

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS/MG

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

LEANDRO WILLIAN DE FREITAS

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO E
PROPOSTA DE UM NOVO PROJETO ESTRUTURAL – ESTUDO DE CASO**

**VARGINHA
2016**

LEANDRO WILLIAN DE FREITAS

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO E
PROPOSTA DE UM NOVO PROJETO ESTRUTURAL – ESTUDO DE CASO**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS – como pré-requisito para a obtenção do grau de bacharel sob orientação do professor Armando Belato Pereira.

**VARGINHA
2016**

LEANDRO WILLIAN DE FREITAS

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO E
PROPOSTA DE UM NOVO PROJETO ESTRUTURAL – ESTUDO DE CASO**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas – Unis – como pré-
requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca
Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof. Me. Armando Belato Pereira

Prof.

Prof.

OBS.:

Dedico este trabalho aos meus pais e irmãos pelo apoio incondicional. Aos professores e amigos cuja convivência foi ou é crucial para evoluir sempre a maneira de ver as coisas.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pela vida, oportunidades, conhecimento e proteção. Agradeço aos meus pais, Paulo e Maria, que são minha inspiração, por sempre me apoiarem, e serem um ótimo exemplo de vida. Aos meus irmãos, Jonas e Tais, pelo carinho, atenção e compreensão nos momentos de dificuldade. A todos os meus amigos, por todas lições aprendidas com eles e pelo companheirismo ao longo desses anos. Aos professores, pelo conhecimento que me transmitiram, em especial ao meu orientador Armando, por toda atenção, pela paciência e apoio, que tornou possível a realização desse trabalho. Enfim a todos que de alguma forma me ajudaram a chegar a esse momento de minha vida.

“A água que não corre forma um pântano; a mente que não trabalha forma um tolo.”

Victor Hugo

RESUMO

Este trabalho apresenta o estudo de caso de uma edificação mista (comercial e residencial) localizada na cidade Paraguaçu – MG. O estudo apresenta inicialmente alguns problemas decorrentes da concepção estrutural do edifício, que é composto por 4 pavimentos, através desses problemas foi realizada uma análise crítica do projeto oficial. Observando estes problemas foi proposto o lançamento de uma nova estrutura, utilizando como base os critérios analisados durante a realização da revisão bibliográfica e os conhecimentos adquiridos durante a realização do curso. Através do novo projeto foi feito o pré-dimensionamento dos elementos estruturais que compõem a estrutura, e com base no pré-dimensionamento foi realizado o dimensionamento dos elementos com o auxílio do *software* Cypecad. Posteriormente ao dimensionamento da nova estrutura foi realizado o estudo comparativo de custo entre a estrutura executada e o novo projeto proposto, com o intuito de avaliar o impacto e a economia do novo projeto.

Palavras-chave: Concepção estrutural. Estrutura. Edificação. Orçamento. Custo.

ABSTRACT

This paper presents the case study of a mixed building (commercial and residential) located in Paraguaçu - MG. The study initially presents some problems arising from the structural design of the building, which consists of 4 floors, through these problems a critical analysis of the official project was held. Observing these problems was proposed the launch of a new structure, using as a basis the criteria examined during the course of the literature review and knowledge acquired during the course of the course. Through the new design was made the preliminary design of the structural elements that make up the structure, and based on the preliminary design was carried out the design of the elements with the help of Cypecad software. Subsequent to the design of the new structure was carried out the cost of a comparative study of the executed structure and the proposed new project, in order to assess the impact and the new project economy.

Keywords: *Structural design. Structure. Edification. Budget. Cost.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1: Fluxo de cargas em uma estrutura.....	17
Figura 2.2: Vãos das lajes para o pré-dimensionamento da espessura h.	19
Figura 2.3: Áreas de influência dos pilares.	23
Figura 2.4: Principais tipos de fundações superficiais.	34
Figura 2.5: Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão; (c) caixão.	35
Figura 2.6: Detalhe do equipamento de perfuração.	35
Figura 4.1: Planta baixa – subsolo – detalhe das sapatas.	46
Figura 4.2: Posicionamento dos pilares P7, P11 e P12.	47
Figura 4.3: Fundação pilar P11.	48
Figura 4.4: Fundações dos pilares P7, P11 e P12.	48
Figura 4.5: Planta de forma – Térreo – posição dos pilares.	49
Figura 4.6: Detalhamento dos pilares P3, P5, P8, P26 e P30 do térreo.	50
Figura 4.7: Detalhamento dos pilares P10, P15 e P19 do térreo.	50
Figura 4.8: Detalhe pilar P10 térreo.	51
Figura 4.9: Vazios e segregação dos agregados	51
Figura 4.10: Planta de forma – pavimento superior.	52
Figura 4.11: Planta de forma – pavimento cobertura.	53
Figura 4.12: Detalhe viga V6 pavimento superior.	54
Figura 5.1: Criação dos Pavimentos.	59
Figura 5.2: Lançamento dos pilares da edificação.	59
Figura 5.3: Dados gerais da obra.	60
Figura 5.4: Detalhes parâmetros para carga de vento.	60
Figura 5.5: Dados das lajes.	61
Figura 5.6: Estrutura do edifício em 3 dimensões.	62
Figura 7.1: Comparativo da relação entre o consumo de aço e o volume de concreto.	69
Figura 7.2: Comparativo da relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento.	69
Figura 7.3: Comparativo da relação entre o consumo de aço e a área construída.	69
Figura 7.4: Comparativo da relação entre a área de formas e a área construída.	70
Figura 7.5: Comparativo da relação entre o consumo de aço e o volume de concreto.	70
Figura 7.6: Comparativo da relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento.	71

Figura 7.7: Comparativo da relação entre o consumo de aço e a área construída	71
Figura 7.8: Comparativo da relação entre a área de formas e a área construída	71
Figura 7.9: Comparativo da relação entre o consumo de aço e o volume de concreto.....	72
Figura 7.10: Comparativo da relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento	72
Figura 7.11: Comparativo da relação entre o consumo de aço e a área construída	73
Figura 7.12: Comparativo da relação entre a área de formas e a área construída	73
Figura 7.13: Comparativo da relação entre o consumo de aço e o volume de concreto	74
Figura 7.14: Comparativo da relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento	74
Figura 7.15: Comparativo da relação entre o consumo de aço e a área construída	74
Figura 7.16: Comparativo da relação entre a área de formas e a área construída	75
Figura 7.17: Comparativo de consumo de aço para fundação dos projetos.	75
Figura 7.18: Comparativo de consumo de concreto para fundação dos projetos.	76
Figura 8.1: Comparativo de custo entre o Projeto Estrutural Oficial e o Novo Projeto	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Altura total da laje (dimensões em centímetros).	20
Tabela 2.2: Peso específico dos materiais de construção para edificações.	21
Tabela 2.3: Valores mínimos das cargas verticais para edificações.	21
Tabela 2.4: Relação entre alturas de vigas de concreto, de acordo com a condição de apoio.	22
Tabela 2.5: Classe de agressividade ambiental (CAA).	25
Tabela 2.6: Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto.	25
Tabela 2.7: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.	26
Tabela 2.8: Indicadores para dimensionamento de lajes e vigas.	32
Tabela 2.9: Valores das constantes K e α no método de Aoki & Veloso (1975).	37
Tabela 2.10: Valores dos fatores de correção F1 e F2 no método de Aoki & Veloso (1975).	37
Tabela 2.11: Constante K no método de Décourt & Quaresma (1978, 1982).	39
Tabela 2.12: Valores atribuídos ao coeficiente α (Décourt, 1996).	39
Tabela 2.13: Valores atribuídos ao coeficiente β (Décourt, 1996).	39
Tabela 2.14: Tabela dos estados de compacidade e de consistência.	40
Tabela 2.15: Carga de catálogo para estaca escavada mecanicamente.	41
Tabela 4.1: Alteração das dimensões dos elementos de fundação.	47
Tabela 6.1: Resumo de materiais por pavimento – Projeto Estrutural Oficial.	63
Tabela 6.2: Resumo de materiais por pavimento – Novo Projeto Estrutural.	64
Tabela 6.3: Resumo total de materiais – Projeto Estrutural Oficial.	64
Tabela 6.4: Resumo total de materiais – Novo Projeto Estrutural.	65
Tabela 7.1: Índices de consumo estrutural – Pavimento Térreo.	66
Tabela 7.2: Índices de consumo estrutural – Pavimento Mezanino.	67
Tabela 7.3: Índices de consumo estrutural – Pavimento Superior.	67
Tabela 7.4: Índices de consumo estrutural – Pavimento Cobertura.	68
Tabela 7.5: Indicadores para dimensionamento de lajes e vigas.	68
Tabela 8.1: Planilha de custos – Projeto Estrutural Oficial.	77
Tabela 8.2: Planilha de custos – Novo Projeto Estrutural.	78

1. SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Justificativa	13
1.2 Objetivos	14
1.2.1 Objetivo geral	14
1.2.2 Objetivos específicos	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 Superestrutura	15
2.1.1 Concepção estrutural.....	15
2.1.2 Sistema estrutural.....	17
2.1.3 Pré-dimensionamento.....	18
2.1.3.1 Lajes	19
2.1.3.2 Vigas.....	21
2.1.3.3 Pilares	22
2.1.4 Durabilidade das estruturas de concreto.....	24
2.1.5 Dimensionamento estrutural.....	26
2.1.5.1 Métodos clássicos.....	27
2.1.5.2 Método de cálculo na ruptura (ou dos estados limites)	28
2.1.5.2.1 Estado limite ultimo	28
2.1.5.2.2 Estado limite de serviço.....	29
2.1.5.3 Ações	29
2.1.5.4 Ação do vento	30
2.1.6 Ferramenta computacional	30
2.1.7 Índices médios de consumo	31
2.1.8 Normas	32
2.2 Infraestrutura	33
2.2.1 Fundações superficiais	33
2.2.2 Fundações profundas.....	34
2.2.3 Estaca escavada mecanicamente.....	35
2.2.4 Métodos semi-empíricos	36
2.2.4.1 Método de Aoki & Velloso (1975)	36
2.2.4.2 Método de Décourt & Quaresma (1978)	38
2.2.5 Sondagem	39
2.2.5.1 Número e locação das sondagens.....	40
2.2.5.2 Interpretação da sondagem a percussão (SPT)	40
2.2.6 Carga admissível.....	41
2.2.6.1 Carga de catalogo.....	41
2.3 Orçamento na Construção Civil	42
2.3.1 Custos.....	42
2.3.1.1 Custos diretos.....	42
2.3.1.2 Custos indiretos.....	43
3 METODOLOGIA	44
4 ESTUDO DE CASO	45
4.1 Compatibilização entre o Projeto Arquitetônico e Estrutural	45

4.1.1 Incompatibilidades fundações	45
4.1.2 Incompatibilidades pilares.....	48
4.1.3 Incompatibilidades vigas.....	51
5 NOVO PROJETO ESTRUTURAL.....	55
5.1 Concepção	55
5.2 Pré-Dimensionamento dos Pilares.....	55
5.3 Pré-Dimensionamento das Vigas.....	56
5.4 Pré-Dimensionamento das Lajes	56
5.5 Levantamento de Cargas para o Cálculo Estrutural.....	57
5.6 Lançamento Estrutural	58
5.7 Dimensionamento da Fundação	61
6 LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS	63
7 ÍNDICES DE CONSUMO ESTRUTURAIS.....	66
7.1 Análise de Resultados	68
7.1.1 Pavimento térreo.....	68
7.1.2 Pavimento mezanino	70
7.1.3 Pavimento superior	72
7.1.4 Pavimento cobertura	73
7.1.5 Fundação	75
8 ANÁLISE DE CUSTO.....	77
9 CONCLUSÃO.....	80
10 BIBLIOGRAFIAS.....	81
ANEXO A – Relatório de Sondagem SPT.....	85
ANEXO B - Plantas Baixas do Projeto Arquitetônico de Edificação Mista, Comercial e Residencial, de Quatro Pavimentos.....	86
ANEXO C - Planta de Fundação e Planta de Forma do Projeto Oficial	88
ANEXO D – Detalhamento do Projeto Estrutural Oficial	90
APÊNDICE A – Tabelas de Pré-Dimensionamento	92
APÊNDICE B – Novo Projeto: Planta de Carga e Plantas de Forma.....	98
APÊNDICE C – Tabelas de Dimensionamento de Estacas	99
APÊNDICE D – Detalhamento do Novo Projeto Estrutural.....	101
CD – Detalhamento do Projeto Estrutural Oficial e Detalhamento do Novo Projeto Estrutural.....	103

1 INTRODUÇÃO

A construção no Brasil durante os últimos anos obteve grandes avanços tanto na área de concepção de projetos, onde softwares são utilizados para auxiliar os engenheiros a dimensionar as estruturas de forma mais segura e enxuta, quanto na área de execução do empreendimento, onde novas técnicas e tecnologias são implementadas no setor de construção com intuito de otimizar a sua execução.

Ao fazer a concepção estrutural, o engenheiro deve ter em mente vários aspectos, que iram influenciar o resultado final de seu projeto como, manter a funcionalidade e estética do projeto arquitetônico, sistema construtivo a ser adotado, ideia aproximada dos esforços atuantes na estrutura, segurança e custo.

A partir do estudo desses aspectos inicia-se o dimensionamento estrutural. A ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), através da NBR 6118:2014 fornece os parâmetros e diretrizes a serem seguidos para o correto dimensionamento das estruturas de concreto armado. Parte da interpretação do engenheiro a escolha dos fatores a serem utilizados em seus cálculos, essa escolha pode apresentar ao final do projeto uma estrutura econômica ou muito onerosa.

Desta forma, neste trabalho pretende-se elaborar uma comparação de quantitativos e custos, entre dois projetos estruturais para um mesmo edifício, localizado na cidade de Paraguaçu/MG. O primeiro estudo será realizado com o Projeto Estrutural Oficial, e o outro estudo será feito com o Novo Projeto Estrutural realizado pelo acadêmico.

Não se pretende indicar uma solução ideal com o estudo, mas sim demonstrar a viabilidade de uma análise mais criteriosa dos engenheiros em seu dia-a-dia nos escritórios.

1.1 Justificativa

A concepção de um edifício em concreto armado exige conhecimentos técnicos por parte de seus idealizadores, muitos fatores devem ser observados para que não ocorram problemas durante a execução do projeto em campo.

Com isso a realização de uma análise e um novo projeto estrutural sobre o projeto de um edifício de uso misto, comercial e residencial poderá conceber um grande aprendizado e demonstrar como algumas tomadas de decisão no lançamento da estrutura podem causar grandes problemas no decorrer da obra.

O estudo de orçamento comparativo realizado tem como objetivo, demonstrar o custo geral entre os dois projetos, pois um dos aspectos de grande relevância e que caracteriza a viabilidade de execução do empreendimento é o aspecto econômico. Pois a estrutura pode ser considerada segura e funcional, porém é onerosa o que inviabiliza o projeto.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho abordará as questões correlatas a concepção estrutural de um edifício de uso misto, comercial e residencial, executado na cidade de Paraguaçu, Minas Gerais. De forma que o foco será a elaboração de uma nova concepção estrutural para a edificação, apresentando ao final um comparativo de custo entre a estrutura executada e o novo projeto estrutural.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Elaborar uma nova concepção estrutural para um edifício de uso misto, comercial e residencial;
- b) Dimensionar a estrutura com auxílio de *software* Cypecad 2014;
- c) De acordo com ensaio de sondagem (SPT) do terreno e a nova concepção estrutural, dimensionar a fundação do edifício;
- d) Elaborar as planilhas de orçamento com auxílio de ferramenta computacional Microsoft Excel;
- e) Realizar o levantamento de quantitativos e custos dos materiais para estrutura existente e a nova estrutura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Superestrutura

O Conceito de estrutura é muito amplo, à primeira vista pode apresentar uma resposta óbvia: estrutura é tudo aquilo que se sustenta como o esqueleto humano e está presente em tudo que nos rodeia. (REBELLO, 2000).

Porem esse entendimento pode ser visto de formas completamente diferente se apresentadas a pessoas diferentes. Um médico, um engenheiro, um arquiteto, um musico, cada um desses possui uma resposta diferente, mas conceitualmente, todas terão o mesmo princípio de que estrutura é um conjunto de elementos, de alguma forma interligada, para cumprir um objetivo. (DI PIETRO, 2000).

Estrutura das edificações é, portanto a inter-relação entre os elementos estruturais (vigas, lajes, pilares, etc.), para composição de um sistema, um conjunto arquitetônico que desempenhe uma função – assegurar a definição de um espaço que permita com segurança e bem estar o convívio social do homem. (DI PIETRO, 2000, ENGEL, 2003, REBELLO, 2000).

2.1.1 Concepção estrutural

A concepção de uma estrutura é considerada a fase mais importante do projeto, ocorre anteriormente a seu dimensionamento. Fase em que arquitetos e engenheiros através de seus conhecimentos e experiências imaginam e concebem uma estrutura, de forma a reunir teoria e realidade estrutural para apreciar a economia, qualidade, segurança, funcionalidade e estética em seus projetos. (ENGEL, 2003).

Na literatura, os autores tratam desse assunto superficialmente, sem abordar etapas e detalhes necessários a criação da estrutura. Basicamente o ponto de partida para a concepção estrutural inicia-se através do lançamento dos pilares do pavimento tipo, verificando quais as interferências nos demais pavimentos (térreo e subsolo). Através deste lançamento estabelece-se um ou mais arranjos adequados entre os diversos elementos que compõem a estrutura, de modo que essa atenda com segurança as finalidades para qual foi projetada. (ALVA, 2007, FUSCO, 1976, MELO, 2013).

Alva (2007) ressalta alguns aspectos que devem ser levados em consideração durante o lançamento da estrutura, como:

a) Os elementos devem possuir geometria e carregamentos constantes, sempre que possível;

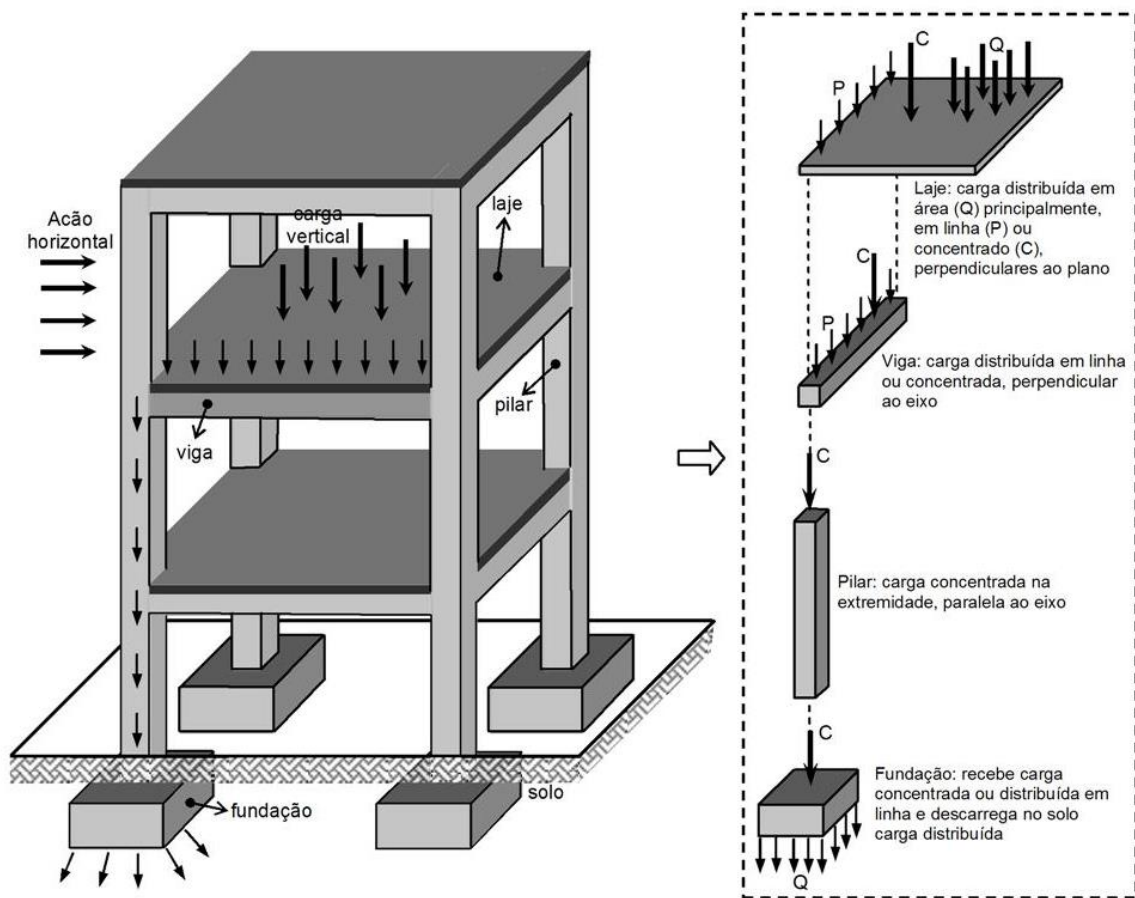
- b) O posicionamento dos elementos deve ser realizado de forma harmônica com os demais projetos da edificação;
- c) Em edifícios com garagem o posicionamento dos pilares deve ser realizado de forma cuidadosa a fim de facilitar o trânsito de veículos.

As etapas que subsequente a definição do projeto estrutural são de caráter essencialmente matemático, onde através de modelos matemáticos e físicos, os engenheiros tentam descrever da maneira mais próxima da real o comportamento da estrutura. Atualmente esses cálculos são realizados por sistemas computacionais. Em que é importante ressaltar que um sistema computacional, por mais sofisticado que seja jamais substituirá o papel do engenheiro. O *software* é utilizado apenas para automatizar os cálculos e apurar as análises. (KIMURA, 2007, MELO, 2013, REBELLO, 2000).

Em um arranjo estrutural, os elementos básicos que compõem a superestrutura (vigas, lajes, pilares) e infraestrutura (fundações) estão em interação, sendo em geral difícil a interpretação e análise do comportamento real da estrutura. Por esse motivo utiliza-se a técnica de discretização da estrutura, onde são desmembrados os elementos cujo comportamento possa ser estudado de forma mais simples, por esquemas estruturais conhecidos da Teoria das Estruturas, apresentando resultados satisfatórios. A Figura 2.1 apresenta de forma simplificada a atuação das cargas na estrutura, mostrando de forma esquemática como ocorre o fluxo de cargas. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, ENGEL, 2003).

O caminho natural das forças que atuam sobre a estrutura segue a sequência: as cargas (peso próprio, cargas acidentais), atuantes sobre os elementos planares (cascas, lajes, placas, etc.), são transmitidas para os elementos em forma de barras horizontais denominadas de vigas, juntamente com seu peso próprio (mais o peso de parede se houver); as barras verticais (colunas ou pilares) recebem todas as cargas e a transmitem somando seu peso próprio para as fundações (sapatas, blocos, estacas, etc.), que por sua vez as transmitem para o solo. (ALVA, 2007, CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, REBELLO, 2000).

Figura 2.1: Fluxo de cargas em uma estrutura.



Fonte: (MELO, 2013. Adaptado de ENGEL, 2003).

2.1.2 Sistema estrutural

Os elementos que compõem a estrutura de concreto armado geralmente possuem uma ou duas dimensões que são preponderantes sobre as demais, sendo comumente dividida em lajes, vigas, pilares e elementos de fundação (blocos, sapatas, estacas, tubulões, etc.), ao arranjo formado entre estes elementos é dado o nome de sistema estrutural. (ALVA, 2007, CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

A escolha de um sistema estrutural depende de fatores que envolvem aspectos técnicos e econômicos, sendo este último o que condiciona o tipo de estrutura a ser escolhida. (DI PIETRO, 2000).

A seguir serão apresentados de forma sucinta os elementos que compõem o sistema estrutural:

- a) Lajes: são elementos laminares (planos), onde são aplicadas cargas predominantemente normais, distribuídas de maneira uniforme sobre sua superfície (peso próprio, revestimento de piso, etc.), também pode ocorrer cargas distribuídas linearmente (paredes) e pontualmente

- (pilares apoiados na laje). As reações provenientes destas cargas são transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, mas em caos específicos podem ser transmitidas diretamente aos pilares. Os tipos de lajes mais usuais são: maciça, nervurada, lisa e cogumelo. (BASTOS, 2006, CLÍMACO, 2008).
- b) Vigas: elementos em forma de barras normalmente retas e horizontais, sujeitas predominantemente á flexão. A viga tem como função vencer vãos, onde sob essa é totalmente livre e aproveitável, caracterizada de forma a receber as ações provenientes de outros elementos como lajes, outras vigas, paredes de alvenaria, etc. e transferi-las para os elementos de apoio (pilares). (ALVA, 2007, REBELLO, 2000).
- c) Pilares: são elementos lineares de eixo reto, comumente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são geralmente preponderantes. As ações atuantes sobre os pilares são transferidas aos elementos de fundação ou a outros elementos de apoio. (BASTOS, 2006, CLÍMACO, 2008).
- d) Elementos de fundação: são os elementos estruturais responsáveis pela transmissão das cargas da edificação para as camadas resistentes do solo. Existem vários tipos de fundações e a escolha do tipo mais adequado é dado em função das cargas da edificação e da profundidade da camada resistente do solo, que são obtidas através da execução de sondagens, no sentido de reconhecer o subsolo. Os principais tipos de fundações podem ser reunidos em dois grandes grupos: fundações superficiais (diretas ou rasas); fundações profundas (indiretas). (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.1.3 Pré-dimensionamento

Para realização do pré-dimensionamento o engenheiro estrutural deve levantar um grande número de informações para subsidiá-lo. Entretanto ele ainda não conhece a geometria dos elementos estruturais, pois essa será definida em função dos esforços atuantes na estrutura, que por sua vez também não foram definidos, pois dependem da definição da geometria da estrutura, para determinação do peso próprio e a análise de estabilidade global da mesma. (ALVA, 2007, MELO, 2013).

Desta maneira é estabelecida uma forma preliminar para os elementos, ou seja, estimam-se as dimensões das seções transversais dos elementos estruturais, para que seja realizada uma análise preliminar, por meio do cálculo destes elementos. Após essa análise, são realizados ajustes para se determinar a geometria final da estrutura, definindo o carregamento real e permitindo o dimensionamento das armaduras. (ALVA, 2007).

Não existe norma para o pré-dimensionamento, esse processo é realizado de forma interativa. As literaturas especializadas apresentam algumas recomendações, resultados de estudos aprofundados no assunto ou experiência dos calculistas, no entanto a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece alguns parâmetros mínimos que devem ser respeitados. (ALVA, 2007, MELO, 2013).

A grande parte dos projetistas adota critérios internos no que diz respeito às dimensões das peças. Estabelecendo que para um bom desempenho construtivo as lajes de um pavimento devem possuir no máximo duas espessuras diferentes e as vigas no máximo três dimensões diferentes por pavimento, esses critérios facilitam o trabalho nas obras. (ALBUQUERQUE, 1999, FARIA, 2015).

A seguir serão apresentadas algumas recomendações para o pré-dimensionamento de lajes, vigas e pilares.

2.1.3.1 Lajes

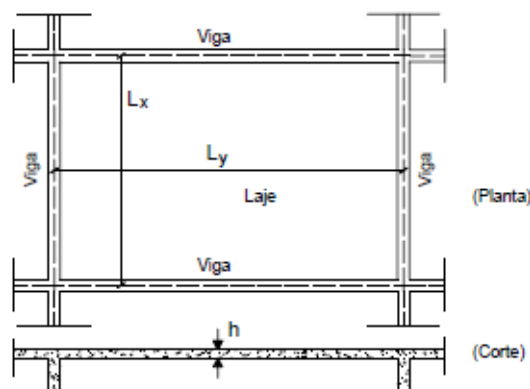
Para estimar a espessura da laje (h), é tomado como referência o vão teórico, isto é, a distância entre o centro dos apoios. Alva (2007) utiliza a equação a seguir para realizar o dimensionamento das lajes:

$$h \cong \frac{L_x}{40} \quad (2.1)$$

onde:

L_x é o menor vão da laje (Figura 2.2).

Figura 2.2: Vãos das lajes para o pré-dimensionamento da espessura h .



Fonte: (ALVA, 2007, p.12).

Dias (2004) propõem que para realizar o pré-dimensionamento das lajes, pode-se tomar como referência o vão teórico (L), que é a menor distância entre eixos de apoio da laje. De forma que para estimar a altura (h) das lajes podem ser utilizadas as seguintes relações:

- a) Laje maciça armada em duas direções: $L/50 \leq h \leq L/40$;
- b) Laje maciça armada em uma direção: $L/45 \leq h \leq L/30$;
- c) Laje nervurada em concreto armado e protendido: $L/30 \leq h \leq L/25$;
- d) Laje lisa: $L/40 \leq h \leq L/30$;
- e) Laje cogumelo: $L/45 \leq h \leq L/35$;

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 13.2.4 estão prescritas as espessuras mínimas que devem ser respeitadas para o pré-dimensionamento das lajes:

- a) 7 cm para lajes de cobertura (forro) que não estejam em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso que não estejam em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total inferior ou igual a 30KN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30KN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $L/42$ para lajes de piso biapoiadas e $L/50$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Para lajes pré-moldadas a NBR 14859-1 (ABNT, 2002) determina que as alturas totais das lajes devam ser as indicadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Altura total da laje (dimensões em centímetros).

Altura do elemento de enchimento (h_e)	Altura total da laje (h)
7,0	10,0; 11,0; 12,0
8,0	11,0; 12,0; 13,0
10,0	14,0; 15,0
12,0	16,0; 17,0
16,0	20,0; 21,0
20,0	24,0; 25,0
24,0	29,0; 30,0
29,0	34,0; 35,0

Fonte: (NBR 14859-1, ABNT, 2002, p.4).

No que diz respeito às ações verticais que podem atuar sobre a laje, NBR 6120 (ABNT, 1980) nos itens 2.1.3 e 2.2.1.2, estabelece valores de peso específico aparente dos materiais de construção mais utilizados e os valores mínimos para cargas acidentais, salvo exceções. As cargas acidentais são distribuídas uniformemente em toda área, sendo recomendados valores

diferentes para cada local da edificação. Destacam-se, na Tabela 2.2 e Tabela 2.3, alguns desses valores. (ALVA, 2007, CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Tabela 2.2: Peso específico dos materiais de construção para edificações.

	Materiais	Peso específico Aparente (KN/m ³)
Blocos artificiais	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos Furados	13
	Tijolo Maciço	18
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Fonte: (NBR 6120, ABNT, 1980, p. 2).

Para os blocos de EPS (poliestireno expandido) o peso específico pode ser considerado como sendo de 0,17 KN/m³ a 0,19 KN/m³. (ALBUQUERQUE, 1999).

Tabela 2.3: Valores mínimos das cargas verticais para edificações.

Local	Cargas
Residência – dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5 KN/m ²
Forros não destinados a depósitos	0,5 KN/m ²
Dispensa, área de serviço, lavanderia e dependências de escritório	2,0 KN/m ²
Compartimentos destinados a reuniões ou acesso público	3,0 KN/m ²
Compartimentos destinados a biles, ginástica ou esportes	5,0 KN/m ²
Escadas, corredores e terraços com acesso ao público	3,0 KN/m ²
Escadas, corredores e terraços sem acesso ao publico	2,0 KN/m ²
Lojas	4,0 KN/m ²

Fonte: (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.94).

2.1.3.2 Vigas

O pré-dimensionamento das vigas é realizado de forma a estimar as dimensões transversais da mesma. A altura das vigas de concreto armado deve possuir dimensões padronizadas, múltiplas de 5 cm e se possível com a mesma seção para os diversos tramos. Isso facilita o trabalho de montagem das armaduras e formas e a concretagem. No caso de haver apoios indiretos (viga apoiada sobre outra viga), recomenda-se que a viga de apoio tenha seção maior ou igual à viga apoiada. (ALVA, 2007).

De uma maneira simples, a altura da seção transversal da viga (h), pode ser definida através de seu vão teórico (L), utilizando a seguinte equação: (ALVA, 2007).

$$h \cong \frac{L}{10} \text{ a } \frac{L}{12} \quad (2.2)$$

Di Pietro (2000), afirma que o pré-dimensionamento das vigas, para edificações residenciais ou construções semelhantes, pode ser estimado com grande grau de confiabilidade utilizando a Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Relação entre alturas de vigas de concreto, de acordo com a condição de apoio.

Vigas	Bi-apoiadas	Contínuas	Em balanço
Concreto Armado	$h = L/8 \text{ a } L/12$	$h = L/12 \text{ a } L/16$	$h = L/5 \text{ a } L/7$
Concreto Protendido	$h = L/12 \text{ a } L/16$	$h = L/16 \text{ a } L/18$	$h = L/7 \text{ a } L/19$

Fonte: (DI PIETRO, 2000, p. 103).

A largura das vigas está condicionada muitas vezes ao tipo de alvenaria de vedação (tijolo cerâmico, bloco de concreto, etc.) escolhido, pois a largura da viga deve ser embutida na alvenaria, de forma a privilegiar a estética. (MELO, 2013).

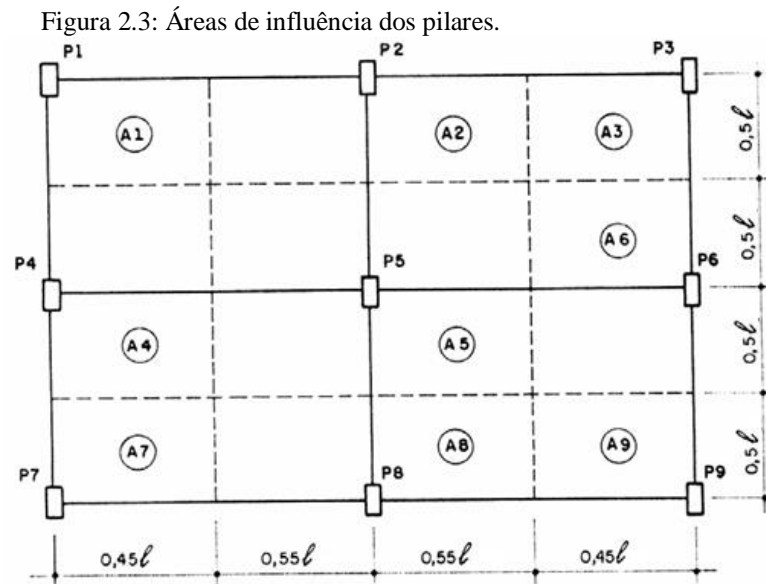
Segundo o item 13.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), as vigas não podem apresentar largura inferior a 12 cm e as vigas-parede menor que 15 cm. Essa norma salienta que em casos excepcionais pode adotar o mínimo absoluto de 10 cm de largura, desde que sejam respeitados os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos na norma.

2.1.3.3 Pilares

Os pilares de concreto armado geralmente possuem seção retangular, estando dispostos nos cantos da estrutura e cruzamentos de vigas, com espaçamento em geral de 2,5 a 6 m. Esse posicionamento deve ser realizado de forma a preservar o *layout* dos pavimentos. Como exemplo pode-se citar a disposição dos pilares de uma garagem e de um pavimento tipo em um edifício residencial, onde muitas vezes ocorrem incompatibilidades de posicionamento dos pilares. Para resolver esse problema são utilizadas estruturas de transição. (ALVA, 2007, GIONGO, 2006).

O pré-dimensionamento dos pilares pode ser realizado utilizando o processo das áreas de influência, caracterizada como sendo a parcela de carga do pavimento, transferida a um pilar, geralmente adota-se uma carga média entre 1000 kgf/m² a 1200 kgf/m², para realizar o pré-dimensionamento. Para determinação das áreas de influência, divide-se, o pavimento em figuras geométricas retangulares, de forma a presumir as ações que deslocaram para cada pilar. (ALVA, 2007, GIONGO, 2006, MUZARDO; PINHEIRO; SANTOS, 2003, PINHEIRO, 1985).

Essa área é obtida dividindo-se as distâncias entre os eixos dos pilares, em intervalos que variam entre $0,45\ell$ e $0,55\ell$, dependendo da posição do pilar na estrutura, conforme mostrado na Figura 2.3. (ALVA, 2007).



Fonte: (ALVA, 2007, p. 17).

onde:

- a) $0,45\ell$ – pilar de extremidade e de canto, na direção da sua menor dimensão;
- b) $0,55\ell$ – complementos dos vãos do caso anterior;
- c) $0,50\ell$ – pilar de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão.

Caso o edifício tenha balanço, considera-se a área do balanço acrescida das respectivas áreas, adotando, na direção do balanço largura igual a $0,50\ell$.

O alinhamento entre os pilares e a distribuição de vãos na estrutura deve ser realizado de forma uniforme, isso garantirá maior precisão dos resultados obtidos. (MUZARDO; PINHEIRO; SANTOS, 2003).

Após definida a área de influência é determinado o coeficiente de majoração da força normal (α), sendo considerados os seguintes valores:

- a) $\alpha = 1,3$ – pilares internos ou de excentricidade, na direção de maior dimensão;
- b) $\alpha = 1,5$ – pilares extremidade, na direção da menor dimensão;
- c) $\alpha = 1,8$ – pilar de canto.

Considerando que atue sobre os pilares compressão simples, com cargas majoradas com o coeficiente α , encontra-se a seção dos pilares com a equação a seguir: (MUZARDO; PINHEIRO; SANTOS, 2003).

$$A_c = \frac{30 \times \alpha \times A \times (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 \times (69,2 - f_{ck})} \quad (2.3)$$

Em que:

$A_c = b \times h$ - área da seção de concreto (cm²);

α - coeficiente que leva em conta as excentricidades da carga;

A - área de influência do pilar (m²);

n - número de pavimentos tipo;

$(n + 0,7)$ - número que considera a cobertura, com carga estimada em 70% da relativa ao pavimento tipo;

f_{ck} - resistência característica do concreto (KN/cm²).

O item 13.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece que pilares e pilares-parede maciços, não pode ter seção transversal com dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais permite-se que sejam adotadas dimensões entre 19 e 14 cm, desde que os esforços solicitantes de cálculo sejam multiplicados por um coeficiente adicional γ_n . Em qualquer caso, não é permitido pilar com área de seção transversal inferior a 360 cm².

2.1.4 Durabilidade das estruturas de concreto

A durabilidade da estrutura durante sua vida útil está intimamente ligada às características do concreto, cobrimento das armaduras e a relação água/cimento.

Fusco (2008), diz que, as agressões usuais perigosas para a integridade do concreto estão associadas a fenômenos expansivos no interior da massa de concreto já endurecido, ou a dissolução dos produtos de hidratação do cimento.

A agressividade do meio ambiente é uma das responsáveis pela perda de qualidade das estruturas, e segundo a ABNT NBR 6118:2014 no item 6.4, está relacionada a ações físicas e químicas que atuam sobre a estrutura. Através da Tabela 2.5 é possível definir em qual classe de agressividade o projeto se enquadra, visando a não deterioração precoce da estrutura.

Tabela 2.5: Classe de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1) 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾ Industrial ^{1) 2)}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{1) 3)} Respingos de maré	Elevado

¹⁾ Pode-se admitir um micro clima com uma classe de agressividade mais branda (um classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas, área de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: (NBR 6118, ABNT, 2014, p. 17).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a durabilidade do concreto é altamente dependente das características do concreto da espessura e qualidade do concreto de cobrimento da armadura.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, no item 7.4.2, ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, é permitido adotar os requisitos mínimos expressos na Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto.

Concreto ¹⁾	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	Concreto armado	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	Concreto protendido	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	Concreto armado	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	Concreto protendido	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

¹⁾ O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

Fonte: (NBR 6118, ABNT, 2014, p. 18).

A definição do cobrimento da armadura, principalmente contra corrosão, está relacionada à classe de agressividade ambiental.

O item 7.4.7.2 da ABNT NBR 6118:2014, estabelece que para garantir o cobrimento mínimo (c_{\min}), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). A tabela 2.7 estabelece de acordo com a classe de agressividade do meio ambiente, os respectivos cobrimentos nominais, para $\Delta c = 10$ mm. A norma permite a redução de Δc para 5 mm, quando houver um controle rígido de qualidade ou a utilização de concreto de classe de resistência superior ao mínimo exigido.

Tabela 2.7: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ⁴⁾	30		40	50
Concreto protendido ¹⁾	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

⁴⁾ No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: (NBR 6118, ABNT, 2014, p. 20).

2.1.5 Dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural é de extrema importância e deve garantir que a estrutura suporte de forma segura, estável e sem deformações excessivas todas as solicitações que atuaram sobre ela, durante a sua execução e utilização. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) nos itens 5 e 6, aborda as questões ligadas aos requisitos gerais de qualidade das estruturas de concreto e diretrizes para a durabilidade das estruturas de concreto, respectivamente. No item 5.1.2 a norma classifica os requisitos de qualidade da estrutura em três grupos distintos:

a) Capacidade resistente – considerando basicamente a segurança à ruptura.

- b) Desempenho em serviço – consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada.
- c) Durabilidade – capacidade de resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

Segundo Carvalho; Figueiredo Filho (2014), o dimensionamento das estruturas de concreto pode ser classificado em dois grupos: os métodos clássicos (das tensões admissíveis), e os métodos de cálculo na ruptura (dos estados limites).

2.1.5.1 Métodos clássicos

Nestes métodos são estabelecidas as solicitações máximas de serviço (cargas de utilização), de forma a garantir que essas cargas não ultrapassem um determinado valor, considerado como admissível, dessa forma é garantida a segurança a estrutura. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, DI PIETRO, 2000).

É importante ressaltar que os métodos clássicos são métodos determinísticos, de forma que os valores de partida para os cálculos (resistência dos materiais, valores de cargas, etc.) são fixos. Através disso algumas restrições podem ser feitas a esses métodos: (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

- a) Como os valores de partida são fixos, as grandezas são empregadas com valores máximos, raramente atingidos durante a utilização da estrutura, o que leva a um superdimensionamento.
- b) O cálculo realizado com esse método conduz frequentemente a um mau aproveitamento dos materiais, pois não considera a capacidade de adaptação plástica do material em resistir a maiores solicitações.
- c) Fundamenta-se no valor das tensões provenientes das cargas de serviço, supondo que a estrutura permaneça em regime elástico durante sua utilização; entretanto não contempla informações sobre a capacidade que a estrutura possui de suportar mais carregamentos, sendo impossível de averiguar a sua verdadeira margem de segurança.
- d) Há algumas situações que as solicitações são desproporcionais as ações, e um pequeno aumento das ações podem gerar um grande aumento das solicitações ou a situação contrária.

2.1.5.2 Método de cálculo na ruptura (ou dos estados limites)

O método dos estados limites considera que a segurança das estruturas é garantida fazendo com que as solicitações de cálculo sejam menores que as solicitações últimas, para isso os valores de resistência características dos materiais são minorados por coeficientes de ponderação. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Clímaco (2008) a estrutura pode ser considerada segura quando atende a três requisitos:

- a) Mantém as características originais de projeto, durante toda sua vida útil, a um custo razoável de execução e manutenção.
- b) Em condições normais de utilização, deve ter aparência que transmita segurança a quem utiliza a edificação.
- c) Sob utilização indevida deve apresentar sinais visíveis (flechas, deformações e fissuras) de forma a advertir quanto ao perigo de utilização da edificação.

2.1.5.2.1 Estado limite último

O estado limite último está relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína da estrutural, que pela sua simples ocorrência determina a paralisação, no todo ou em partes, do uso da estrutura. Nos projetos estruturais deve-se verificar a segurança para os seguintes estados limites: (ARAÚJO, 2010, CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, CLÍMACO, 2008, DI PIETRO, 2000).

- a) Perda de equilíbrio, total ou parcial da estrutura, admitindo essa como sendo um corpo rígido.
- b) Estado limite provocado por solicitações dinâmicas.
- c) Instabilidade do equilíbrio, considerando os efeitos de segunda ordem.
- d) Colapso progressivo.
- e) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme ABNT NBR 15200:2012.
- f) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006).
- g) Outros que, possam ocorrer em casos especiais.

2.1.5.2.2 Estado limite de serviço

O Estado Limite de Serviço está relacionado à utilização da estrutura, de forma que pela sua simples ocorrência e duração causam fissurações, deformações e vibrações excessivas que podem prejudicar a durabilidade ou a utilização da estrutura. (ARAÚJO, 2010, CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, CLÍMACO, 2008, DI PIETRO, 2000).

Decorre de ações que atuam sobre a estrutura, combinadas de três formas, de acordo com o tempo de permanência na estrutura: (BASTOS, 2006, CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

- a) Combinações quase permanentes: são combinações de ações que atuam durante grande parte da vida útil da estrutura.
- b) Combinações frequentes: são as combinações de ações que atuam de forma repetitiva, sobre a estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos ou que tenha duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%.
- c) Combinações raras: são combinações de ações que atuam por um período muito curto, apenas algumas horas durante a vida útil da estrutura.

2.1.5.3 Ações

As ações são definidas como ações que provocam esforços e ou deformações nas estruturas. De forma que não são necessariamente cargas externas atuando sobre a estrutura, como exemplo pode ser citado às características do material utilizado durante a construção que podem gerar esforços adicionais, que devem ser considerados. (ARAÚJO, 2010, KIMURA, 2007).

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003) no item 4.2.1, classifica as ações, segundo sua variabilidade com o tempo, em permanentes, variáveis e excepcionais.

- a) Ações permanentes: são aquelas cujos valores matem-se constantes ou com pequena variação durante toda vida da edificação. Podem ser divididas em ações permanentes diretas (peso próprio da estrutura, elementos construtivos fixos e de instalações permanentes); e ações permanentes indiretas (retração e fluência do concreto, recalques de apoio e protensão).
- b) Ações variáveis: correspondem as ações que atuam somente durante determinado período de vida da edificação, cujos valores têm variação significativa. Podem ser classificadas em ações variáveis normais (cargas acidentais de uso, vento, forças longitudinais de frenagem ou

aceleração, força centrífuga); e ações variáveis especiais (variação de temperatura e ações sísmicas).

- c) Ações excepcionais: são as ações com probabilidade muito baixa de ocorrerem e de duração extremamente curta, cujos efeitos não podem ser controlados por outros meios. Como exemplos, temos as ações decorrentes de explosões, incêndios, enchentes e sismos excepcionais.

2.1.5.4 Ação do vento

Segundo o item 11.4.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) os esforços solicitantes devido a ação do vento, devem ser considerados durante a realização do cálculo de uma estrutura de concreto, obedecendo as recomendações prescritas pela ABNT NBR 6123:1988.

2.1.6 Ferramenta computacional

A informática está cada vez mais presente em nosso dia-a-dia, sendo praticamente impossível desprezar os benefícios de sua utilização. Na área da construção civil a utilização de ferramentas computacionais, está presente em todas as etapas de um projeto, isso acontece devido ao grande nível de produtividade exigido dos projetistas e calculistas. (FARNEY JUNIOR, 2006, KIMURA, 2007).

A utilização desses programas permite que uma estrutura seja simulada de várias formas, resultando em uma estrutura mais eficiente e otimizada. Porém os profissionais envolvidos deve ter consciência que os *softwares* são ferramentas auxiliares e não substituem o papel do engenheiro, pois não conseguem distinguir uma estrutura boa ou ruim, esses programas não estão livres de erros, apenas a experiência e o uso contínuo destas ferramentas conduziram a confiabilidade. (KIMURA, 2007, ROSA, 2010, SORIANO, 2003).

Os *softwares* utilizados para o cálculo estrutural permitem realizar o estudo global da estrutura sem o uso da discretização, utilizando o método de cálculo na ruptura, atendendo simultaneamente aos estados limites últimos e de serviço. Onde se permite calcular, dimensionar, detalhar as armaduras, gerar e imprimir os desenhos finais de uma estrutura. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, KIMURA, 2007).

No mercado atual existem diversos *softwares* que realizam o cálculo estrutural, a escolha deve ser realizada de acordo com as necessidades de cada profissional de forma a atender a normas em vigência. (KIMURA, 2007).

O programa Cypecad 2014 é um exemplo de *software* para o dimensionamento estrutural, de simples utilização. Com interface gráfica dinâmica e intuitiva, para facilitar o desenvolvimento dos projetos. Permitindo o dimensionamento da estrutura com uma ampla gama de elementos estruturais. Segundo a Multiplus Softwares Técnicos, o programa possui ferramentas para cálculo estrutural, lançamento, dimensionamento e detalhamento de elementos, que compõem a estrutura, respeitando os aspectos normativos vigentes no Brasil. (MULTIPLUS, 2016).

2.1.7 Índices médios de consumo

A realização do dimensionamento da estrutura pode obedecer alguns critérios práticos, a fim de orientar o engenheiro estrutural na escolha das dimensões consideradas econômicas para os elementos. É conveniente que essa análise seja feita, separando os elementos estruturais em lajes, vigas e pilares. (GIONGO, 2007).

Esses critérios foram analisados por Ceotto (1985), com o intuito de relacionar a resistência dos elementos estruturais e a economia de material.

Para as lajes estabeleceu-se que o vão considerado econômico, pode ser adotado com valor próximo de 4 m, resultando em áreas entre 15 m² a 20 m². Com taxas de armadura variando entre 2,4 kg a 3,2 kg de aço por unidade de área de laje e 28 kg a 53 kg de aço por unidade de volume de concreto para laje.

A área de influência das lajes sobre cada viga possui valores compreendidos entre 3,5 m a 4,2 m por unidade de comprimento de vigas. Resultando em taxas de armaduras para vigas variando entre 80 kg a 105 kg por unidade de volume de concreto.

Para lajes e vigas a utilização de concretos com maior resistência característica não afetou de forma significativa a economia na estrutura, no caso dos pilares esse aumento de resistência mostrou-se significativo com relação ao melhor aproveitamento da seção dos pilares.

No caso dos pilares a área de influência deve resultar entre 15 m² a 20 m² de área de pavimento por pilar. Com taxas geométricas de armaduras entre 2% a 3% e consumo de aço entre 130 kg a 220 kg por unidade de volume de concreto, para o primeiro pavimento. As seções obtidas entre o primeiro e segundo pavimento podem ser mantidas até a cobertura, de forma a privilegiar a padronização das fôrmas.

Faria (2015), também apresenta alguns indicadores que podem ser utilizados como referência para dimensionamento da estrutura, como apresentado na Tabela 2.8.

Tabela 2.8: Indicadores para dimensionamento de lajes e vigas.

Relações		Indicadores
Vigas	Relação entre o consumo de aço e o volume de concreto.	80 kg/m ³ a 100 kg/m ³
Lajes e Vigas	Relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento.	0,15 m a 0,20 m
	Relação entre o consumo de aço e a área construída.	15 kg/m ² a 20 kg/m ²
	Relação entre a área de formas e a área construída.	1,5 m ² /m ² a 2,0 m ² /m ²

Fonte: (FARIA, 2015).

Para pilares, Faria (2015) ressalta que a taxa média de armadura, considerada econômica deve variar entre 1,5% a 2%, para pilares usuais de edifícios.

Esses critérios econômicos resultam de estudos e observações de projetos estruturais e práticas construtivas utilizadas em edifícios residenciais e comerciais. Para a elaboração de um projeto o engenheiro deve analisar cuidadosamente a relação entre os custos e o comportamento da estrutura que pode variar em função da disposição de mão de obra qualificada, qualidade dos materiais utilizados, etc. (COVAS, 2007, GIONGO, 2007).

2.1.8 Normas

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) estabelece através de normas alguns procedimentos a ser empregada na confecção de projetos, na execução e no controle das obras, visando garantir segurança e qualidade ao produto final, a estrutura.

Destacam-se como importantes para a realização deste trabalho as normas:

- a) ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estrutura de concreto – procedimento.
- b) ABNT NBR 6120:1980 (versão corrigida 2000) – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimentos.
- c) ABNT NBR 6122: 2010 – Projeto e execução de fundações.
- d) ABNT NBR 6123:1988 (versão corrigida 2 de 2013) – Forças devidas ao vento em edificações – procedimentos.
- e) ABNT NBR 6484:2001 – Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio.
- f) ABNT NBR 8036:1983 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios.
- g) ABNT NBR 8681:2003 (versão corrigida de 2004) – Ações e segurança nas estruturas – procedimentos.
- h) ABNT NBR 14859-1:2002 – Laje pré-fabricada – procedimentos – lajes unidirecionais.

A ABNT NBR 6118 é conhecida como NB-1, aborda aspectos estruturais, definindo os critérios e requisitos a serem seguidos para elaboração de projeto estrutural em estruturas de concreto simples, armado e protendido. (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

2.2 Infraestrutura

Fundação é o elemento estrutural responsável por transmitir as cargas oriundas da estrutura para o solo e deve ter resistência apropriada para suportar as tensões causadas pelos esforços solicitantes. (ABRAHÃO; VELLOSO, 1998).

Para Lopes; Velloso (1998) o desenvolvimento de um projeto de fundações deve partir da análise de alguns critérios técnicos, como: topografia da área, dados geológico-geotécnicos, dados da estrutura a ser construída e dados sobre as construções vizinhas. Este estudo visa subsidiar a escolha do tipo de fundação.

Os principais tipos de fundação podem ser reunidos em dois grandes grupos, quais sejam fundações superficiais (rasas ou diretas) e fundações profundas.

2.2.1 Fundações superficiais

As fundações superficiais são empregadas onde as camadas do subsolo imediatamente abaixo da estrutura são capazes de suportar as cargas. (CAPUTO, 2014).

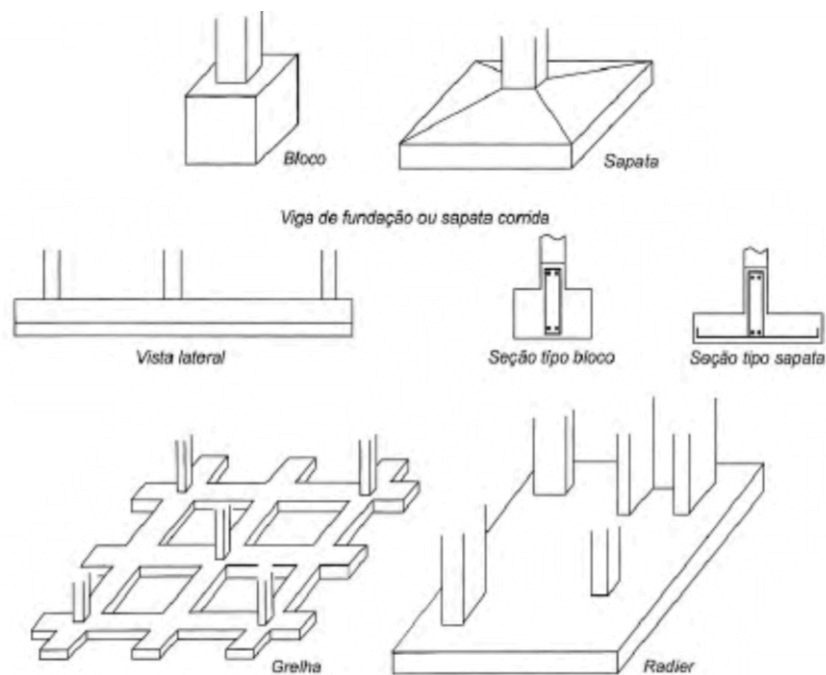
Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) as fundações superficiais são aquelas cujas cargas são predominantemente transmitidas ao terreno, pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, em que a profundidade de assentamento, em relação ao terreno adjacente, seja inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Os principais elementos de fundação superficial segundo Velloso; Lopes (2010) são (Figura 2.4):

- a) Bloco: elemento de fundação superficial de concreto simples, dimensionada de modo que as tensões de tração nele resultantes possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;
- b) Sapata: elemento de concreto armado, de altura menor que o bloco, dimensionada de maneira que as tensões de tração nele resultante sejam resistida pela armadura;
- c) Sapata corrida: fundação sujeita a ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares alinhados;

- d) Sapata associada: sapata com mais de um pilar, cujos centros em planta, não estão no mesmo alinhamento;
- e) Grelha: elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;
- f) *Radier*: elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos pilares de uma obra ou é solicitado por carregamentos distribuídos.

Figura 2.4: Principais tipos de fundações superficiais.



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

2.2.2 Fundações profundas

As fundações profundas são empregadas quando as camadas mais resistentes do solo estão a uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 metros de profundidade. (CAPUTO, 2014, VELLOSO; LOPES, 2010).

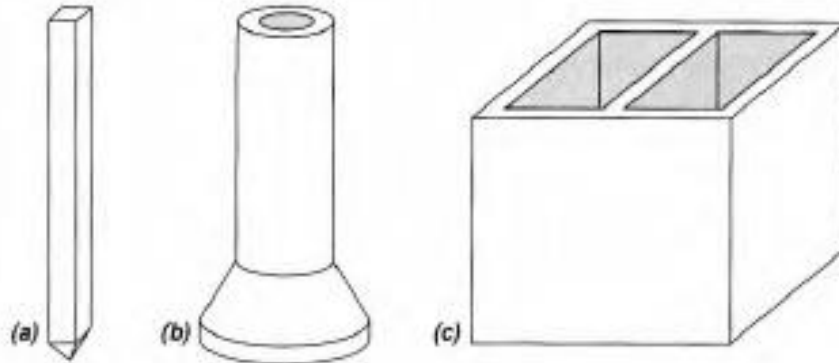
Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) os elementos de fundação profunda transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas.

Velloso, Lopes (2010) separa as fundações em três grupos (Figura 2.5):

- a) Estacas: elementos de fundação profunda alongados, cilíndricos ou prismáticos, executados por ferramentas ou equipamentos, que são cravadas ou confeccionadas no solo;

- b) Tubulão: elementos de forma cilíndrica, com diâmetros maiores que os elementos do tipo estaca, com base alargada ou não;
- c) Caixão: elemento de fundação de forma prismática, confeccionados na superfície e instalados por escavação interna.

Figura 2.5: Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão; (c) caixão.



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 13).

2.2.3 Estaca escavada mecanicamente

De acordo com o item 3.15 da NBR 6122 (ABNT, 2010) estacas escavadas, são executadas através da perfuração do solo com o auxílio de trado mecânico (Figura 2.6), sem o emprego de revestimento ou fluido estabilizante. Após a perfuração realiza-se o lançamento do concreto.

Figura 2.6: Detalhe do equipamento de perfuração.



Fonte: (CONSTANCIO, 2005).

Martins; Resende (2014) ressalta que para se considerar a resistência de ponta desse tipo de estaca é necessária realizar o apiloamento do fundo da estaca ou a remoção do solo solto com ferramentas adequadas.

2.2.4 Métodos semi-empíricos

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) os métodos semi-empíricos correlacionam resultados de ensaios como SPT, CPT, etc. com as tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto.

Estes métodos são propostos para realização da previsão da capacidade de carga das fundações em estacas, utilizando os resultados das sondagens à percussão. Os métodos de Aoki & Velloso (1975) e de Décourt & Quaresma (1978) são exemplos do método semi-empírico, amplamente utilizados no Brasil. (ALONSO, 2003, CINTRA; AOKI, 2010, LOBO, 2005).

2.2.4.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

Este método foi inicialmente concebido a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados ensaios de penetração estática (cone, CPT). De forma que o cálculo da capacidade de carga (R), foi inicialmente obtido em função dos valores da resistência de ponta (q_c) e da resistência do atrito lateral (f_s), medidos em ensaios de penetração estática. Porém para aplicação dessa metodologia considerando os resultados de ensaios de campo normalmente realizados para os solos brasileiros foram feitas correlação entre os resultados dos ensaios de penetração estática e dinâmicos (amostrador, SPT). (CINTRA; AOKI, 2010, LOBO, 2005).

Esta correlação resultou nas seguintes equações empíricas:

$$q_c = KN_{SPT} \quad (2.4)$$

$$f_s = \alpha q_c \quad (2.5)$$

onde:

N_{SPT} - valor da resistência a penetração (número de golpes do ensaio SPT);

K e α - são constantes que dependem do tipo de solo, de acordo com a Tabela 2.9.

Tabela 2.9: Valores das constantes K e α no método de Aoki & Veloso (1975).

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilosiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloarenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: (CINTRA; AOKI, 2010, p. 25).

Para realização da estimativa da resistência de ponta (R_P) e da resistência lateral (R_L) de uma estaca, deve-se levar em conta diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo), para isso são utilizados os são fatores de correção F_1 e F_2 , apresentados na Tabela 2.10.

$$R_P = \frac{KN_P}{F_1} \quad (2.6)$$

$$R_L = \frac{\alpha KN_L}{F_2} \quad (2.7)$$

onde:

N_P – índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca (número de golpes do ensaio SPT na profundidade da base da estaca);

N_L – índice de resistência à penetração médio na camada do solo de espessura ΔL ;

ΔL – intervalo de execução do ensaio SPT (normalmente $\Delta L = 1$ metro).

Tabela 2.10: Valores dos fatores de correção F_1 e F_2 no método de Aoki & Veloso (1975).

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2.F1
Metálica	1,75	2.F1
Pré-Moldada	1+D/0,80	2.F1
Escavada	3,00	2.F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2.F1

Fonte: (CINTRA; AOKI, 2010, p. 26).

Portanto, a capacidade de suporte de uma estaca isolada pode ser estimada através da equação semi-empírica, a seguir:

$$R = \frac{KN_P}{F_1} A_P + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot KN_L \Delta L) \quad (2.8)$$

onde:

A_P – seção transversal da ponta da estaca;

U – o perímetro da estaca.

2.2.4.2 Método de Décourt & Quaresma (1978)

Este método baseia-se na realização de estimativas da capacidade de carga de ruptura, exclusivamente sobre resultados de ensaios SPT. Inicialmente este método baseou-se na análise de 41 provas de carga realizadas sobre estacas pré-moldadas, porém através de aproximações foi estendido para outros tipos de estacas, como Franki, estacas escavadas e estacas tipo Strauss. Em 1982, os autores realizam um aperfeiçoamento no método de estimativa de carga lateral das estacas. (CINTRA; AOKI, 2010, LOBO, 2005).

Deste modo, o método sugere que capacidade de carga (R), seja obtida através da seguinte equação:

$$R = \alpha \cdot K \cdot N_P A_P + U \cdot \beta \cdot \sum 10 \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \Delta L \quad (2.9)$$

onde:

N_P – N_{SPT} médio da ponta;

A_P – seção transversal da ponta da estaca;

K – coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor N_P , obtido em função do tipo de solo, de acordo com a Tabela 2.11;

U – perímetro da estaca;

N_m – N_{SPT} médio ao longo do fuste.

Tabela 2.11: Constante K no método de Décourt & Quaresma (1978, 1982).

Tipo de solo	K (KN/m²)
Argilas	120
Silte argiloso residual	200
Silte arenoso residual	250
Areias	400

Fonte: (LOBO, 2005, p. 10).

Para determinação de N_m , adotam os limites $N_m \geq 3$ e $N_m \leq 15$, para estacas Strauss e tubulões a céu aberto, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita o valor de N_m se estende a um limite superior a $N_m = 15$ para $N_m = 50$. Os coeficientes α e β foram sugerido por Décourt (1996), para que outros tipos de estacas, não indicadas nos estudos anteriores. Estes coeficientes são apresentados nas Tabelas 2.12 e 2.13, a seguir.

Tabela 2.12: Valores atribuídos ao coeficiente α (Décourt, 1996).

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos residuais	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: (LOBO, 2005, p. 11).

Tabela 2.13: Valores atribuídos ao coeficiente β (Décourt, 1996).

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,85	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos residuais	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: (LOBO, 2005, p. 11).

2.2.5 Sondagem

As sondagens são procedimentos de investigação do subsolo, realizadas para determinação do perfil do terreno, por meio da identificação dos solos e/ou rochas que constituem as camadas ou estratos na subsuperfície e determinação do nível d'água. Essa investigação pode ser realizada através da sondagem a trado, poço ou trincheira de inspeção, rotativas, a percussão (SPT), entre outras. (SOUZA; SILVA; IYOMASA, 1998).

No Brasil a sondagem a percussão ou Standard Penetration Test (SPT), é o técnica de investigação mais comum empregada na caracterização do perfil do solo. Esse tipo de sondagem permite a obtenção do índice de resistência à penetração do solo, conhecido como N_{SPT} .

2.2.5.1 Número e locação das sondagens

Segundo a NBR 8036 (ABNT, 1983) o número de sondagem e sua localização depende do tipo de estrutura, e as características geotécnicas do solo, onde será implantada a edificação. Estabelecendo que no mínimo, deve ser realizada uma sondagem para cada 200 m² de área em planta da edificação, até o limite de 1200 m². Para áreas entre 1200 m² e 2400 m² deve ser realizada uma sondagem a cada 400 m² que excederem 1200 m². Acima de 2400 m² a quantidade de furos de sondagens deve ser realizada de acordo com cada obra. O posicionamento dos furos deve ser indicado em planta, e distribuído em toda área da edificação, observando, quando o número de sondagens for superior a três, elas não devem ser feitas em um mesmo alinhamento. Para fundações, sondagens devem ser realizadas o mais próximo das mesmas.

2.2.5.2 Interpretação da sondagem a percussão (SPT)

As sondagens a percussão fornecem dados, como os índices de resistência a penetração e as camadas subjacentes do solo, permitindo a escolha do tipo de fundação e sua profundidade. Os índices de penetração fornecidos nos boletins de sondagem permitem a realização de uma correlação entre o tipo de camada de solo e os valores de resistência à penetração. A NBR 6484 (ABNT, 2001) apresenta os parâmetros de estados de compactidade e consistência do solo de acordo com a Tabela 2.14.

Tabela 2.14: Tabela dos estados de compactidade e de consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração (N)	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Mediamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica do Solos.

2.2.6 Carga admissível

A carga admissível também conhecida como carga de trabalho e ou carga de fundação (P_a), consiste na carga obtida através do mecanismo de interação solo estrutura (estaca), geralmente o solo é o material menos resistente, e a capacidade de carga de uma fundação está condicionada às características geotécnicas finais do maciço que envolve a estaca. (CINTRA; AOKI, 2010, LOBO, 2005).

2.2.6.1 Carga de catalogo

A carga de catalogo ou carga admissível da estaca (P_e) corresponde ao valor de carga indicado pelo fabricante ou executor da estaca, determinada em função da seção transversal do fuste e do tipo de estaca. Desse modo, ao se contemplar apenas à estaca, sem levar em conta o aspecto geotécnico, temos: (CINTRA; AOKI, 2010).

$$P_e = \sigma_e \times A \quad (2.10)$$

onde:

P_e – Carga admissível da estaca;

σ_e – Tensão admissível do material da estaca;

A – Área da seção transversal do fuste.

A partir da análise dos resultados obtidos para P_a e P_e , utiliza-se o menor valor obtido entre eles para realizar o dimensionamento. A Tabela 2.15 apresenta as cargas de catálogo para estaca escavada, de acordo com Cintra e Aoki (2014).

Tabela 2.15: Carga de catálogo para estaca escavada mecanicamente.

	Diâmetro (cm)	Carga de catálogo – P_e (KN)
Estaca escavada mecanicamente ($\sigma_e = 3$ a 4 Mpa)	Ø 25	200
	Ø 30	300
	Ø 35	400
	Ø 40	500
	Ø 45	600
	Ø 50	800

Fonte: (CINTRA; AOKI, 2010, p. 44).

2.3 Orçamento na Construção Civil

Orçamento na construção civil pode ser considerado com o levantamento dos custos inerentes dos insumos, equipamentos, mão-de-obra, necessários para executar um empreendimento e quanto mais detalhado, mais se aproximará do custo real. (AVILA; LIBRELOTTO; LOPES, 2003, SAMPAIO, 1989).

As informações sobre orçamento de uma obra são muito importantes, pois em função dos valores encontrados será definida a viabilidade de execução do projeto estudado. Esse estudo de viabilidade é realizado ainda com o projeto arquitetônico em fase de anteprojeto. (GOLDMAN, 2004).

Para determinação do orçamento, são calculados os custos diretos (mão-de-obra de operários, materiais e equipamentos); os custos indiretos (equipes de supervisão e apoio, despesas gerais do canteiro de obras, taxas, etc.); e ao final são adicionados os impostos e o lucro para chegar ao preço de venda. (MATTOS, 2006).

A realização do orçamento caracteriza por um elevado grau de complexidade, em que sempre deve ser embutido certo nível de incertezas. De forma que a composição dos custos não deve ser vista como uma coleção de números retirados de livros e manuais. (AVILA; LIBRELOTTO; LOPES, 2003, MATTOS, 2006).

2.3.1 Custos

O custo total de uma obra se estabelece através da definição dos custos de cada serviço integrante da obra e cabe ao orçamentista a correta identificação e levantamento destes serviços. Esses levantamentos devem basear-se nas dimensões precisas fornecidas no projeto ou em algumas estimativas. (MATTOS, 2006).

Na literatura o custo da obra pode ser dividido em custos diretos e indiretos. (MATTOS, 2006, PARGA, 2003, TISAKA, 2006).

2.3.1.1 Custos diretos

O custo direto está intimamente e diretamente ligado aos serviços que se executam na obra, como custos de materiais, equipamentos diretamente ligados em cada um dos serviços, incluindo-se também todas as despesas de infraestrutura necessárias a execução da obra. (PARGA, 2003, TISAKA, 2006).

A mensuração da composição dos custos diretos é realizada através de custos unitários, onde os índices de serviços (quantidade de cada insumo requerida para a realização de uma unidade do serviço) são multiplicados aos seus valores (provenientes da cotação de preços e da aplicação dos encargos sobre a hora-base do trabalhador). (MATTOS, 2006, TISAKA, 2006).

A composição de custos pode ser obtida através de índices e experiências da própria empresa ou através de publicações especializadas, como a Tabela de Composições de Preços para orçamentos (TCPO), publicada pela Editora Pini, sendo considerada a publicação mais completa e utilizada. (MATTOS, 2006).

2.3.1.2 Custos indiretos

Os custos indiretos, não são parte integrante serviços de campo, estão vinculados ao conjunto da empresa, dando suporte para que os serviços sejam realizados, como: honorários da diretoria; mão-de-obra administrativa; encargos sociais da mão-de-obra administrativa; despesas de telefone, energia, aluguel, etc. da sede da empresa; despesas com visitas técnicas, orçamento de propostas e contratos; imposto de renda; Anotação de Responsabilidade Técnica (ART). (PARGA, 2003, TISAKA, 2006).

Segundo Mattos (2006) é necessário aplicar sobre os custos diretos um fator que represente os custos indiretos, lucro e impostos incidentes sobre a construção, de forma a diluir estes custos em um todo na construção, esses fator de majoração é conhecido como BDI (Benefícios e Despesas Indiretas).

3 METODOLOGIA

Metodologicamente o estudo se embasou em realizar primeiramente uma revisão bibliográfica sobre o tema em questão, de forma a subsidiar o estudo realizado neste trabalho. Em seguida, foi realizada uma análise sobre os problemas que ocorreram durante a execução da obra, que motivaram a realização do estudo, relacionados à concepção estrutural e ao descumprimento de alguns aspectos normativos observados pelo acadêmico.

A nova concepção iniciou-se com o pré-dimensionamento dos elementos estruturais (lajes vigas e pilares), adotando como base o método apresentado por Dias (2004), Di Pietro (2000) e Muzardo; Pinheiro; Santos (2003) obedecendo aos requisitos mínimos exigidos pelas normas vigentes.

O cálculo estrutural da superestrutura e blocos de fundação do edifício foram realizados com auxílio do *software* Cypecad 2014. Através deste, foram gerados os quantitativos e índices para o comparativo estrutural entre a estrutura executada e o novo projeto estrutural. As estacas escavadas que constituem a fundação do edifício foram dimensionadas de acordo com os métodos semi-empíricos apresentados no item 2.2.4 e boletim de sondagem da obra (anexo A).

Por fim, foi realizado um comparativo econômico entre as duas concepções estruturais. Onde foram confeccionadas planilhas de orçamento com auxílio do *software* Microsoft Excel, baseadas na proposta de orçamento dada por Mattos (2006) e Tisaka (2006). Onde foram realizados cálculos orçamentários de custo direto, com preços obtidos do Sistema Nacional de Pesquisa de Custo e Índices da Construção Civil (SINAPI) e da Tabela de Composição de Preços para Orçamento (TCPO) de 2014.

4 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso refere-se ao projeto de um edifício de uso misto, comercial e residencial, com quatro pavimentos, onde o sistema construtivo adotado para a edificação foi o concreto armado. A construção desenvolve-se na cidade de Paraguaçu, Minas Gerais, com área edificante de 756,04 m², e o terreno com 360 m².

O subsolo da edificação será utilizado como garagem e possui área de 169,10m². Para área comercial serão utilizados os pavimentos, térreo com área de 241,73 m² e o mezanino de 116,50 m². O pavimento superior é dividido em três apartamentos-tipo, destinados a uso residencial, e a área total deste pavimento é de 228,71 m².

As representações gráficas de plantas baixas do projeto arquitetônico podem ser observadas no anexo B.

4.1 Compatibilização entre o Projeto Arquitetônico e Estrutural

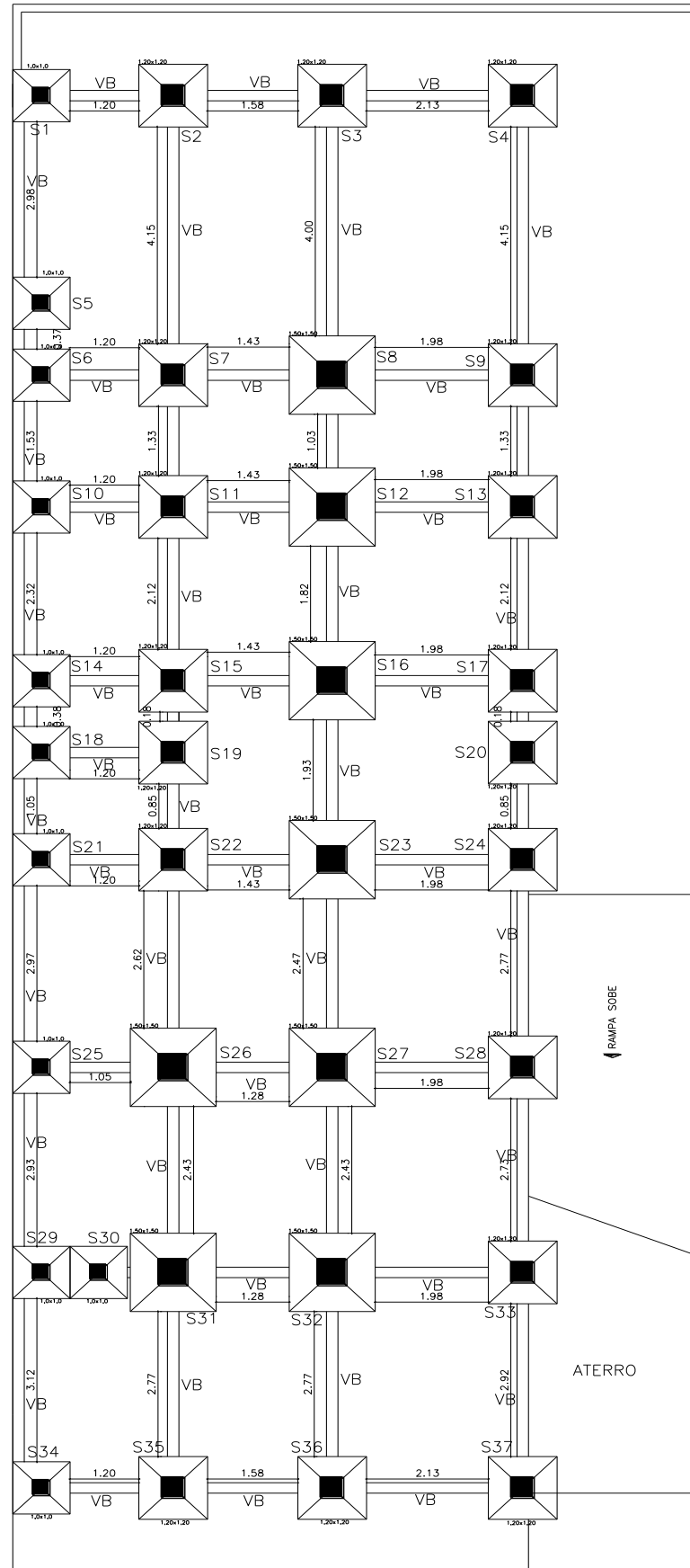
A compatibilização deve ser realizada de forma a identificar todas as interferências físicas e funcionais entre os elementos estruturais (pilares, vigas, lajes e fundação) e o projeto arquitetônico. Essa verificação pode ser realizada através da sobreposição do projeto estrutural com as plantas de arquitetura de cada pavimento, com auxílio de um *software* CAD.

Porem nesta obra não foi contemplado pelo engenheiro responsável este estudo, e as incompatibilidades foram aparecendo à medida que se executava a obra, gerando transtornos e gastos desnecessários. Nos tópicos a seguir serão apresentadas algumas dessas incompatibilidades que ocorreram na edificação.

4.1.1 Incompatibilidades fundações

A fundação executada para o edifício é do tipo profunda, formada por um bloco de coroamento e cinco estacas escavadas, com profundidade variando entre 10 e 12 m. Durante a execução das fundações do edifício, o engenheiro responsável orientou que as dimensões dos elementos de fundação deveriam ser executadas com dimensões diferentes das apresentadas na planta de fundação (Figura 4.1). As dimensões dos elementos são apresentadas na Tabela 4.1.

Figura 4.1: Planta baixa – subsolo – detalhe das sapatas.



Fonte: Responsável Técnico (2014).

Tabela 4.1: Alteração das dimensões dos elementos de fundação.

Elementos	Dimensão de projeto		Dimensão executada	
	Bloco	Estaca	Bloco	Estaca
S1, S5, S6, S10, S14, S18, S21, S25, S29, S30, S34	1,0 x 1,0 x 0,5 m	Ø 0,15m P=10 m	1,2 x 1,2 x 0,5 m	Ø 0,25m P=10 m
S2, S3, S4, S7, S9, S11, S13, S15, S19, S22, S24, S28, S33, S35, S36, S37	1,2 x 1,2 x 0,5 m	Ø 0,15m P=10 m	1,5 x 1,5 x 0,5 m	Ø 0,25m P=10 m
S8, S12, S16, S17, S23, S26, S27, S31, S32	1,5 x 1,5 x 0,5 m	Ø 0,15m P=12 m	1,8 x 1,8 x 0,5 m	Ø 0,30m P=12 m

O elemento S17 teve suas dimensões alteradas de 1,2 x 1,2 x 0,5 metros para 1,8 x 1,8 x 0,5 metros.

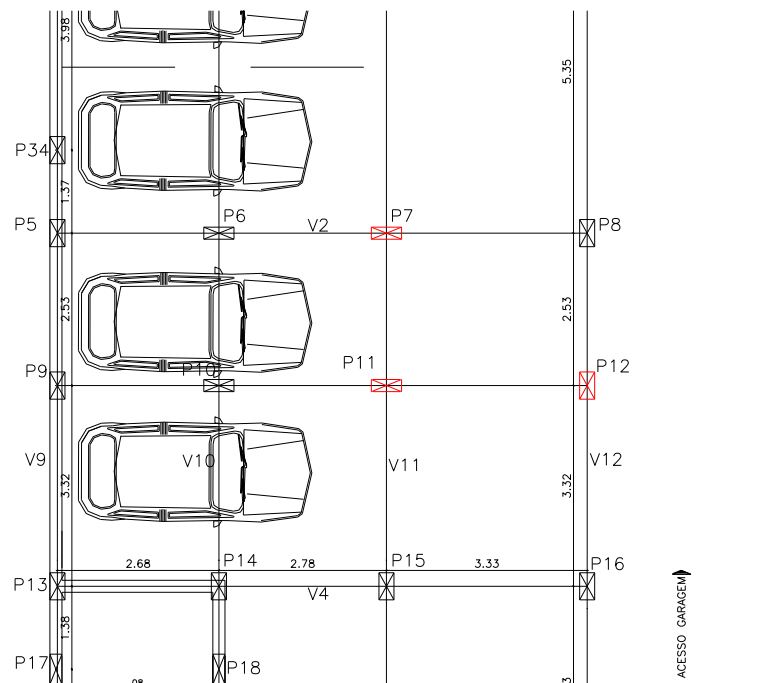
O elemento S20 foi desconsiderado, pois não existe pilar sobre ele.

Ø – Diâmetro da estaca escavada. P – Profundidade da estaca escavada.

Fonte: o autor (2016).

Após estas alterações iniciaram-se os trabalhos de execução das fundações. Durante a execução notou-se que devido a posicionamento dos pilares P7, P11 e P12 não seria possível realizar a operação manobra de veículos no subsolo (garagem) do edifício, como apresentado na Figura 4.2.

Figura 4.2: Posicionamento dos pilares P7, P11 e P12.



Fonte: o autor (2016).

Essa incompatibilidade gerou um gasto significativo, que será apresentado na segunda etapa do trabalho de conclusão de curso, visto que as fundações para sustentação destes pilares

foram executadas conforme orientação do engenheiro responsável pela obra, como mostra as Figuras 4.3 e 4.4. A planta de fundação do edifício pode ser consultada no anexo C.

Figura 4.3: Fundação pilar P11.



Fonte: o autor (2015).

Figura 4.4: Fundações dos pilares P7, P11 e P12.



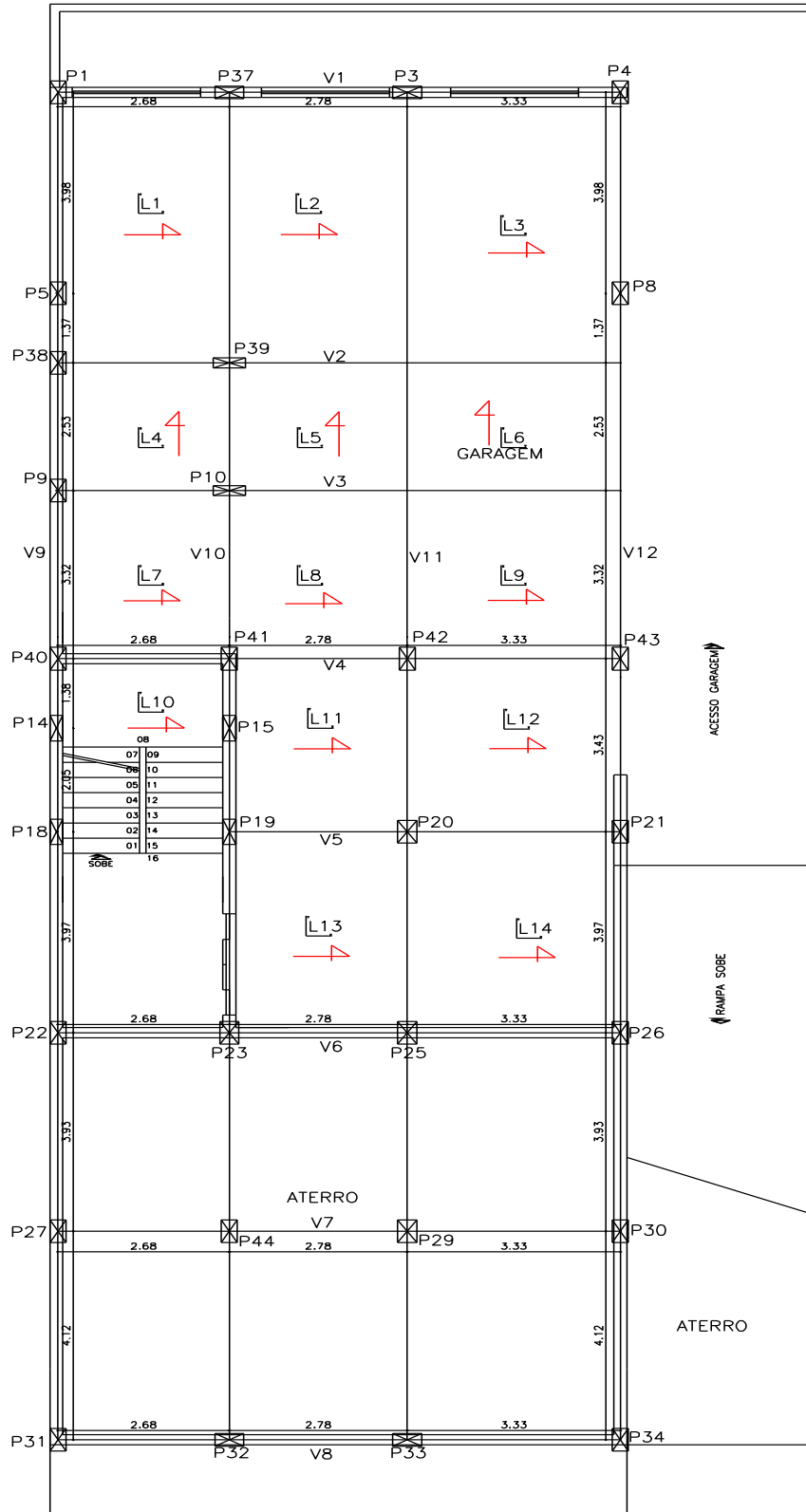
Fonte: o autor (2015).

4.1.2 Incompatibilidades pilares

A retirada dos três pilares (P7, P11 e P12) ocasionou em um novo arranjo para os pilares do subsolo (garagem) da edificação (Figura 4.5). Durante a observação desse novo arranjo notou-se a ocorrência de uma distribuição de armadura longitudinal incorreta segundo o item 18.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que estabelece o espaçamento (e) mínimo entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal do pilar, que deve ser igual ou superior a: 20 mm; ou diâmetro da barra (\varnothing); ou 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo (brita 1 - 19 mm). No detalhamento dos pilares P3, P5, P8,

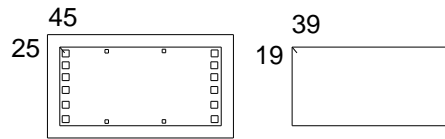
P26, P30, P10, P15 e P19 (Figura 4.6 e 4.7) notam-se a ocorrência de valores inferiores ao exigido por norma.

Figura 4.5: Planta de forma – Térreo – posição dos pilares.



Fonte: Responsável Técnico (2014).

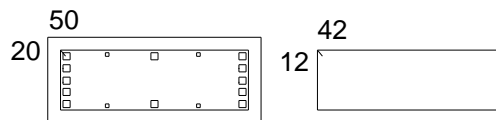
Figura 4.6: Detalhamento dos pilares P3, P5, P8, P26 e P30 do térreo.



4 #12,5 C:4,30
 12 #16,0 C:4,30
 19 #5 c/19

Fonte: Responsável Técnico (2014).

Figura 4.7: Detalhamento dos pilares P10, P15 e P19 do térreo.



4 #12,5 C:4,80
 12 #16,0 C:4,80
 22 #5 c/19

Fonte: Responsável Técnico (2014).

Para os pilares da edificação o espaçamento mínimo entre a face das barras longitudinais exigido deve ser igual a 22,8 mm. O espaçamento existente entre as barras dos pilares P3, P5, P8, P26, P30 corresponde a 16,8 mm e para os pilares os P10, P15 e P19 é igual a 5 mm (Figura 4.8). Nas áreas de transpasse das barras esse problema agravou-se, pois as barras formaram uma barreira impedindo a concretagem dos elementos, provocando vazios e segregação dos agregados que compunham o concreto (Figura 4.9).

Outro fator relevante a ressaltar sobre esses pilares, é o índice elevado de armadura em relação a área de concreto dos pilares, o índice considerado econômico deve variar entre 1,5% e 2%, para os pilares P3, P5, P8, P26, P30 este índice é igual a 2,58%, e para os pilares P10, P15 e P19 este índice é igual a 2,904%.

Figura 4.8: Detalhe pilar P10 térreo.



Fonte: o autor (2015).

Figura 4.9: Vazios e segregação dos agregados provocados pelo excesso de armadura.

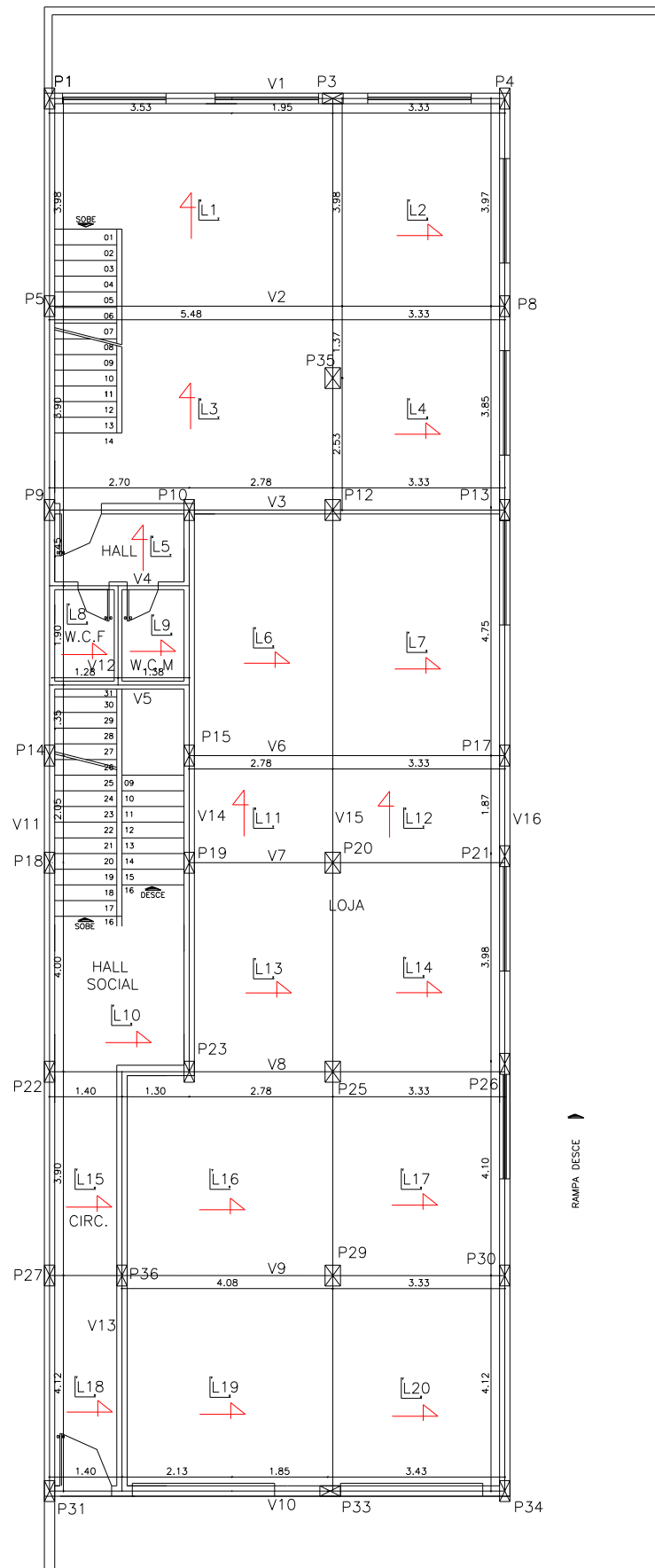


Fonte: o autor (2015).

4.1.3 Incompatibilidades vigas

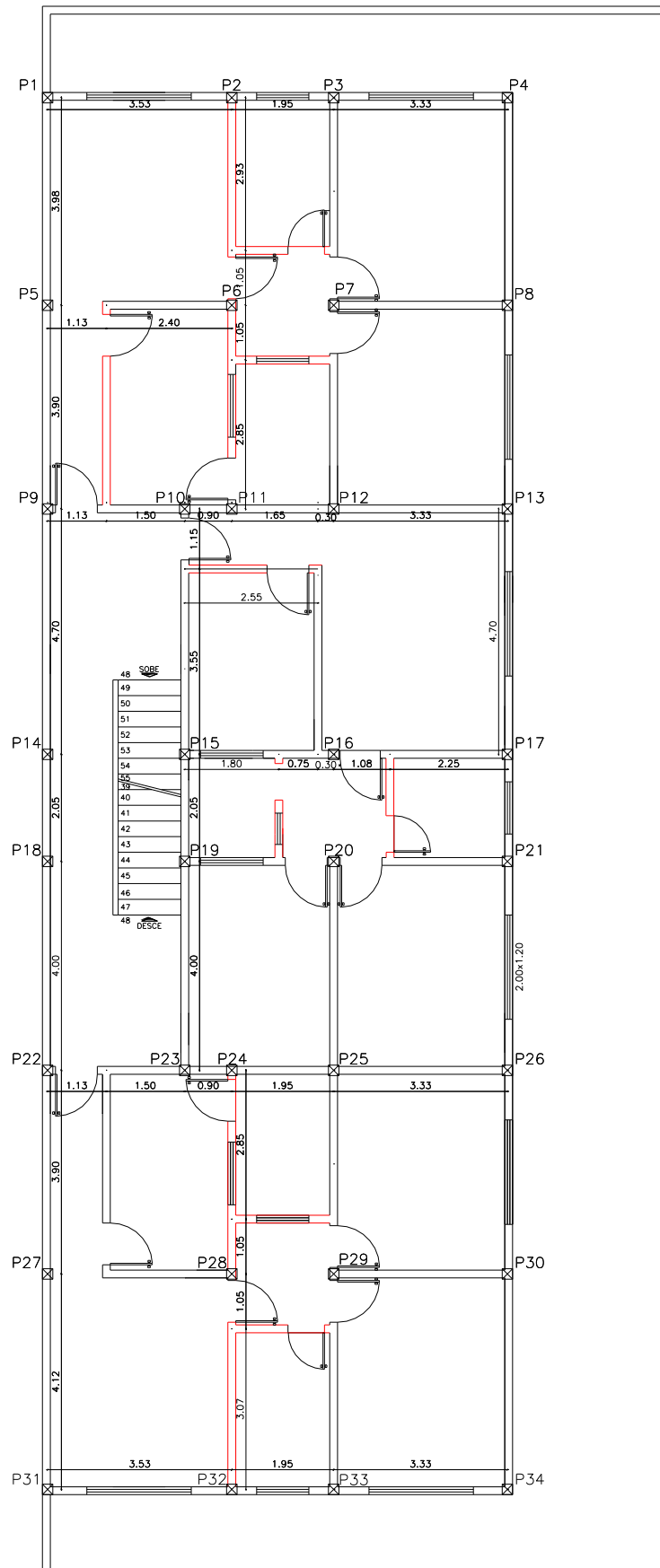
Durante a montagem das vigas do pavimento superior (Figura 4.10), observou-se a ausência de algumas vigas para apoiar as paredes deste pavimento, como pode ser observado na Figura 4.11, onde essas paredes estão destacadas em vermelho. A orientação passada pelo engenheiro responsável pela obra, foi a de repetir as vigas paralelas as que estavam faltando.

Figura 4.10: Planta de forma – pavimento superior.



Fonte: Responsável Técnico (2014).

Figura 4.11: Planta de forma – pavimento cobertura.

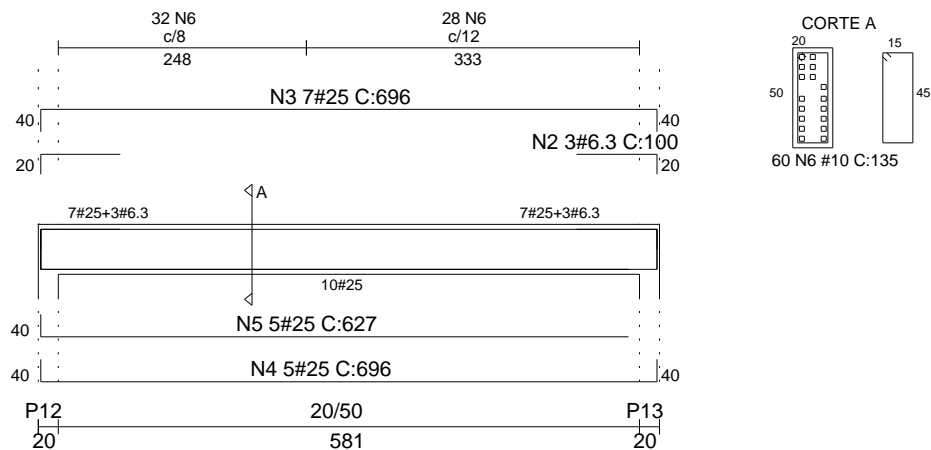


Fonte: Responsável Técnico (2014).

Algumas problemas de distribuição da armadura longitudinal também foram encontrados. A viga V6 do pavimento superior é um exemplo, seu detalhamento (Figura 4.12) é confuso e segundo o item 17.3.5.2.4 da NBR 6118 (ABNT 2014) a soma das armaduras de tração e compressão das vigas não deve ter valor superior a 4% da área de concreto da seção, neste caso este valor chega a 8,34%.

A relação entre o consumo de aço e o volume de concreto para essa vigas também está muito alta, usualmente este valor deve estar entre 80 kg/m³ a 100kg/m³, para essa viga esta relação é igual a 795,56 kg/m³.

Figura 4.12: Detalhe viga V6 pavimento superior.



Fonte: Responsável Técnico (2014).

Além de todas essas incompatibilidades, inicialmente foi estabelecido pelo engenheiro responsável pela obra que o concreto a ser utilizado deveria possuir $f_{ck} = 20$ Mpa, e a NBR 6118 estabelece que para áreas urbanas o concreto deve possuir $f_{ck} = 25$ Mpa, com isso foi alterada a classe de resistência do concreto para execução da obra.

No anexo C estão anexadas as plantas de forma do projeto oficial.

5 NOVO PROJETO ESTRUTURAL

5.1 Concepção

Para realização da nova concepção da estrutura, foi realizado um estudo sobre o arranjo mais adequado para atender os aspectos de segurança, economia, durabilidade e principalmente ao projeto arquitetônico existente. A definição da classe de agressividade ambiental, baseou-se na NBR 6118 (ABNT 2014), adotando para obra classe igual a dois, através disso foram estabelecidos a classe do concreto ($f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$) e os valores de cobrimento das armaduras. A locação dos pilares foi realizada de forma a harmonizar o projeto estrutural ao projeto arquitetônico, de modo a permitir o uso adequado da edificação. Através do novo projeto, foi realizado o pré-dimensionamento da estrutura.

5.2 Pré-Dimensionamento dos Pilares

Para realização do pré-dimensionamento dos pilares, primeiramente foi realizado o lançamento das plantas de forma do projeto, determinando o posicionamento dos elementos estruturais. Após esta etapa, utilizou-se o processo das áreas de influência, conforme apresentado anteriormente no item 2.1.3.3, para determinar a área de concreto (A_c) dos pilares.

Para o cálculo considerou-se que atuam sobre os pilares compressão simples, com cargas majoradas pelo coeficiente α . A seguir temos um exemplo de cálculo do pilar P1 da estrutura analisada:

$$A_c = \frac{30 \times \alpha \times A \times (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 \times (69,2 - f_{ck})}$$

$\alpha = 1,8$ - pilar de canto

$A = 5,93$ – área de influência do pilar

$n = 4$ – número de pavimentos

$f_{ck} = 2,5 \text{ KN/cm}^2$ (25 Mpa)

$$A_c = \frac{30 \times 1,8 \times 5,93 \times (4 + 0,7)}{2,5 + 0,01 \times (69,2 - 2,5)} \rightarrow A_c = 475,22 \text{ cm}^2$$

Como as paredes da edificação possuem 20 cm de espessura, temos:

Pilar P1= 20 cm x 25 cm

Para os demais pilares o resultado do pré-dimensionamento pode ser consultado na Tabela 01 do apêndice A.

5.3 Pré-Dimensionamento das Vigas

Conforme mencionado anteriormente no item 2.1.3.2, o pré-dimensionamento das vigas, visa estimar as dimensões transversais da mesma. Para altura, recomenda-se que seja utilizado no máximo três alturas de vigas por pavimento, isso facilita a montagem das formas. Essa altura pode ser estimada conforme as expressões empíricas proposta por Di Pietro (2000), com apresentado a seguir:

a) Viga bi-apoiada $\rightarrow h = L/8$ a $h = L/12 \rightarrow$ adotado $h = L/12$

b) Viga continua $\rightarrow h = L/12$ a $L/16 \rightarrow$ adotado $h = L/12$

A largura deve ser adotada em função da espessura das paredes, tendo em vista a arquitetura do edifício deste trabalho, serão adotadas paredes de 15 cm e 20 cm.

Os resultados do pré-dimensionamento das vigas podem ser visualizados nas Tabelas 02, 03, 04, 05 e 06 no apêndice A.

5.4 Pré-Dimensionamento das Lajes

A realização do pré-dimensionamento das lajes deve obedecer às espessuras mínimas impostas pela NBR 6118.

O pré-dimensionamento das lajes foi realizado conforme a relação proposta por Dias (2004), para lajes nervuradas. Como apresentado a seguir:

Laje nervurada $\rightarrow L/30 \leq h \leq L/25 \rightarrow$ adotado $L/30 \rightarrow$ para o pavimento residencial

\rightarrow adotado $L/25 \rightarrow$ para os pavimentos comerciais

Com essa relação obtêm-se diversas alturas de laje para um mesmo pavimento, com isso será adotada apenas uma altura, a maior delas, para cada pavimento.

Os resultados do pré-dimensionamento das espessuras das lajes podem ser visualizados nas Tabelas 07, 08, 09 e 10 no apêndice A.

5.5 Levantamento de Cargas para o Cálculo Estrutural

O carregamento de uma estrutura engloba todas as ações atuantes sobre a mesma, sendo essas divididas em cargas acidentais e permanentes. A NBR 6120 (ABNT 1980) estabelece os valores mínimos de cargas que devem ser considerados para realização do cálculo estrutural.

A definição dos valores das cargas acidentais variou em função da utilização da estrutura, como apresentado a seguir:

- a) para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiros: 1,5 KN/m²;
- b) para despensa, área de serviço, lavanderia: 2 KN/m²;
- c) para lojas: 4 KN/m²;
- d) para forro: 0,5 KN/m².

As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. O peso das paredes varia em função do bloco de vedação, do revestimento utilizado e da altura da parede. No projeto será utilizado blocos cerâmicos de 14 cm e 19 cm de espessura e peso específico de 13 KN/m³, a altura média das paredes é de 2,60 m, e a argamassa de revestimento (cal, cimento e areia) com espessura de 1,5 cm de cada lado, possui peso específico de 19 KN/m³, resultando na carga abaixo:

$$\text{Carga de Parede}_{14\text{cm}} = ((0,14.13) + (0,03.19)).2,60 = \boxed{6,21 \text{ KN/m}}$$

$$\text{Carga de Parede}_{19\text{cm}} = ((0,19.13) + (0,03.19)).2,60 = \boxed{7,90 \text{ KN/m}}$$

Para regularização do piso será adotado espessura de 2 cm de argamassa (cimento e areia) com peso específico de 21 KN/m³, o piso será industrializado com espessura de 1 cm e peso específico de 28 KN/m³, através desses valores obtêm-se peso do revestimento de piso, como apresentado abaixo:

$$\text{Carga de Piso} = (0,02.21) + (0,01.28) = \boxed{0,7 \text{ KN/m}^2}$$

O revestimento do forro será de argamassa de gesso com espessura de 1 cm e peso específico de 12,5 KN/m³, resultando em um peso de forro igual ao apresentado a seguir:

$$\text{Carga de Piso} = (0,01.12,5) = \boxed{0,125 \text{ KN/m}^2}$$

As cargas permanentes relacionadas ao peso próprio da estrutura variam de acordo com as dimensões dos elementos estruturais, não sendo necessária a inserção desses valores no *software*, ele já as calcula levando em consideração outros dados de entrada, como o peso específico dos materiais e as dimensões dos elementos estruturais.

As cargas provenientes da ação do vento sobre a estrutura são definidas conforme as especificações da NBR 6123 (ABNT 1988). Para a cidade de Paraguaçu - Minas Gerais adota-se os valores a seguir:

- a) velocidade básica (V_0) – 35 m/s;
- b) fator topográfico (S_1) – 1,0 pois a edificação localiza-se em local fracamente acidentado;
- c) fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2) – classifica-se como categoria IV, que corresponde a “terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados, exemplo, cidades pequenas e seus arredores.” Com classe B, para “toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 m;”
- d) fator estatístico (S_3) – grupo 2, edificações para hotéis e residências.

Estes valores serão inseridos no *software*, para determinação das forças devido a ação do vento.

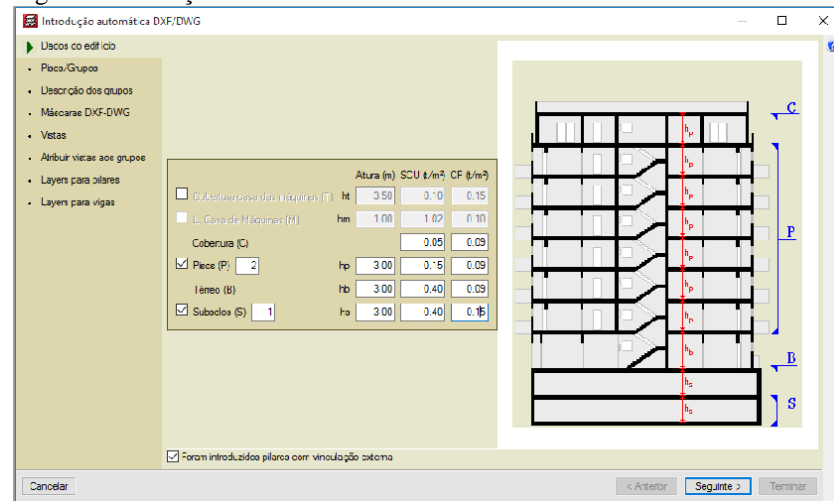
5.6 Lançamento Estrutural

Após o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, iniciou-se o lançamento dos dados no programa. De maneira geral as etapas para realização do projeto no *software* são as descritas a seguir.

Primeiramente foi definido o nível de cada pavimento da edificação, de acordo com o esquema vertical dos andares, dessa forma o *software* consegue diferenciar cada pavimento

(Figura 5.1). Nesta etapa também foram definidas as cargas permanentes e acidentais que atuam em cada pavimento.

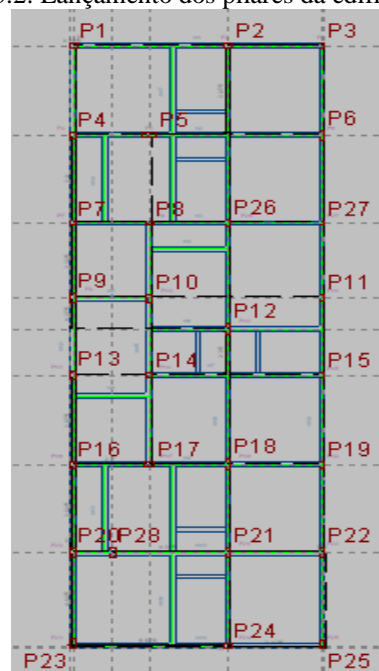
Figura 5.1: Criação dos Pavimentos.



Fonte: (o autor, 2016).

Após a definição dos pavimentos, foi selecionado os arquivos em DWG correspondente a cada andar do edifício. Esses arquivos foram utilizados pelo programa como uma máscara, para facilitar o posicionamento de pilares e vigas. Tendo como base o arquivo em DWG foram lançados os pilares da edificação, com as dimensões pré-estabelecidas (Figura 5.2). Para cada pilar foi criado um ponto fixo, que é a referência que limita o sentido de crescimento da seção transversal do elemento estrutural caso seja necessário o seu posterior redimensionamento.

Figura 5.2: Lançamento dos pilares da edificação.



Fonte: (o autor, 2016).

No menu “Dados gerais” (Figura 5.3) foram configurados os dados, referente a normatização para realização do cálculo da estrutura, sendo possível escolher diversas normas, como NBR 6118 (ABNT 2014). Para consideração das ações do vento foram inseridos os parâmetros referentes a edificação descritos anteriormente no item 5.5 deste trabalho, como mostra a Figura 5.4.

Figura 5.3: Dados gerais da obra.

The screenshot shows the 'Dados gerais' dialog box with the following configuration details:

- Chave:** 8ª Rev. Projeto TCC
- Descrição:** 8ª Rev. Projeto TCC
- Normas:** ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9
- Concreto armado:**
 - Concreto:** Pisos (C25, em geral), Fundação (C25, em geral), Tubulões (C25, em geral), Pilares (C25, em geral), Cortinas (C25, em geral). Características do agregado: Granito (19 mm).
 - Aço:** Barras (CA-50 e CA-60), Parafusos (ISO 898.C4.6).
- Perfis:**
 - Aço:** Laminados e soldados (A-36 250Mpa), Dobrados (CF-26).
 - Madeira:** Serrada - Coníferas - C20.
 - Alumínio extrudado:** EN AW-5083 - F.
- Ações:**
 - Carga permanente e sobrecarga
 - Com ação do vento (NBR 6123 (Brasil))
 - Com ação sísmica
 - Verificar resistência ao fogo
 - Botões: Estados limites (combinações), Ações adicionais (cargas especiais)
- Coefficientes de flambagem:**
 - Pilares em concreto: β_x 1.000, β_y 1.000
 - Pilares em aço: β_x 1.000, β_y 1.000
- Ambiente:**
 - Vigas: CAA II (Abertura máxima de fissura: 0.30 mm)
 - Blocos de coroamento: CAA II

Buttons: Aceitar

Fonte: (o autor, 2016).

Figura 5.4: Detalhes parâmetros para carga de vento.

The screenshot shows the 'Norma para o cálculo da sobrecarga de vento' dialog box with the following configuration details:

- Norma:** NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações
- Ações de vento:**
 - Ação de vento segundo X (-X 1.00, -Y 1.00)
 - Ação de vento segundo Y (+Y 1.00, -Y 1.00)
- Largura de faixa:** Y 26.75, X 9.00, Por planta
- Velocidade Básica:** 35.0 m/s
- Categoria:** IV
- Classe:** B
- Fator Probabilístico:** Grupo 2
- Fatores Topográficos:**
 - Fator Topográfico -x: 1.0
 - Fator Topográfico -y: 1.0
 - Fator Topográfico -x: 1.0
 - Fator Topográfico -y: 1.0
- Mapa:** A map of Brazil showing wind speed contours (30, 35, 40 m/s).

Buttons: Aceitar, Com efeitos de 2ª ordem, Cancelar

Fonte: (o autor, 2016).

Após o lançamento dos pilares, foram inseridas as vigas de todos os pavimentos, com as dimensões encontradas no pré-dimensionamento das mesmas. O lançamento das vigas no programa foi feito de modo bem simples, apenas clicando no ponto inicial e final da viga. Com as vigas lançadas, foi possível inserir as lajes nervuradas pré-fabricadas. O elemento de enchimento utilizado foi o EPS (poliestireno expandido) com altura de 8 cm para as lajes dos pavimento superior e cobertura e 10 cm para os demais pavimentos, a camada de capeamento da laje foi de 4 cm e a distância entre eixos de 43 cm (Figura 5.5).

Figura 5.5: Dados das lajes.

Editar - [Laje de vigotas de concreto]

Referência: h 12

Geometria

Espessura camada de compressão (a)	4 cm	Largura da nervura (d)	10 cm
Altura do bloco/molde (b)	8,0 cm	Largura longitudinal	20 cm
Entre-eixos (c)	43 cm	Incremento da largura da nervura	3,0 cm

Dados para cálculo

Volume de concreto: 0,065 m³/m²

Tipo de bloco/molde: De poliestireno | Peso superficial: 0,16 t/m²

Verificação da flecha: Como vigota armada | Rigidez fissurada: 50,0 % rigidez bruta

Acetar Cancelar

Fonte: (o autor, 2016).

Depois de realizado o lançamento e verificação de todos os elementos estruturais e suas propriedades correspondentes, é possível executar o cálculo da estrutura.

5.7 Dimensionamento da Fundação

A escolha do tipo de fundação para a edificação, embasou-se na sondagem a percussão do solo, está mostra que o solo possui baixa resistência na camadas superficiais e através disso foram adotados para compor a fundação, blocos apoiados sobre estacas. O lançamento e dimensionamento da estrutura da fundação do edifício foi realizado a partir da carga final em cada pilar fornecida pelo Cypecad 2014 (Apêndice B).

O dimensionamento da capacidade de carga das estacas escavadas foi realizado através dos métodos semi-empíricos apresentados por Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma, onde para determinar a carga admissível (P_a) das estaca foi realizada uma média entre os valores obtidos entre os dois métodos.

A NBR 6122 (ABNT 2010) estabelece que para a determinação da carga admissível seja aplicado um fator de segurança global mínimo de 2. Além disso, para caso específico de

estaca escavada essa norma preconiza que, apenas 20% da carga admissível (P_A) pode ser suportada pela ponta da estaca, o que equivale, no mínimo, 80% da resistência lateral (R_L).

Assim:

$$R_L \geq 0,8P_A \quad (5.1)$$

ou seja:

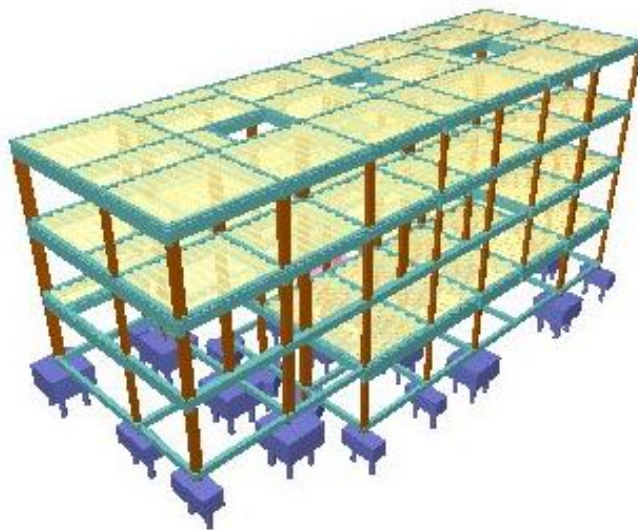
$$P_A \leq 1,25R_L \quad (5.2)$$

O comprimento da estaca foi estabelecido de acordo com a carga de catálogo da estaca apresentada na Tabela 2.15, baseada em um diâmetro escolhido aleatoriamente e o laudo de sondagem a percussão (SPT) disponível no anexo A.

Para os pilares P5 e P6, foi adotado diâmetro de 30 cm para as estacas, devido ao maior carregamento dos pilares, para os demais pilares foi adotado diâmetro de 25 cm. Para as estacas de 30 cm obteve-se carga admissível igual a 183,33 kN e para as estacas de 25 cm obteve-se carga admissível igual a 149,21 kN. O dimensionamento das estacas pode ser consultado no apêndice C.

Após o término do lançamento e dimensionamento de toda a estrutura no *software* foi possível visualizar a estrutura do edifício em 3 dimensões (Figura 5.6), e obter as plantas de forma e fundação do edifício, como apresentado no apêndice B.

Figura 5.6: Estrutura do edifício em 3 dimensões.



Fonte: (o autor, 2016).

6 LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS

Tendo em vista a realização do comparativo de consumo de materiais e custo direto entre o projeto estrutural oficial e o novo projeto estrutural, foi realizado o levantamento de quantitativos de aço CA-50 e CA-60, concreto C25 e de fôrmas para cada pavimento de ambos projetos, como apresentado na Tabela 6.1 e Tabela 6.2. O levantamento foi realizado de acordo com as plantas disponíveis no Anexo D (Detalhamento do Projeto Estrutural Oficial) e Apêndice D (Detalhamento do Novo Projeto Estrutural).

Tabela 6.1: Resumo de materiais por pavimento – Projeto Estrutural Oficial.

Pavimento	Elemento	Peso do Aço + 10% (kg)	Volume de Concreto (m ³)	Área de Forma (m ²)
Fundação	Blocos	1433,01	40,50	0
	Estacas	4582,32	104,44	0
	Vigas (Baldrames)	724,56	10,34	90,22
	Total	6739,89	155,28	90,22
Térreo	Vigas	1917,93	19,80	176,52
	Pilares	2599,66	7,76	98,03
	Lajes	1061,66	11,41	135,61
	Escadas	130,00	1,42	11,22
	Total	5709,25	40,39	421,38
Mezanino	Vigas	946,46	13,06	122,15
	Pilares	1001,62	7,44	101,15
	Lajes	610,06	7,43	87,19
	Escadas	133,00	1,09	8,29
	Total	2691,14	29,02	319,58
Superior	Vigas	3061,85	20,91	175,72
	Pilares	1001,62	5,38	77,50
	Lajes	1144,87	16,47	195,79
	Escadas	131,00	1,09	8,29
	Total	5339,34	43,85	457,30
Cobertura	Vigas	1264,55	12,50	145,01
	Pilares	1814,73	5,70	93,08
	Lajes	1061,66	12,53	193,31
	Total	4140,94	30,73	431,40

Fonte: o autor (2016).

Tabela 6.2: Resumo de materiais por pavimento – Novo Projeto Estrutural.

Pavimento	Elemento	Peso do Aço + 10% (kg)	Volume de Concreto (m ³)	Área de Forma (m ²)
Fundação	Blocos	1789,76	32,04	0
	Estacas	1327,00	49,50	0
	Vigas (Baldrames)	461,00	6,98	64,32
	Total	3577,76	88,52	64,32
Térreo	Vigas	1097,00	15,96	178,72
	Pilares	878,00	3,51	54,32
	Lajes	829,63	9,49	133,58
	Escadas	163,00	1,83	13,06
	Total	2967,63	30,79	379,68
Mezanino	Vigas	668,00	10,33	119,03
	Pilares	767,00	5,54	86,57
	Lajes	536,98	6,12	85,92
	Escadas	155,00	1,21	8,80
	Total	2126,98	23,20	300,32
Superior	Vigas	969,00	17,61	197,21
	Pilares	644,00	3,83	61,92
	Lajes	1049,37	12,88	198,77
	Escadas	154,00	1,21	8,80
	Total	2816,37	35,53	466,70
Cobertura	Vigas	658,00	12,94	199,65
	Pilares	583,00	4,58	72,92
	Lajes	1003,78	12,94	199,65
	Total	2244,78	30,46	472,22

Fonte: o autor (2016).

As Tabelas 6.3 e 6.4 apresentam o resumo total de Materiais para cada projeto.

Tabela 6.3: Resumo total de materiais – Projeto Estrutural Oficial.

Elemento	Peso do Aço + 10% (kg)	Volume de Concreto (m ³)	Área de Forma (m ²)
Blocos	1433,01	40,50	0
Estacas	4582,32	104,44	0
Vigas	7915,35	76,61	709,62
Pilares	6417,63	26,28	369,76
Lajes	3878,25	47,84	612,70
Escadas	394,00	3,60	27,80
Total	24620,56	299,27	1719,88

Fonte: o autor (2016).

Tabela 6.4: Resumo total de materiais – Novo Projeto Estrutural.

Elemento	Peso do Aço + 10% (kg)	Volume de Concreto (m³)	Área de Forma (m²)
Blocos	1789,76	33,97	0
Estacas	1327,00	49,50	0
Vigas	3853,00	63,82	758,93
Pilares	2872,00	17,46	275,73
Lajes	3419,76	41,43	617,92
Escadas	472,00	4,25	30,66
Total	13733,52	208,50	1683,24

Fonte: o autor (2016).

7 ÍNDICES DE CONSUMO ESTRUTURAIS

Os índices de consumo estruturais são relações obtidas entre duas medidas importantes para os elementos estruturais de um projeto. Essas medidas são: volume de concreto, medido em m³, consumo de aço, medido em kg, área edificada por pavimento, medida em m² e área de formas, medida em m².

Conforme mencionado anteriormente no item 2.1.7, com a observação desse índices é possível realizar uma análise sobre a racionalidade do sistema estrutural adotado, que irá impactar na qualidade, produtividade e custo final do projeto, de forma a definir se o mesmo está sendo dimensionado de forma viável ou não. Essa avaliação propicia ao profissional da área elaborar uma melhor avaliação técnica da estrutura esboçada, identificando quais as possíveis causas e justificativas, caso os valores diferenciem muito.

Para o estudo realizado neste trabalho foram analisados os seguintes índices: relação entre o consumo de aço e o volume de concreto (kg/m³); relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento (m); relação entre o consumo de aço e a área edificada por pavimento (kg/m²) e a relação entre a área de formas e a área edificada por pavimento (m²/m²).

Através dos resultados apresentados anteriormente no item 6, chegou-se aos seguintes índices estruturais apresentados nas Tabelas 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4.

Tabela 7.1: Índices de consumo estrutural – Pavimento Térreo.

Elemento		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Relação Aço/Concreto (kg/m ³)	Projeto Estrutural Oficial	96,87	335,01	93,05	141,35
	Novo Projeto Estrutural	68,73	250,14	87,42	96,38
Relação Concreto/Área Edificada (m)	Projeto Estrutural Oficial	0,08	0,03	0,05	0,17
	Novo Projeto Estrutural	0,07	0,01	0,04	0,13
Relação Aço/Área Edificada (kg/m ²)	Projeto Estrutural Oficial	7,93	10,75	4,39	23,62
	Novo Projeto Estrutural	4,54	3,63	3,43	12,28
Relação Forma/Área Edificada (m ² /m ²)	Projeto Estrutural Oficial	0,73	0,41	0,56	1,74
	Novo Projeto Estrutural	0,74	0,22	0,55	1,57

Fonte: o autor (2016).

Tabela 7.2: Índices de consumo estrutural – Pavimento Mezanino.

Elemento		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Relação Aço/Concreto (kg/m ³)	Projeto Estrutural Oficial	72,47	134,63	82,11	92,73
	Novo Projeto Estrutural	64,67	138,45	87,74	91,68
Relação Concreto/Área Edificada (m)	Projeto Estrutural Oficial	0,11	0,06	0,06	0,25
	Novo Projeto Estrutural	0,09	0,05	0,05	0,20
Relação Aço/Área Edificada (kg/m ²)	Projeto Estrutural Oficial	8,12	8,60	5,24	23,10
	Novo Projeto Estrutural	5,73	6,58	4,61	18,26
Relação Forma/Área Edificada (m ² /m ²)	Projeto Estrutural Oficial	1,05	0,87	0,76	2,74
	Novo Projeto Estrutural	1,02	0,74	0,74	2,58

Fonte: o autor (2016).

Tabela 7.3: Índices de consumo estrutural – Pavimento Superior.

Elemento		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Relação Aço/Concreto (kg/m ³)	Projeto Estrutural Oficial	146,43	186,17	69,51	121,76
	Novo Projeto Estrutural	55,03	168,15	81,47	79,27
Relação Concreto/Área Edificada (m)	Projeto Estrutural Oficial	0,09	0,02	0,07	0,19
	Novo Projeto Estrutural	0,08	0,02	0,06	0,16
Relação Aço/Área Edificada (kg/m ²)	Projeto Estrutural Oficial	13,39	4,38	5,01	23,35
	Novo Projeto Estrutural	4,24	2,82	4,59	12,31
Relação Forma/Área Edificada (m ² /m ²)	Projeto Estrutural Oficial	0,77	0,34	0,86	2,00
	Novo Projeto Estrutural	0,86	0,27	0,87	2,04

Fonte: o autor (2016).

Tabela 7.4: Índices de consumo estrutural – Pavimento Cobertura.

Elemento		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Relação Aço/Concreto (kg/m ³)	Projeto Estrutural Oficial	101,16	318,37	84,73	134,75
	Novo Projeto Estrutural	50,85	127,29	77,57	73,70
Relação Concreto/Área Edificada (m)	Projeto Estrutural Oficial	0,05	0,02	0,05	0,13
	Novo Projeto Estrutural	0,06	0,02	0,06	0,13
Relação Aço/Área Edificada (kg/m ²)	Projeto Estrutural Oficial	5,53	7,93	4,64	18,11
	Novo Projeto Estrutural	2,88	2,55	4,39	9,81
Relação Forma/Área Edificada (m ² /m ²)	Projeto Estrutural Oficial	0,63	0,41	0,85	1,89
	Novo Projeto Estrutural	0,87	0,32	0,87	2,06

Fonte: o autor (2016).

A Tabela 7.5, apresenta os indicadores usuais para o dimensionamento de edifícios de concreto armado, observando que esses valores podem variar de acordo com o porte e tipo de edificação.

Tabela 7.5: Indicadores para dimensionamento de lajes e vigas.

Relações		Indicadores
Vigas	Relação entre o consumo de aço e o volume de concreto.	80 kg/m ³ a 100 kg/m ³
Lajes e Vigas	Relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento.	0,15 m a 0,20 m
	Relação entre o consumo de aço e a área construída.	15 kg/m ² a 20 kg/m ²
	Relação entre a área de formas e a área construída.	1,5 m ² /m ² a 2,0 m ² /m ²

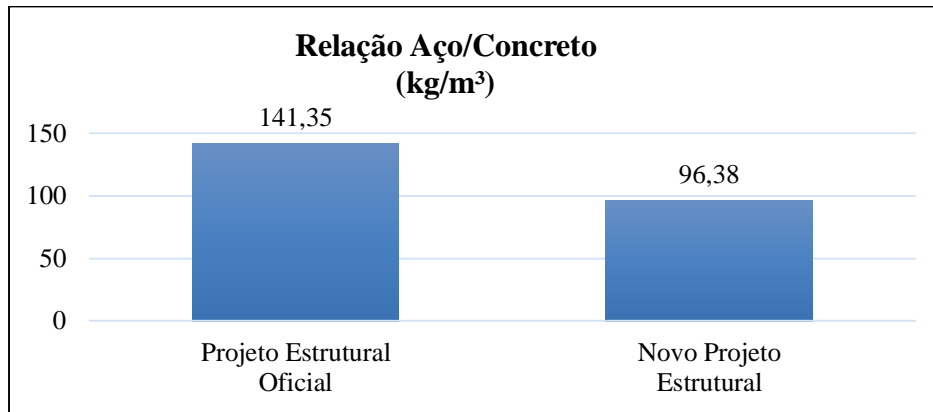
Fonte: (FARIA, 2015).

7.1 Análise de Resultados

7.1.1 Pavimento térreo

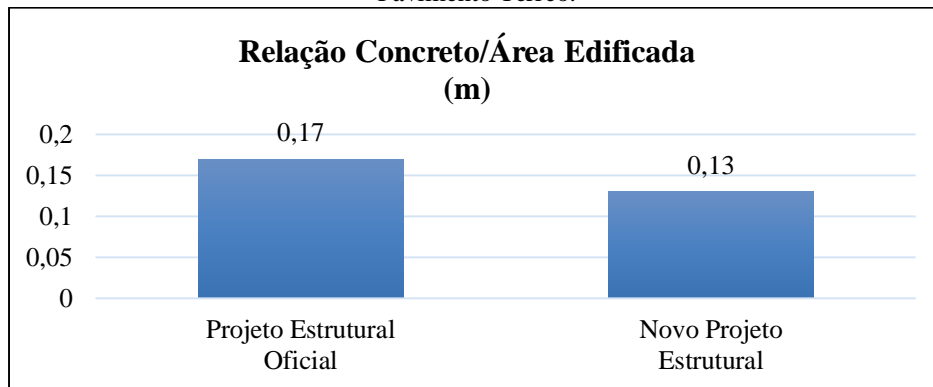
Os gráficos das Figuras 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4 abaixo mostram as variações encontradas entre os índices de consumo estrutural, pelo Projeto Estrutural Oficial e o Novo Projeto Estrutural, para o pavimento térreo.

Figura 7.1: Comparativo da relação entre o consumo de aço e o volume de concreto Pavimento Térreo.



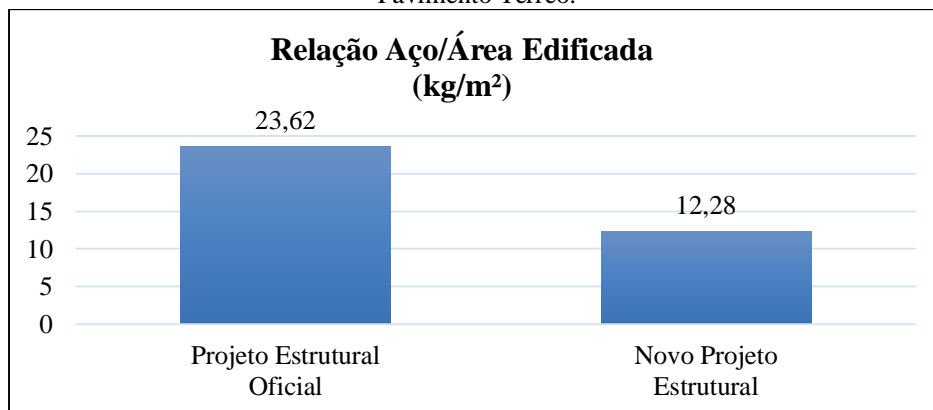
Fonte: o autor (2016).

Figura 7.2: Comparativo da relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento Pavimento Térreo.



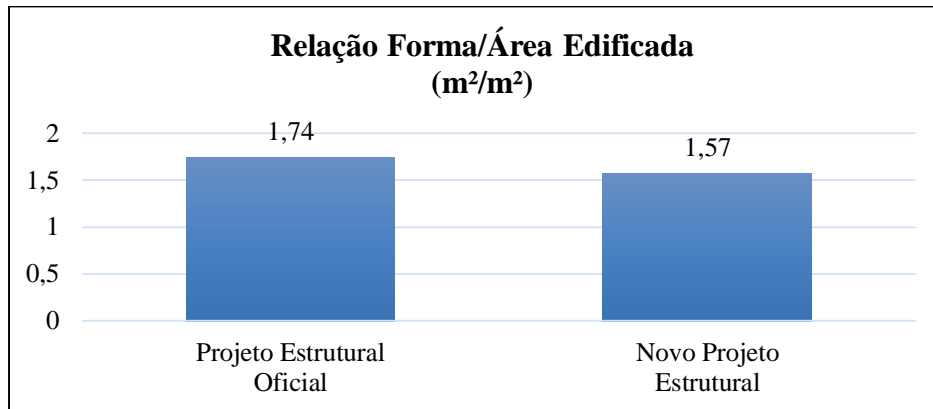
Fonte: o autor (2016).

Figura 7.3: Comparativo da relação entre o consumo de aço e a área construída Pavimento Térreo.



Fonte: o autor 2016).

Figura 7.4: Comparativo da relação entre a área de formas e a área construída Pavimento Térreo.



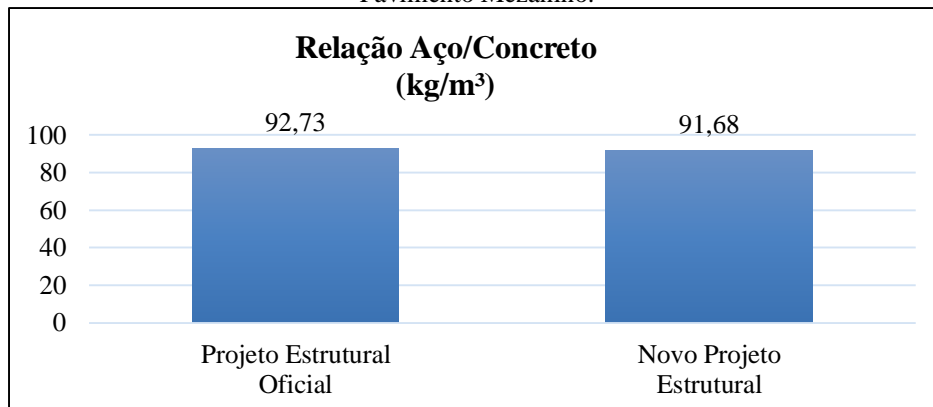
Fonte: o autor (2016).

Podemos observar que para este pavimento o Projeto Estrutural Oficial possui índices de consumo mais elevados que o Novo Projeto, porém apenas o comparativo da relação entre o consumo de aço e o volume de concreto deste projeto ficou acima do índice médio que é de 80 kg/m³ a 100 kg/m³.

7.1.2 Pavimento mezanino

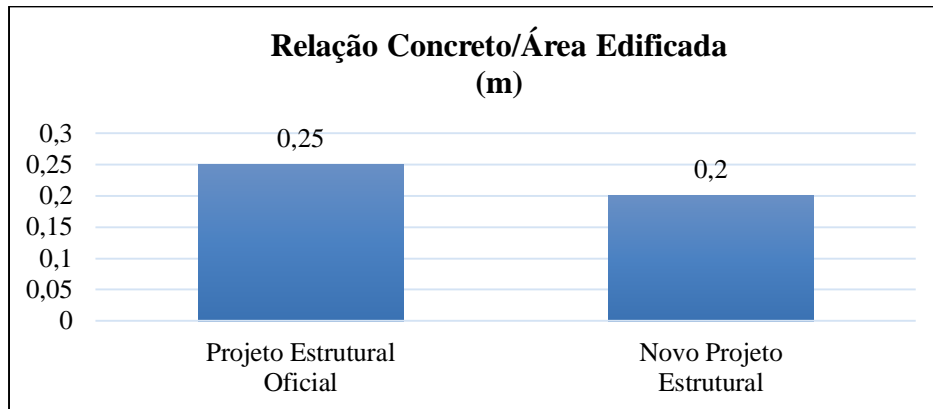
Os gráficos das Figuras 7.5, 7.6, 7.7 e 7.8 abaixo mostram as variações encontradas entre os índices de consumo estrutural, pelo Projeto Estrutural Oficial e o Novo Projeto Estrutural, para o pavimento mezanino.

Figura 7.5: Comparativo da relação entre o consumo de aço e o volume de concreto Pavimento Mezanino.



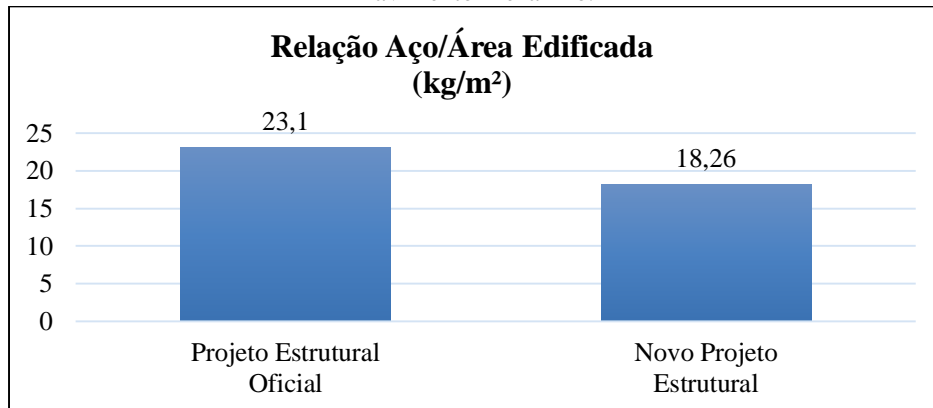
Fonte: o autor (2016).

Figura 7.6: Comparativo da relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento Pavimento Mezanino.



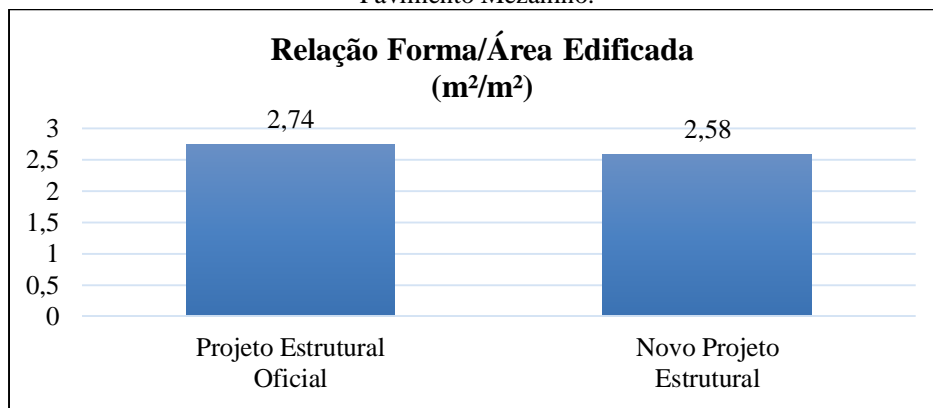
Fonte: o autor (2016).

Figura 7.7: Comparativo da relação entre o consumo de aço e a área construída Pavimento Mezanino.



Fonte: o autor (2016).

Figura 7.8: Comparativo da relação entre a área de formas e a área construída Pavimento Mezanino.



Fonte: o autor (2016).

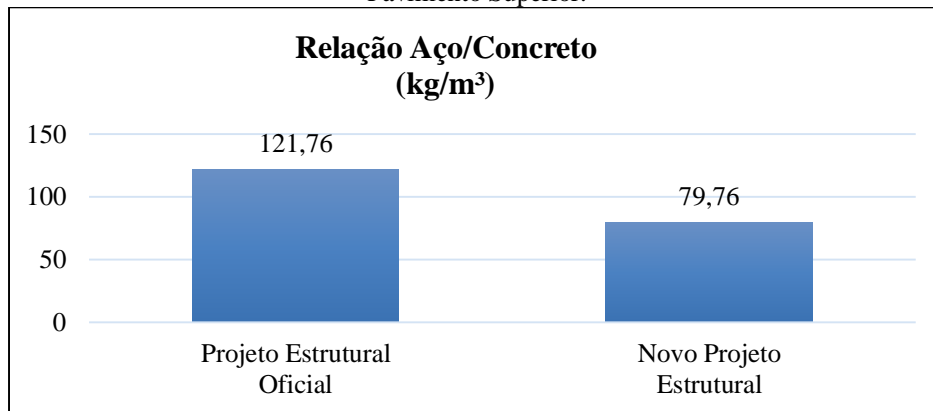
Neste pavimento podemos observar que ambos os projeto possuem relação entre o consumo de aço e o volume de concreto no intervalo do índice médio, que é de 80 kg/m³ a 100

kg/m³, porém o Projeto Estrutural Oficial possui os demais índices acima dos índices médios de consumo. Esse fato deve-se ao maior consumo de aço e o volume de concreto deste pavimento.

7.1.3 Pavimento superior

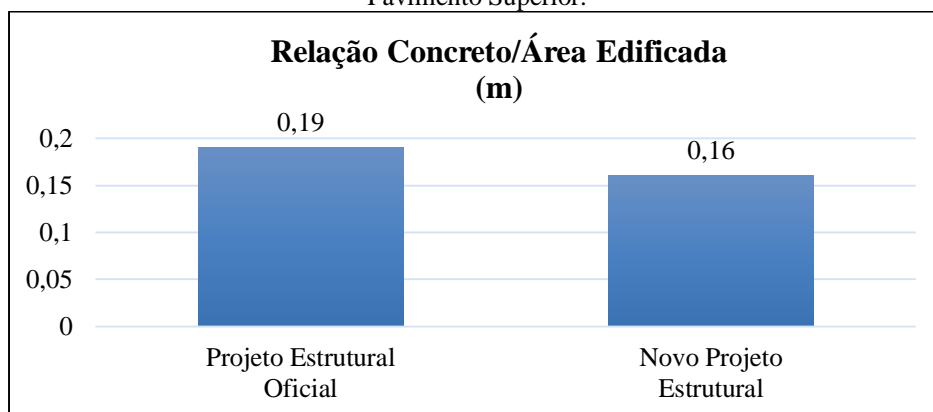
Os gráficos das Figuras 7.9, 7.10, 7.11 e 7.12 abaixo mostram as variações encontradas entre os índices de consumo estrutural, pelo Projeto Estrutural Oficial e o Novo Projeto Estrutural, para o pavimento superior.

Figura 7.9: Comparativo da relação entre o consumo de aço e o volume de concreto Pavimento Superior.



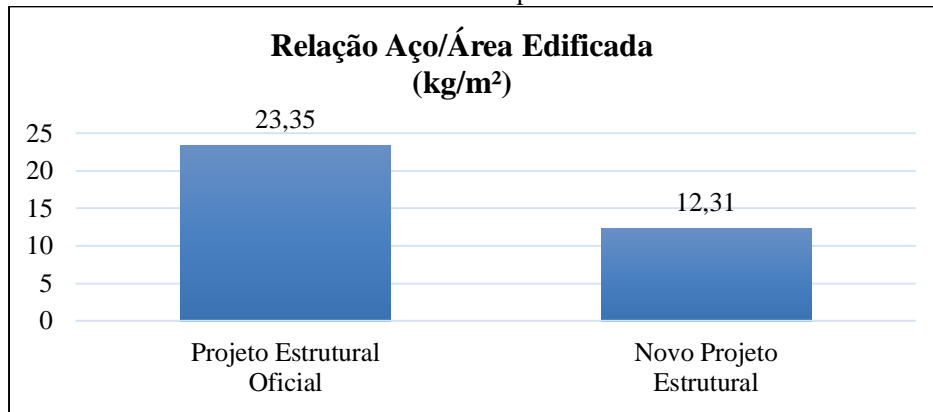
Fonte: o autor (2016).

Figura 7.10: Comparativo da relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento Pavimento Superior.



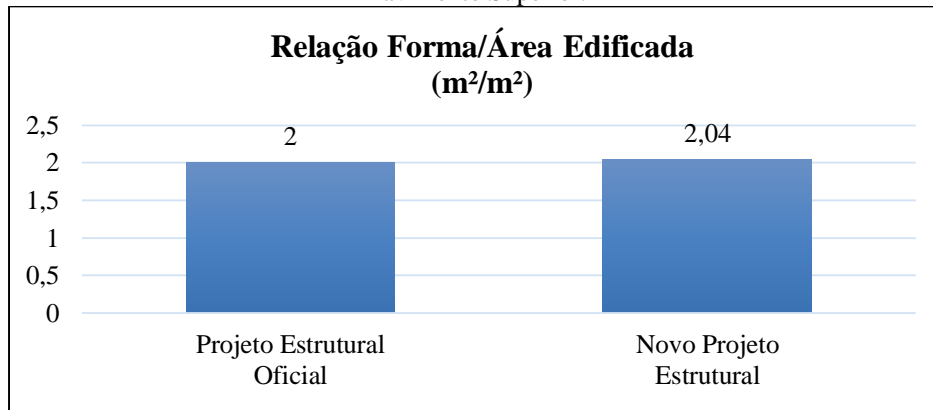
Fonte: o autor (2016).

Figura 7.11: Comparativo da relação entre o consumo de aço e a área construída Pavimento Superior.



Fonte: o autor (2016).

Figura 7.12: Comparativo da relação entre a área de formas e a área construída Pavimento Superior.



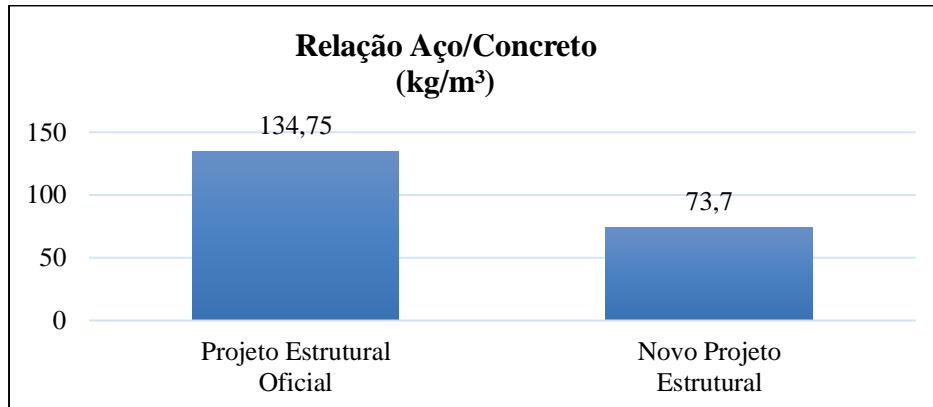
Fonte: o autor (2016).

No pavimento superior observamos que ocorreu uma grande diferença na relação entre o consumo de aço e o volume de concreto entre os dois projetos, isso se deve ao grande consumo de aço pelas vigas do Projeto Estrutural Oficial, cerca de 3061,85 kg, contra 969 kg do Novo Projeto Estrutural. Esse grande consumo gerou algumas incompatibilidades que foram apresentadas anteriormente no item 4.1.3. Como exemplo temos a viga V6 deste pavimento com uma relação entre o consumo de aço e o volume de concreto igual à 795,56 kg/m³ enquanto o índice médio é de 80 kg/m³ a 100 kg/m³.

7.1.4 Pavimento cobertura

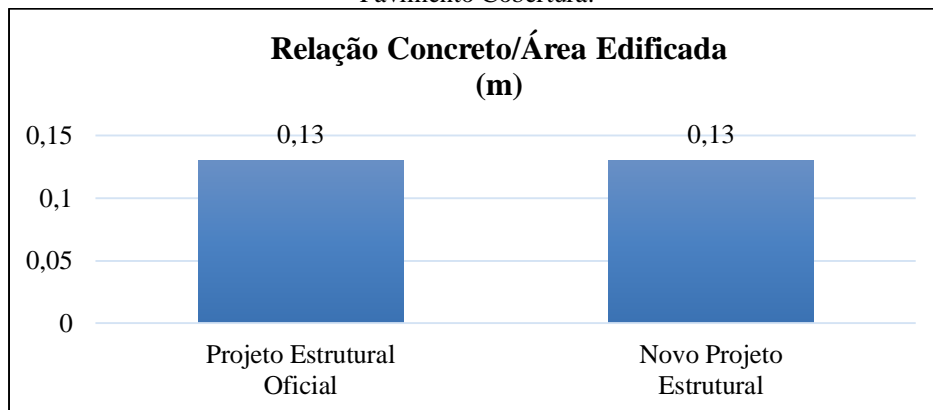
Os gráficos das Figuras 7.13, 7.14, 7.15 e 7.16 abaixo mostram as variações encontradas entre os índices de consumo estrutural, pelo Projeto Estrutural Oficial e o Novo Projeto Estrutural, para o pavimento cobertura.

Figura 7.13: Comparativo da relação entre o consumo de aço e o volume de concreto Pavimento Cobertura.



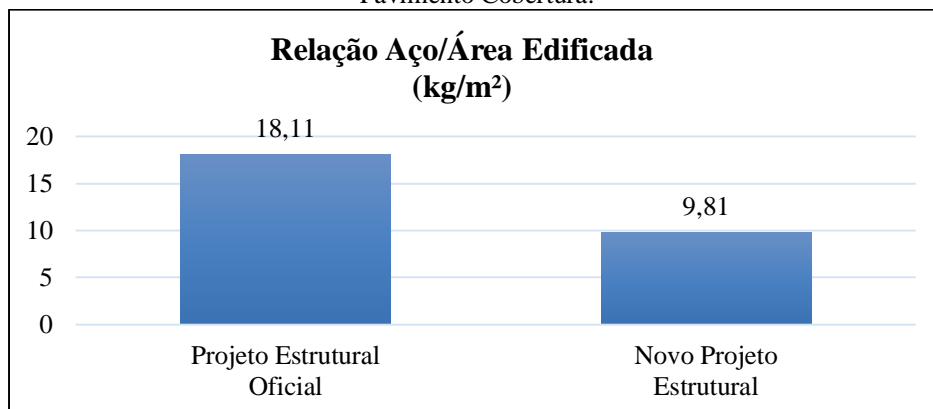
Fonte: o autor (2016).

Figura 7.14: Comparativo da relação entre o volume de concreto e a área edificada por pavimento Pavimento Cobertura.



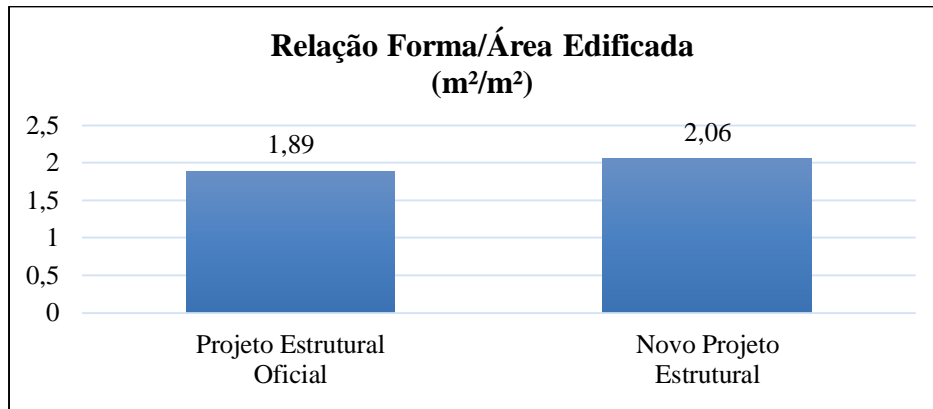
Fonte: o autor (2016).

Figura 7.15: Comparativo da relação entre o consumo de aço e a área construída Pavimento Cobertura.



Fonte: o autor (2016).

Figura 7.16: Comparativo da relação entre a área de formas e a área construída Pavimento Cobertura.



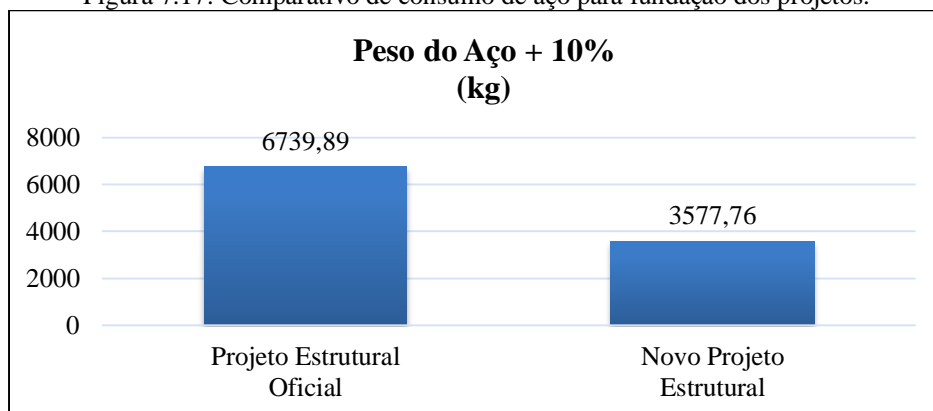
Fonte: o autor (2016).

Neste pavimento observamos a maior diferença na relação entre o consumo de aço e o volume de concreto entre os dois projetos. O Projeto Estrutural Oficial obteve um índice muito maior que o índice médio de 80 kg/m³ a 100 kg/m³, enquanto o Novo Projeto Estrutural teve um índice um pouco abaixo do valor médio, isso se deve a padronização das dimensões das vigas. Devido a este fato o valor da relação entre o consumo de aço e a área construída do Novo Projeto também teve valor abaixo do índice médio.

7.1.5 Fundação

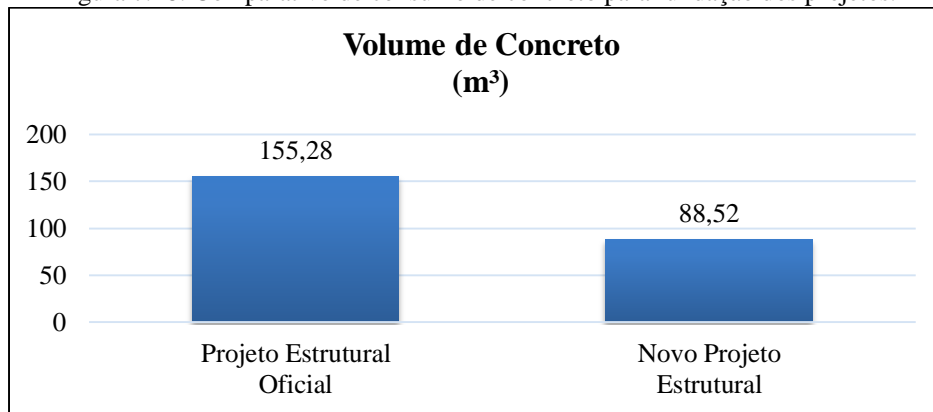
Os gráficos das Figuras 7.17 e 7.18 apresentam o comparativo de consumo de materiais para a fundação de ambos projetos.

Figura 7.17: Comparativo de consumo de aço para fundação dos projetos.



Fonte: o autor (2016).

Figura 7.18: Comparativo de consumo de concreto para fundação dos projetos.



Fonte: o autor (2016).

De acordo com os valores mostrados acima, o Projeto Estrutural Oficial teve um consumo de aço e concreto quase duas vezes superior a consumo obtido pelo Novo Projeto Estrutural.

Analisando os valores obtidos nas duas edificações, nota-se que o projeto oficial apresentou índices de consumo mais elevados, principalmente o índice que relaciona o consumo de aço e o volume de concreto, o que indica que o mesmo não foi projetado de forma bem racionalizada, pois consumiu uma grande quantidade de aço se comparado ao novo projeto.

8 ANALISE DE CUSTO

Para fins orçamentários, foram avaliados nesse trabalho apenas os custos diretos envolvidos na execução da infraestrutura e superestrutura de ambos projetos.

As composições de cada serviço foram baseadas na Tabela de Composições de Custo Unitários (TCPO) e os valores referentes aos insumos foram retirados das tabelas do Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices de Construção Civil (SINAPE) de Belo Horizonte/MG, gestão de sistemas entre CAIXA e IBGE e de empresas de Paraguaçu e região. Após a realização destes levantamentos de dados foram montadas as planilhas orçamentárias com auxílio do programa computacional Microsoft Excel. Essa montagem foi realizada baseada na proposta de orçamento dada por Mattos (2006) e Tisaka (2006).

É importante ressaltar que para ambos orçamentos foram realizados pelo acadêmico e com parâmetros comuns entre si.

Nas Tabelas 8.1 e 8.2 são apresentados os custos para implantação de cada projeto.

Tabela 8.1: Planilha de custos – Projeto Estrutural Oficial.

Discriminação	Und.	Quantidade	Pr. Unit.	Pr. Total
Serviços preliminares				3.457,50
Ligação de água	und	1	122,06	122,06
Ligação de energia elétrica	und	1	1.715,61	1.715,61
Locação da obra com gabarito de madeira	m ²	241,73	6,38	1.541,62
Limpeza inicial de terreno para implantação da obra	m ²	360	0,11	39,21
Placa de obra	und	1	38,99	38,99
Fundação – estacas, blocos e baldrames				175.312,32
Escavação manual de valas	m ³	51,06	58,66	2.995,15
Escavação mecânica de estaca – D = 25 cm	m	1.350	8,88	11.984,23
Escavação mecânica de estaca – D = 30 cm	m	540	9,84	5.312,09
Carga mecanizada e remoção de terra, inclusive transporte até 1 km	m ³	145,5	13,25	1.927,17
Concreto magro	m ²	103,68	65,54	6.794,69
Forma de madeira para fundação	m ²	90,22	121,19	10.933,95
Concreto fck 25 Mpa usinado	m ³	155,28	314,29	48.802,33
Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em fundação.	m ³	155,28	81,48	12.652,96
Armadura com aço CA-50 e CA-60	kg	6.739,89	9,73	65.578,88
Reaterro compactado de valas	m ³	10	57,55	575,51
Emboço com argamassa aditivada com impermeabilizante sobre baldrames pintura impermeabilizante com tinta asfáltica para baldrames	m ²	112,9	68,69	7.755,35
SUPERESTRUTURA				334.052,03
Cimbramento em madeira para vigas	m ²	144,27	41,67	6.012,06
Cimbramento em madeira para lajes	m ²	613,08	44,63	27.362,72
Forma de chapa compensada 12mm para pilares e vigas	m ²	1.629,66	47,70	77.729,37

Tabela 8.1 - Continuação ...

Armadura para pilares	kg	6417,63	6,89	44.243,86
Armadura para vigas	kg	7.190,79	8,82	63.401,63
Laje pré-fabricada e = 16 cm	m ²	419,39	72,12	30.246,79
Laje pré-fabricada e = 12 cm	m ²	193,31	67,22	12.994,22
Armadura para lajes	kg	2.134,96	5,90	12.589,00
Concreto para lajes, pilares e vigas fck 25 MPa usinado	m ³	143,99	314,29	45.254,04
Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto	m ³	143,99	81,29	11.733,00
Andaime	m ²	143,99	17,26	2.485,35
Custo Total (R\$)				512.821,85

Fonte: o autor (2016).

Tabela 8.2: Planilha de custos – Novo Projeto Estrutural.

Discriminação	Und.	Quantidade	Pr. Unit.	Pr. Total
SERVIÇOS PRELIMINARES				3.457,50
Ligação de água	und	1	122,06	122,06
Ligação de energia elétrica	und	1	1.715,61	1715,61
Locação da obra com gabarito de madeira	m ²	241,73	6,38	1541,62
Limpeza inicial de terreno para implantação da obra	m ²	360,00	0,11	39,21
Placa de obra	und	1	38,99	39,99
FUNDAÇÃO - estacas, blocos e baldrames				96.819,86
Escavação manual de valas	m ³	39,02	58,66	2.288,89
Escavação mecânica de estaca - D = 25 cm	m	850,00	8,88	7.545,63
Escavação mecânica de estaca - D = 30 cm	m	110,00	9,84	1.082,09
Carga mecanizada e remoção de terra, inclusive transporte até 1 km	m ³	81,51	13,25	1.079,61
Concreto magro	m ²	79,56	65,54	5.213,72
Forma de madeira para fundação	m ²	64,32	121,19	7.795,08
Concreto fck 25 MPa usinado	m ³	88,52	314,29	27.820,60
Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em fundação.	m ³	88,52	81,48	7.213,04
Armadura com aço CA-50 e CA-60	kg	3.577,76	9,73	34.811,47
Reaterro compactado de valas	m ³	7,00	57,55	402,86
Emboço com argamassa aditivada com impermeabilizante sobre baldrames pintura impermeabilizante com tinta asfáltica para baldrames	m ²	22,81	68,69	1.566,87
SUPERESTRUTURA				267.998,70
Cimbramento em madeira para vigas	m ²	120,53	41,67	5.022,76
Cimbramento em madeira para lajes	m ²	618,20	44,63	27.591,23
Forma de chapa compensada 12mm para pilares e vigas	m ²	1.618,92	47,70	77.217,11
Armadura para pilares	kg	2.872,00	6,89	19.799,89
Armadura para vigas	kg	3.392,00	8,82	29.907,47
Laje pré-fabricada e = 14 cm	m ²	219,50	72,12	15.674,41
Laje pré-fabricada e = 12 cm	m ²	398,42	67,22	26.781,63
Armadura para lajes	kg	1.850,03	8,89	16.448,71
Concreto para lajes, pilares e vigas fck 25 MPa usinado	m ³	119,98	314,29	37.708,03
Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto	m ³	119,98	81,48	9.776,55
Andaime	m ²	119,98	17,26	2.070,92

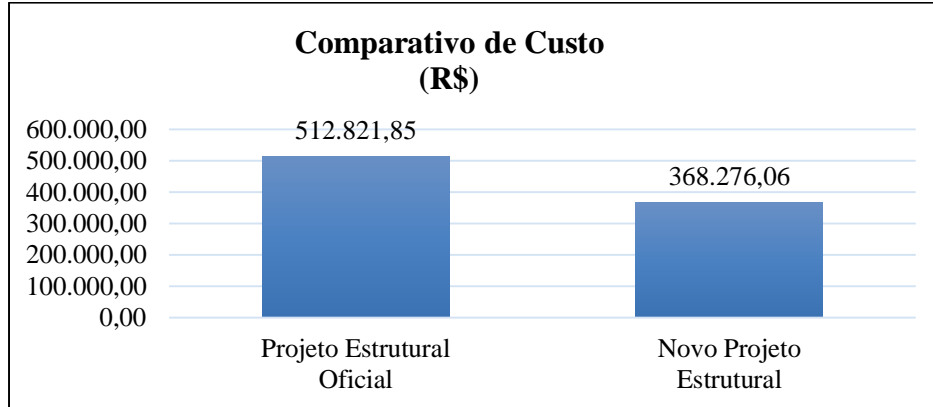
Tabela 8.2 - Continuação ...

Custo total (R\$)	368.276,06
--------------------------	-------------------

Fonte: o autor (2016).

De acordo com os valores mostrados acima, foi montado o gráfico da Figura 8.1.

Figura 8.1: Comparativo de custo entre o Projeto Estrutural Oficial e o Novo Projeto Estrutural.



Fonte: o autor (2016).

Analisando os valores de custo direto envolvidos na execução da infraestrutura e superestrutura dos dois projetos, pode-se observar que o Projeto Estrutural Oficial é 39,25% (R\$ 144.545,79) mais caro que o Novo Projeto Estrutural.

9 CONCLUSÃO

No presente estudo, foram analisadas as questões correlatas a elaboração de um novo projeto estrutural para um edifício de uso misto na cidade de Paraguaçu/MG, com o intuito de realizar um comparativo de custo com o projeto oficial.

Sabe-se que a edificação escolhida para este trabalho já existe, e os resultados obtidos com o estudo apenas ressaltaram que durante a concepção de um edifício, as tomadas de decisão do engenheiro podem influenciar muito no resultado final, principalmente quanto aos aspectos econômicos e de segurança da estrutura.

Dessa maneira pode-se evidenciar que o projeto estrutural oficial teve um custo cerca de 39,25% mais alto que o novo projeto estrutural, como apresentado no estudo de caso. Isso se deve ao grande consumo de aço e concreto, fora dos padrões usuais para este tipo de edificação.

Frente à essa diferença significativa de valores entre os orçamentos dos dois projetos estruturais estudados, conclui-se que a realização de um estudo prévio de análise para apresentar o melhor custo benefício do projeto é muito válido, visto que em tempos de crise financeira e escassez de recursos que vivenciamos atualmente, cada centavo economizado é um centavo ganho.

10 BIBLIOGRAFIAS

ABRAHÃO, Ricardo Antonio; VELLOSO, Dirceu de Alencar. Fundações. In: BRITO, Sérgio Nertan Alves de; OLIVEIRA, Antonio Manoel dos Santos. **Geologia de Engenharia**. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo, 1998. p. 381 - 396.

ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira de. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. 1999. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1999. 106p.

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Previsão e controle das fundações**. 3ª Reimpressão, Editora EDGARD BLÜCHER Ltda, São Paulo, 2003. 143 p.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007. 24 p.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Volume 1, 3ª Edição, Editora Dunas, 2010. 257 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) **NBR 6118:2014** – Projeto de estrutura de concreto – procedimento.

_____. **NBR 6120:1980** (versão corrigida 2000) – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimentos.

_____. **NBR 6122:2010** – projeto e execução de fundações.

_____. **NBR 6123:1988** (versão corrigida 2 de 2013) – Forças devidas ao vento em edificações – procedimentos.

_____. **NBR 6484:2001** – Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio.

_____. **NBR 8036:1983** – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios.

_____. **NBR 8681:2003** (versão corrigida de 2004) – Ações e segurança nas estruturas – procedimentos.

_____. **NBR 14859-1:2002** – Laje pré-fabricada – procedimentos – lajes unidirecionais.

AVILA, Antonio Victorino; LIBRELOTTO, Liziane Ilha; LOPES, Oscar Ciro. **Orçamento de Obras**. 2003. Universidade do Sul de Santa Catarina, Florianópolis, 2003. 66 p.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. 2006. Notas de Aula. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista - UNESP, Bauru, 2006, 98p.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4ª edição, São Carlos, EdUFSCar, 2014. 415 p.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Volume 2 - 6ª edição, revisada e ampliada, [reimpressão], Editora LTC, Rio de Janeiro, 2014. 498 p.

CEOTTO, Luiz Henrique. **Superestruturas de edifícios comerciais e residenciais: análise sucinta de duas alternativas**. 1985. Notas de Aula para Exame de Qualificação – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1985.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1ª Edição, Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2010. 96 p.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estrutura de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2ª edição, Editora Universidade de Brasília/FINATEC, Brasília, 2008. 410 p.

CONSTACIO, Douglas. **Elementos especiais de Fundação**. 2005 – Notas de aula. Americana, 2005. 25 p.

COVAS, Nelson. **Alguns aspectos relevantes na elaboração de projetos estruturais informatizados**. 2007. Revista Concreto e Construção, Nº 46, IBRACON, p. 60 - 64.

DI PIETRO, João Eduardo. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto de do engenheiro**. 2000. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000. 192 p.

DIAS, Ricardo Henrique. **Sistemas estruturais para grandes vãos em pisos e a influencia na concepção arquitetônica**. Arqtextos - 044.05 ano 04, janeiro de 2004, São Paulo. Disponível em: <<http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arqtextos/04.044/622>>. Acesso em: 09 abril 2016.

ENGEL, Heino. **Sistemas de estructuras – sistemas estruturais**. 1ª edição, 3ª tiragem, Barcelona, Editorial Gustavo Gili, 2003. 353 p.

FARIA, Antonio de. **Estruturas de concreto armado: indicadores lajes/vigas**. 2015. Notas de aula – Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS, Varginha, 2015. 6 p.

FARNEY JUNIOR, Byl. **Estruturas de concreto armado: teoria, prática e ferramentas**. Mais Engenharia, Novembro de 2015, Florianópolis. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/estrutura-de-concreto-armado-teoria-pratica-e-ferramentas/>>. Acesso em: 11 abril 2016.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural**. São Paulo, McGraw-Hill/Editora da Universidade de São Paulo, 1976.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais**. 1ª Edição, São Paulo, Editora Pini, 2008. 328 p.

GINGO, José Samuel. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. 2007. Notas de aula – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. 184 p.


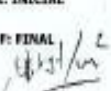
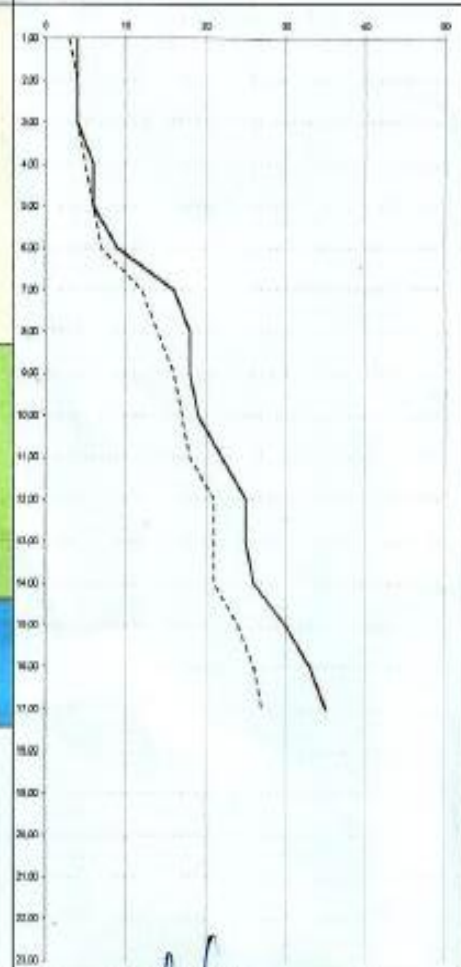
GOLDMAN, Pedrinho. **Introdução ao planejamento e controle de custos na construção civil brasileira**. 4ª Edição, São Paulo, Editora Pini, 2004. 176 p.

- KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1ª edição, São Paulo, Editora Pini, 2007. 630 p.
- LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005. 139 p.
- LOPES, Francisco de Rezende; VELLOSO, Dirceu. **Concepção de Obras de Fundações**. In: ABSM/ABEF. **Fundações: teoria e pratica**. 2ª Edição, São Paulo, Editora Pini, 1998. 758 p.
- MARTINS, Marluccio; RESENDE, Rafael Junio. **Estudo comparativo de viabilidade dos principais tipos de fundações profundas**. Revista Pensar Engenharia, 2014, volume 2, número 1, janeiro 2014. Não paginado.
- MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudos de caso, exemplos**. 1ª Edição, São Paulo, Editora Pini, 2006. 282 p.
- MELO, Paula Rodrigues de. **Pré-Dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2003. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2003. 113 p.
- MULTIPLUS, Softwares Técnicos. **Software para projeto estrutural de concreto**. Disponível em: <<http://www.multipius.com/software/cypecad>>. Acesso em: 11 abril 2016.
- MUZARDO, Cassiane Daniele; PINHEIRO, Libânio Miranda; SANTOS, Sandro Pereira. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. 2003. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. 380 p.
- PARGA, Pedro. **Cálculo do preço de venda na construção civil**. 2ª Edição, Editora Pini, São Paulo, 2003. 152 p.
- PINHEIRO, Libânio Miranda. **Noções sobre pré-dimensionamento de estruturas de edifícios**. 1985. Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, São Carlos, 1985.
- REBELLO, Yopanam Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura**. 9ª edição, São Paulo, Zigurate Editora, 2001. 271 p.
- ROSA, Rui de Amorim. **Ferramenta computacional para o dimensionamento de estruturas laminares de betão armado**. 2010. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010. 150 p.
- SAMPAIO, Fernando Morethson. **Orçamento e custos da construção**. Editora Hemus, 1989. 292 p.
- SORIANO, Humberto Lima. **Método de elementos finitos em análise de estruturas**. São Paulo, Editora da Universidade de São Paulo, 2003. 608 p.
- SOUZA, Luiz Antonio Pereira de.; SILVA, Ricardo Fernandes da.; IYOMASA, Wilson Shoji. Métodos de investigação. In: BRITO, Sérgio Nertan Alves de; OLIVEIRA, Antonio Manoel dos Santos. **Geologia de Engenharia**. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo, 1998. p. 381 - 396.

TISAKA, Maçahiko. **Orçamento na construção civil:** consultoria, projeto e execução. 1ª Edição, Editora Pini, São Paulo, 2006. 368 p.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas.** São Paulo, SP. Editora Oficina de Textos, 2010. 583p.

ANEXO A – Relatório de Sondagem SPT

 WBM SONDAGEM DE SOLO		RELATÓRIO DE SONDAÇÃO SPT				
		Rua Honório Bonedito Ottoni, 172 - Bela Vista - Vargênia - MG				
SONDAÇÃO DE RECONHECIMENTO Ø 2 1/2" STANDARD PENETRATION TEST Peso: 65kg - Altura de Queda: 75cm				CLIENTE :		
				OBRA : AV DOUTOR DOMINGOS CONDE, LOTE 26, QUADRA B - PARQUE DOS PINHEIROS - PARAGUAÇU		
AFASTAMENTO				FURO SP - 02 COTA:		
ESTACA:		NA: 15,35 m E:				
PROF. (m) Índice: 1 Índice: 2 Índice: 3 I F	N. A. DUREZA	CLASSIFICAÇÃO VISUAL	E: INICIAL F: FINAL 			
1	1	2	2	3	4	
2	2	2	2	4	4	
3	2	2	2	4	4	
4	2	3	3	5	6	
5	3	3	3	6	6	
6	3	4	5	7	9	
7	5	7	9	12	16	
8	6	8	10	14	18	
9	8	8	10	16	18	
10	8	9	10	17	19	
11	8	10	12	18	22	
12	9	12	13	21	25	
13	9	12	13	21	25	
14	9	12	14	21	26	
15	10	14	16	24	30	
16	10	16	17	26	33	
17	10	17	18	27	35	
18						LIMITE DE SONDAÇÃO: - 17,45m
19						
20						
21						
22						
23						
24						
AMOSTRADOR:		Ø = 1,38" Ø = 2"	MARTELO:	PESO : 65 KG QUEDA : 75 cm	PROF. REVESTIMENTO: 2,00 m	
AMOSTRADOR: TERZAGHI				FISCAL:	ENG. RESP:	
INICIO: 02/07/14		TERM: 08/07/14			SONDADOR: JULIANO	

ANEXO B - Plantas Baixas do Projeto Arquitetônico de Edificação Mista, Comercial e Residencial, de Quatro Pavimentos

ANEXO C - Planta de Fundação e Planta de Forma do Projeto Oficial

ANEXO D – Detalhamento do Projeto Estrutural Oficial

APÊNDICE A – Tabelas de Pré-Dimensionamento

Tabela 01: Pré-dimensionamento dos pilares.

Pilar	A (m ²)	Tipo do Pilar	α	Fck (KN/cm ²)	n	AC (cm ²)	AC mínimo (cm ²)	Dimensão do Pilar		h _{adotado} (cm)
								b (cm)	h(cm)	
P1	5,93	canto	1,8	2,5	4	475,2	475,2	20	24	25
P2	9,18	extremidade	1,3	2,5	4	531,3	531,3	20	27	30
P3	3,68	canto	1,8	2,5	4	294,9	360,0	20	18	20
P4	5,56	extremidade	1,3	2,5	4	321,8	360,0	20	18	20
P5	17,32	interno	1,3	2,5	4	1002,4	1002,4	20	50	50
P6	12,55	extremidade	1,3	2,5	4	726,4	726,4	20	36	40
P7	5,10	extremidade	1,3	2,5	4	295,2	360,0	20	18	20
P8	10,03	interno	1,3	2,5	4	580,5	580,5	20	29	30
P9	2,47	extremidade	1,3	2,5	4	143,0	360,0	20	18	20
P10	7,32	interno	1,3	2,5	4	423,7	423,7	20	21	25
P11	5,94	extremidade	1,3	2,5	4	343,8	360,0	20	18	20
P12	16,31	interno	1,3	2,5	4	944,0	944,0	20	47	50
P13	1,67	extremidade	1,3	2,5	4	96,7	360,0	20	18	20
P14	6,96	interno	1,3	2,5	4	402,8	402,8	20	20	20
P15	6,52	extremidade	1,3	2,5	4	377,4	377,4	20	19	20
P16	5,72	extremidade	1,8	2,5	4	458,4	458,4	20	23	25
P17	10,87	interno	1,3	2,5	4	629,1	629,1	20	31	35
P18	15,81	interno	1,3	2,5	4	915,1	915,1	20	46	50
P19	6,96	extremidade	1,8	2,5	4	557,8	557,8	20	28	30
P20	11,42	extremidade	1,3	2,5	3	520,3	520,3	20	26	30
P21	17,71	interno	1,3	2,5	3	806,9	806,9	20	40	40
P22	7,09	extremidade	1,3	2,5	3	323,0	360,0	20	18	20
P23	6,13	canto	1,8	2,5	3	386,7	386,7	20	19	20
P24	9,51	extremidade	1,3	2,5	3	433,3	433,3	20	22	25
P25	3,81	canto	1,8	2,5	3	240,4	360,0	20	18	20
P26	13,12	interno	1,3	2,5	3	597,8	597,8	20	30	30
P27	6,37	extremidade	1,3	2,5	3	290,2	360,0	20	18	20
P28	3,22	interno	1,3	2,5	1	67,4	360,0	20	18	20

Fonte: o autor (2016).

Tabela 02: Pré-dimensionamento das vigas do pavimento subsolo.

Viga	L Maior Vão (cm)	Tipo	b (cm)	h (cm)	h _{adotado}
V1	5,48	Contínua L/12	20	0,46	30
V2	6,10	Contínua L/12	20	0,51	30
V3	6,10	Contínua L/12	20	0,51	30
V4	6,10	Contínua L/13	20	0,51	30
V5	6,10	Contínua L/14	20	0,51	30
V6	2,70	Bi-apoiada L/12	20	0,23	30
V7	3,33	Contínua L/12	20	0,28	30
V8	3,98	Contínua L/13	20	0,33	30
V9	3,98	Contínua L/14	20	0,33	30
V10	3,98	Contínua L/15	20	0,33	30
V11	7,22	Contínua L/16	20	0,60	30

Fonte: o autor (2016).

Tabela 03: Pré-dimensionamento das vigas do pavimento térreo.

Viga	L Maior Vão (cm)	Tipo	b (cm)	h (cm)	h _{adotado}
V1	5,48	Contínua L/12	20	0,46	55
V2	6,10	Contínua L/12	20	0,51	55
V3	6,10	Contínua L/12	20	0,51	55
V4	6,10	Contínua L/13	20	0,51	55
V5	6,10	Contínua L/14	20	0,51	55
V6	2,70	Bi-apoiada L/12	20	0,23	35
V7	3,33	Contínua L/12	20	0,28	35
V8	4,00	Contínua L/12	20	0,33	30
V9	5,48	Contínua L/12	20	0,46	30
V10	3,98	Contínua L/13	20	0,33	35
V11	3,98	Contínua L/14	20	0,33	35
V12	3,98	Contínua L/15	20	0,33	35
V13	7,22	Contínua L/16	20	0,60	60

Fonte: o autor (2016).

Tabela 04: Pré-dimensionamento das vigas do pavimento mezanino.

Viga	L Maior Vão (cm)	Tipo	b (cm)	h (cm)	h _{adotado}
V1	5,48	Contínua L/12	20	0,46	50
V2	6,10	Contínua L/12	20	0,51	55
V3	3,33	Contínua L/12	20	0,28	35
V4	2,70	Bi-apoiada L/12	20	0,23	35
V5	2,70	Bi-apoiada L/12	20	0,23	35
V6	2,70	Bi-apoiada L/12	20	0,23	35
V7	2,70	Bi-apoiada L/12	20	0,23	35
V8	1,40	Bi-apoiada L/12	20	0,12	35
V9	5,48	Contínua L/12	20	0,46	50
V10	4,13	Contínua L/12	20	0,34	35
V11	4,13	Contínua L/12	20	0,34	35
V12	3,98	Contínua L/12	20	0,33	35
V13	3,98	Contínua L/12	20	0,33	35
V14	4,13	Contínua L/12	20	0,34	35

Fonte: o autor (2016).

Tabela 05: Pré-dimensionamento das vigas do pavimento superior.

Viga	L Maior Vão (cm)	Tipo	b (cm)	h (cm)	h _{adotado}
V1	5,48	Contínua L/12	20	0,46	50
V2	6,10	Contínua L/12	20	0,51	55
V3	3,33	Contínua L/12	20	0,28	40
V4	2,78	Bi-apoiada L/12	20	0,23	40
V5	2,70	Bi-apoiada L/12	20	0,23	40
V6	3,33	Contínua L/12	20	0,28	40
V7	6,10	Contínua L/12	20	0,51	55
V8	2,70	Bi-apoiada L/12	20	0,23	40
V9	3,33	Contínua L/12	20	0,28	40
V10	5,48	Contínua L/12	20	0,46	50
V11	5,48	Contínua L/12	20	0,46	50
V12	4,13	Contínua L/12	20	0,34	40
V13	3,93	Bi-apoiada L/12	20	0,33	40
V14	3,90	Bi-apoiada L/12	20	0,33	40
V15	3,98	Contínua L/12	20	0,33	40
V16	4,13	Contínua L/12	20	0,34	40
V17	3,98	Contínua L/12	20	0,33	40
V18	4,70	Contínua L/12	20	0,39	40
V19	4,13	Contínua L/12	20	0,34	40
V20	4,40	Bi-apoiada L/12	20	0,37	40

Fonte: o autor (2016).

Tabela 06: Pré-dimensionamento das vigas do pavimento cobertura.

Viga	L Maior Vão (m)	Tipo	b (cm)	h (cm)	h _{adotado}
V1	5,50	Contínua L/12	15	0,46	50
V2	5,30	Contínua L/12	15	0,44	50
V3	1,95	Bi-apoiada L/12	15	0,17	40
V4	3,35	Contínua L/12	15	0,28	40
V5	2,78	Bi-apoiada L/12	15	0,23	40
V6	2,73	Bi-apoiada L/12	15	0,23	40
V7	3,35	Contínua L/12	15	0,28	40
V8	6,13	Contínua L/12	15	0,51	55
V9	3,35	Contínua L/12	15	0,28	40
V10	1,95	Bi-apoiada L/12	15	0,17	40
V11	5,50	Contínua L/12	15	0,46	50
V12	5,50	Contínua L/12	15	0,46	50
V13	4,15	Contínua L/12	15	0,35	40
V14	3,93	Bi-apoiada L/12	15	0,33	40
V15	3,90	Bi-apoiada L/12	15	0,33	40
V16	4,00	Contínua L/12	15	0,33	40
V17	4,15	Contínua L/12	15	0,35	40
V18	4,00	Contínua L/12	15	0,33	40
V19	2,05	Bi-apoiada L/12	15	0,17	40
V20	4,70	Contínua L/12	15	0,39	40
V21	4,70	Contínua L/12	15	0,39	40

Fonte: o autor (2016).

Tabela 07: Pré-dimensionamento das lajes do pavimento subsolo.

Laje	Lx (cm)	Ly (cm)	h (cm)	h _{adotado} (cm)
L1	270	398	11	14
L2	278	398	12	14
L3	332	398	14	14
L4	270	390	11	14
L5	278	390	12	14
L6	332	390	14	14
L7	270	333	11	14
L8	278	333	12	14
L9	332	333	14	14
L10	278	343	12	14
L11	332	342	14	14
L12	278	398	12	14
L13	332	398	14	14
L14	270	345	11	14

Fonte: o autor (2016).

Tabela 08: Pré-dimensionamento das lajes do pavimento mezanino.

Laje	Lx (cm)	Ly (cm)	h (cm)	h _{adotado} (cm)
L1	270	397	11	14
L2	278	397	12	14
L3	332	397	14	14
L4	270	390	11	14
L5	278	390	12	14
L6	332	390	14	14
L7	190	270	8	14
L8	143	270	6	14
L9	270	305	11	14
L10	140	392	6	14
L11	140	413	6	14

Fonte: o autor (2016).

Tabela 09: Pré-dimensionamento das lajes do pavimento térreo.

Laje	Lx (cm)	Ly (cm)	h (cm)	h _{adotado} (cm)
L1	353	397	12	12
L2	195	397	7	12
L3	332	397	12	12
L4	110	390	4	12
L5	241	389	9	12
L6	195	390	7	12
L7	332	390	12	12
L8	270	332	9	12
L9	115	278	4	12
L10	332	470	12	12
L11	278	355	10	12
L12	205	278	7	12
L13	205	332	7	12
L14	278	398	10	12
L15	332	398	12	12
L16	270	305	9	12
L17	113	392	4	12
L18	240	392	8	12
L19	195	392	7	12
L20	332	392	12	12
L21	353	413	12	12
L22	195	413	7	12
L23	332	412	12	12

Fonte: o autor (2016).

Tabela 10: Pré-dimensionamento das lajes do pavimento superior.

Laje	Lx (cm)	Ly (cm)	h (cm)	h _{adotado} (cm)
L1	355	400	12	12
L2	195	400	7	12
L3	332	400	12	12
L4	115	390	4	12
L5	240	390	8	12
L6	113	195	4	12
L7	335	390	12	12
L8	272	332	10	12
L9	115	278	4	12
L10	335	470	12	12
L11	278	355	10	12
L12	113	205	4	12
L13	205	335	7	12
L14	278	398	10	12
L15	335	398	12	12
L16	265	308	9	12
L17	115	392	4	12
L18	240	392	8	12
L19	335	392	12	12
L20	113	195	4	12
L21	355	415	12	12
L22	195	415	7	12
L23	335	415	12	12

Fonte: o autor (2016).

APÊNDICE B – Novo Projeto: Planta de Carga e Plantas de Forma

APÊNDICE C – Tabelas de Dimensionamento de Estacas

a) Estaca de diâmetro igual a 25 cm.

Tabela 01: Determinação da carga admissível pelo método de Aoki & Velloso (1975).

Profundidade (m)	K (Kpa)	α	F1	F2	R _P na camada (KN)	R _L por metro (KN)	R _L acumulada (KN)	R _{Total} (KN)	P _{adm} (KN)
1	300	0,028	3	6	19,63	4,40	4,40	24,03	12,02
2	300	0,028	3	6	19,63	4,40	8,80	28,43	14,22
3	300	0,028	3	6	19,63	4,40	13,19	32,83	16,41
4	300	0,028	3	6	29,45	6,60	19,79	49,24	24,62
5	300	0,028	3	6	29,45	6,60	26,39	55,84	27,92
6	300	0,028	3	6	44,18	9,90	36,29	80,46	40,23
7	300	0,028	3	6	78,54	17,59	53,88	132,42	66,21
8	300	0,028	3	6	88,36	19,79	73,67	162,03	81,01
9	300	0,028	3	6	132,54	29,69	103,36	235,89	117,95
10	300	0,028	3	6	139,9	31,34	134,7	274,59	137,30

Fonte: o autor (2016).

Tabela 02: Determinação da carga admissível pelo método de Método de Décourt & Quaresma (1978).

Profundidade (m)	N _P	N _L	Coef. Solo	R _P (KN)	R _L (KN)	R _L acumulada (KN)	R _{Total} (KN)	P _{adm} (KN)
1	4,00	4,00	120	20,03	14,66	0,00	20,03	5,05
2	4,00	4,00	120	20,03	14,66	0,00	20,03	5,05
3	4,67	4,00	120	23,37	14,66	14,66	38,03	17,12
4	5,33	4,50	120	26,70	15,71	30,37	57,07	28,54
5	7,00	4,80	120	35,05	16,34	46,71	81,75	40,88
6	10,33	5,50	120	51,74	17,8	64,51	116,25	58,12
7	14,33	6,86	120	71,77	20,64	85,15	156,92	78,46
8	17,33	7,88	120	86,79	22,78	107,93	194,72	97,36
9	18,33	8,67	200	152,99	24,43	132,36	285,35	140,07
10	19,67	9,30	200	164,12	25,76	158,12	322,24	161,12

Fonte: o autor (2016).

$$P_a \text{ média} = \frac{137,30 + 161,12}{2} \rightarrow P_a \text{ média} = 149,21 \text{ KN}$$

b) Estaca de diâmetro igual a 30 cm.

Tabela 03: Determinação da carga admissível pelo método de Aoki & Velloso (1975).

Profundidade (m)	K (Kpa)	α	F1	F2	R _P na camada (KN)	R _L por metro (KN)	R _L acumulada (KN)	R _{Total} (KN)	P _{adm} (KN)
1	300	0,028	3	6	28,27	5,28	5,28	33,55	16,78
2	300	0,028	3	6	28,27	5,28	10,56	38,83	19,78
3	300	0,028	3	6	28,27	5,28	15,83	44,11	22,05
4	300	0,028	3	6	42,41	7,92	23,75	66,16	33,08
5	300	0,028	3	6	42,41	7,92	31,67	74,08	37,04
6	300	0,028	3	6	63,62	11,88	43,54	107,16	53,58
7	300	0,028	3	6	113,1	21,11	64,65	177,75	88,88
8	300	0,028	3	6	127,23	23,75	88,40	215,64	107,82
9	300	0,028	3	6	190,85	35,63	124,03	314,88	157,44
10	300	0,028	3	6	201,45	37,60	161,63	363,09	181,54

Fonte: o autor (2016).

Tabela 04: Determinação da carga admissível pelo método de Método de Décourt & Quaresma (1978).

Profundidade (m)	N _P	N _L	Coef. Solo	R _P (KN)	R _L (KN)	R _L acumulada (KN)	R _{Total} (KN)	P _{adm} (KN)
1	4,00	4,00	120	28,84	17,59	0,00	28,84	7,21
2	4,00	4,00	120	28,84	17,59	0,00	28,84	7,21
3	4,67	4,00	120	33,65	17,59	17,59	51,24	21,94
4	5,33	4,50	120	38,45	18,85	36,44	74,90	37,45
5	7,00	4,80	120	50,47	19,60	56,05	106,52	53,26
6	10,33	5,50	120	74,50	21,36	77,41	151,91	75,96
7	14,33	6,86	120	103,34	24,77	102,18	205,53	102,76
8	17,33	7,88	120	124,97	27,33	129,51	254,49	127,24
9	18,33	8,67	200	220,30	29,32	158,84	379,14	177,26
10	19,67	9,30	200	236,33	30,91	189,75	426,08	205,04

$$P_a \text{ média} = \frac{181,54 + 205,04}{2} \rightarrow P_a \text{ média} = 193,29 \text{ KN}$$

APÊNDICE D – Detalhamento do Novo Projeto Estrutural

CD – Detalhamento do Projeto Estrutural Oficial e Detalhamento do Novo Projeto Estrutural