade e não serão consideradas nesse estudo. No grupo de ações permanentes será considerado principalmente o peso próprio dos elementos construtivos, como estrutura, paredes, revestimento do pisos e cobertura.

Para isso será utilizado os valores de peso específico dos materiais conforme recomendação da NBR 6120 (ABNT, 1980) (Peso específico do concreto armado: 2500 kgf/m<sup>3</sup>; peso específico do tijolo furado: 1300 kgf/m<sup>3</sup>). Em relação as cargas de revestimento (contrapiso e piso cerâmico), serão adotadas 100 kgf/m<sup>2</sup> nas lajes dos pavimentos e 50 kgf/m<sup>2</sup> nas lajes da cobertura. Além disso, nas lajes da cobertura será considerado um carregamento de 50 kgf/m<sup>2</sup> devido ao telhado metálico e na laje de suporte à caixa d'água será considerado o carregamento referente a dois reservatórios de 5.000 L distribuídos nesta laje. No grupo de ações variáveis serão empregadas as sobrecargas em função do uso conforme estabelecido pela NBR 6120 (ABNT, 1980) para edifícios residenciais: 150 kgf/m<sup>2</sup> para dormitórios, sala, cozinha e banheiro; 200 kgf/m<sup>2</sup> para despensa, área de serviço e lavanderia; 50 kgf/m<sup>2</sup> para laje do forro.

Além das cargas verticais declaradas, será considerada também uma carga horizontal atuante sobre a estrutura devido à pressão do vento. Para isso, serão definidas algumas das características da edificação e do terreno conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988) com objetivo de estabelecer os parâmetros utilizados no cálculo das cargas de vento.

Velocidade do vento: com base no gráfico de isopleias (Figura 6) obtido através da NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade básica do vento para a cidade de Barreiras é de 30 m/s.

Topografia: a edificação será localizada em terreno plano com relevo fracamente acidentado, portanto o fator topográfico será  $S_1 = 1,0$ .

Edificação: a edificação possui maior dimensão horizontal ou vertical dentro do intervalo de 20 m à 50 m e rugosidade do terreno na categoria III (terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvore, edificações baixas e esparsas).

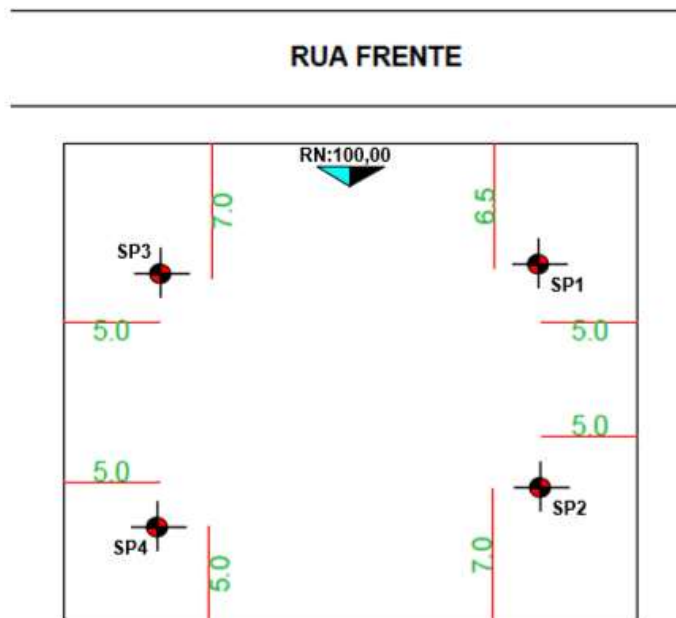
Fator estatístico: por se tratar de uma edificação residencial, será adotado o fator estatístico  $S_3 = 1,0$ .

### **3.3 Dados geotécnicos**

Os dados do solo foram obtidos a partir do boletim de sondagem fornecido por meio da investigação do subsolo (ANEXO B), onde foram executados 4 furos de sondagem à percussão simples (Figura 13). Através disso, foi possível verificar a

profundidade e espessura das camadas do solo, localização do nível d'água e estimar os parâmetros de resistência do solo através do Nspt.

Figura 13 – Croqui de Localização dos furos de sondagem



Fonte: Boletim de sondagem (SONDAX, 2017).

Através do boletim de sondagem (ANEXO B), identificamos que o nível d'água está localizado a uma profundidade de 3,7 m. Também verificamos que a sondagem atingiu o máximo de 9 metros, onde não foi mais possível penetrar o solo devido à resistência. A partir dessas verificações, foi elaborado a Tabela 3 e o gráfico para os valores de sondagem por camada (Figura 14), e também a Tabela 4 e o gráfico com os valores mínimos e médios (Figura 15).

Também é interessante observar, por meio da Tabela 3 e da Figura 14, que os valores obtidos para o SPT decaem bruscamente ao atingir a profundidade do nível d'água, indicando uma queda de resistência do solo influenciada pela presença de água.

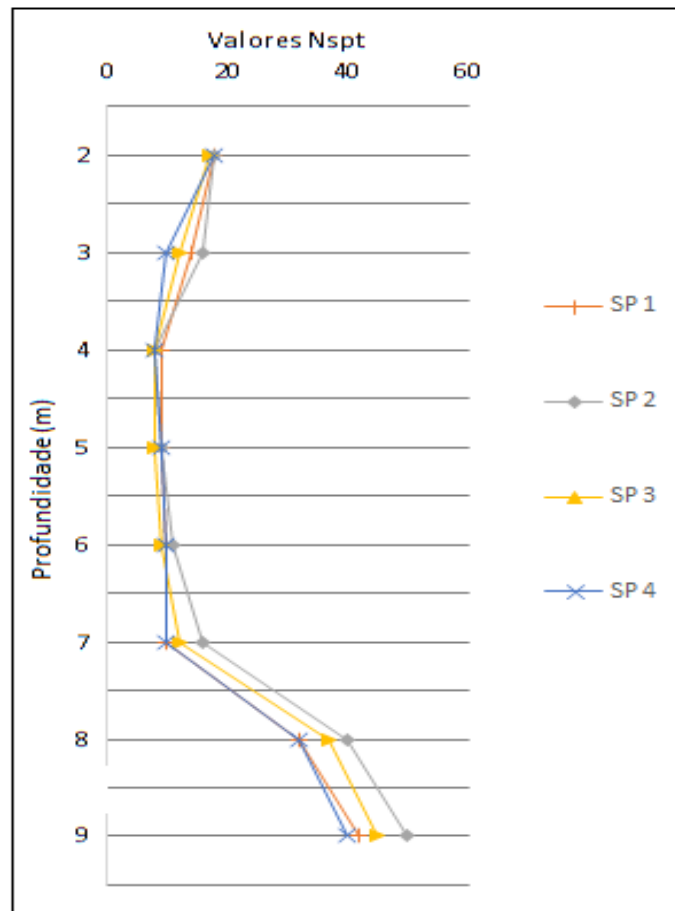
Observando a Tabela 4, é possível verificar que não há muita variação entre os valores de Nspt para cada furo. Portanto, por questões de segurança, é recomendado adotar os valores mínimos para obtenção da tensão admissível e capacidade de carga utilizados no cálculo das fundações.

Tabela 3 – Sondagem adotada para Dimensionamento

SONDAGEM				
Prof.(m)	S1	S2	S3	S4
	Nspt	Nspt	Nspt	Nspt
2	18	18	17	18
3	14	16	12	10
4	9	8	8	8
5	9	9	8	9
6	10	11	9	10
7	10	16	12	10
8	32	40	37	32
9	42	50	45	40
10	Impenetrável à percussão			

Fonte: Adaptado do boletim de sondagem (SONDAX, 2017).

Figura 14 – Gráfico com valores de Nspt obtidos das sondagens



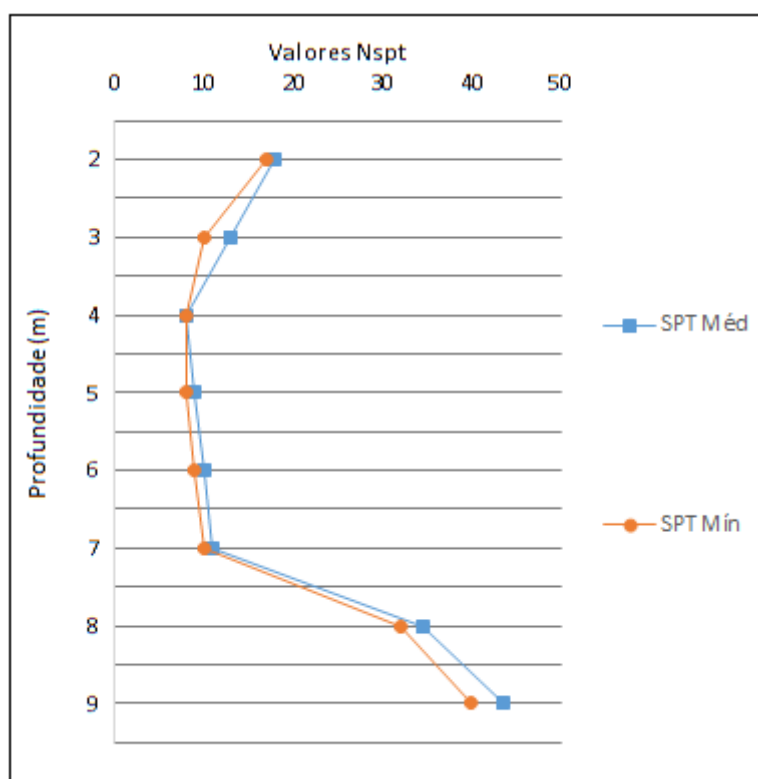
Fonte: Adaptado do boletim de sondagem (SONDAX, 2017).

Tabela 4 – Valores mínimos e médios para N<sub>spt</sub>

Profund.(m)	N <sub>spt</sub> Mínimo	N <sub>spt</sub> Médio
2	17	18
3	10	13
4	8	8
5	8	9
6	9	10
7	10	11
8	32	35
9	40	44
10	Impenetrável	Impenetrável

Fonte: Adaptado do boletim de sondagem (SONDAX, 2017).

Figura 15 – Valores mínimos e médio de N<sub>spt</sub>



Fonte: Adaptado do boletim de sondagem (SONDAX, 2017).

Os valores para o N<sub>spt</sub> adotado, bem como a identificação do tipo de solo e sua classificação para cada camada, estão apresentados na Tabela 5, onde é possível observar que se trata de um solo arenoso com compactação mediana.

Tabela 5 – Nspt Adotado e Identificação do solo

<b>SONDAGEM ADOTADA</b>			
<b>Prof.(m)</b>	<b>Nspt</b>	<b>Identificação</b>	<b>Classificação</b>
<b>2</b>	17	Areia Argilosa	Medianamente compacta
<b>3</b>	10	Areia Argilosa	Medianamente compacta
<b>4</b>	8	Areia Pouco Argilosa	Pouco Compacta
<b>5</b>	8	Areia Pouco Argilosa	Pouco Compacta
<b>6</b>	9	Areia Pedregulhosa	Medianamente compacta
<b>7</b>	10	Areia Pedregulhosa	Medianamente compacta
<b>8</b>	32	Areia Pedregulhosa	Compacta
<b>9</b>	40	Areia Pedregulhosa	Muito Compacta

### 3.3.1 Escolha do tipo de fundação

Para escolha do tipo de fundação, foram analisados os fatores técnicos e econômicos. Dentre os fatores técnicos: características do solo; nível do lençol freático; esforços previstos. Dentre os fatores econômicos: custo estimado para as diversas soluções; facilidade de aquisição; disponibilidade na região; condicionantes construtivas do projeto.

Serão comparados dois tipos de fundação: fundação com sapata isolada e fundação com blocos sobre estacas. Para escolha do tipo de estaca, foi verificado primeiramente os tipos e métodos executivos de estacas mais convenientes para o estudo, ressaltando na Tabela 6 suas principais vantagens e desvantagens.

As estacas escavadas foram descartadas devido a necessidade de revestimento para execução com presença de lençol d'água, gerando custos adicionais. Assim como a estacas Tipo Raiz e Tipo Franki, que certamente utilizam revestimento, e mesmo tendo ótima capacidade de carga, possuem um custo muito elevado, sendo mais recomendada para edifícios de grande porte.

Dentre as estacas pré-moldadas, a estaca de concreto é mais apropriada para o estudo pois, embora exista uma maior dificuldade de execução em solos arenosos (Hachich et al, 1998), ela possui baixo custo em relação às estacas metálicas. Além disso, as estacas metálicas tem maior dificuldade de fornecimento na região, se comparadas as de concreto pré-moldado.

Tabela 6 – Principais prós e contra das estacas analisadas

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Escavada com rotação mecânica	Não produz vibrações no terreno; execução rápida; serviço acessível.	Necessidade de disposição do solo escavado; necessidade de fluido estabilizante ou revestimento.
Tipo Raiz	Elevada capacidade de carga; podem ser executadas em áreas de difícil acesso; ausência de ruídos e vibrações.	Custo elevado; alto consumo de cimento; resulta em uma obra alagada.
Concreto pré-moldado	Controle de qualidade rigoroso; podem ser cravadas abaixo do nível d'água; boa capacidade de carga.	Elevado nível de vibração; dificuldade de execução em solos compactos.
Perfil metálico ou Trilho	Atravessam a maioria dos tipos de terreno; facilidade de corte e emenda; grande capacidade de carga.	Material metálico vulnerável à corrosão; custo elevado; poucos fornecedores.
Franki	Podem ser executadas abaixo do nível d'água; suporta cargas elevadas.	Dificuldade no transporte dos equipamentos; produz muita vibração; pode ocasionar o levantamento das estacas próximas.
Hélice Contínua	Alta produtividade; pode ser executada abaixo do nível d'água; penetra camadas resistentes.	Dificuldade de manobra no local da obra; custos mais elevados devido à mobilização dos equipamentos.

Fonte: adaptado de Melhado et al (2002).

Após a análise do solo e a verificação do perfil de sondagem, optou-se pela utilização de estacas pré-moldada de concreto armado, cuja escolha foi motivada pelos seguintes itens:

- Houve presença de lençol freático no terreno, o que impossibilita a execução de escavações sem revestimento, gerando custos adicionais e inviabilizando estacas escavadas, como as estacas por trado mecânico.
- Não houve presença de matações, onde seria necessário a utilização de equipamentos mais avançados.
- A prestação de serviços, bem como a mão de obra necessária para execução do serviço é mais acessível na região, se comparada a estacas metálicas ou outros tipos de estacas escavadas, como a estaca raiz e hélice contínua.

### 3.3.2 Cálculo da tensão e da carga admissível

Como citado anteriormente, de acordo com a NRB 6122 (2010), as grandezas fundamentais para o projeto de fundações são a tensão admissível e a carga admissível.

A tensão admissível é determinada para os casos de fundações superficiais ou profundas para tubulões; a carga admissível é determinada para os casos de fundações profundas por estacas.

Para o cálculo da tensão admissível, é considerado que a maior dimensão da base das sapatas não ultrapasse 3m, e portanto, o bulbo de tensões não atinge o máximo de  $1,5 \times 3 = 4,5$  m (adotado 5 m). A base da sapata será executada a 1 m da superfície, e a média do Nspt para 5 metros abaixo da base da sapata (Tabela 7) será de 11 golpes.

Tabela 7 – Média de Nspt para cálculo da tensão admissível

<b>Prof. (m)</b>	<b>Nspt</b>
2	17
3	10
4	8
5	9
6	9
Média	<b>11</b>

Para o cálculo da carga admissível, foi adotado o método de Aoki-Velloso descrito no item 2.6.2 deste trabalho. A fim de tornar o cálculo mais dinâmico, foi construída uma planilha no Excel que calcula as parcelas de resistência de ponta e lateral para cada camada do solo. Os parâmetros de cálculo foram estabelecidos a partir dos tipos de solo e do tipo de estaca empregado, os quais estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Parâmetros adotados conforme tipo de estaca e tipos de solo

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F<sub>1</sub></b>	<b>F<sub>2</sub></b>
Pré-moldada	1,75	3,5
<b>Tipo de solo</b>	<b>K (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	10,0	1,4
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilosa	6,0	3,0

### 3.4 Implementação pelo Eberick

O software de cálculo estrutural utilizado neste trabalho será o AltoQi Eberick Versão Next 2019, cuja licença foi fornecida pela empresa Maciel Engenharia.

Inicialmente, foram definidos os pavimentos da edificação que representam os diferentes níveis encontrados no projeto de arquitetura. Através disso, foi possível fazer

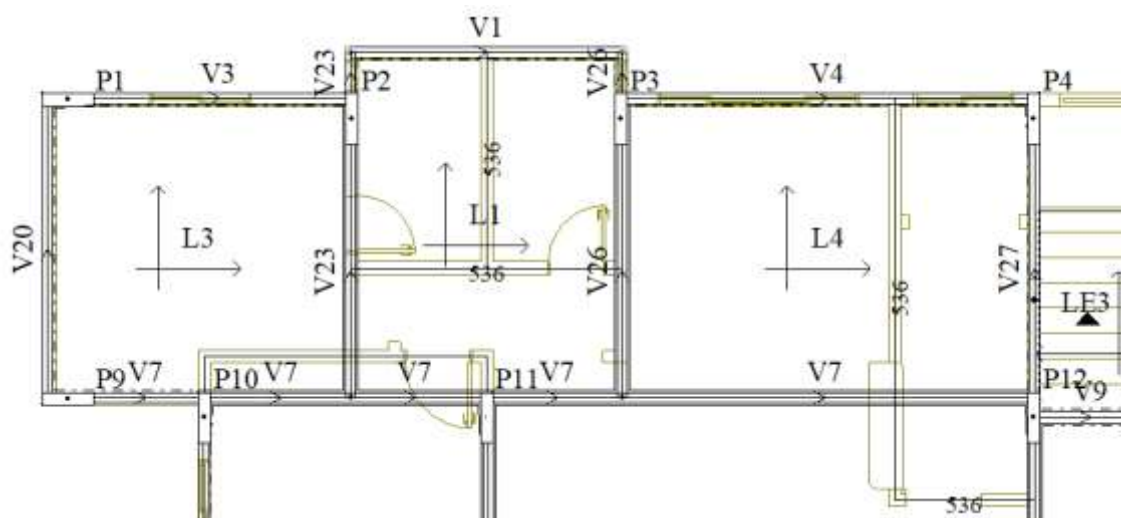
o lançamento estrutural de forma gráfica sobre a planta arquitetônica, permitindo definir diversas hipóteses para a concepção estrutural inicial.

Após o lançamento da estrutura, foi dimensionado a superestrutura, e com a obtenção dos esforços na fundação, foi possível calcular as propostas de fundação do presente estudo. Esta etapa de lançamento estrutural é de grande importância para nosso estudo, pois busca conceber um sistema estrutural vantajoso e eficiente, seja em questões de segurança ou econômicas.

### 3.4.1 Concepção Estrutural

Conforme Pinheiro (2007), a localização dos pilares são o ponto de partida para a definição da forma estrutural e segue com o posicionamento adequado das vigas e das lajes, nessa ordem, sempre levando em conta a compatibilização com o projeto arquitetônico (Figura 16).

Figura 16 – Posicionamento dos elementos estruturais



#### a) Pilares

Para o posicionamento dos pilares, foi atendido as condições estéticas definidas na planta baixa, onde foi pré-estabelecido a localização dos pilares no projeto arquitetônico havendo apenas alguns pequenos ajustes de alinhamento.

Inicialmente foi estabelecido pelo projeto do pilotis uma seção de 15X60cm para todos os pilares. Possivelmente, estas dimensões foram indicadas para conformação ao

projeto arquitetônico e padronização das seções, com objetivo de mitigar a utilização de formas, gerando economia de material.

É importante ressaltar que os pilares devem ser posicionados de tal forma que procure enrijecer a estrutura quanto as ações dos horizontais (vento), principalmente na direção de menor dimensão do edifício (HOMHICH, 2010).

#### *b) Vigas*

A estruturação do projeto segue com o posicionamento das vigas em todos os pavimentos, sendo elas posicionadas ligando os pilares e formando pórticos. Além disso, outras vigas intermediárias foram adicionadas para permitir a execução das escadas.

A espessura da viga deve ser sempre maior que 12cm e está relacionado à espessura da parede que a viga suporta, gerando melhor aproveitamento dos espaços internos. Um método prático muito simples utilizado para o pré-dimensionamento da altura da viga é dividir o vão por 10. Como os menores vãos observados no projeto arquitetônico estão em torno de 3,5 m, então a seção inicial para o lançamento das vigas foi de 12X35cm com o objetivo de padronização, diminuindo também os custos com utilização de formas.

Entretanto, para vãos maiores ou com presenças de torções, foram adotados alturas maiores, de até 60cm, para vencer os esforços solicitantes. Vale lembrar também que devem ser acrescentadas as cargas de parede presentes em cada trecho das vigas.

#### *c) Lajes*

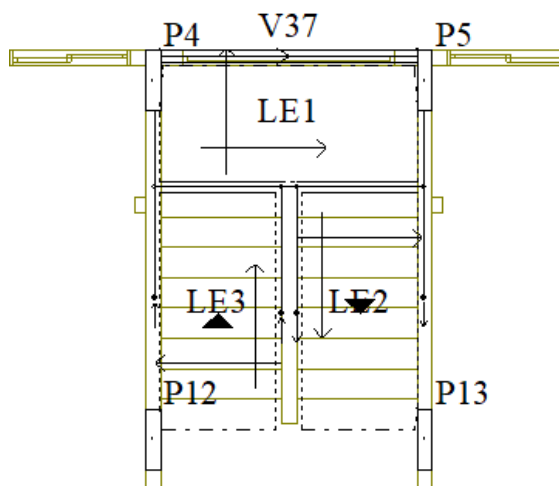
O sistema adotado no projeto foi o de laje maciça de concreto armado e os painéis de lajes foram delimitadas pelo posicionamento das vigas. Devido às lajes possuírem uma grande influência nos custos finais da estrutura, é importante fazer o lançamento com adoção das espessuras mínimas para laje maciça estabelecidas na NBR 6118 (ABNT, 2014), e posteriormente aumentar a espessura conforme for necessário.

Nessa etapa, é possível inserir as ações permanentes na estrutura, como cargas de revestimento do forro, carga do reservatório, e cargas de paredes nos vãos das lajes, também as cargas de utilização conforme os valores mínimos estabelecidos pela NBR 6120 (ABNT, 1980).

#### *d) Escadas*

Os lances das escadas são consideradas como lajes, sendo então seu posicionamento semelhante ao das lajes. No entanto, é preciso estabelecer os limites dos lances, sendo necessário criar uma viga intermediária entre os pavimentos (Figura 17).

Figura 17 – Viga intermediária (V37) e lances de escada



#### *f) Fundações*

Para concepção do projeto de fundações, se faz necessário primeiramente o processamento da superestrutura. Após o cálculo estrutural do pórtico e dimensionamento dos elementos estruturais, pode-se obter a planta de cargas.

Em posse das cargas nas fundações, bem como os dados geotécnicos, é possível conceber os projetos de fundações propostos no estudo, os quais serão apresentados nos próximos subtópicos deste capítulo.

### **3.4.2 Soluções de Fundação Adotadas**

Através do dimensionamento da superestrutura, é possível inserir alguns tipos de fundação no Eberick. Para isso, é preciso transformar as seções dos pilares da viga baldrame em pilares de fundação conforme apresentado na Figura 18. Como podemos observar, os tipos de fundações calculados pelo programa são: Bloco sobre estacas; Sapata; Tubulão e Estaca isolada.

As propostas de solução para análise de viabilidade econômica para a fundação do projeto de edificação modelo deste trabalho são:

- Modelo estrutural para Fundação com Sapatas (FS);
- Modelo estrutural para Fundação com Estacas (FE).

Figura 18 – Inserindo Fundação

Converter em pilares de fundação

Tipo da fundação

Bloco

Sapata  Divisa

Tubulão ...

Estaca isolada Tipo: circular

Nome: R20

Dados da fundação

Apoio: Engastado

Altura barra: Fixo 100 cm

Profundidade (df): 100 cm

Altura do Arranque (ha): 0 cm

OK Cancelar Ajuda

Normalmente, a profundidade das sapatas são variáveis no projeto, sendo assim é estabelecida uma profundidade média e atribuída uma variação estimada. Dessa maneira, é possível assentar a sapata em uma cota onde o solo atenda as características de projeto.

Antes do dimensionamento das sapatas de fundação do modelo estrutural FS, é necessário inserir os parâmetros de dimensionamento, como dimensões máximas e mínimas e as características do solo. A pressão admissível foi estimada por meio do procedimento apresentado no item 2.6 e o valor está apresentado nos resultados.

Para o  $N_{spt}$  médio adotado no estudo da tensão admissível (Tabela 7), pode-se obter uma aproximação para o peso específico e ângulo de atrito do solo através de correlações com o SPT indicados pela literatura (Quadro 2, Quadro 3, Quadro 4 e Figura 19), vale ressaltar que estes valores são recomendados para estudos preliminares. Os valores adotados para o ângulo de atrito foi de  $\phi=35^\circ$  e para o peso específico foi de  $\gamma=1,9 \text{ tf/m}^3$ , considerando-se um solo arenoso úmido de compactidade média (Figura 20).

Quadro 2 – Parâmetros de solos arenosos

Característica	Compacidade				
	Muito Fofa	Fofa	Média	Compacta	Muito Compacta
Densidade Relativa	0	0,15	0,35	0,65	0,85 – 1,0
SPT	0	4	10	30	50
$\phi$ (graus)	25 - 30°	27 - 32°	30 - 35°	35 - 40°	38 - 43°
$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	1,12 – 1,60	1,44 – 1,76	1,76 – 2,08	1,76 – 2,24	2,24 – 2,40

Fonte: adaptado de Bowles (1997).

Quadro 3 – Peso específico de solos arenosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	17	19	20
9 - 18	Medianamente compacta	18	20	21
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta			

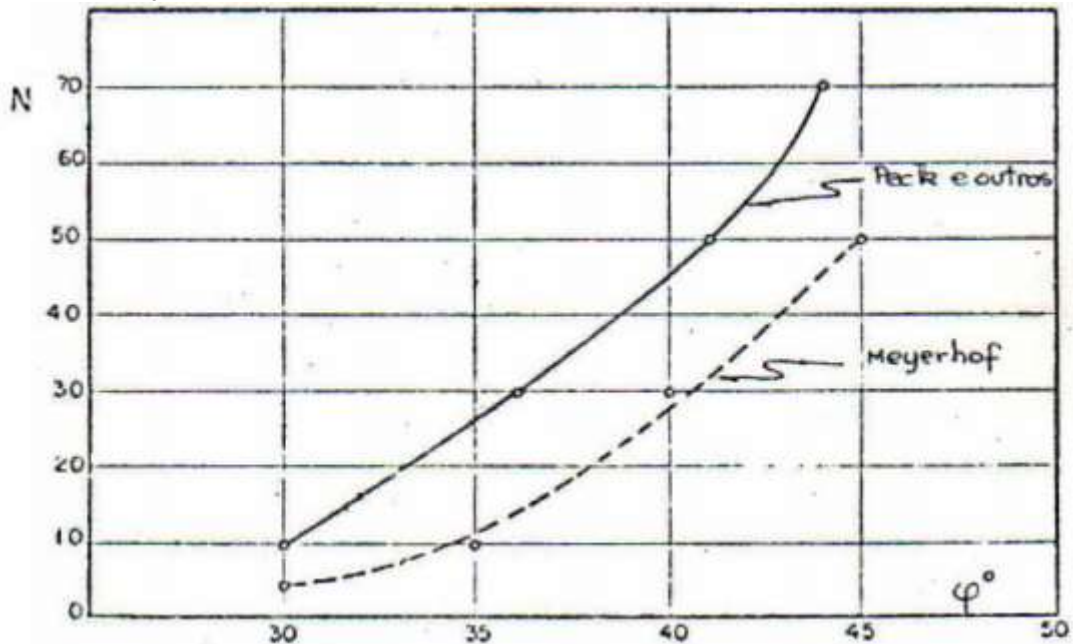
Fonte: Godoy (1972).

Quadro 4 – Parâmetros de resistência em função do SPT para areias

Solos	N.º de Golpes N (SPT)	Grau de Compacidade (GC) ou Densidade Relativa (D <sub>r</sub> )	Ângulo de Atrito ( $\phi$ )
<b>AREIAS</b>			
Muito Fofa	< 4	< 0,2	< 30°
Fofa	4 - 10	0,2 - 0,4	30° - 35°
Média	10 - 30	0,4 - 0,6	35° - 40°
Compacta	30 - 50	0,6 - 0,8	40° - 45°
Muito Compacta	> 50	> 0,8	> 45°

Fonte: Guidi (1975, apud CAPUTO, 1988).

Figura 19 – Indicações de Peck e outros (1953) e de Meyerhof (1956) para ângulo de atrito em função do SPT.



Fonte: (Peck e outros, 1953; Meyerhof, 1956, apud MARANGON, 2018).

Figura 20 – Inserindo parâmetros para dimensionamento das sapatas

Dimensionamento [Sapatas]

Pilares Pilares PM Vigas Vigas PM Lajes Sapatas Blocos Muros

**Dimensões**

Altura da sapata constante se  $h_1 < que$   cm

Dimensões múltiplas de  cm

Agrupar com diferença de lados  $< que$   cm

Lado maior inferior a  cm

Influência do fator de forma

Profundidade do solo  cm

**Valores mínimos**

Altura maior (H1)  cm

Altura menor (H0)  cm

Balanço mínimo  cm

Altura útil maior que a espera do pilar

**Solo**

Tipo do solo

Pressão admissível  kgf/cm<sup>2</sup> ...

Coesão  kgf/cm<sup>2</sup> ...

Peso específico  kgf/m<sup>3</sup> ...

Ângulo de atrito  ...

Redutor do atrito

Majoração de pressão para cargas excêntricas

Momento mínimo para considerar flexão  kgf.m

A profundidade média das sapatas foram estabelecidas em  $d_f=150\text{cm}$ , onde esse valor foi definido levando em conta que a profundidade limite recomendada para fundações rasas é de até 2 metros, e também a profundidade mínima para o presente estudo foi de 1 metro, já que os dados do perfil de sondagem se iniciam a partir dessa cota.

Quanto ao modelo FE, o software adotado não faz cálculo estrutural das estacas e sim do bloco de coroamento que irá transmitir o esforço da estrutura para as estacas. Dessa forma, as dimensões e propriedades das estacas devem ser inseridas anteriormente. Os perfis de estacas que podem ser incluídos são: Retangular, circular, circular vazado, perfil I e trilho.

A estaca empregada foi de concreto pré-moldado, e terá seção circular de diâmetro de 25cm com capacidade de carga de 400 kN. Para efeito de comparação do peso do aço entre as fundações, as estacas serão consideradas com taxa de aço mínima de acordo com o item 17.3.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$\rho = \frac{0,15}{A_e} \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,4\%$$
$$\rho = \frac{0,15}{490,9} \times \frac{(1,4 \times 1,2 \times 400)}{50} = 0,41\%$$

onde  $N_d$  é a força normal de cálculo (para carga da estaca de 400kN),  $A_e$  é a área da seção da estaca (para diâmetro de 25cm) e  $f_{yd}$  é a tensão de escoamento (para aço CA-50).

Para a estaca de diâmetro de 25cm, essa taxa corresponderia a uma área de aproximadamente 2 cm<sup>2</sup> de aço, o que daria poucas barras de aço na seção. Normalmente, por razões construtivas é adotado ao menos cinco barras de aço na seção para estacas circulares, sendo assim, foi adotado seis barras de 10.0mm<sup>2</sup> por seção (4,7 cm<sup>2</sup>;  $\rho=0,96\%$ ), o que corresponde a uma taxa de armadura de 3,7 kg por metro de estaca, conforme as características para barras de aço (Tabela 9).

Como não foi possível encontrar na região uma fábrica de concreto pré-moldados que contenha catálogo de produtos, bem como suas propriedades, no presente trabalho foi adotado uma estaca similar fabricada por empresa do Paraná especializada em engenharia geotécnica (ANEXO C).

Tabela 9 – Características das barras e fios

Fios	Barras	Diâmetro nominal (mm)	Área da seção (cm <sup>2</sup> )	Massa linear (kg/m)	Perímetro (cm)
2,4		2,4	0,045	0,036	0,75
3,4		3,4	0,091	0,071	1,07
3,8		3,8	0,113	0,089	1,19
4,2		4,2	0,139	0,109	1,32
4,6		4,6	0,166	0,130	1,45
5		5,0	0,196	0,154	1,75
5,5		5,5	0,238	0,187	1,73
6		6,0	0,283	0,222	1,88
	6,3	6,3	0,312	0,245	1,98
6,4		6,4	0,322	0,253	2,01
7		7,0	0,385	0,302	2,20
8	8	8,0	0,503	0,395	2,51
9,5		9,5	0,709	0,558	2,98
10	10	10,0	0,785	0,617	3,14
	12,5	12,5	1,227	0,963	3,93
	16	16,0	2,011	1,578	5,03
	20	20,0	3,142	2,466	6,28
	22	22,0	3,801	2,984	6,91
	25	25,0	4,909	3,853	7,85
	32	32,0	8,042	6,313	10,05
	40	40,0	12,566	9,865	12,57

Fonte: NBR 7480 (ABNT, 2007).

### 3.5 Base de Dados para Composição de Custos

Para possibilitar a comparação entre as soluções de fundação, se faz necessário a obtenção dos custos para cada proposta estudada. Para isso, é indispensável elaborar as composições de custo unitários, construindo planilhas contendo a descrição, quantidades, produções e os custos unitários dos materiais e serviços utilizados para execução dos dois tipos de concepção estrutural.

Para obtenção das composições de custos dos serviços de superestrutura e infraestrutura do edifício modelo, será utilizado o relatório de composições analíticas e sintéticas do SINAPI, para o estado da Bahia, no período de Fevereiro/2019. O SINAPI é uma base de dados fornecida pela CAIXA ECONÔMICA, a qual efetua levantamento de custos de materiais e salários pago na construção civil de acordo com cada estado do Brasil.

Além disso, os preços de insumos de mão-de-obra serão estabelecidos com base nos salários ajustados em convenção coletiva de trabalho pelo Sindicato dos Trabalhadores na Indústria da Construção e da Madeira no Estado da Bahia – SINTRACOM-BA (Tabela 10).

Com relação aos encargos sociais incidentes na mão de obra, foi empregado o valor de 72,82%, indicados nas tabelas SINAPI relativo ao profissional mensalista.

Tabela 10 – Salários da Construção Civil no Estado da Bahia 2019/2020.

FUNÇÕES	01/mar/19
	SALÁRIO/MÊS
	R\$
Operário Qualificado	1734,21
Servente Prático	1079,55
Servente Comum	1024,14
Vigia	1079,55
Rejuntador de Azulejos	1079,55
Encarregados	2668,74
Apropriador	1711,86
Cabo de Turma	2372,20
Cabo de Turma de Serventes	1400,91

Fonte: SINTRACOM-BA (2019).

Após obter o consumo de materiais gerado pelo *software* de cálculo para cada tipo de fundação, e também o preço de insumos e serviços essenciais para sua execução, será possível estimar o custo total de cada projeto de fundação.

As composições de custos foram feitas separadamente para cada serviço empregado na execução do projeto estrutural. As composições elaboradas incluem: concreto bombeado de 25MPa; fabricação e execução das armaduras para os tipos de aço CA-60 e CA-50; fabricação e execução das formas para cada elemento estrutura e; fornecimento e execução de estacas pré-moldada de concreto.

Além disso, será levado em conta os custos com investigação de subsolo por SPT, sendo que os preços praticados na cidade de Barreiras giram em torno de R\$ 80,00/m, valor informado pela GEOTECH, empresa que atua na área de engenharia e geotecnia ambiental na região Oeste da Bahia.

Com base nos valores de custos unitários, pré-estabelecidos através das composições de custo, foi possível obter os custos de cada elemento estrutural e por fim, os custos finais para cada modelo de fundação empregado no presente estudo.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após a realização das etapas de lançamento e dimensionamento estruturais, bem como a concepção e dimensionamento dos projetos de fundação propostos, é possível obter os resultados de dimensionamento e composição de custos unitários.

A partir desses resultados, será apresentado e analisado nesse capítulo os resultados de dimensionamento e as composições de custo para cada proposta de fundação estudada, verificando e comparando a viabilidade econômica para cada um dos dois tipos fundação.

### 4.1 Tensão e carga admissíveis

Conforme foi descrito no item 2.6 desse estudo, segue-se o resultado para a tensão admissível e capacidade de carga das estacas.

A tensão admissível aproximada para o valor de  $N=11$  (Tabela 7), é dada por:

$$\sigma_a = 0,02 \times 11 = 0,22 \text{ MPa}$$

A Tabela 11 e Tabela 12 apresentam o cálculo da resistência lateral e resistência de ponta das estacas.

Tabela 11 – Cálculo da Resistência lateral das estacas

Prof.(m)	Nspt	Tipo de solo	Perímetro	F2	$\alpha$ (%)	K(kpa)	RL (kN)	$\Sigma$ RL (kN)
2	17	areia argilosa	0,79	3,5	3,0	600	68,666	68,666
3	10	areia pouco argilosa	0,79	3,5	2,4	700	37,699	106,365
4	8	areia pouco argilosa	0,79	3,5	2,4	700	30,159	136,525
5	8	areia pouco argilosa	0,79	3,5	2,4	700	30,159	166,684
6	9	areia pedregulhosa	0,79	3,5	1,4	1000	28,274	194,958
7	10	areia pedregulhosa	0,79	3,5	1,4	1000	31,416	226,374
8	32	areia pedregulhosa	0,79	3,5	1,4	1000	100,531	326,905
9	40	areia pedregulhosa	0,79	3,5	1,4	1000	125,664	<b>452,569</b>

Tabela 12 – Cálculo da resistência de ponta das estacas

Prof.	Nspt	K (kpa)	F1	Ab (m)	Rp (kN)
9	40	1000	1,75	0,049	<b>1121,997</b>

Somando os resultados de resistência lateral e de ponta, temos a capacidade de carga última  $Q_u$ :

$$Q_u = 1121,997 + 452,569$$

$$Q_u = 1574,57 \text{ kN}$$

A carga admissível será o menor valor entre:

$$P_{adm} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} = \frac{1574,57}{2} = 787,28 \text{ kN} \\ \frac{Q_1}{0,8} = \frac{452,569}{0,8} = \mathbf{565,71 \text{ kN}} \end{cases}$$

A capacidade admissível do foi maior que a capacidade estrutural da estaca ( $565,7 \text{ kN} > 400,0 \text{ kN}$ ). Portanto, a capacidade estrutural máxima adotada é de 400 kN.

## 4.2 Resultados do Modelo Estrutural FS

A Figura 21 apresenta o pórtico espacial da estrutura utilizado no cálculo e dimensionamento do modelo estrutural FS.

A Tabela 13 apresenta as dimensões e áreas da base das sapatas, e foi elaborada por meio do relatório de resultados das sapatas gerado pelo software (ANEXO D). Analisando esta tabela, ou até mesmo as dimensões das formas das sapatas (ANEXO G), nota-se que algumas medidas estão próximas umas das outras e, nesse caso, uma sugestão importante para aumentar o reaproveitamento de formas seria modificar o tamanho de algumas sapatas.

Também é possível observar que as sapatas apresentaram dimensões razoáveis, somando uma área total de 86,54 m<sup>2</sup>, sendo que o pavimento de fundação tem área aproximada de 324,19 m<sup>2</sup>. Caso a soma da área de sapatas fosse muito elevado em comparação à área do pavimento de fundação, uma solução mais adequada seria o uso de *Radier*. Velloso e Lopes (2004), orientam que deve-se adotar o *radier* quando a área total

das sapatas for maior que a metade da área da construção, ou também, quando as sapatas se aproximam muito uma da outra ou se sobrepõem.

Figura 21 – Pórtico do Modelo Estrutural FS

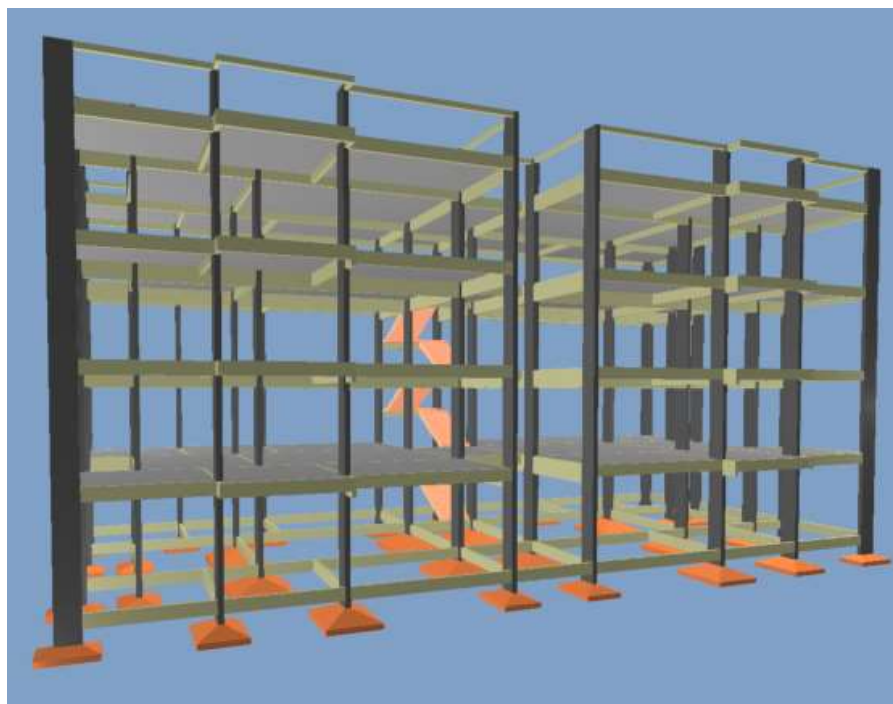


Tabela 13 – Dimensões e área das sapatas

<b>Sapata</b>	<b>Dimensões(cm)</b>	<b>Área(m<sup>2</sup>)</b>	<b>Sapata</b>	<b>Dimensões(cm)</b>	<b>Área(m<sup>2</sup>)</b>
<b>S1</b>	100x145	1,45	<b>S17</b>	100x145	1,45
<b>S2</b>	130x175	1,89	<b>S18</b>	20x165	1,67
<b>S3</b>	155x200	2,21	<b>S19</b>	190x235	1,84
<b>S4</b>	135x180	2,64	<b>S20</b>	185x225	2,96
<b>S5</b>	135x180	3,10	<b>S21</b>	185x225	4,16
<b>S6</b>	150x195	2,70	<b>S22</b>	190x235	4,16
<b>S7</b>	130x175	2,43	<b>S23</b>	20x165	4,16
<b>S8</b>	100x145	2,43	<b>S24</b>	100x145	4,16
<b>S9</b>	100x145	1,45	<b>S25</b>	100x145	1,45
<b>S10</b>	120x165	1,67	<b>S26</b>	130x175	1,89
<b>S11</b>	190x235	1,84	<b>S27</b>	150x195	2,28
<b>S12</b>	190x235	3,04	<b>S28</b>	20x165	2,63
<b>S13</b>	190x235	4,47	<b>S29</b>	20x165	2,93
<b>S14</b>	190x235	4,47	<b>S30</b>	150x195	2,34
<b>S15</b>	20x165	4,37	<b>S31</b>	130x175	1,98
<b>S16</b>	100x145	4,37	<b>S32</b>	100x145	1,98
<b>Área total (m<sup>2</sup>)</b>					<b>86,54</b>

Alguns parâmetros importantes da análise realizada pelo software estão apresentados na Tabela 14, que contém os valores totais de cada caso de carregamento vertical, soma das áreas das lajes do projeto e a relação entre o carregamento total na fundação e a soma da área dos pavimentos da edificação.

Tabela 14 – Cargas verticais na estrutura do modelo estrutural FS

Peso Próprio	582,36 tf
Adicional	536,19 tf
Acidental	167,59 tf
Total	1286,13 tf
Área Aproximada	1183,16 m <sup>2</sup>
Relação Carga/Área	1087,04kgf/m <sup>2</sup>

Outros parâmetros importantes que devem ser ressaltados são os deslocamentos horizontais e o coeficiente Gama-Z, utilizado na análise de instabilidade global da estrutura. A Tabela 15 apresenta esses parâmetros e os limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), onde é possível observar que os deslocamentos estão bem reduzidos e o coeficiente Gama-Z satisfaz o limite, indicando uma estrutura segura e estável.

Tabela 15 – Parâmetros de deslocamento e instabilidade global do modelo estrutural FS

Parâmetro	Direção X	Direção Y	Limite
Deslocamento horizontal	0,12 (cm)	0,18 (cm)	0,80 (cm)
Coeficiente Gama-Z	1,08	1,05	1,10

Após o processo de dimensionamento da estrutura, feita com o auxílio do Eberick, foi gerado o quantitativo de materiais necessários para a execução do modelo estrutural (ANEXO E). O consumo total de materiais e o consumo de cada elemento estrutural para o modelo estrutural FS está apresentado na Tabela 16, onde se observa, a princípio, que as lajes apresentam grande consumo de materiais em relação aos demais elementos.

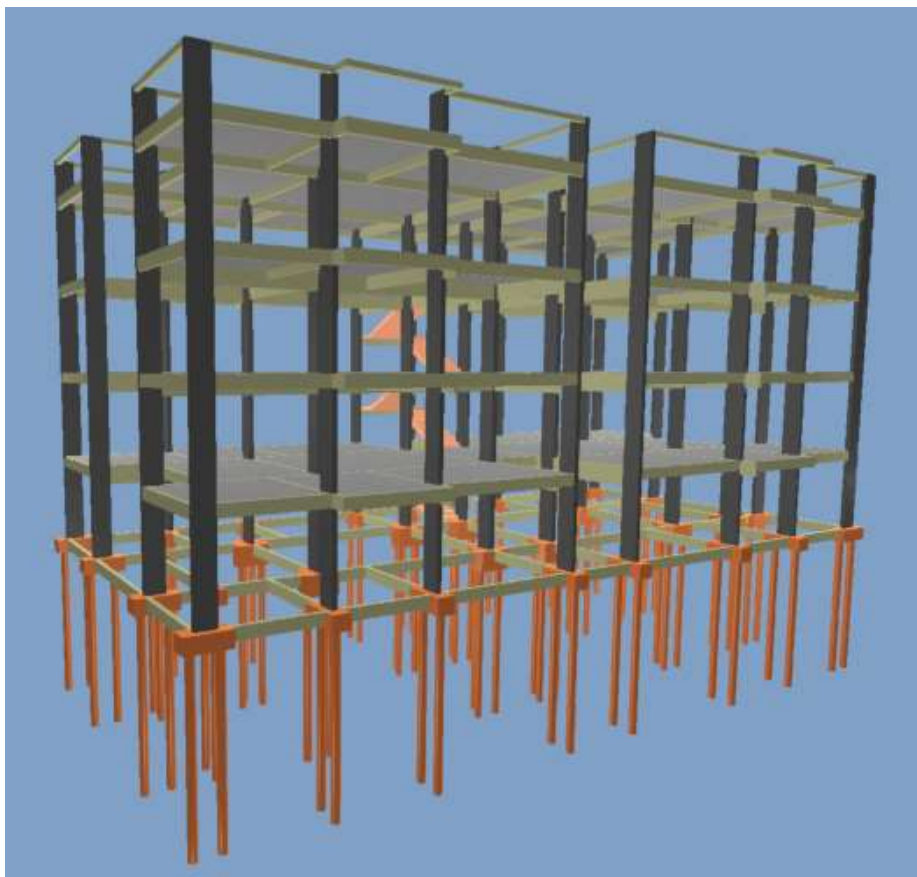
Tabela 16 – Resumo de materiais do modelo estrutural FS

Elemento Estrutural	Peso do aço (kg)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Área de forma (m <sup>2</sup> )
Vigas	4926,7	52,4	1002,8
Pilares	4913,3	41,5	680,4
Lajes	8001,3	131,1	1092,1
Escadas	325,8	4,5	51,2
Fundação	771,5	24,5	34,6
<b>Total</b>	<b>18938,7</b>	<b>254,0</b>	<b>2861,1</b>

### 4.3 Resultados do Modelo Estrutural FE

A Figura 22 apresenta o pórtico espacial da estrutura utilizado no cálculo e dimensionamento do modelo estrutural FE.

Figura 22 – Pórtico do Modelo Estrutural FE



A Tabela 17 apresenta a quantidade de estacas que foram solicitadas para cada bloco de coroamento dos pilares. Assim, podemos observar que a fundação é composta por 24 blocos sobre duas estacas e 8 blocos sobre três estacas, totalizando 72 estacas de concreto pré-moldado.

Observando a planta de forma do pavimento baldrame do modelo estrutural FE (ANEXO G), é possível verificar a concentração dos blocos com três estacas na parte interna da estrutura. Isso pode ter ocorrido devido a maior distância entre os pilares internos, gerando maiores esforços nesses pilares.

Tabela 17 – Quantidade de estacas sobre os blocos dos pilares

<b>Pilar</b>	<b>Quantidade de estacas</b>	<b>Pilar</b>	<b>Quantidade de estacas</b>
<b>P1</b>	2 Estacas	<b>P17</b>	2 Estacas
<b>P2</b>	2 Estacas	<b>P18</b>	2 Estacas
<b>P3</b>	2 Estacas	<b>P19</b>	3 Estacas
<b>P4</b>	2 Estacas	<b>P20</b>	3 Estacas
<b>P5</b>	2 Estacas	<b>P21</b>	3 Estacas
<b>P6</b>	2 Estacas	<b>P22</b>	3 Estacas
<b>P7</b>	2 Estacas	<b>P23</b>	2 Estacas
<b>P8</b>	2 Estacas	<b>P24</b>	2 Estacas
<b>P9</b>	2 Estacas	<b>P25</b>	2 Estacas
<b>P10</b>	2 Estacas	<b>P26</b>	2 Estacas
<b>P11</b>	3 Estacas	<b>P27</b>	2 Estacas
<b>P12</b>	3 Estacas	<b>P28</b>	2 Estacas
<b>P13</b>	3 Estacas	<b>P29</b>	2 Estacas
<b>P14</b>	3 Estacas	<b>P30</b>	2 Estacas
<b>P15</b>	2 Estacas	<b>P31</b>	2 Estacas
<b>P16</b>	2 Estacas	<b>P32</b>	2 Estacas

Os valores totais de cada caso de carregamento vertical, soma das áreas das lajes do projeto e a relação entre o carregamento total na fundação e a soma da área dos pavimentos da edificação para a solução em estacas estão apresentados na Tabela 18. A relação entre carga e área foi de 1082,69 kgf/m<sup>2</sup>, muito semelhante à solução de fundação por sapatas. Isso demonstra que a variação da fundação representa pouca influência na carga total da estrutura.

Tabela 18 – Cargas verticais na estrutura do modelo estrutural FE

Peso Próprio	577,21 tf
Adicional	536,19 tf
Acidental	167,59 tf
Total	1280,99 tf
Área Aproximada	1183,16 m <sup>2</sup>
Relação Carga/Área	1082,69kgf/m <sup>2</sup>

Os deslocamentos horizontais e o coeficiente Gama-Z, utilizado na análise de instabilidade global da estrutura estão apresentados na Tabela 19, bem como os limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), onde é possível observar que o modelo construtivo também atendeu os limite, indicando uma estrutura segura e com estabilidade.

Tabela 19 – Parâmetros de deslocamento e instabilidade global do modelo estrutural FE

<b>Parâmetro</b>	<b>Direção X</b>	<b>Direção Y</b>	<b>Limite</b>
Deslocamento horizontal	0,11 (cm)	0,16 (cm)	0,8 (cm)
Coefficiente Gama-Z	1,07	1,04	1,1

Por fim, foi gerado o quantitativo de materiais necessários para a execução do sistema estrutural (ANEXO E). O consumo de materiais para o Modelo estrutural FE está apresentado na Tabela 20, separados por elemento estrutural, onde se observa também que as lajes apresentam grande consumo geral de materiais em relação aos demais elementos estruturais.

Tabela 20 – Resumo de materiais do modelo estrutural FE

<b>Elemento Estrutural</b>	<b>Peso do aço (kg)</b>	<b>Volume de concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Área de forma (m<sup>2</sup>)</b>
Vigas	4906,3	52,4	1002,8
Pilares	4498,2	38,2	625,6
Lajes	8001,3	131,1	1092,1
Escadas	327,8	4,5	51,2
Fundação	3488,7	41,7	63,1
<b>Total</b>	<b>21222,3</b>	<b>267,9</b>	<b>2834,8</b>

#### 4.4 Comparação dos materiais

Após a apresentação dos resultados de quantitativo para os modelos estruturais FS e FE, seguiremos com a comparação do consumo de materiais. É importante destacar que, no caso da fundação em bloco sobre estacas (FE), por se tratar de um elemento pré-moldado, considerou-se apenas o consumo de aço e de concreto para as estacas, e portanto, não foram incluídas as formas na comparação de consumo de materiais deste elemento.

##### 4.4.1 Consumo de concreto

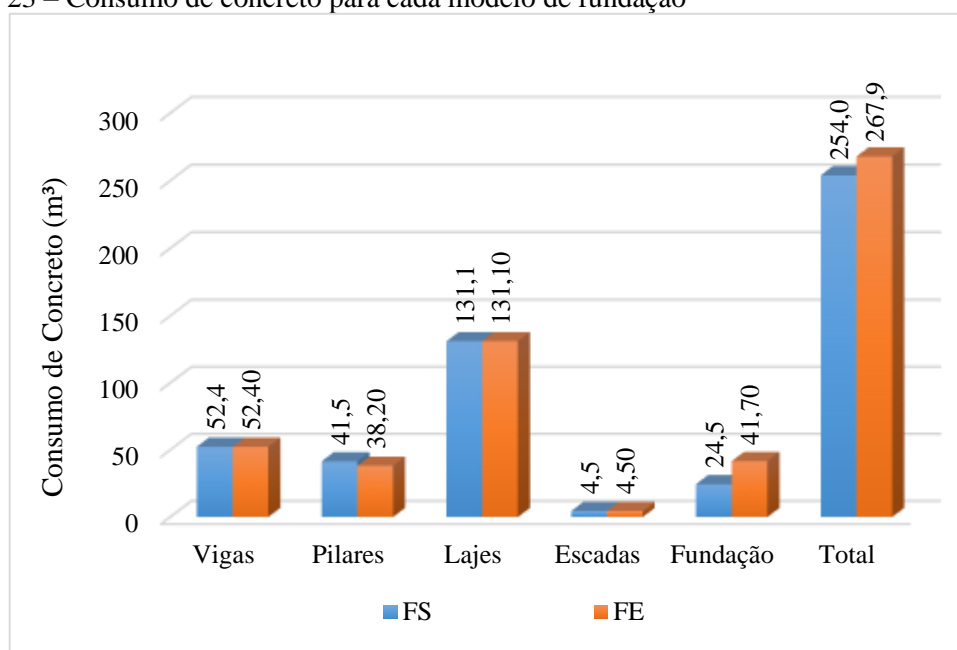
Com base nos dados da Tabela 16 e da Tabela 20, foi elaborado o gráfico da Figura 23, que apresenta o volume total de concreto, bem como o volume de concreto empregado em cada modelo de fundação, separados por elemento estrutural.

Pelos dados do gráfico da Figura 23, podemos observar a diferença no consumo de concreto entre as duas situações estruturais. O modelo estrutural FE resultou num maior volume total de concreto (267,9m<sup>3</sup>), já o modelo estrutural FS apresentou um consumo menor (254,0m<sup>3</sup>). Sendo assim, as propostas de fundação analisadas no presente estudo de caso apresentaram uma diferença de 13,9 m<sup>3</sup> (5,4%) no consumo de concreto.

Também, é possível observar que o consumo de concreto das vigas, lajes e escadas permaneceram constantes e a variação ocorreu nos pilares e na fundação. A variação dos pilares pode ser explicado pelo fato de haver um acréscimo no pilar de arranque para o caso de fundação sobre sapatas, onde a base atinge uma profundidade maior (df). Outro destaque apresentado é o alto consumo de concreto gerado pelas lajes, sendo essa grande responsável pelo carregamento da estrutura devido ao peso próprio.

Quanto ao elemento estrutural de fundação, a diferença entre o consumo de concreto das fundações foi de 17,2m<sup>3</sup> (70%), e pôde-se observar que as sapatas apresentaram menor contribuição no consumo de concreto (24,5m<sup>3</sup>; 9,6%) do que a fundação estacada (41,7 m<sup>3</sup>; 15,6%). O maior consumo de concreto gerado pelo modelo FE era esperado, visto que sua fundação é composta por estacas e seus blocos de coroamento.

Figura 23 – Consumo de concreto para cada modelo de fundação

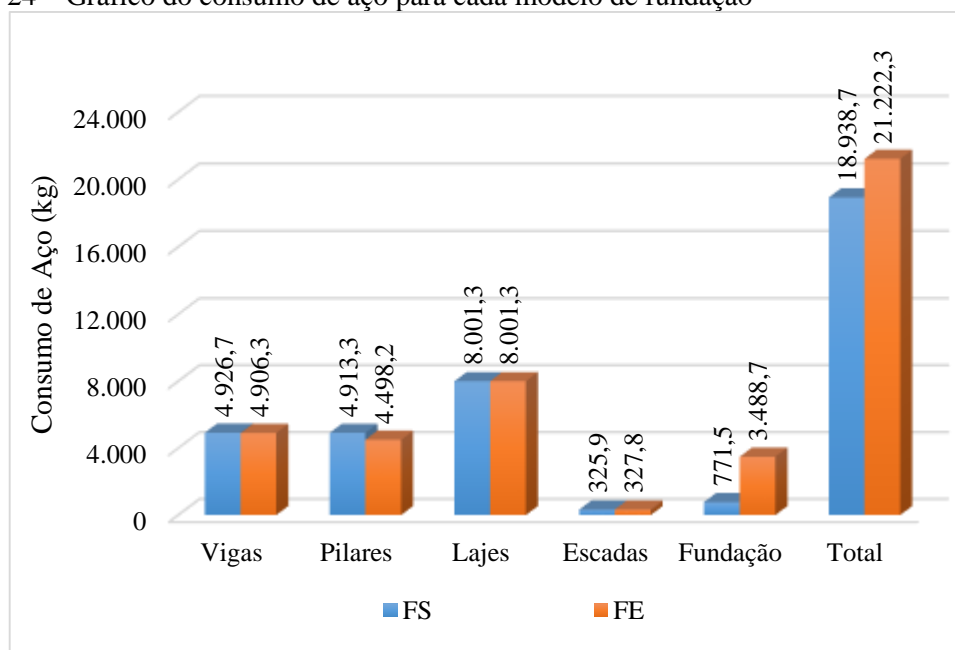


#### 4.4.2 Consumo de aço

Para comparar o consumo de aço gerado no dimensionamento estrutural, apresentado na Tabela 16 e na Tabela 20, foi elaborado o gráfico da Figura 24, onde verifica-se a diferença no consumo de aço para cada modelo de fundação. O modelo estrutural FE resultou num maior consumo total de aço (21.222,3kg), já o modelo estrutural FS apresentou um consumo bem menor (18.938,7kg) resultando em uma diferença de 2.283,6kg (12,1%) no consumo de aço.

Na Figura 24 também podemos observar o consumo de aço para cada elemento de fundação. Verifica-se que as sapatas apresentam menor consumo de aço (771,5kg), já a fundação estaqueada (3.488,7kg) apresentou uma diferença de 2.717,2kg (352%) a mais no consumo de aço. Outra observação feita, assim como no consumo de concreto, é que as lajes também apresentaram maior consumo de aço em relação ao consumo total da estrutura.

Figura 24 – Gráfico do consumo de aço para cada modelo de fundação



#### 4.4.3 Consumo de formas

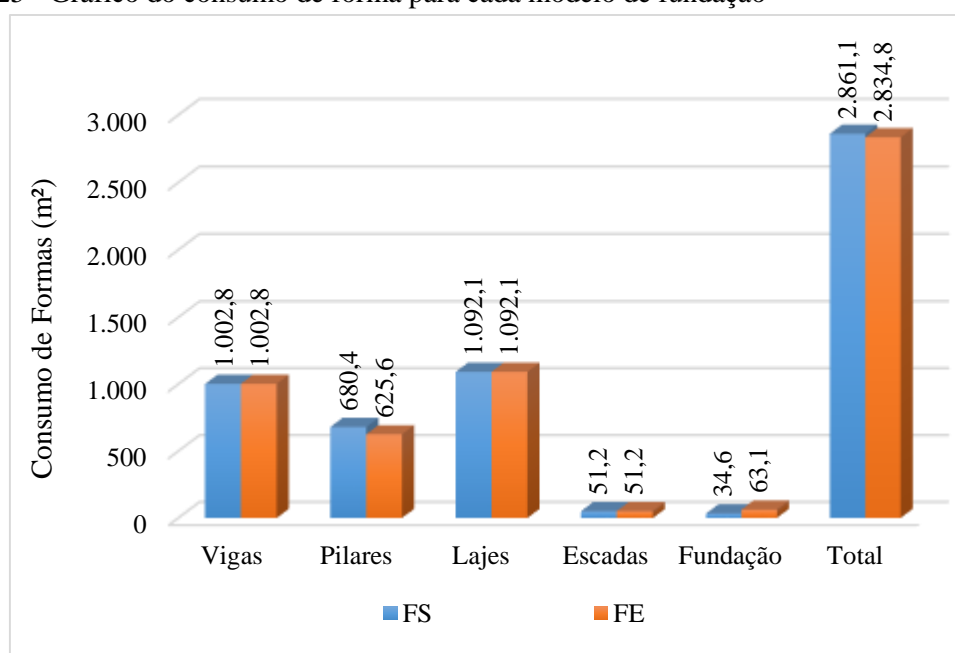
Para comparação do quantitativo de formas, foi elaborado o gráfico da Figura 25, que representa o consumo total desse material para os sistemas construtivos com fundação em sapatas (FS) e em bloco sobre estacas (FE), lembrando que o consumo de formas para

as estacas não foram consideradas, visto que estas são pré-fabricadas, sendo apenas incluído o consumo referente ao bloco de coroamento.

Pelos dados apresentados, observa-se que o modelo estrutural FE resultou em menor utilização de formas (2834,8 m<sup>2</sup>), logo o modelo FS apresentou maior utilização de formas (2861,1 m<sup>2</sup>). Sendo assim, as propostas analisadas no presente estudo de caso apresentaram uma variação pequena no consumo de formas (26,3m<sup>2</sup>).

Conforme o gráfico da Figura 25, observa-se que o elemento de fundação para o modelo FE apresentou consumo superior na utilização de formas, diferença de 28,5 m<sup>2</sup> de forma (82,4%). Vale lembrar que está sendo comparado o consumo de formas para as sapatas e para os blocos de coroamento, visto que as estacas não consumiram forma. Observamos também, que os elementos estruturais com maior consumo de formas foram as lajes e as vigas, já a fundação e as escadas apresentam pequena contribuição para o consumo total de formas da estrutura (1,2% para FS e 2,2% para FE).

Figura 25 - Gráfico do consumo de forma para cada modelo de fundação



#### 4.5 Composição de custos unitários

A comparação dos custos totais das estruturas do presente estudo é antecedida pela obtenção das composições de custos unitários para cada material ou serviço necessário para execução dos sistemas estruturais. Dessa forma, foi elaborado composições para a

execução de: concreto com resistência característica de 25MPa; armadura com aço CA-50 e aço CA-60; Formas para cada elemento estrutural e; Estaca pré-moldada de concreto.

#### 4.5.1 Composição para Concreto

A composição do concreto estrutural está detalhado no Quadro 5, onde é apresentado a composição de custo unitário para o serviço de concretagem de todos elementos estruturais, exceto para as estacas, que serão consideradas como um serviço único e terão sua própria composição. O custo final para esse serviço de concretagem foi de R\$ 328,02/m<sup>3</sup>.

Quadro 5 – Composição de custo unitário para concreto usinado de 25 MPa

<b>1</b>					
<b>Concreto Simples usinado fck = 25MPa, bombeamento, adensamento e acabamento (m<sup>3</sup>)</b>					
Item	Insumos	Un	Coef.	Custo Unit.	Total
1.0	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C25, com brita 0 e 1, slump = 100 +/- 20 mm,	m <sup>3</sup>	1,000	R\$ 304,81	R\$ 304,81
1.1	Armador	h	0,199	R\$ 10,32	R\$ 2,05
1.2	Carpinteiro de formas	h	0,199	R\$ 10,32	R\$ 2,05
1.3	Pedreiro	h	0,199	R\$ 10,32	R\$ 2,05
1.4	Servente	h	1,192	R\$ 6,10	R\$ 7,27
				<b>Total</b>	<b>R\$ 318,24</b>
				<b>Total c/ E.S.</b>	<b>R\$ 328,02</b>

Fonte: (SINAPI, fev 2019).

#### 4.5.2 Composição para Aço

O Quadro 6 e o Quadro 7 exibem a composição para o aço, onde apresenta a composição de custos para a confecção e montagem das armaduras dos elementos estruturais, exceto para as estacas, que terão sua própria composição de custo unitário incluindo o fornecimento da estaca pronta. O custo unitário para os aços CA-50 foi de R\$ 7,70/kg e para os aços CA-60 foi de R\$ 8,74/kg.

Quadro 6 – Composição de custo unitário para aço CA – 50 Ø 6,3 a 12,5mm

<b>Aço CA - 50 Ø 6.3 a 12.5mm, inclusive corte, dobra, montagem e colocação de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações (kg).</b>					
Item	Insumos	Un	Coef.	Custo Unit.	Total
2.1	Aço CA-50 6.3 a 12.5 mm	m <sup>3</sup>	1,110	R\$ 4,62	R\$ 5,13
2.2	Arame recozido 18 bwg, 1,25 mm	kg	0,025	R\$ 11,50	R\$ 0,29
2.3	Espaçador circular, cobertura 20mm	un	0,743	R\$ 0,15	R\$ 0,11
2.4	Armador	h	0,111	R\$ 10,32	R\$ 1,15
2.5	Servente	h	0,018	R\$ 6,10	R\$ 0,11
				Total	R\$ 6,78
				Total c/ E.S.	R\$ 7,70

Fonte: (SINAPI, fev 2019).

Quadro 7 - Composição de custo unitário para aço CA – 60 Ø 5,0mm

<b>Aço CA - 60 Ø 5.0mm, inclusive corte, dobra, montagem e colocação de ferragens nas formas, para superestruturas e fundações (kg).</b>					
Item	Insumos	Un	Coef.	Custo Unit.	Total
3.1	Aço CA-60 5.0mm	m <sup>3</sup>	1,110	R\$ 4,39	R\$ 4,87
3.2	Arame recozido 18 bwg, 1,25 mm	kg	0,025	R\$ 11,50	R\$ 0,29
3.3	Espaçador circular, cobertura 20mm	un	1,190	R\$ 0,15	R\$ 0,18
3.4	Armador	h	0,174	R\$ 10,32	R\$ 1,80
3.5	Servente	h	0,029	R\$ 6,10	R\$ 0,17
				Total	R\$ 7,31
				Total c/ E.S.	R\$ 8,74

Fonte: (SINAPI, fev 2019).

#### 4.5.3 Composição para formas

As composições de custo unitário para confecção das formas das vigas e pilares; sapatas; bloco de coroamento; escadas e lajes, estão apresentadas no Quadro 8, Quadro 9, Quadro 10, Quadro 11 e Quadro 12, respectivamente. Através desses quadros, observa-se que as escadas (R\$ 161,25/m<sup>2</sup>) e lajes (R\$ 115,46/m<sup>2</sup>) possuem os maiores custos unitário de forma.

Quadro 8 – Composição de custo unitário para formas das vigas e pilares

<b>Forma p/ estrutura, em madeira serrada, 04 utilizações, incluso fabricação, montagem e desmontagem (m<sup>2</sup>)</b>					
Item	Insumos	Un	Coef.	Custo Unit.	Total
4.1	Desmoldante protetor para fôrmas de madeira	L	0,017	R\$ 5,90	R\$ 0,10
4.2	Pontaletes de madeira	m	0,066	R\$ 4,81	R\$ 0,32
4.3	Sarrafo de madeira	m	3,171	R\$ 1,73	R\$ 5,49
4.4	Prego de aço polido	kg	0,696	R\$ 9,61	R\$ 6,69
4.5	Tábua de madeira 2,5x30,0cm	m	1,970	R\$ 10,71	R\$ 21,10
4.6	Carpinteiro	h	2,259	R\$ 10,32	R\$ 23,31
4.7	Servente	h	0,436	R\$ 6,10	R\$ 2,66
				Total	R\$ 59,66
				Total c/ E.S.	R\$ 78,58

Fonte: (SINAPI, fev 2019).

Quadro 9 - Composição de custo unitário para formas das sapatas

<b>Forma p/ sapata, em madeira serrada, 04 utilizações, incluso fabricação, montagem e desmontagem (m<sup>2</sup>)</b>					
Item	Insumos	Un	Coef.	Custo Unit.	Total
5.1	Desmoldante protetor para fôrmas de madeira	L	0,017	R\$ 5,90	R\$ 0,10
5.2	Sarrafo de madeira	m	4,612	R\$ 1,73	R\$ 7,98
5.3	Prego de aço polido	kg	0,063	R\$ 9,61	R\$ 0,61
5.4	Tábua de madeira 2,5x30,0cm	m	1,278	R\$ 10,71	R\$ 13,69
5.5	Carpinteiro	h	2,769	R\$ 10,32	R\$ 28,58
5.6	Servente	h	1,086	R\$ 6,10	R\$ 6,62
				Total	R\$ 57,57
				Total c/ E.S.	R\$ 83,21

Fonte: (SINAPI, fev 2019).

Quadro 10 - Composição de custo unitário para formas dos blocos de coroamento

<b>Forma p/ bloco de coroamento, em madeira serrada, 04 utilizações, incluso fabricação, montagem e desmontagem (m<sup>2</sup>)</b>					
Item	Insumos	Un	Coef.	Custo Unit.	Total
6.1	Desmoldante protetor para fôrmas de madeira	L	0,017	R\$ 5,90	R\$ 0,10
6.2	Pontaletes de madeira	m	0,625	R\$ 4,81	R\$ 3,01
6.3	Sarrafo de madeira	m	0,924	R\$ 1,73	R\$ 1,60
6.4	Prego de aço polido	kg	0,011	R\$ 9,61	R\$ 0,11
6.5	Tábua de madeira 2,5x30,0cm	m	1,059	R\$ 10,71	R\$ 11,34
6.6	Carpinteiro	h	1,413	R\$ 10,32	R\$ 14,58
6.7	Servente	h	0,589	R\$ 6,10	R\$ 3,59
				Total	R\$ 34,33
				Total c/ E.S.	R\$ 47,56

Fonte: (SINAPI, fev 2019).

Quadro 11 - Composição de custo unitário para formas das escadas

<b>Forma p/ escadas, com 2 lances, em chapa de madeira compensada resinada, 04 utilizações, incluso fabricação, montagem e desmontagem (m<sup>2</sup>)</b>					
Item	Insumos	Un	Coef.	Custo Unit.	Total
7.1	Desmoldante protetor para fôrmas de madeira	L	0,010	R\$ 5,90	R\$ 0,06
7.2	Escora metálica telescópica	mês	2,161	R\$ 5,49	R\$ 11,86
7.3	Sarrafo de madeira	m	0,775	R\$ 1,73	R\$ 1,34
7.4	Pontaletes de madeira	m	6,482	R\$ 4,81	R\$ 31,18
7.5	Prego de aço polido	kg	0,147	R\$ 9,61	R\$ 1,41
7.6	Chapa de madeira compensada resinada	m <sup>2</sup>	1,345	R\$ 38,51	R\$ 51,80
7.7	Carpinteiro	h	3,226	R\$ 10,32	R\$ 33,29
7.8	Servente	h	0,575	R\$ 6,10	R\$ 3,51
				Total	R\$ 134,45
				Total c/ E.S.	R\$ 161,25

Fonte: (SINAPI, fev 2019).

Quadro 12 - Composição de custo unitário para formas das lajes

<b>8</b>					
<b>Forma p/ laje maciça, em madeira serrada, 04 utilizações, incluso fabricação, montagem e desmontagem (m<sup>2</sup>)</b>					
Item	Insumos	Un	Coef.	Custo Unit.	Total
8.1	Desmoldante protetor para fôrmas de madeira	L	0,017	R\$ 5,90	R\$ 0,10
8.2	Escora metálica telescópica	mês	2,161	R\$ 5,49	R\$ 11,86
8.3	Sarrafo de madeira	m	0,775	R\$ 1,73	R\$ 1,34
8.4	Pontaletes de madeira	m	6,482	R\$ 4,81	R\$ 31,18
8.5	Prego de aço polido	kg	0,065	R\$ 9,61	R\$ 0,62
8.6	Tábua de madeira 2,5x20cm	m	1,342	R\$ 7,32	R\$ 9,82
8.7	Carpinteiro	h	3,066	R\$ 10,32	R\$ 31,64
8.8	Servente	h	0,555	R\$ 6,10	R\$ 3,39
				Total	R\$ 89,96
				Total c/ E.S.	R\$ 115,46

Fonte: (SINAPI, fev 2019).

#### 4.5.4 Composição para estacas

No caso da fundação com blocos sobre estacas, faz-se necessário compor os custos de execução das estacas pré-moldadas, conforme apresentado no Quadro 13. Para isso, foram incluídos os serviços de bate-estaca e de guindauto na composição de custo unitários das estacas. O custo unitário total encontrado para as estacas foi de R\$ 97,76/m.

Quadro 13 – Composição analítica para estacas de concreto pré-moldado

<b>9</b>					
<b>Estaca pré-moldada de concreto, capacidade de 50 toneladas, comprimento total cravado de 5 a 12 m, com bate-estaca por gravidade sobre rolos (m).</b>					
Item	Insumos	Un	Coef.	Custo Unit.	Total
9.1	Eletrodo revestido aws, diametro de 4,0mm	kg	0,038	R\$ 19,94	R\$ 0,76
9.2	Estaca pré-moldada maciça de concreto vibrado armado, para carga de 50T	m	1,15	R\$ 63,91	R\$ 73,50
9.3	Servente	h	0,11	R\$ 6,10	R\$ 0,67
9.4	Soldador	h	0,11	R\$ 10,32	R\$ 1,14
9.5	bate estaca por gravidade de 3ton, 160HP, chi	chi	0,054	R\$ 73,14	R\$ 3,95
9.6	bate estaca por gravidade de 3ton, 160HP, chp	chp	0,056	R\$ 163,98	R\$ 9,18
9.7	guindauto hidráulico, cap. carga máxima 3300 kg, momento máximo de carga 5,8 tmm, alcance	chi	0,094	R\$ 40,63	R\$ 3,82
9.8	guindauto hidráulico, cap. carga máxima 3300 kg, momento máximo de carga 5,8 tm, alcance máximo	chp	0,024	R\$ 145,70	R\$ 3,43
				Total	R\$ 96,45
				Total c/ E.S.	R\$ 97,76

Fonte: (SINAPI, fev 2019).

## 4.6 Apresentação e comparação dos custos finais

Com a obtenção das composições de custos unitários passaremos para a apresentação dos custos finais para os sistemas de fundação analisados. Os orçamentos detalhados para os modelo estruturais FS e FE estão apresentados no ANEXO F.

### 4.6.1 Custos para o modelo estrutural FS

Para o modelo estrutural FS os custos finais estão apresentados na Tabela 21, onde é possível observar os custos para cada tipo de elemento estrutural e para os serviços executados, inclusive o custo da investigação geotécnica por SPT. Observamos que o custo total encontrado para a estrutura com fundação em sapatas foi de R\$ 505.273,00, onde os custos com sondagem representam uma parte muito pequena em relação ao custo total da estrutura (0,6%).

Por outro lado, é possível observar que as formas representaram o maior peso para o custo total da estrutura, e as lajes geraram o maior custo dentre os elementos estruturais. O custo total com fundações foi de R\$ 19.734,54, onde compreende os serviços de execução das sapatas e o custo com sondagem SPT.

Tabela 21 – Custos para a estrutura com fundação em sapatas

<b>Material/ Serviço</b>	<b>Concreto (R\$)</b>	<b>Aço (R\$)</b>	<b>Forma (R\$)</b>	<b>SPT (R\$)</b>	<b>Custo Total (R\$)</b>
Vigas	17.188,44	39.337,13	78.796,50	-	135.322,07
Pilares	13.612,98	39.324,86	53.463,44	-	106.401,28
Lajes	43.003,89	62.446,92	126.098,73	-	231.549,54
Escadas	1.476,11	2.533,55	8.255,90	-	12.265,56
Fundação	8.036,58	5.939,05	2.878,92	2.880,0	19.734,54
<b>Total</b>	<b>83.317,99</b>	<b>149.581,51</b>	<b>269.493,50</b>	<b>2.880,0</b>	<b>505.273,00</b>

### 4.6.2 Custos para o modelo estrutural FE

Para o modelo estrutural FE obtivemos os custos finais para os serviços executados e os custos para cada elemento estrutural, inclusive as estacas (Tabela 22). Dessa forma, observamos que o custo total da estrutura com fundação estacada foi de R\$ 554.146,84, onde os custos com sondagem também representaram uma parte muito pequena em relação ao custo total da estrutura (0,5%).

É possível observar também que as formas representaram o maior peso para o custo total da estrutura, e as lajes geraram o maior custo dentre os elementos estruturais. O custo total com fundações foi de R\$ 77.455,27, onde compreende os serviços de execução e instalação das estacas e blocos de coroamento, bem como o custo com sondagem SPT.

Tabela 22 – Custos para estrutura com fundação em estacas

<b>Material/ Serviço</b>	<b>Concreto (R\$)</b>	<b>Aço (R\$)</b>	<b>Forma (R\$)</b>	<b>Estaca (R\$)</b>	<b>SPT (R\$)</b>	<b>Custo Total (R\$)</b>
Vigas	17.188,44	39.176,75	78.796,50	-	-	135.161,69
Pilares	12.530,50	36.012,19	49.157,45	-	-	97.700,15
Lajes	43.003,89	62.446,92	126.098,73	-	-	231.549,54
Escadas	1.476,11	2.548,18	8.255,90	-	-	12.280,19
Fundação	4.395,52	10.868,46	3.001,21	56.310,08	2.880,0	77.455,27
<b>Total</b>	<b>78.594,45</b>	<b>151.052,50</b>	<b>256.309,80</b>	<b>56.310,08</b>	<b>2.880,0</b>	<b>554.146,84</b>

#### 4.6.3 Comparação dos custos finais

A etapa final deste trabalho consiste em estabelecer uma comparação, em termos econômicos, das duas propostas de fundações. Para isso, é apresentado na Tabela 23 os custos finais de cada serviço para os dois sistemas estruturais.

É possível constatar, que o modelo estrutural FS apresenta uma diferença de custo de R\$ 48.873,84 a menos que o sistema estrutural FE. Ou seja, a escolha da fundação com sapatas resultaria na economia de quase R\$ 50.000,00, que representa aproximadamente 9% do custo total da estrutura.

As formas representaram a maior contribuição para o custo total das estruturas (46,3% a 53,3%), seguido pelo aço (29,6% a 30,2%) e por último o concreto (16,1% a 16,5%). Isso revela a importância de se utilizar menos formas, buscando meios de racionalizar seu uso na execução de uma estrutura, por isso a importância do reaproveitamento e padronização de formas.

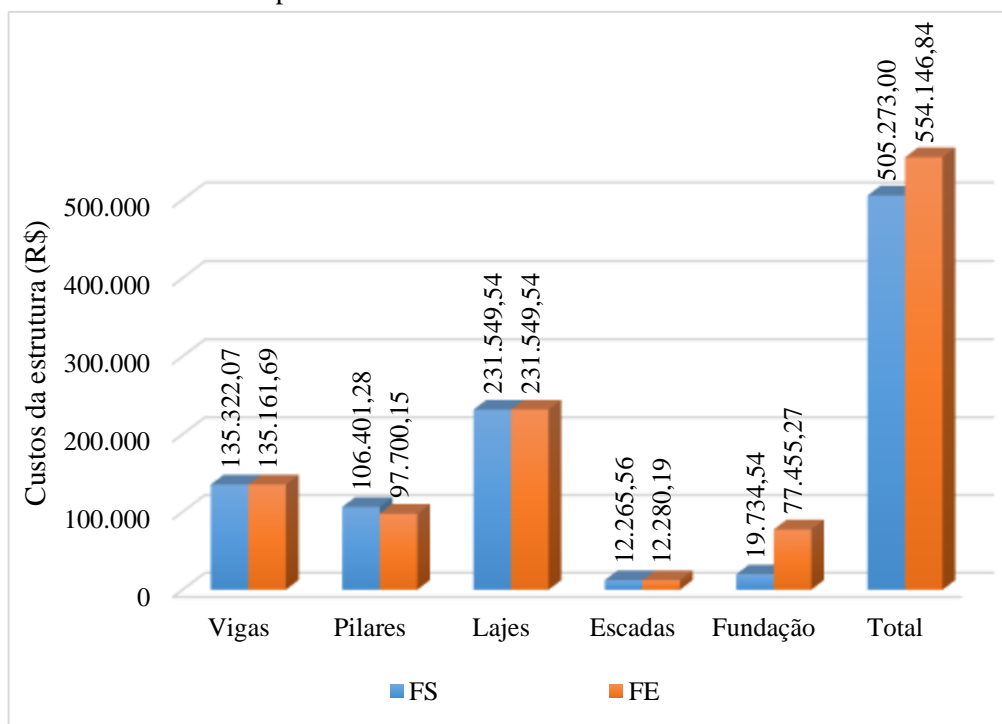
Tabela 23 – Comparativo dos custos para as duas propostas de fundação

<b>Material/Serviço</b>	<b>FS</b>	<b>FE</b>
Concreto	R\$ 83.317,99	R\$ 78.594,45
Aço	R\$ 149.581,51	R\$ 151.052,50
Forma	R\$ 269.493,50	R\$ 265.309,80
Estaca	-	R\$ 56.310,08
SPT	R\$ 2.880,00	R\$ 2.880,00
<b>Total</b>	<b>R\$ 505.273,00</b>	<b>R\$ 554.146,84</b>

Com base na Tabela 21 e na Tabela 22, foi elaborado o gráfico da Figura 26, com objetivo de observar a influência do custo das fundações e dos demais elementos estruturais sobre o custo final da estrutura, incluindo também os custos de sondagem na fundação e das estacas para o caso da fundação estacada. Os elementos com maior contribuição para o custo total da estrutura foram: lajes, vigas e pilares, respectivamente, e por último as fundações.

É possível verificar uma grande diferença no custo para execução dos dois tipos de fundação estudadas. A fundação com sapatas apresenta um custo total de R\$ 19.734,54, enquanto a fundação estacada apresenta um custo total de R\$ 77.455,27, diferença de quase quatro vezes a mais (393,5%). Esses valores representam um custo de 3,9%, para a fundação com sapatas e de, 14,0% para a fundação estacada, em relação ao custo total da estrutura.

Figura 26 - Gráfico dos custos por elemento estrutural



## CONCLUSÕES

O presente trabalho buscou encontrar a viabilidade econômica para uma edificação residencial na cidade de Barreiras-BA através da comparação entre duas soluções estruturais de fundação. Na edificação em questão, optou-se pelo uso de estacas de concreto pré-moldado e sapatas, as quais se adequaram à edificação.

Para a obtenção dos resultados foi necessário produzir um projeto referente aos dois tipos de fundações, fazendo o lançamento da estrutura em um programa de cálculo estrutural, também fazendo o detalhamento das armaduras de ambas, podendo então chegar a um quantitativo dos materiais necessários para a execução do projeto da edificação.

Diferente do resultado apresentado por Sena (2016), o projeto de fundação com sapatas se apresentou viável, devido ao solo ser composto basicamente por uma areia medianamente compacta, permitindo a possibilidade de execução com menor consumo de material. O volume de concreto utilizado na fundação com sapatas foi aproximadamente 70% menor que o volume utilizado na fundação estacada. Foi verificado também as sapatas apresentaram menor consumo de aço, uma diferença de 352,2%, e menor consumo de formas, diferença de 82,4%.

Através da composição de custos unitários, foi possível calcular o custo total para os materiais. O custo da fundação com sapatas foi de R\$ 19.734,54, enquanto da fundação com estacas foi de R\$ 77.455,27, que apresentou uma diferença de aproximadamente 292%, para Teixeira (2016), essa diferença foi ainda maior, quase 700%.

Para a solução em sapatas, o custo total da estrutura foi de R\$ 505.273,00, e para a estrutura com fundação estacada foi de R\$ 554.146,84. Esse resultado nos mostra que o sistema estrutural com fundação com sapatas apresentou uma vantagem expressiva, pois além de pretender um serviço com maior disponibilidade de mão-de-obra e facilidade de execução, também apresentou uma economia de quase R\$ 50.000,00, o que compensa o maior tempo de execução conforme apontou o estudo de Abbad (2014).

Dessa maneira, é válido ressaltar a importância dos estudos de investigação do solo, pois como foi previsto por Machado (2014), os custos com sondagem foram de apenas 0,5% do custo total da estrutura, e através disso pôde-se estabelecer uma fundação adequada e mais econômica.

Foi constatado ainda que, dentre os insumos necessários à execução das estruturas, as formas tiveram maior contribuição para o custo final, cerca de 50%, o que ressalta a importância do reaproveitamento, ou até mesmo a aquisição de novas tecnologias para mitigar este insumo. Também, foi verificado que as lajes apresentaram grande consumo total de insumos, compreendendo aproximadamente 45% do custo total estrutura, o que aponta à relevância de substituição de lajes maciças por outros sistemas mais leves e mais baratos, a fim de diminuir o custo total de execução da estrutura.

Portanto, uma sugestão para estudos futuros seria a realização de análise comparativa para fundações alterando-se os sistemas de lajes, visando a diminuição no consumo de insumos, principalmente o uso de formas. Outra proposta seria a análise de viabilidade para fundações de edifícios de grande porte, como os prédios situados na cidade de Barreiras-BA, introduzindo também as fundações com radier no estudo comparativo.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14724: Informação e documentação: trabalhos acadêmicos: apresentação*. 3. ed. Rio de Janeiro, 2011;

\_\_\_\_\_ - NBR 10520: *Informação e documentação – Citações em documentos – Apresentação*. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_ - NBR 6023: *Informação e documentação – Referências – Elaboração*. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_ - NBR 6118: *Projetos de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_ - NBR 6120: *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_ - NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_ - NBR 6123: *Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_ - NBR 6484: *Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_ - NBR 7480: *Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação*. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_ - NBR 8681: *Ações e segurança na estrutura - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

Manual de Estilo Acadêmico – *Trabalhos de Conclusão de Curso, dissertações e teses*. UFBA. 5 Ed. Salvador, 2013.

ABBAD, G. P. *Estudo de Pré-Viabilidade na Especificação de Fundação do Tipo Estaca Escavada ou Sapata Isolada em Edificação Multifamiliar*. Santa Maria, UFSM, 2014.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **Um Método Aproximado para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas**. Congresso Pan-americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 5. Buenos Aires, 1975.

AZEREDO, H. A. **O edifício até sua cobertura – Prática de construção civil**. 2. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1977.

BARBOZA, M. R. **Concepção e Análise de Estruturas de Edifícios em Concreto Armado**. Bauru, UNESP, 2008.

BARROS, C. **Apostila de Fundações: Técnicas Construtivas Edificações**. Pelotas, Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia, 2011.

BASTOS, P. S. dos S. **Blocos de Fundação. Notas de Aula da Disciplina 2133 – Estruturas de Concreto III**. Bauru, UNESP, 2017. Disponível em: <[http://www.feb.unesp.br/pbastos/pag\\_concreto3.htm](http://www.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto3.htm)> Acesso em: 10 jan 2018

BEILFUSS, T. **Estudo Comparativo da Fundação de Um Edifício Modelo: Estaca x Tubulão**. Ijuí, UNIJUI, 2012.

BLEVOT, J.; FREMY, R. **Semelles sur pieux**. Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. (230), Paris, 1967.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5. Ed. Singapore: McGraw-Hill, 1997.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações: Fundamentos**. 6. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988. V. 1.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações: Mecânica das Rochas – Fundações – Obras de Terra**. 6. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987. V. 2.

CAVALCANTE E. H. **Investigação Teórico-Experimental Sobre o SPT**. Rio de Janeiro, UFRJ, 2002.

CHINEM, P. M. **Avaliação da Estabilidade Global de Edifícios**. Goiânia, UFG, 2010.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas**. São Carlos: EESC-USP, 1999.

CUNHA, L. N. **Análise Comparativa de Fundação Tipo Sapata e Tubulão em um Mesmo Perfil Geotécnico na Cidade de Teresina**. Belo Horizonte, COBRAMSEG, 2016.

GIONGO, J. S. **Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios**. São Carlos, EESC – USP, 2006.

GODOY, N. S. **Fundações. Notas de aula, Curso de Graduação**. São Carlos, EESC - USP. 1972.

GOMES, D. D.; **Principais Aspectos Geotécnicos a serem Avaliados para Projeto de Fundações de Torres Eólicas**. Belo Horizonte, XVIII COBRAMSEG, 2016.

HACHICH, W; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. Ed. São Paulo: PINI, 1998.

HOMHICH, J. T. O. **Lançamento Estrutural. Notas de Aula da Disciplina AQT 402 - Estruturas de Concreto, Aço e Madeira**. Paraná, FAG, 2010.

IGLESIA, S. M. **O Efeito P-Delta nas Estruturas de Edifícios**. Florianópolis, AltoQi: Tecnologia Aplicada a Engenharia. E-Book, 2016.

KOERICH, M. M. M.; PARISENTI, R. **Tutorial Eberick Básico**. Florianópolis, AltoQi: Tecnologia Aplicada a Engenharia. 2016.

LIMMER, C. V. **Planejamento, Orçamentação e Controle de Projetos e Obras**. 1. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 1997.

LIVRAMENTO, M. R. **Estudo Comparativo de Custos entre Valores Estabelecidos pelo SINAPI e Valores Obtidos nos Municípios de Barreiras/BA e Luís Eduardo Magalhães/BA**. Barreiras, UFOB - CCET, 2017.

MACHADO, S. L.; MACHADO, M. de F. C. **Mecânica dos Solos I – Conceitos Introdutórios**. Salvador: Escola Politécnica da UFBA - Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, 2014.

MARANGON, M. **Geotecnia de Fundações**. Juiz de Fora, UFJF: Faculdade de Engenharia – Departamento de Transportes e Geotecnia, 2018. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/pagina-do-aluno/notas-de-aula/>> Acesso em: 16 Jul 2019.

MATTOS, A. D. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudo de caso, exemplos**. São Paulo: PINI, 2006.

MELHADO, S. B. et al. **Fundações**. São Paulo, Escola Politécnica Da Universidade de São Paulo, 2002.

MOURA, D. C. R. CONCOURD, W. **Análise da Aplicação da Engenharia de Custos: Um Estudo de Caso em uma Empresa em Belém-PA**. Belém, UNAMA - CCET, 2011.

PINHEIRO, M. L.; MUZADO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do Concreto e Projetos em Edifícios**. São Carlos, USP: Escola de Engenharia de São Carlos, 2007. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec802/Lancamento/>> Acesso em: 30 Jan 2018.

PRUDÊNCIO, T. **Análise de Viabilidade Econômica de Diferentes Tipos de Fundação em Casas Populares**. Criciúma: UNESC, 2011.

RAMOS, E. S. **Estudo Comparativo Econômico entre Lajes Maciça, Nervurada, Treliçada Unidirecional e Bidirecional em Edificação Residencial na Cidade de Barreiras-BA**. Barreiras, UFOB, 2016.

SENA, L. **Estudo de Caso sobre Projeto de Fundações por Sapatas e por Estacas**. Florianópolis, UFSC, 2016.

SINTRACOM - Sindicato dos Trabalhadores na Indústria da Construção e da Madeira no Estado da Bahia. **Convenção de Trabalho**. Vigência Jan/19 a Dez/20.

SOUZA JR, F. F. **Análise de Estabilidade Global e de Custos para Edifício com Diversas Concepções Estruturais**. Barreiras, UFOB, 2017.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Fundações: Teoria e Prática**. 2. Ed. São Paulo: PINI, 1998.

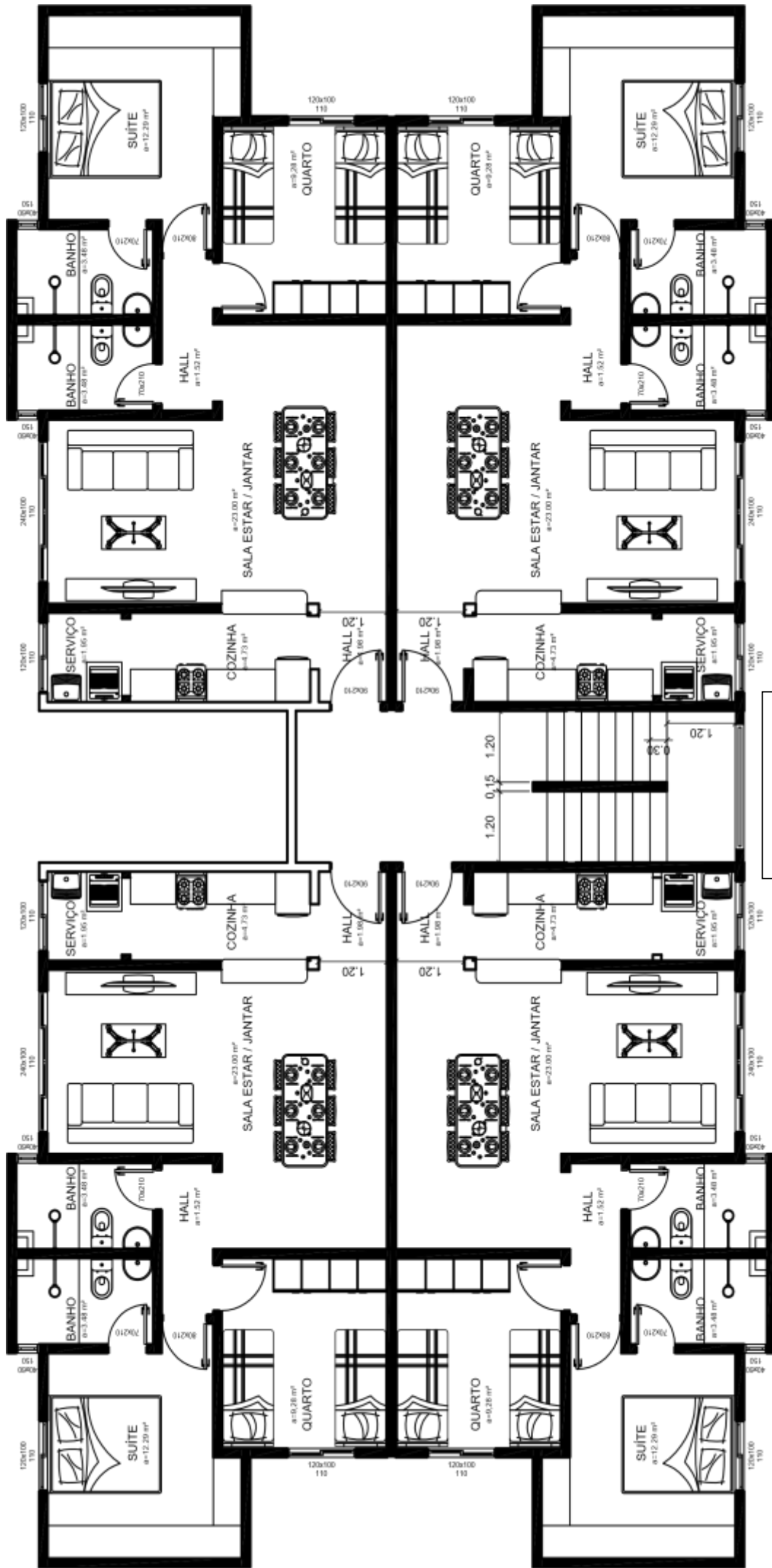
TEIXEIRA, A. L.; **Estudo Comparativo entre dois Tipos de Fundações em Edificação de médio Padrão**. Varginha: UNIS, 2016.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de Projeto - Investigação do Subsolo - Fundações Superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

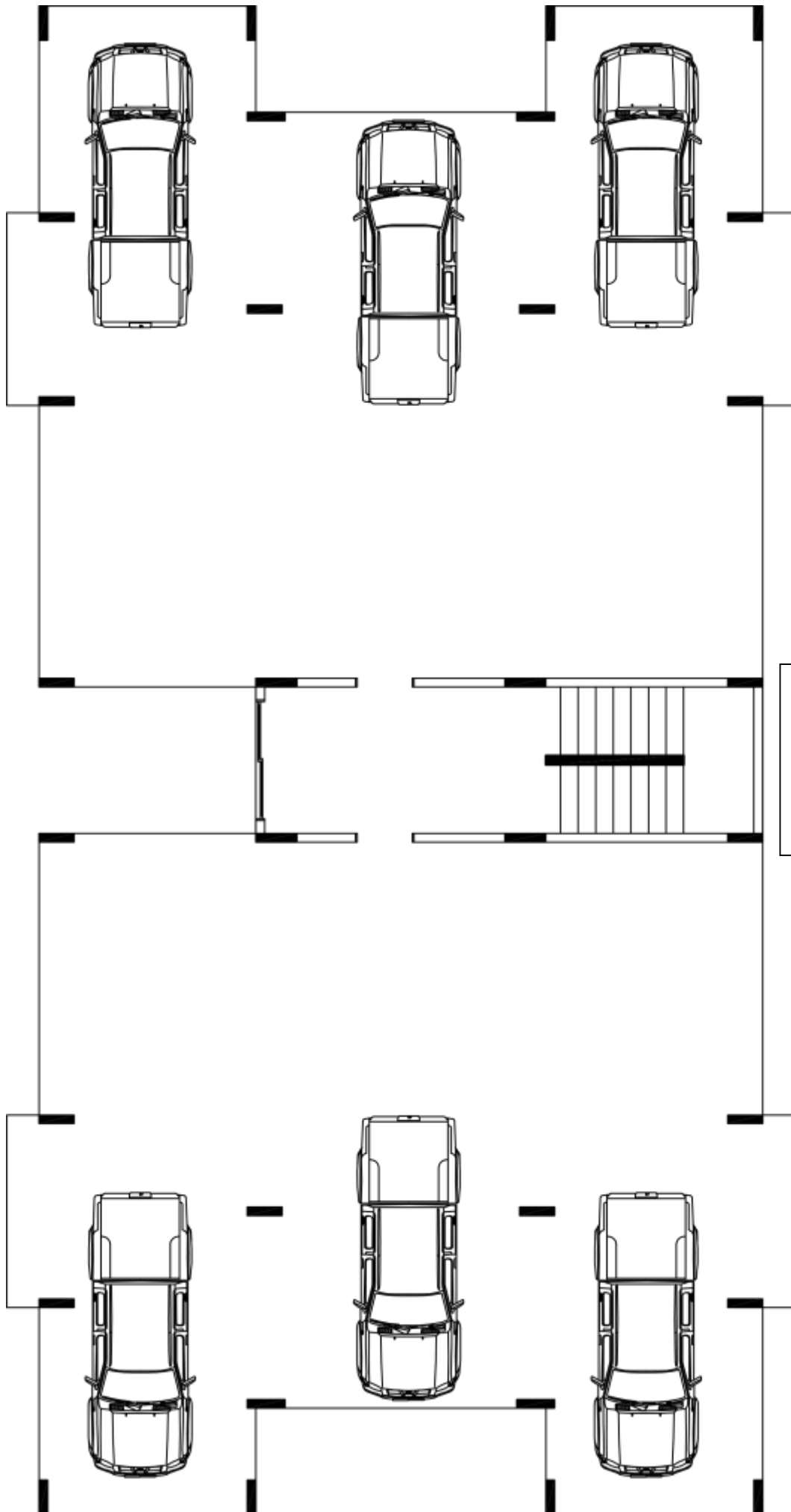
WOLLE, C. M. **Fundações - Exercícios resolvidos**. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1993.

## **ANEXOS**

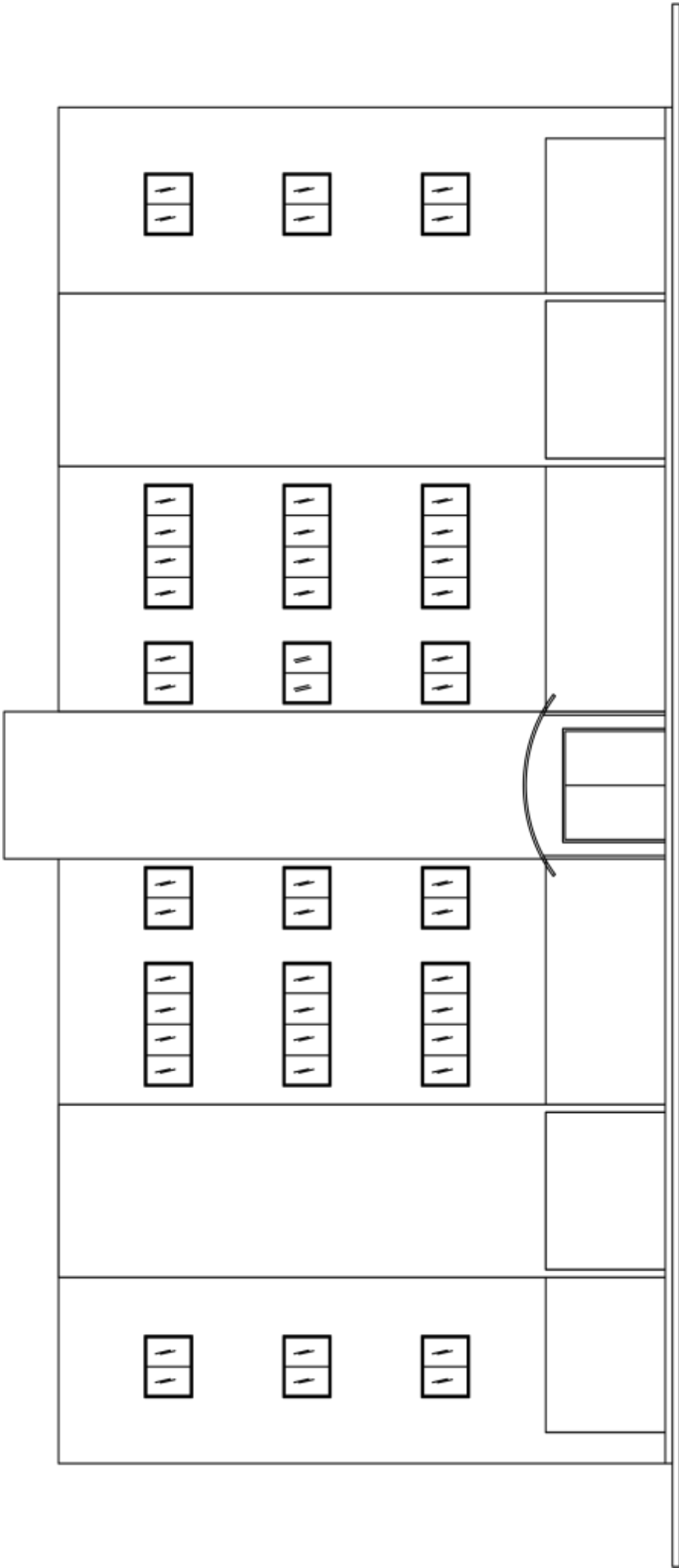
## **ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO**



PLANTA BAIXA  
PAV. TIPO



PLANTA BAIXA  
PAV. PILOTIS



FACHADA PRINCIPAL

**ANEXO B – BOLETIM DE SONDA GEM**



Cliente:  
 Obra: ED. RESIDENCIAL  
 Local: AV. BEIRA RIO QD 1 LT 35-36-37 - BARREIRAS - BA

Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT Iniciais/30cm	Índice de SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem Nº 115/2017	
									Furo SP 01	Cota 100,000
		95			15	18		1,00	SPT - Standart Penetration Test	30 cm finais
					9	14		2,00	Camadas - Classificação dos solos	30 cm iniciais
					8	9		3,00	Sem recuperação de Amostras.	
					7	9		4,00	Areia Argilosa, Cor Variegado, Medianamente Compacta	
					8	10		5,00	Areia Pouco Argilosa, Cor Variegado, Pouco Compacta	
					9	10		6,00	Areia Pedregulhosa, Cor Variegado, Medianamente Compacta	
					18	32		7,00	Areia Pedregulhosa, Cor Variegado, Muito Compacta	
					33	42		8,00		
		90						9,00	↑ IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO	
								10,00		
								11,00		
								12,00		
								13,00		
								14,00		
		85						15,00		
								16,00		
								17,00		
								18,00		
								19,00		
								20,00		
								21,00		
								22,00		
								23,00		
								24,00		
								25,00		
								26,00		
								27,00		
								28,00		
								29,00		
								30,00		
								31,00		
								32,00		
								33,00		
								34,00		
								35,00		
								36,00		
								37,00		
								38,00		

NA Inic.	3,90 m	29/11/2017	Amostrador	Revestimento Ø 2 3/8 "	Peso 65,0 kg	Data de execução
NA Final	3,70 m	29/11/2017	Ø interno 1 3/8 "	Altura de queda 75,0 cm		Início 29/11/2017
			Ø externo 2 "			término 29/11/2017

Obs: Nenhuma.

Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT Iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem Nº 115/2017	
									Furo SP 02	Cota 100,000
		95			15	18		1,00	Sem recuperação de Amostras.	
					14	16		2,00	Areia Argilosa, Cor Variegado, Medianamente Compacta	
					6	8		3,00	Areia Pouco Argilosa, Cor Variegado, Pouco Compacta	
					8	9		4,00		
					8	11		5,00	Areia Pedregulhosa, Cor Variegado, Medianamente Compacta	
					9	16		6,00	Areia Pedregulhosa, Cor Variegado, Muito Compacta	
					35	40		7,00		
					45	50		8,00		
		90						9,00	↑ IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO	
								10,00		
								11,00		
								12,00		
								13,00		
								14,00		
		85						15,00		
								16,00		
								17,00		
								18,00		
								19,00		
								20,00		
								21,00		
								22,00		
								23,00		
								24,00		
								25,00		
								26,00		
								27,00		
								28,00		
								29,00		
								30,00		
								31,00		
								32,00		
								33,00		
								34,00		
								35,00		
								36,00		
								37,00		
								38,00		
		0								
NA Inic.		3,90	m	28/11/2017				Amostrador	Revestimento Ø 2 3/8 "	Data de execução
NA Final		3,70	m	28/11/2017				Ø interno 1 3/8 "	Peso 65,0 kg	Início 28/11/2017
								Ø externo 2 "	Altura de queda 75,0 cm	término 28/11/2017
Obs: Nenhuma.										
Digitador								Engº		28/11/2017 Folha 01

Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT Iniciais/30cm	Índice de SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem Nº 115/2017	
									Furo SP 03	Cota 100,000
		95						1,00	Sem recuperação de Amostras.	
					17	17		2	Areia Argilosa, Cor Variegado, Medianamente Compacta	
					9	12		3		
					7	8		4	Areia Pouco Argilosa, Cor Variegado, Pouco Compacta	
					8	8		5		
					7	9		6	Areia Pedregulhosa, Cor Variegado, Medianamente Compacta	
					9	12		7		
					30	37		8	Areia Pedregulhosa, Cor Variegado, Muito Compacta	
					35	45		9		
		90						10	↑ IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO	
								11		
								12		
								13		
								14		
		85						15		
								16		
								17		
								18		
								19		
								20		
								21		
								22		
								23		
								24		
								25		
								26		
								27		
								28		
								29		
								30		
								31		
								32		
								33		
								34		
								35		
								36		
								37		
								38		

NA Inic.	3,90 m	29/11/2017	Amostrador	Revestimento Ø 2 3/8 "	Peso 65,0 kg	Data de execução
NA Final	3,70 m	29/11/2017	Ø interno 1 3/8 "	Altura de queda 75,0 cm		Início 29/11/2017
			Ø externo 2 "			término 29/11/2017

Obs: Nenhuma.

Digitador \_\_\_\_\_ Engº \_\_\_\_\_ 29/11/2017 Folha 01



## **ANEXO C – CATÁLOGO DE ESTACA PRÉ-MOLDADA**

# CATÁLOGO ELETRÔNICO



**FUNDAÇÕES, GEOTECNIA E ESTRUTURAS**

**ATUAMOS EM TODO O BRASIL**

**Rua Cândido Xavier, nº 251 - Batel**

**Curitiba - Paraná - Brasil CEP 80240-280**

**TeleFax: (041) 3016-9512**

**E-mail: [benapar@benapar.com.br](mailto:benapar@benapar.com.br)**

**Site: <http://www.benapar.com.br>**

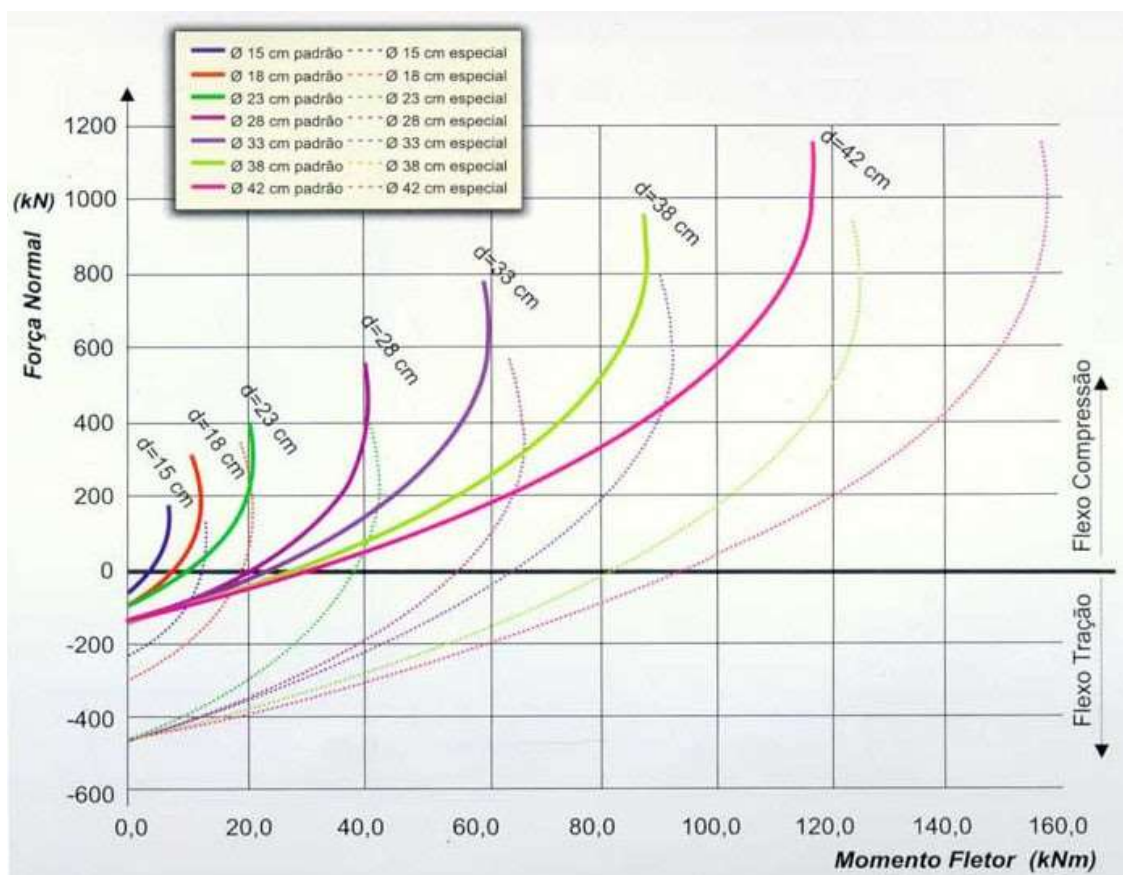
## ESTACAS PRÉ-MOLDADAS "BENAPAR" EM CONCRETO ARMADO (COM AÇO CA - 50)

Bitola (cm)	*Carga Máxima Estrutural Admissível (kN)	Massa (kg/m)	Área (cm <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)	Distância Mínima entre eixos (cm)
15	180	42	177	47	60
18	260	61	255	57	60
23	400	100	416	72	60
28	550	148	616	88	70
33	750	205	855	104	85
38	900	272	1134	119	95
42	1150	332	1385	132	105

\*A carga máxima admissível estrutural se refere à peça de concreto enquanto elemento estrutural.

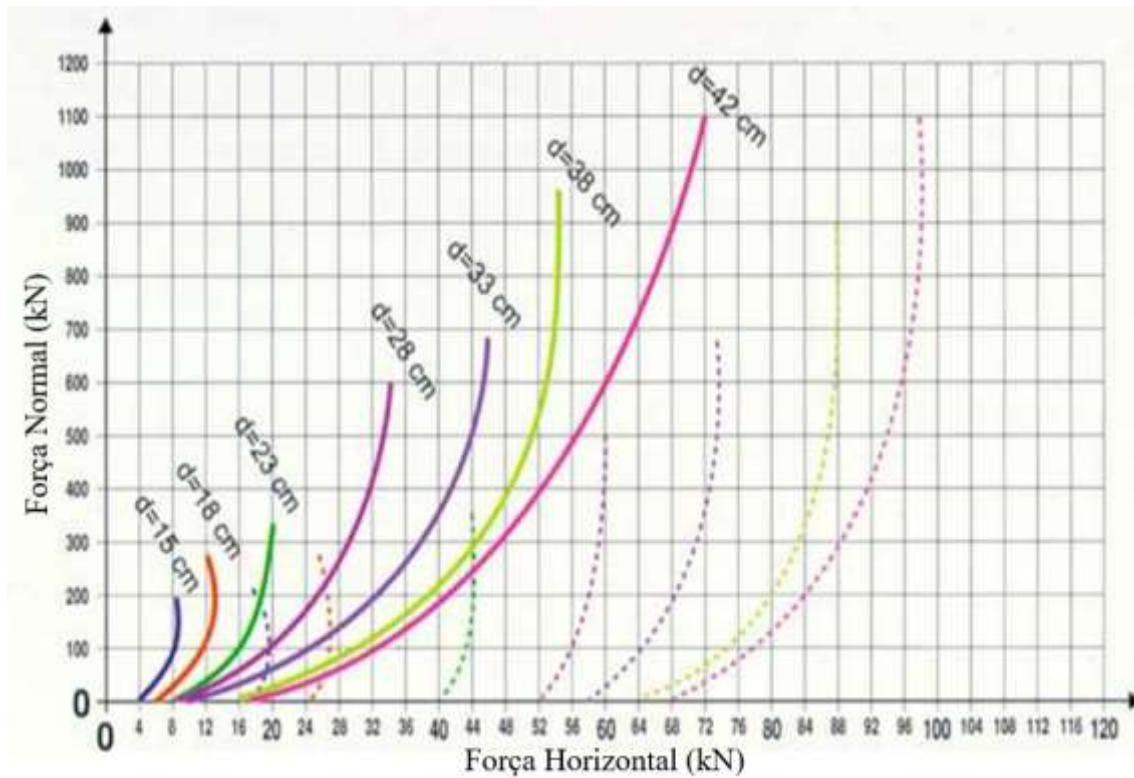
A capacidade de carga final ou de trabalho deve levar em consideração o conjunto estaca-solo e deve ser verificada individualmente em função dos dados geográficos da

### Momentos Fletores Admissíveis Em Estacas Pré-moldadas "BENAPAR"

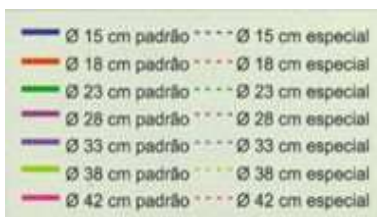
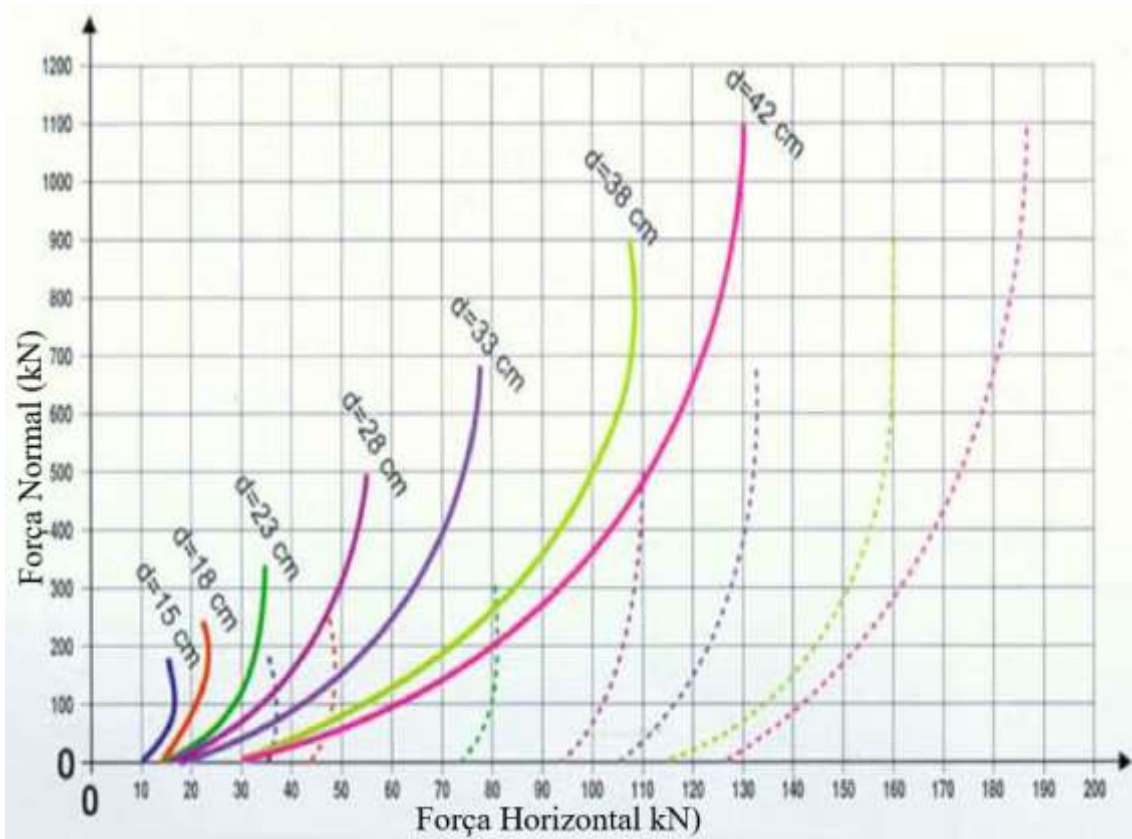


# FORÇAS HORIZONTAIS ADMISSÍVEIS

## Forças Horizontais Admissíveis em Estacas Pré-moldadas Solo Mole ou Fofa



## Forças Horizontais Admissíveis em Estacas Pré-moldadas Solo Médio



## **ANEXO D – RELATÓRIO DO DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES**

## Memorial de cálculo

### Resultado das Sapatas

**Baldrame**  $f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$   $E = 241500 \text{ kgf/cm}^2$  **Peso Espec** =  $2500.00 \text{ kgf/m}^3$

**Lance 1**                       $\text{cobr} = 4.50 \text{ cm}$

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Solo			Dimensões (cm)		Armadura	
	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)	P adm	E Solo (kgf/m <sup>3</sup> ) Coesão (kgf/cm <sup>2</sup> )	Ângulo atrito	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup
S1	156.27 -1555.03	0.14 0.58	19.32 22.91	2.20	1900.00 0.00	35	100.00 145.00	15.00 30.00	17 $\phi$ 6.3 c/8 (5.30 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 6.3 c/9 (3.43 cm <sup>2</sup> )
S2	-199.43 2233.22	0.24 0.85	34.85 40.51	2.20	1900.00 0.00	35	130.00 170.00	15.00 40.00	15 $\phi$ 8.0 c/11 (7.54 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 8.0 c/12 (5.53 cm <sup>2</sup> )
S3	-154.13 2716.66	0.17 1.19	48.86 57.05	2.20	1900.00 0.00	35	155.00 200.00	20.00 50.00	24 $\phi$ 8.0 c/8 (12.06 cm <sup>2</sup> )	17 $\phi$ 8.0 c/9 (8.55 cm <sup>2</sup> )
S4	-181.97 2450.72	0.17 1.20	35.49 41.72	2.20	1900.00 0.00	35	135.00 180.00	15.00 40.00	16 $\phi$ 8.0 c/11 (8.04 cm <sup>2</sup> )	12 $\phi$ 8.0 c/11 (6.03 cm <sup>2</sup> )
S5	181.21 2437.21	0.17 1.19	35.35 41.58	2.20	1900.00 0.00	35	135.00 180.00	15.00 40.00	16 $\phi$ 8.0 c/11 (8.04 cm <sup>2</sup> )	12 $\phi$ 8.0 c/11 (6.03 cm <sup>2</sup> )
S6	153.51 2698.51	0.17 1.18	47.98 55.57	2.20	1900.00 0.00	35	150.00 195.00	15.00 45.00	19 $\phi$ 8.0 c/10 (9.55 cm <sup>2</sup> )	16 $\phi$ 8.0 c/9 (8.04 cm <sup>2</sup> )
S7	198.42 2231.67	0.24 0.86	35.45 41.27	2.20	1900.00 0.00	35	130.00 175.00	15.00 40.00	16 $\phi$ 8.0 c/11 (8.04 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 8.0 c/11 (5.53 cm <sup>2</sup> )
S8	157.57 1549.46	0.14 0.58	19.31 22.90	2.20	1900.00 0.00.00	35	100.00 145.00	15.00 30.00	17 $\phi$ 6.3 c/8 (5.30 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 6.3 c/9 (3.43 cm <sup>2</sup> )
S9	231.00 1763.56	0.29 0.82	18.62 22.21	2.20	0. 1900.00 0.00	35	100.00 145.00	15.00 30.00	17 $\phi$ 6.3 c/8 (5.30 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 6.3 c/9 (3.43 cm <sup>2</sup> )
S10	-247.56 1966.31	0.33 0.66	29.60 34.25	2.20	1900.00 0.00	35	115.00 160.00	15.00 35.00	13 $\phi$ 8.0 c/12 (6.53 cm <sup>2</sup> )	14 $\phi$ 6.3 c/8 (4.36 cm <sup>2</sup> )
S11	-182.01 -2058.09	0.17 0.85	77.25 89.27	2.20	1900.00 0.00	35	190.00 235.00	20.00 60.00	19 $\phi$ 10.0 c/12 (14.92 cm <sup>2</sup> )	16 $\phi$ 10.0 c/12 (12.57 cm <sup>2</sup> )
S12	-278.14 2359.64	0.38 1.07	77.87 89.64	2.20	1900.00 0.00	35	190.00 230.00	20.00 60.00	19 $\phi$ 10.0 c/12 (14.92 cm <sup>2</sup> )	23 $\phi$ 8.0 c/8 (11.56 cm <sup>2</sup> )
S13	325.75 -2358.38	0.48 1.08	77.86 89.63	2.20	1900.00 0.00	35	190.00 230.00	20.00 60.00	19 $\phi$ 10.0 c/12 (14.92 cm <sup>2</sup> )	23 $\phi$ 8.0 c/8 (11.56 cm <sup>2</sup> )
S14	175.23 -2063.86	0.16 0.84	77.41 89.44	2.20	1900.00 0.00	35	190.00 235.00	20.00 60.00	19 $\phi$ 10.0 c/12 (14.92 cm <sup>2</sup> )	16 $\phi$ 10.0 c/12 (12.57 cm <sup>2</sup> )

S15	242.47 1962.51	0.32 0.66	29.69 34.33	2.20	1900.00 0.00	35	115.00 160.00	15.00 35.00	13 $\phi$ 8.0 c/12 (6.53 cm <sup>2</sup> )	14 $\phi$ 6.3 c/8 (4.36 cm <sup>2</sup> )
S16	229.40	0.29	18.68	2.20	1900.00	35	100.00	15.00	17 $\phi$ 6.3 c/8	11 $\phi$ 6.3 c/9
	-1706.23	0.77	22.27		0.00		145.00	30.00	(5.30 cm <sup>2</sup> )	(3.43 cm <sup>2</sup> )
S17	226.97 -1666.38	0.28 0.70	18.84 22.43	2.20	1900.00 0.00	35	100.00 145.00	15.00 30.00	17 $\phi$ 6.3 c/8 (5.30 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 6.3 c/9 (3.43 cm <sup>2</sup> )
S18	-239.61 1937.67	0.32 0.67	30.34 34.98	2.20	1900.00 0.00	35	115.00 160.00	15.00 35.00	13 $\phi$ 8.0 c/12 (6.53 cm <sup>2</sup> )	14 $\phi$ 6.3 c/8 (4.36 cm <sup>2</sup> )
S19	-171.17 2086.34	0.15 0.85	76.80 88.82	2.20	1900.00 0.00	35	190.00 235.00	20.00 60.00	19 $\phi$ 10.0c/12 (14.92 cm <sup>2</sup> )	23 $\phi$ 8.0 c/8 (11.56 cm <sup>2</sup> )
S20	-492.78 -3158.57	0.73 1.46	69.55 80.64	2.20	1900.00 0.00	35	185.00 225.00	20.00 55.00	27 $\phi$ 8.0 c/8 (13.57 cm <sup>2</sup> )	22 $\phi$ 8.0 c/8 (11.06 cm <sup>2</sup> )
S21	489.07 -3172.57	0.73 1.47	69.89 80.98	2.20	1900.00 0.00	35	185.00 225.00	20.00 55.00	27 $\phi$ 8.0 c/8 (13.57 cm <sup>2</sup> )	22 $\phi$ 8.0 c/8 (11.06 cm <sup>2</sup> )
S22	170.03 2081.32	0.15 0.85	76.51 88.53	2.20	1900.00 0.00	35	190.00 235.00	20.00 60.00	19 $\phi$ 10.0c/12 (14.92 cm <sup>2</sup> )	23 $\phi$ 8.0 c/8 (11.56 cm <sup>2</sup> )
S23	237.05 1935.52	0.31 0.67	30.11 34.75	2.20	1900.00 0.00	35	115.00 160.00	15.00 35.00	13 $\phi$ 8.0 c/12 (6.53 cm <sup>2</sup> )	14 $\phi$ 6.3 c/8 (4.36 cm <sup>2</sup> )
S24	228.65 1644.66	0.28 0.69	18.64 22.23	2.20	1900.00 0.00	35	100.00 145.00	15.00 30.00	17 $\phi$ 6.3 c/8 (5.30 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 6.3 c/9 (3.43 cm <sup>2</sup> )
S25	159.32 1451.27	0.14 0.43	19.27 22.86	2.20	1900.00 0.00	35	100.00 145.00	15.00 30.00	17 $\phi$ 6.3 c/8 (5.30 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 6.3 c/9 (3.43 cm <sup>2</sup> )
S26	-190.93 -2216.61	0.23 0.86	33.62 39.44	2.20	1900.00 0.00	35	130.00 175.00	15.00 40.00	16 $\phi$ 8.0 c/11 (8.04 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 8.0 c/12 (5.53 cm <sup>2</sup> )
S27	147.73 -2650.85	0.18 1.15	48.53 56.12	2.20	1900.00 0.00	35	150.00 195.00	15.00 45.00	19 $\phi$ 8.0 c/10 (9.55 cm <sup>2</sup> )	16 $\phi$ 8.0 c/9 (8.04 cm <sup>2</sup> )
S28	-175.00 -2386.34	0.23 1.05	27.90 32.91	2.20	1900.00 0.00	35	120.00 165.00	15.00 35.00	13 $\phi$ 8.0 c/12 (6.53 cm <sup>2</sup> )	10 $\phi$ 8.0 c/12 (5.03 cm <sup>2</sup> )
S29	172.63 -2396.62	0.23 1.06	27.93 32.93	2.20	1900.00 0.00	35	120.00 165.00	15.00 35.00	13 $\phi$ 8.0 c/12 (6.53 cm <sup>2</sup> )	10 $\phi$ 8.0 c/12 (5.03 cm <sup>2</sup> )
S30	-147.81 -2649.23	0.17 1.15	47.86 55.45	2.20	1900.00 0.00	35	150.00 195.00	15.00 45.00	19 $\phi$ 8.0 c/10 (9.55 cm <sup>2</sup> )	16 $\phi$ 8.0 c/9 (8.04 cm <sup>2</sup> )
S31	187.96 -2216.26	0.23 0.85	35.56 41.39	2.20	1900.00 0.00	35	130.00 175.00	15.00 40.00	16 $\phi$ 8.0 c/11 (8.04 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 8.0 c/11 (5.53 cm <sup>2</sup> )
S32	158.11 -1431.25	0.14 0.43	19.30 22.89	2.20	1900.00 0.00	35	100.00 145.00	15.00 30.00	17 $\phi$ 6.3 c/8 (5.30 cm <sup>2</sup> )	11 $\phi$ 6.3 c/9 (3.43 cm <sup>2</sup> )

## Memorial de cálculo

### Resultado dos Blocos

**Baldrame**  $f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$   $E = 241500 \text{ kgf/cm}^2$  **Peso Espec** =  $2500.00 \text{ kgf/m}^3$

**Lance 1**  $\text{cobr} = 4.50 \text{ cm}$

Dados						Resultados				
Blocos	LB (cm) LH	NTot (tf)	MB (kgf.m) MH	FB (tf) FH	hb (cm)	As1 (cm <sup>2</sup> ) Arm. As2	As3 (cm <sup>2</sup> ) Armaduras As4	As5 (cm <sup>2</sup> ) Arm. As6	As7 (cm <sup>2</sup> ) Arm.	
B1	130.00 55.00	19.0	-1501.38 113.53	0.54 0.12	45.00	3.14 4 $\phi$ 10.0	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	0.79 4 $\phi$ 5.0	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B2	130.00 55.00	34.6	2120.28 147.19	0.92 0.32	45.00	4.91 4 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	1.25 4 $\phi$ 6.3	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B3	130.00 55.00	48.6	2636.38 145.16	1.36 0.19	50.00	6.14 5 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	1.25 4 $\phi$ 6.3	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B4	130.00 55.00	34.7	2225.51 179.00	1.34 0.27	45.00	6.14 5 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	1.25 4 $\phi$ 6.3	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B5	130.00 55.00	34.5	2213.58 -178.61	1.33 0.27	45.00	6.14 5 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	1.25 4 $\phi$ 6.3	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B6	130.00 55.00	47.7	2614.80 -144.63	1.34 0.19	50.00	6.14 5 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	1.25 4 $\phi$ 6.3	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B7	130.00 55.00	35.2	2116.02 -146.66	0.92 0.32	45.00	6.14 5 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	1.25 4 $\phi$ 6.3	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B8	130.00 55.00	19.0	1497.11 112.50	0.54 0.12	45.00	3.14 4 $\phi$ 10.0	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	0.79 4 $\phi$ 5.0	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B9	130.00 55.00	18.1	1618.54 -153.05	0.70 0.38	45.00	3.14 4 $\phi$ 10.0	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	0.79 4 $\phi$ 5.0	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B10	130.00 55.00	29.3	1885.79 185.49	0.69 0.45	45.00	4.91 4 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	1.25 4 $\phi$ 6.3	0.39 $\phi$ 5.0 c/10	
B11	138.51 119.95	77.3	-165.17 2066.33	0.25 0.81	70.00	6.14 5 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0	1.37 7 $\phi$ 5.0 1.18 6 $\phi$ 5.0	1.46 $\phi$ 5.0 c/13	
B12	138.51 119.95	78.0	-283.36 2221.63	0.78 1.07	70.00	6.14 5 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0	1.37 7 $\phi$ 5.0 1.37 7 $\phi$ 5.0	1.51 $\phi$ 5.0 c/13	
B13	138.51 119.95	78.1	321.76 2204.27	1.01 1.10	70.00	6.14 5 $\phi$ 12.5	0.98 5 $\phi$ 5.0	1.37 7 $\phi$ 5.0 1.37 7 $\phi$ 5.0	1.51 $\phi$ 5.0 c/13	

B14	138.51 119.95	77.4	149.40 2060.45	0.21 0.80	70.00	6.14 5 ø 12.5	0.98	5 ø 5.0	1.37 7 ø 5.0 1.18 6 ø 5.0	1.46 ø 5.0 c/13
B15	130.00 55.00	29.4	1879.22 -177.00	0.69 0.43	45.00	4.91 4 ø 12.5	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	1.25 4 ø 6.3	0.39 ø 5.0 c/10
B16	130.00 55.00	18.1	-1537.10 - 151.47	0.57 0.38	45.00	3.14 4 ø 10.0	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	0.79 4 ø 5.0	0.39 ø 5.0 c/10
B17	130.00 55.00	18.3	-1555.05 - 149.48	0.65 0.37	45.00	3.14 4 ø 10.0	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	0.79 4 ø 5.0	0.39 ø 5.0 c/10
B18	130.00 55.00	30.1	-1844.18 178.32	0.68 0.43	45.00	4.91 4 ø 12.5	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	1.25 4 ø 6.3	0.39 ø 5.0 c/10
B19	138.51 119.95	76.8	-147.90 -2027.84	0.21 0.81	65.00	6.14 5 ø 12.5	0.98	5 ø 5.0	1.37 7 ø 5.0 1.37 7 ø 5.0	1.59 ø 5.0 c/12
B20	138.51 119.95	69.3	-245.99 -2870.07	1.02 1.52	65.00	6.14 5 ø 12.5	0.98	5 ø 5.0	1.37 7 ø 5.0 1.37 7 ø 5.0	1.56 ø 5.0 c/13
B21	138.51 119.95	69.6	-243.06 -2882.81	1.01 1.53	65.00	6.14 5 ø 12.5	0.98	5 ø 5.0	1.37 7 ø 5.0 1.37 7 ø 5.0	1.56 ø 5.0 c/13
B22	138.51 119.95	76.5	146.89 -2038.08	0.21 0.81	65.00	6.14 5 ø 12.5	0.98	5 ø 5.0	1.37 7 ø 5.0 1.37 7 ø 5.0	1.59 ø 5.0 c/12
B23	130.00 55.00	29.9	-1850.18 - 176.34	0.67 0.42	45.00	4.91 4 ø 12.5	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	1.25 4 ø 6.3	0.39 ø 5.0 c/10
B24	130.00 55.00	18.1	-1548.01 - 150.81	0.66 0.38	45.00	3.14 4 ø 10.0	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	0.79 4 ø 5.0	0.39 ø 5.0 c/10
B25	130.00 55.00	19.0	1470.71 110.47	0.42 0.12	45.00	3.14 4 ø 10.0	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	0.79 4 ø 5.0	0.39 ø 5.0 c/10
B26	130.00 55.00	33.4	-2095.33 140.18	0.93 0.31	45.00	4.91 4 ø 12.5	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	1.25 4 ø 6.3	0.39 ø 5.0 c/10
B27	130.00 55.00	48.3	-2562.84 126.05	1.31 0.21	50.00	6.14 5 ø 12.5	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	1.25 4 ø 6.3	0.39 ø 5.0 c/10
B28	130.00 55.00	27.2	-2253.54 - 110.20	1.16 0.29	45.00	4.91 4 ø 12.5	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	1.25 4 ø 6.3	0.39 ø 5.0 c/10
B29	130.00 55.00	27.2	-2259.87 112.17	1.17 0.29	45.00	4.91 4 ø 12.5	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	1.25 4 ø 6.3	0.39 ø 5.0 c/10
B30	130.00 55.00	47.6	-2560.10 - 126.05	1.31 0.20	50.00	6.14 5 ø 12.5	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	1.25 4 ø 6.3	0.39 ø 5.0 c/10
B31	130.00 55.00	35.3	-2097.52 - 137.66	0.92 0.30	45.00	6.14 5 ø 12.5	0.98 0.98	5 ø 5.0 5 ø 5.0	1.25 4 ø 6.3	0.39 ø 5.0 c/10

B32	130.00 55.00	19.0	-1447.26 111.67	0.41 0.12	45.00	3.14 4 $\phi$ 10.0	0.98 5 $\phi$ 5.0 0.98 5 $\phi$ 5.0	0.79 4 $\phi$ 5.0	0.39 $\phi$ 5.0 c/10
-----	-----------------	------	--------------------	--------------	-------	-----------------------	--	----------------------	-------------------------

**As1:** Armadura principal na direção X

**As3:** Estribo horizontal

**As5:** Armadura superior na direção X

**As7:** Armadura de distribuição

**As2:** Armadura principal na direção Y

**As4:** Estribo vertical

**As6:** Armadura superior na direção Y

## **ANEXO E – CONSUMO DE MATERIAIS**

Resumo de material por elemento (FS)							
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	3.575,8	3.475,4	7.185,2	302,2	771,5	15.310,1
	CA60	1.350,9	1.437,9	816,1	23,7	0,0	3.628,6
	Total	4.926,7	4.913,3	8.001,3	325,9	771,5	18.938,7
Volume concreto (m <sup>3</sup> )	C-25	52,4	41,5	131,1	4,5	24,5	254,0
	Total	52,4	41,5	131,1	4,5	24,5	254,0
Área de forma (m <sup>2</sup> )		1.002,8	680,4	1.092,1	51,2	34,6	2.861,1
Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )		94,0	118,4	61,0	72,4	31,5	74,6

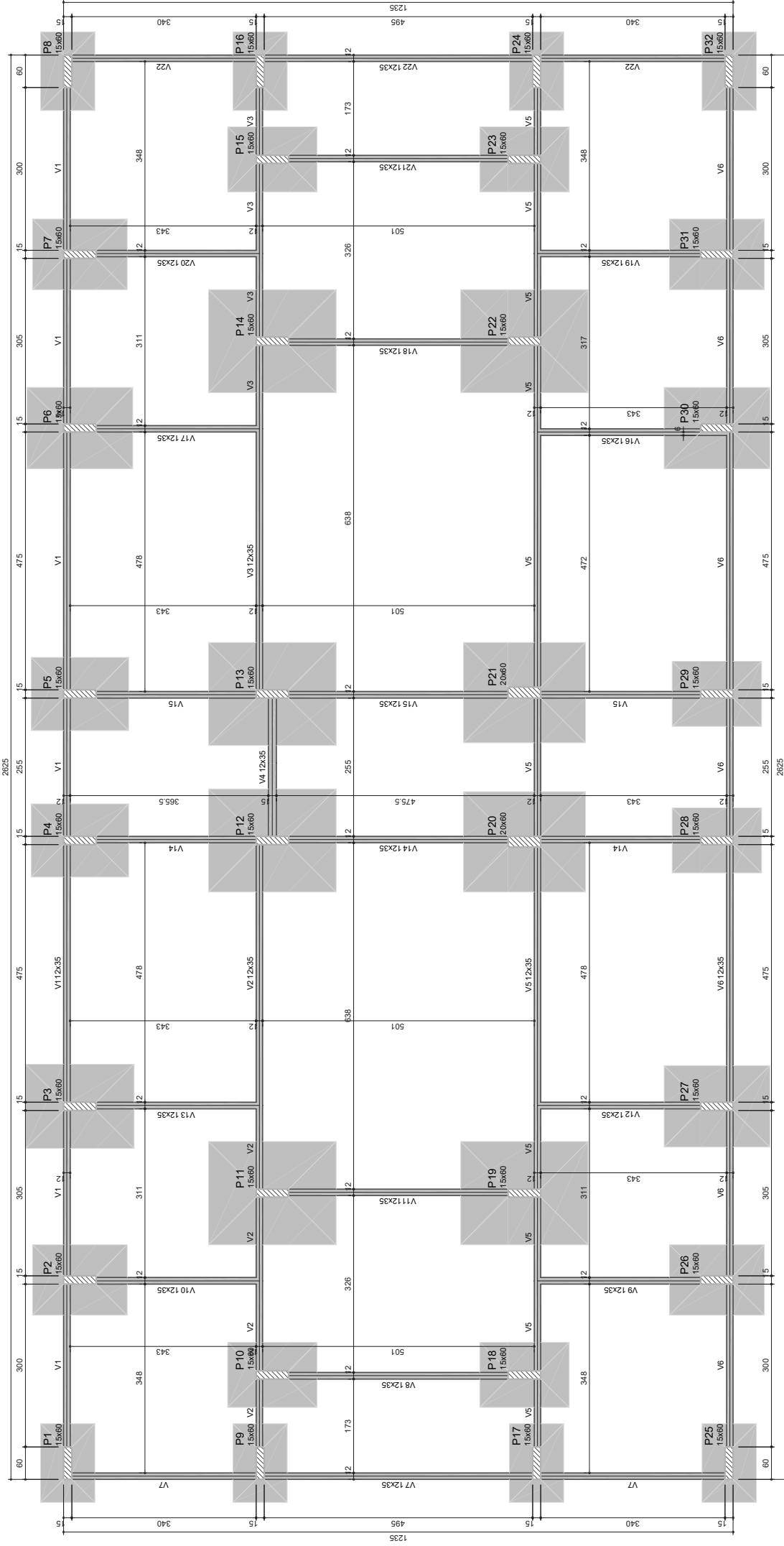
Resumo de material por elemento (FE)							
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	3.558,6	3.172,5	7.185,2	304,1	957,0	15.177,4
	CA60	1.347,7	1.325,7	816,1	23,7	400,5	3.913,7
	Total	4.906,3	4.498,2	8.001,3	327,8	1.357,5	19.091,1
Volume concreto (m <sup>3</sup> )	C-25	52,4	38,3	131,1	4,5	13,4	239,7
	Total	52,4	38,2	131,1	4,5	13,4	239,7
Área de forma (m <sup>2</sup> )		1.002,8	625,6	1.092,1	51,2	63,1	2.834,8
Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )		93,6	117,8	61,0	72,8	101,3	79,6

**ANEXO F – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA**

1 - ORÇAMENTO PARA SISTEMA ESTRUTURAL COM FUNDAÇÃO COM SAPATAS					
1.1	Vigas				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
1.1.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m <sup>3</sup>	52,40	R\$ 328,02	R\$ 17.188,44
1.1.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	3575,80	R\$ 7,70	R\$ 27.526,70
1.1.3	Aço CA - 60 Ø 5,0mm	kg	1350,90	R\$ 8,74	R\$ 11.810,43
1.1.4	Forma p/ estrutura	m <sup>2</sup>	1002,80	R\$ 78,58	R\$ 78.796,50
				Total	R\$ 135.322,07
1.2	Pilares				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
1.2.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m <sup>3</sup>	41,50	R\$ 328,02	R\$ 13.612,98
1.2.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	3475,40	R\$ 7,70	R\$ 26.753,81
1.2.3	Aço CA - 60 Ø 5,0mm	kg	1437,90	R\$ 8,74	R\$ 12.571,04
1.2.4	Forma p/ estrutura	m <sup>2</sup>	680,40	R\$ 78,58	R\$ 53.463,44
				Total	R\$ 106.401,28
1.3	Laje				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
1.3.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m <sup>3</sup>	131,10	R\$ 328,02	R\$ 43.003,89
1.3.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	7185,20	R\$ 7,70	R\$ 55.312,05
1.3.3	Aço CA - 60 Ø 5,0mm	kg	816,10	R\$ 8,74	R\$ 7.134,87
1.3.4	Forma p/ lajes	m <sup>2</sup>	1092,10	R\$ 115,46	R\$ 126.098,73
				Total	R\$ 231.549,54
1.4	Escadas				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
1.4.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m <sup>3</sup>	4,50	R\$ 328,02	R\$ 1.476,11
1.4.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	302,20	R\$ 7,70	R\$ 2.326,35
1.4.3	Aço CA - 60 Ø 5,0mm	kg	23,70	R\$ 8,74	R\$ 207,20
1.4.4	Forma p/ escadas	m <sup>2</sup>	51,20	R\$ 161,25	R\$ 8.255,90
Forma p/ escadas				Total	R\$ 12.265,56
1.5	Fundação				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
1.5.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m <sup>3</sup>	24,50	R\$ 328,02	R\$ 8.036,58
1.5.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	771,50	R\$ 7,70	R\$ 5.939,05
1.5.3	Forma p/ sapatas	m <sup>2</sup>	34,60	R\$ 83,21	R\$ 2.878,92
1.5.4	Investigação do subsolo com SPT	m	36,00	R\$ 80,00	R\$ 2.880,00
				Total	R\$ 19.734,54
CUSTO FINAL DA ESTRUTURA					R\$ 505.273,00

2 - ORÇAMENTO PARA O SISTEMA ESTRUTURAL COM FUNDAÇÃO COM ESTACAS					
2.1	Vigas				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
2.1.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m³	52,40	R\$ 328,02	R\$ 17.188,44
2.1.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	3558,60	R\$ 7,70	R\$ 27.394,29
2.1.3	Aço CA - 60 Ø 5,0mm	kg	1347,70	R\$ 8,74	R\$ 11.782,46
2.1.4	Forma p/ estrutura	m²	1002,80	R\$ 78,58	R\$ 78.796,50
				Total	R\$ 135.161,69
2.2	Pilares				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
2.2.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m³	38,20	R\$ 328,02	R\$ 12.530,50
2.2.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	3172,50	R\$ 7,70	R\$ 24.422,07
2.2.3	Aço CA - 60 Ø 5,0mm	kg	1325,70	R\$ 8,74	R\$ 11.590,12
2.2.4	Forma p/ estrutura	m²	625,60	R\$ 78,58	R\$ 49.157,45
				Total	R\$ 97.700,15
2.3	Laje				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
2.3.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m³	131,10	R\$ 328,02	R\$ 43.003,89
2.3.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	7185,20	R\$ 7,70	R\$ 55.312,05
2.3.3	Aço CA - 60 Ø 5,0mm	kg	816,10	R\$ 8,74	R\$ 7.134,87
2.3.4	Forma p/ lajes	m²	1092,10	R\$ 115,46	R\$ 126.098,73
				Total	R\$ 231.549,54
2.4	Escadas				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
2.4.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m³	4,50	R\$ 328,02	R\$ 1.476,11
2.4.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	304,10	R\$ 7,70	R\$ 2.340,98
2.4.3	Aço CA - 60 Ø 5,0mm	kg	23,70	R\$ 8,74	R\$ 207,20
2.4.4	Forma p/ escadas	m²	51,20	R\$ 161,25	R\$ 8.255,90
				Total	R\$ 12.280,19
2.5	Fundação				
Item	Serviços	Un	Quant.	Custo Unit.	Custo Total
2.5.1	Concreto simples usinado fck=25MPa	m³	13,40	R\$ 328,02	R\$ 4.395,52
2.5.2	Aço CA - 50 Ø 6,3 a 12,5mm	kg	957,00	R\$ 7,70	R\$ 7.367,04
2.5.3	Aço CA - 60 Ø 5,0mm	kg	400,50	R\$ 8,74	R\$ 3.501,43
2.5.4	Forma p/ blocos de coroamento	m²	63,10	R\$ 47,56	R\$ 3.001,21
2.5.5	Investigação do subsolo com SPT	m	36,00	R\$ 80,00	R\$ 2.880,00
2.5.6	Estaca de concreto pré-moldado	m	576,00	R\$ 97,76	R\$ 56.310,08
				Total	R\$ 77.455,27
CUSTO FINAL DA ESTRUTURA					R\$ 554.146,84

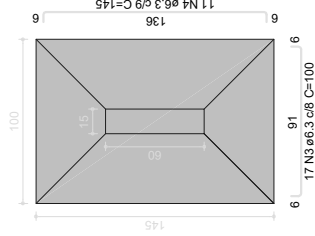
## **ANEXO G – DETALHAMENTO DAS FUNDAÇÕES**



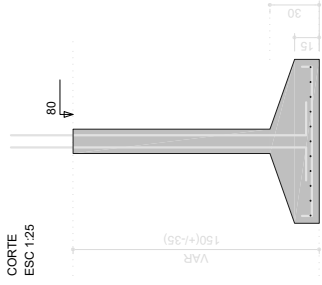
Forma do pavimento Baldrame

S1=S8=S9=S16=S17=S24=S25=S32

PLANTA  
ESC 1:25

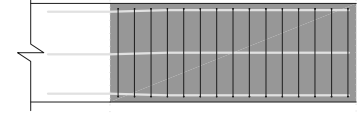


CORTE  
ESC 1:25



P1=P8=P9=P16=P17=P24=P25=P32

VISTA H  
ESC 1:25



VISTA B  
ESC 1:25

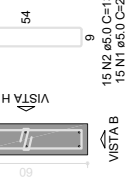


BALDRAME - L1

SECCAO  
ESC 1:20

VISTA H

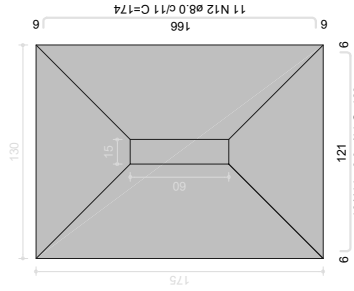
VISTA B



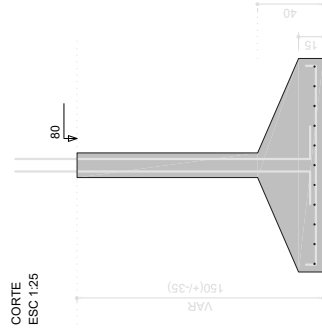
Solo compactado sobre a sapata  
peso especifico > 1600.00 kg/m³

S2=S7=S26=S31

PLANTA  
ESC 1:25

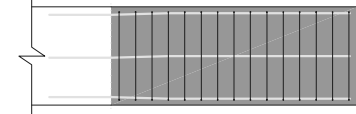


CORTE  
ESC 1:25



P2=P7=P26=P31

VISTA H  
ESC 1:25



VISTA B  
ESC 1:25

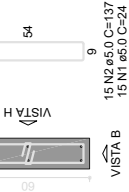


BALDRAME - L1

SECCAO  
ESC 1:20

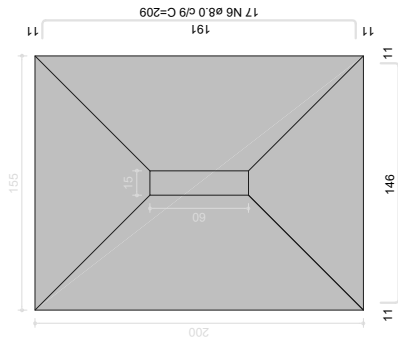
VISTA H

VISTA B



Solo compactado sobre a sapata  
peso especifico > 1600.00 kg/m³

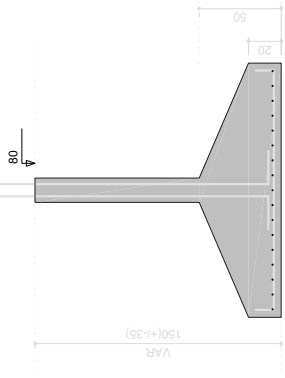
S3  
PLANTA  
ESC 1:25



24 N5 ø8.0 c/8 C=164

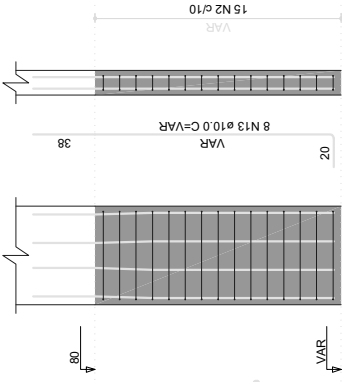
Solo compactado sobre a sapata  
peso específico > 1600.00 kg/m³

CORTE  
ESC 1:25

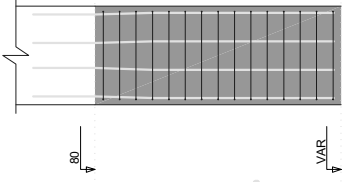


P3

VISTA B  
ESC 1:25



VISTA H  
ESC 1:25



BALDRAME - L1

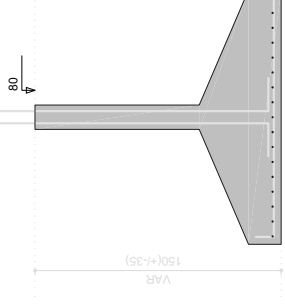


SEÇÃO  
ESC 1:20

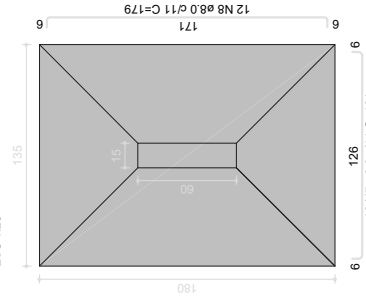


VISTA B  
15 N2 ø5.0 C=137  
2x15 N1 ø5.0 C=24

CORTE  
ESC 1:25



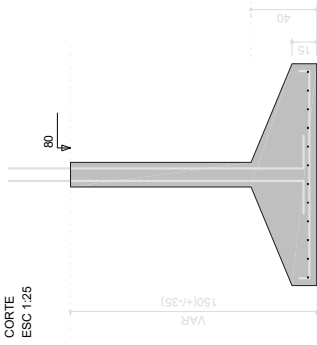
S4=S5  
PLANTA  
ESC 1:25



16 N7 ø8.0 c/11 C=134

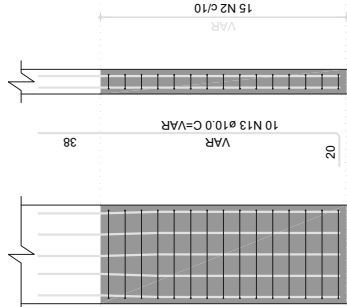
Solo compactado sobre a sapata  
peso específico > 1600.00 kg/m³

CORTE  
ESC 1:25

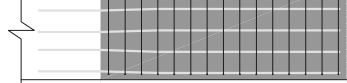


P4

VISTA B  
ESC 1:25



VISTA H  
ESC 1:25



BALDRAME - L1



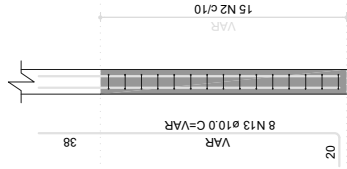
SEÇÃO  
ESC 1:20



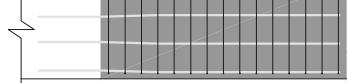
VISTA B  
15 N2 ø5.0 C=137  
3x15 N1 ø5.0 C=24

P5

VISTA B  
ESC 1:25



VISTA H  
ESC 1:25



BALDRAME - L1



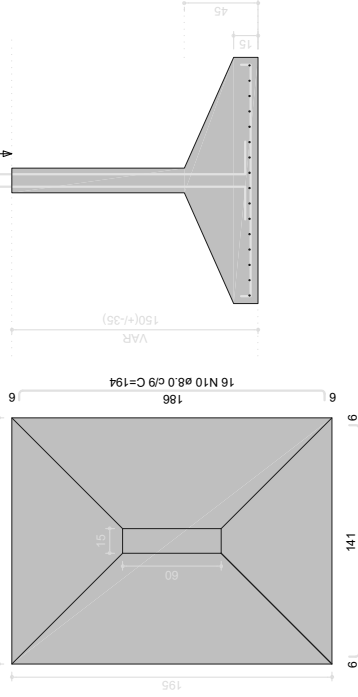
SEÇÃO  
ESC 1:20



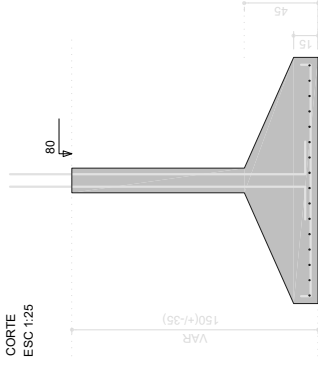
VISTA B  
15 N2 ø5.0 C=137  
2x15 N1 ø5.0 C=24

S6=S27=S30

PLANTA  
ESC 1:25

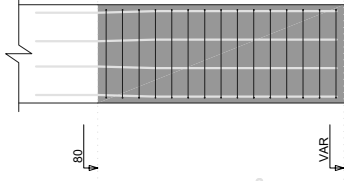


CORTE  
ESC 1:25



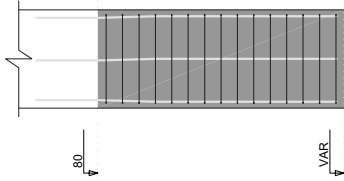
P27

VISTA H  
ESC 1:25

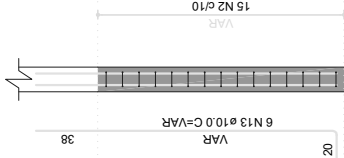


P6=P30

VISTA H  
ESC 1:25

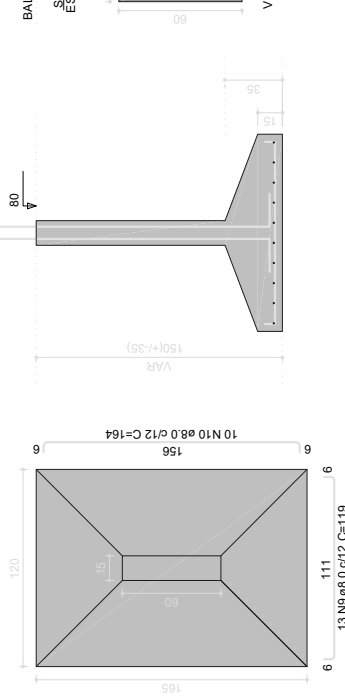


VISTA B  
ESC 1:25

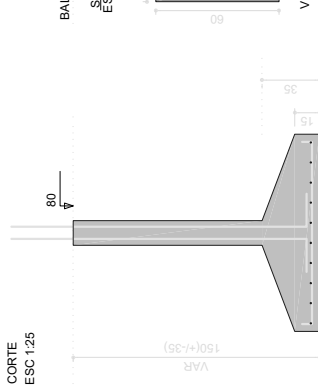


S10=S15=S18=S23=S28=S29

PLANTA  
ESC 1:25

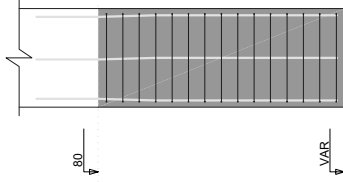


CORTE  
ESC 1:25

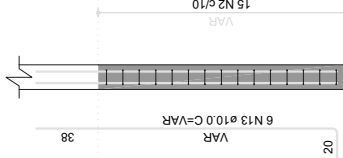


P10=P15=P18=P23=P28=P29

VISTA H  
ESC 1:25



VISTA B  
ESC 1:25



Solo compactado sobre a sapata  
peso específico > 1600.00 kgf/m³

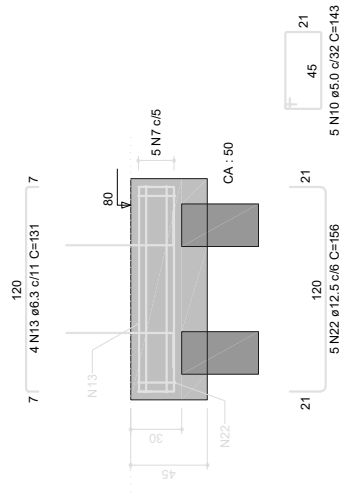
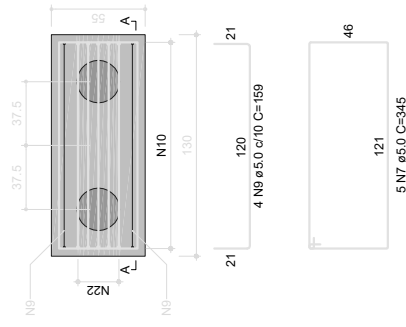
Solo compactado sobre a sapata  
peso específico > 1600.00 kgf/m³



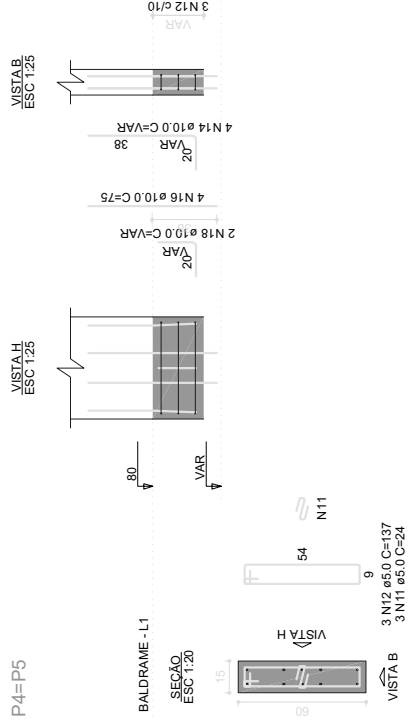


B1=B2=B4=B6=B7=B8=B9=B10=B15=B16=B17  
 =B18=B23=B24=B25=B26=B28=B29=B31=B32  
**2xR20**  
 PLANTA  
 ESC 1:25

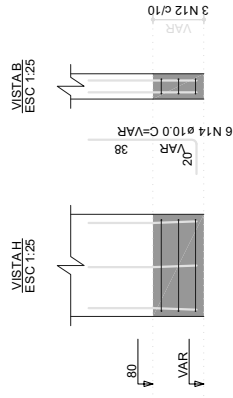
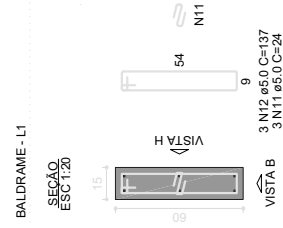
CORTE A-A  
 ESC 1:25



P4=P5

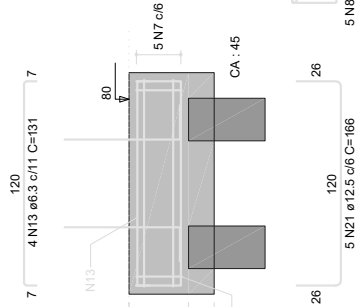
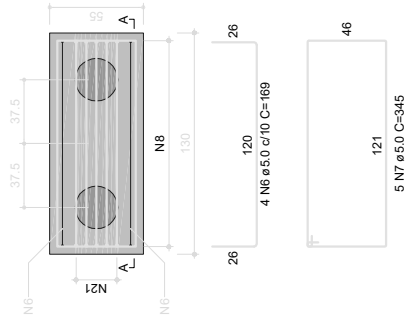


P1=P2=P7=P8=P9=P10=P15=P16=  
 =P17=P18=P23=P24=P25=P26=P28=  
 =P29=P31=P32

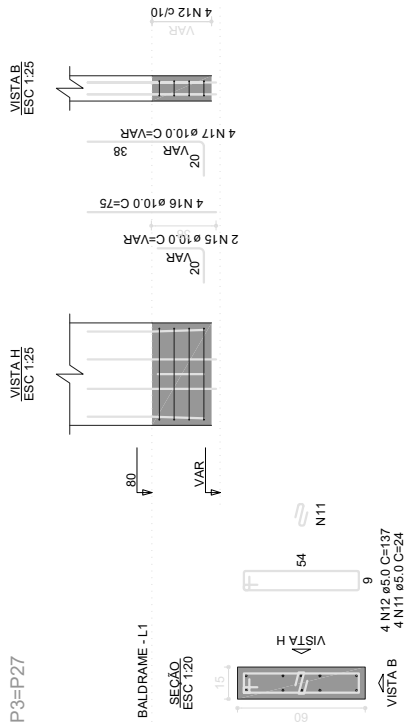


B3=B6=B27=B30  
 2xR20  
 PLANTA  
 ESC 1:25

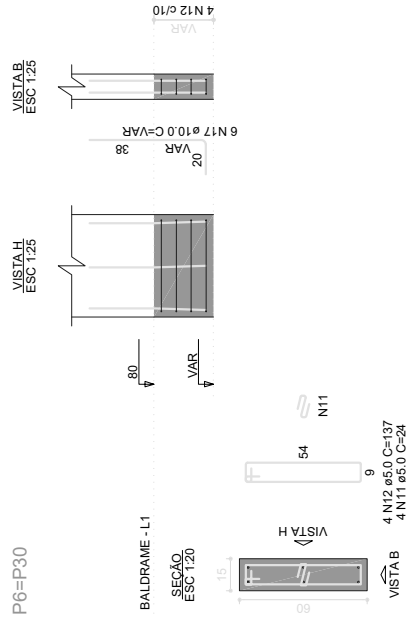
CORTE A-A  
 ESC 1:25



P3=P27

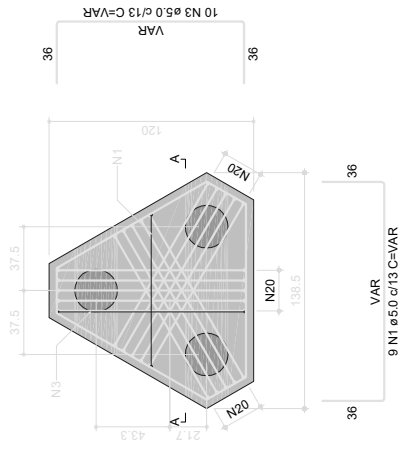


P6=P30



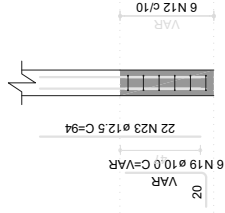
B11=B12=B13=B14  
**3XR20**  
 PLANTA  
 ESC 1:25

CORTE A-A  
 ESC 1:25

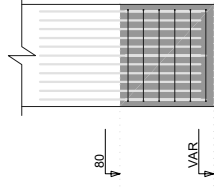


P12

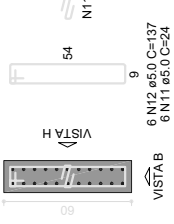
VISTA B  
 ESC 1:25



VISTA H  
 ESC 1:25

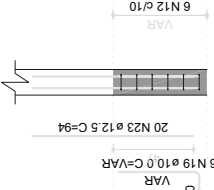


BALDRAME - L1  
 SEÇÃO  
 ESC 1:20

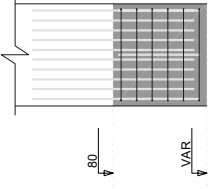


P11=P13=P14

VISTA B  
 ESC 1:25



VISTA H  
 ESC 1:25



BALDRAME - L1  
 SEÇÃO  
 ESC 1:20

