

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS**

JÉSSICA BALOTIN

**ESTUDO SOBRE A VARIAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES NO
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS UTILIZANDO
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

BENTO GONÇALVES

2018

JÉSSICA BALOTIN

**ESTUDO SOBRE A VARIAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES NO
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS UTILIZANDO
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Universidade de Caxias do Sul – UCS, como parte integrante dos requisitos para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva

BENTO GONÇALVES

2018

JÉSSICA BALOTIN

**ESTUDO SOBRE A VARIAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES NO
DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS UTILIZANDO
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Universidade de Caxias do Sul – UCS, como parte integrante dos requisitos para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 01/12/2018

BANCA EXAMINADORA



Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul – UCS



Prof. Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul – UCS



Prof.ª M^{te}. Bianca Funk Weimer
Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais Sérgio e Neiva por terem me incentivado e auxiliado para que eu tivesse a melhor educação possível, pelo apoio contínuo, por acreditarem no meu sucesso acadêmico e profissional e por todo amor e carinho, e a toda minha família pela paciência e pela compreensão de todos os momentos de ausência.

Agradeço ao professor orientador desta pesquisa, Gustavo Ribeiro da Silva, pela disposição e comprometimento em transmitir seu conhecimento sempre que solicitado e por sua atenção e paciência no processo de desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço ao meu namorado Moysés A. Taffarel pelas ausências, pela paciência e compreensão comigo ao longo deste período, por ter feito parte desta etapa de minha vida e me ajudado a seguir diante de todas as dificuldades.

Agradeço às minhas fiéis companheiras desta jornada, minhas gatas Stella, que não está mais presente entre nós, e Amora, que sempre me receberam com todo amor e pureza desse mundo, independente do que houvesse.

Agradeço aos meus amigos de longa data, por acreditarem em mim, por sempre estarem presentes na minha vida e por todo apoio e carinho. Aos meus amigos e colegas desta jornada, Tainara, Renan, Rodrigo e Diogo, sem eles minha trajetória acadêmica não teria sido tão proveitosa e agradável.

Por fim, agradeço a todos os professores que por sua competência e comprometimento com o ensino me encaminharam no processo de aprendizado contínuo que possibilitou minha formação acadêmica.

RESUMO

BALOTIN, Jéssica. **Estudo sobre a variação da seção transversal dos pilares no dimensionamento estrutural de edifícios altos utilizando concreto de alta resistência.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade de Caxias do Sul, Área do Conhecimento de Ciências Exatas e Engenharias, Bento Gonçalves, 2018.

A introdução de concretos de alta resistência vem se intensificando na construção de edifícios altos devido a possibilidade de redução das seções transversais dos pilares e conseqüentemente dos materiais e da mão de obra que envolvem sua construção. Em função disso, essa pesquisa parte da hipótese que com o aumento da resistência característica à compressão do concreto é possível reduzir as seções transversais dos pilares além do custo da implantação da superestrutura da edificação em análise. Desta forma foi realizado o dimensionamento estrutural de um edifício de 16 pavimentos localizado no município de Bento Gonçalves/RS através do *software* Eberick da AltoQi variando a resistência característica à compressão do concreto, em seguida realizou-se a análise e a confrontação dos dados obtidos através do Eberick e por fim foi possível elaborar um orçamento preliminar considerando apenas custos com materiais envolvidos na superestrutura do edifício, ou seja, concreto, aço e fôrmas. Para tanto foi considerado concretos de Classe C30, C60 e C90. Os resultados indicaram que a seção transversal dos pilares reduz com a introdução de concretos de alta resistência, além de reduzir os quantitativos com materiais, entretanto, não ocorreu o mesmo com o custo de materiais da superestrutura, visto que houve um acréscimo no orçamento em função do preço unitário do concreto de alta resistência. Ainda assim, de modo geral conclui-se que a classe C60 apresenta resultados mais satisfatórios em relação à redução de materiais do que a classe C90.

Palavras-chave: Concreto de alta resistência. Dimensionamento estrutural em concreto armado. Pilares.

ABSTRACT

BALOTIN, Jéssica. **Study on the cross-section variation of columns in the structural design of high-rise buildings using high strength concrete.** Course Completion Work (Undergraduate Degree in Civil Engineering) - Universidade de Caxias do Sul, Área do Conhecimento de Ciências Exatas e Engenharias, Bento Gonçalves, 2018.

The introduction of high strength concrete has been intensifying in the construction of tall buildings due to the possibility of reducing the cross sections of the pillars and consequently of the materials and labor involved in its construction. As a result, this research starts from the hypothesis that with the increase in the compressive strength of the concrete it is possible to reduce the transversal sections of the pillars besides the cost of implanting the superstructure of the building under analysis. In this way, the structural design of a 16-storey building located in the municipality of Bento Gonçalves / RS was carried out using Altober's Eberick software, varying the characteristic resistance to concrete compression, then the analysis and comparison of the data obtained through of Eberick and finally it was possible to elaborate a preliminary budget considering only costs of materials involved in the superstructure of the building, that is, concrete, steel and forms. Class C30, C60 and C90 concretes were considered. The results indicated that the cross section of the pillars reduces with the introduction of high strength concrete, in addition to reducing the quantity of materials, however, the same did not occur with the cost of materials of the superstructure, since there was an increase in the budget due to of the unit price of high strength concrete. Nevertheless, it is generally concluded that class C60 presents more satisfactory results in relation to the reduction of materials than class C90.

Keywords: High strength concrete; Structural dimensioning in reinforced concrete; Pillars.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Relação entre altura do edifício e contexto onde está inserido	21
Figura 2 - Relação entre altura do edifício e contexto onde está inserido	21
Figura 3 - Diagrama tensão-deformação idealizado a compressão	26
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração	26
Figura 5 - Pilar intermediário	32
Figura 6 - Pilar de extremidade	32
Figura 7 - Pilar de canto	33
Figura 8 - Regime plástico e elástico - diagrama	40
Figura 9 - Efeito de segunda ordem em pilar esbelto	42
Figura 10 - Domínios do ELU de uma seção transversal	44
Figura 11 - Seção de um pilar	48
Figura 12 - Imperfeições geométricas globais	50
Figura 13 - Vão efetivo para lajes	54
Figura 14 - Tipos básicos de armaduras para vigas	54
Figura 15 - Localização da construção do edifício em estudo	61
Figura 16 - Perspectiva do prédio a ser analisado	62
Figura 17 - Planta baixa do pavimento térreo	63
Figura 18 - Planta baixa do pavimento tipo	64
Figura 19 - Gráfico da seção transversal de pilares através do pré-dimensionamento	69
Figura 20 - Planta pavimento tipo do pré-dimensionamento f_{ck} 30 MPa	72
Figura 21 - Gráfico de pré-dimensionamento X dimensionamento final f_{ck} 30 MPa ..	73
Figura 22 - Planta pavimento tipo do pré-dimensionamento f_{ck} 60 MPa	75
Figura 23 - Gráfico de pré-dimensionamento X dimensionamento final f_{ck} 60 MPa ..	76
Figura 24 - Planta pavimento tipo do pré-dimensionamento f_{ck} 90 MPa	78
Figura 25 - Gráfico de pré-dimensionamento X dimensionamento final f_{ck} 90 MPa ..	80
Figura 26 - Gráfico da seção transversal final para pilares	82
Figura 27- Gráfico de comparação da seção transversal P01 ao P13	82
Figura 28 - Gráfico de comparação da seção transversal P14 ao P27	83
Figura 29 - Planta de fôrmas dos pilares com redução expressiva	83
Figura 30 - Gráfico de consumo de concreto para pilares	86
Figura 31 - Gráfico de variação de fôrmas da edificação	86

Figura 32 - Gráfico de consumo de aço para pilares.....	87
Figura 33 - Gráfico de consumo de aço para lajes maciças.....	89
Figura 34 - Gráfico de consumo de aço para vigas.....	90
Figura 35 - Gráfico de consumo de aço para escadas.....	91
Figura 36 - Comparativo das cargas verticais da edificação.....	91
Figura 37 - Comparativo dos deslocamentos horizontais da edificação.....	92
Figura 38 - Perímetro da edificação em análise.....	92
Figura 39 - Comparativo dos deslocamentos no topo da edificação.....	93

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Distribuição das armaduras longitudinais de vigas.....	56
Quadro 2 - Espessuras limites para lajes maciças em concreto	57
Quadro 3 - Valores mínimos para armaduras de lajes	58
Quadro 4 - Resumo de materiais no dimensionamento, f_{ck} 30 MPa.....	73
Quadro 5 - Características dimensionamento f_{ck} 30 MPa	74
Quadro 6 - Resumo de materiais no dimensionamento, f_{ck} 60 MPa	76
Quadro 7 - Características dimensionamento f_{ck} 60 MPa	76
Quadro 8 - Resumo de materiais no dimensionamento, f_{ck} 90 MPa.....	78
Quadro 9 - Características dimensionamento f_{ck} 90 MPa	79
Quadro 10 - Relação de pilares com f_{ck} 90 MPa com seções transversais iguais ou maiores do que f_{ck} 60 MPa.....	84
Quadro 11 - Taxa de armadura de pilares f_{ck} 90 MPa com seções transversais iguais ou maiores do que f_{ck} 60 Mpa	87
Quadro 12 - Taxa de armadura mínima para lajes.....	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto	25
Tabela 2 - Valores característicos superiores da deformação específica de retração e do coeficiente de fluência	27
Tabela 3 - Valores de coeficiente de ponderação	37
Tabela 4 - Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1, ψ_2	37
Tabela 5 - Valores de coeficientes de ponderação das resistências γ_m	39
Tabela 6 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	45
Tabela 7 - Valores de coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede	48
Tabela 8 - Taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas	55
Tabela 9 - Pré-dimensionamento e dimensionamento final de lajes maciças	69
Tabela 10 - Pré-dimensionando e dimensionamento final de vigas	70
Tabela 11 - Relação de concreto, aço e fôrmas f_{ck} 30, 60 e 90 MPa	84
Tabela 12 - Orçamento preliminar dimensionamento f_{ck} 30 MPa	94
Tabela 13 - Orçamento preliminar dimensionamento f_{ck} 60 MPa	94

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAR: Concreto de alta resistência

CG: Centro de gravidade

CUB: Custo Unitário Básico

ELS: Estados Limites de Serviço

ELS-CE: Estado limite do efeito de compressão excessiva

ELS-D: Estado limite do efeito de descompressão

ELS-DEF: Estado limite do efeito das deformações excessivas

ELS-DP: Estado limite do efeito descompressão parcial

ELS-F: Estado limite do efeito da fissuração

ELS-VE: Estado limite do efeito de vibrações excessivas

ELS-W: Estado limite do efeito da abertura de fissuras

ELU: Estados Limites Últimos

IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

NBR: Norma Brasileira

SINAPI: Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	QUESTÃO DA PESQUISA	16
1.2	OBJETIVOS.....	16
1.2.1	Objetivo principal	16
1.2.2	Objetivos específicos	17
1.3	HIPÓTESE.....	17
1.4	PRESSUPOSTOS	17
1.5	PREMISSAS/DELIMITAÇÕES	18
1.5.1	Premissas	18
1.5.2	Delimitações	18
1.6	LIMITAÇÕES	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	EDIFÍCIOS ALTOS	20
2.2	CONCRETO ARMADO.....	21
2.2.1	Definição	21
2.2.2	Histórico	22
2.2.2.1	Concreto armado no Brasil	23
2.2.3	Características do concreto	23
2.2.3.1	Massa específica	23
2.2.3.2	Coeficiente de dilatação térmico	24
2.2.3.3	Resistência à compressão	24
2.2.3.4	Resistência à tração	24
2.2.3.5	Resistência à fadiga.....	25
2.2.3.6	Módulo de elasticidade	25
2.2.3.7	Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal	25
2.2.3.8	Diagramas tensão-deformação.....	26
2.2.3.9	Fluência e retração	27
2.2.4	Classes do concreto	27
2.2.5	Concreto de alta resistência	28
2.2.5.1	Definição.....	28
2.2.5.2	Histórico	28

2.2.5.3	Características do concreto de alta resistência.....	28
2.2.6	Aço para armaduras	30
2.2.7	Elementos estruturais em concreto armado	30
2.2.7.1	Laje	30
2.2.7.2	Viga.....	31
2.2.7.3	Pilar.....	31
2.3	ESTADOS LIMITES	33
2.3.1	Estados Limites de Serviço (ELS)	33
2.3.2	Estados limites últimos (ELU)	34
2.4	AÇÕES E COMBINAÇÕES	34
2.4.1	Ações permanentes	34
2.4.2	Ações variáveis	35
2.4.2.1	Ação do vento em edificações	35
2.4.3	Ações excepcionais.....	36
2.4.4	Combinações das ações	36
2.5	RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO.....	38
2.6	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	39
2.6.1	Análise elástica	39
2.6.1.1	Análise elástica de primeira ordem	40
2.6.1.2	Análise elástica de segunda ordem	40
2.6.2	Análise plástica.....	41
2.6.3	Análise de primeira ordem.....	41
2.6.4	Análise de segunda ordem	41
2.7	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO ARMADO	43
2.7.1	Cobrimento mínimo	44
2.7.2	Aderência.....	46
2.7.3	Segurança das estruturas	47
2.7.4	Dimensionamento de pilares	47
2.7.4.1	Pilares-parede.....	53
2.7.5	Dimensionamento de vigas.....	53
2.7.5.1	Dimensionamento de vigas à flexão	55
2.7.5.2	Cisalhamento e torção	56
2.7.6	Dimensionamento de lajes.....	57
2.8	ORÇAMENTAÇÃO	59

2.8.1	Estimativa de custos	59
2.8.2	Orçamento preliminar.....	60
2.8.3	Orçamento analítico.....	60
3	MÉTODO DE PESQUISA.....	61
3.1	PROJETO ARQUITETÔNICO	61
3.2	FERRAMENTA DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL...65	
4	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	67
4.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	67
4.2	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL UTILIZANDO F_{CK} 30 MPA	71
4.3	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL UTILIZANDO F_{CK} 60 MPA	74
4.4	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL UTILIZANDO F_{CK} 90 MPA	77
5	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	81
5.1	COMPARATIVO DE DADOS F_{CK} 30, 60 E 90 MPA	81
5.1.1	Seção transversal dos pilares	81
5.1.2	Consumo de materiais.....	84
5.1.2.1	Concreto	85
5.1.2.2	Fôrmas.....	86
5.1.2.3	Aço.....	87
5.1.3	Cargas verticais e deslocamentos	91
5.1.4	Custo preliminar da superestrutura	93
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	96
	REFERÊNCIAS.....	97
	APÊNDICE A.....	100
	APÊNDICE B.....	101
	APÊNDICE C.....	102
	APÊNDICE D.....	103
	APÊNDICE E.....	105
	APÊNDICE F.....	106

APÊNDICE G	107
APÊNDICE H	108
APÊNDICE I	109

1 INTRODUÇÃO

A verticalização das cidades é uma das soluções de expansão do espaço urbano possibilitando acomodar a densidade populacional que vem sendo evidenciada ao longo dos anos. Segundo estatísticas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) a população brasileira está aumentando gradativamente, notabilizando a necessidade de implementar processos e técnicas promovendo o aumento do potencial de aproveitamento do solo urbano.

A estruturação interna das cidades ou a materialização das transformações técnicas que atingem os centros urbanos definem o termo verticalização. No entanto, tal termo também pode ser classificado como a revolução da construção de edificações (RAMIRES, 1998).

Basicamente, os prédios altos e os arranha-céu definem o resultado do processo de verticalização. Queiroz e Costa (2017) conceituam prédios altos os detentores de mais de quatro andares, enquanto as edificações com altura superior a 100 metros podem ser classificadas como arranha-céu.

O aumento na tendência da verticalização com estruturas cada vez mais altas, esbeltas e de maiores vãos tem exigido pesquisas de novos materiais e compostos detentores de propriedades adequadas para atender tal demanda. Existem diversos materiais e técnicas utilizados na construção de edifícios altos, entretanto o concreto armado é o material mais utilizado mundialmente na construção civil. A alta demanda por este material ocorre em função de sua elevada resistência aos efeitos térmicos, atmosféricos e a desgastes mecânicos, bem como da facilidade de execução e a maleabilidade em diversas dimensões e formatos, além de possuir baixo custo em comparação aos demais materiais similares. Entretanto, possui baixo isolamento térmico e acústico, além de seu peso próprio ser elevado, sendo da ordem de $2,5 \text{ t/m}^3$ (PORTO; FERNANDES, 2015).

A globalização do mercado e o grande avanço tecnológico possibilitou introduzir novos materiais na construção de edifícios altos, o concreto de alta resistência (CAR) é uma das técnicas existentes no mercado da construção. O comportamento do concreto de alta resistência difere do comportamento do concreto convencional, de baixa a média resistência. As propriedades mais relevantes quando se trata de CAR em relação ao concreto convencional consistem em maior

módulo de elasticidade, maior resistência característica à compressão, menor microfissuração e menor ductibilidade (DINIZ, 1997).

A substituição do concreto convencional pelo CAR em edifícios altos permite a otimização de espaços, reduzindo as seções dos pilares e tornando-os capazes de suportar a mesma carga que pilares de resistências inferiores e mais robustos suportariam. Além disso, permitem o aumento do espaço útil de edifícios, redução da carga transmitida às fundações, redução de formas na execução das estruturas, redução da área de aço, bem como o aumento de sua durabilidade (SILVA, 1995).

A presente pesquisa aborda a análise da influência do uso de concreto de alta resistência na redução de seções transversais de pilares em edifícios altos, além do dimensionamento estrutural. Para tanto, será analisada a redução das seções de pilares e deslocamentos, além da análise econômica simplificada considerando a influência da resistência característica à compressão do concreto. Para tal, baseou-se nas normas existentes no Brasil com o objetivo de constituir um conjunto de informações necessárias para o dimensionamento das estruturas mencionadas.

1.1 QUESTÃO DA PESQUISA

O aumento da resistência característica à compressão do concreto diminui as seções transversais dos pilares e reduz os custos do concreto, aço e fôrmas da superestrutura?

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos da pesquisa serão classificados em principal e específicos, os quais seguem apresentados a seguir.

1.2.1 Objetivo principal

O trabalho tem como objetivo principal analisar, por meio do dimensionamento estrutural de um edifício de 16 pavimentos, a interferência da

variação da resistência característica à compressão do concreto nas seções de pilares e no custo do concreto, aço e fôrmas da superestrutura da edificação.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa consistem nos itens relacionados a seguir:

- a) elaborar o pré-dimensionamento estrutural em concreto armado para a edificação escolhida, variando a resistência característica à compressão do concreto de 30, 60 e 90 MPa;
- b) dimensionar o projeto estrutural através do *software* Eberick, bem como realizar os devidos ajustes estruturais para cada resistência;
- c) analisar e comparar quanto a alteração da resistência característica à compressão do concreto interfere na seção dos elementos estruturais, nesse caso específico, os pilares da edificação;
- d) analisar e comparar os deslocamentos dos três dimensionamentos em concreto armado alterando a resistência característica à compressão do concreto;
- e) comparar o custo de maneira simplificada, considerando a variação das resistências mencionadas na alínea “a”, através do consumo de concreto, aço e fôrmas utilizados no dimensionamento da superestrutura da edificação em estudo.

1.3 HIPÓTESE

A pesquisa tem por hipótese que o aumento da resistência característica à compressão do concreto irá diminuir a seção dos pilares, assim como a redução de custos com concreto, aço e fôrmas.

1.4 PRESSUPOSTOS

O trabalho parte do pressuposto de que o *software* Eberick da AltoQI fornece resultados adequados para cálculo de estruturas de concreto armado, respeitando

as determinações das normas técnicas vigentes, em especial a norma técnica (NBR) elaborada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) 6118:2014 que dispõe sobre projeto de estruturas de concreto.

1.5 PREMISSAS/DELIMITAÇÕES

1.5.1 Premissas

A pesquisa tem como premissa que o projeto estrutural do edifício pode ser executado utilizando os mais diversos tipos de materiais, sendo o concreto armado um dos materiais mais utilizados no mundo. No entanto, cabe ao engenheiro civil a escolha dos materiais mais adequados para compor o sistema estrutural da edificação.

O uso de concretos de alta resistência não é tão difundido no Brasil, quanto o uso do concreto convencional, ou seja, de baixa a média resistência estrutural, entretanto a necessidade da otimização de espaços em edifícios altos, proporcionando um aumento de área útil e a redução de custos, a qual vem sendo cada vez mais procurada por técnicos da área, é uma das características do uso do CAR. Assim, verifica-se a necessidade de expandir as pesquisas utilizando tal compósito com o intuito de incentivar e comprovar sua eficácia.

1.5.2 Delimitações

A edificação a ser analisada está localizada no município de Bento Gonçalves e, para tanto, será dimensionado um projeto estrutural de um edifício de 16 (dezesseis) pavimentos utilizando concreto armado com diferentes resistências características à compressão do concreto. Dessa forma, será utilizado o *software* Eberick da AltoQI.

1.6 LIMITAÇÕES

A pesquisa contempla apenas questões referentes à superestrutura do edifício, desconsiderando fundações.

Não faz parte desta pesquisa a apresentação de pranchas de detalhamento das armaduras para cada elemento estrutural.

A análise econômica a ser realizada consiste em um orçamento preliminar, ou seja, um modelo simplificado, tendo por base os quantitativos de concreto, aço e fôrmas fornecidos pelo *software* Eberick, e os valores unitários destes materiais.

Não será elaborado o orçamento preliminar, ou seja, nem um tipo de custo para o dimensionamento cuja resistência característica à compressão do concreto é 90 MPa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir serão apresentados alguns conceitos básicos que se fazem necessários para a correta compreensão do tema proposto nesta pesquisa.

2.1 EDIFÍCIOS ALTOS

O surgimento de edifícios altos ocorreu a partir do processo de verticalização dos centros urbanos. Tal avanço foi resultado da inovação de tecnologias no ramo construtivo, tais como, a inserção de estruturas metálicas e a utilização do elevador na segunda metade do século XIX nos Estados Unidos (SOMEKH, 1997; MACEDO, 1991).

Para Gonçalves (2010), a definição de edifícios altos, ou a partir de quantos pavimentos um edifício pode ser considerado alto, é um fator dependente da tipologia englobando dimensões, alturas e tecnologias. Contudo, alguns autores tais como Queiroz e Costa (2017) consideram prédio alto o detentor de mais de quatro pavimentos, já Gonçalves (2010) considera que um edifício pode ser definido como alto quando possuir acima de cinco pavimentos, uma vez que esta é a altura máxima permitida à circulação vertical sem elevadores em diversos países. Em pesquisa realizada por Gregoletto e Reis (2012), 66,3% dos usuários julgaram um edifício acima de dez pavimentos sendo alto.

É possível também dizer que o termo edifícios altos está relacionado com a localização em que se encontra o prédio, considerando as normas urbanísticas do local (GREGOLETTO; REIS, 2012). Por exemplo, no município de Bento Gonçalves, o qual atualmente a legislação permite edificações de até dez pavimentos, pode-se afirmar que os prédios com essa altura são altos, enquanto que no Oriente Médio e na Ásia os prédios altos ultrapassam 150 pavimentos. É o caso do edifício Burj Khalifa, o qual possui 828 metros de altura segmentados em 163 pavimentos. Logo, para o caso do Oriente Médio e da Ásia, prédios com dez pavimentos não são considerados altos, diferentes de Bento Gonçalves.

Assim fica evidente que a altura depende do contexto que se insere o edifício e da percepção do observador, sendo que um prédio esbelto, mesmo que não possua tantos pavimentos, pode passar uma percepção de alto em relação aos

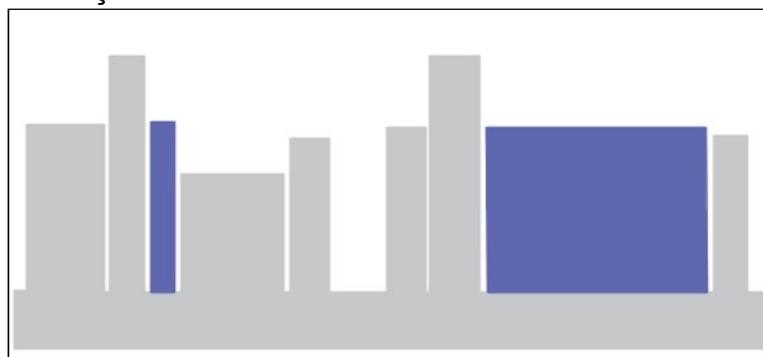
demais, especialmente quando se encontram em contextos com de menor altura, conforme Figura 1 e Figura 2 (ANTOCHEVIZ, 2014). Ainda, Bugs Antocheviz (2014) complementa que a literatura não é clara quando se trata de edifícios altos, entretanto, é possível notar uma tendência para edifícios entre dez e doze pavimentos.

Figura 1 - Relação entre altura do edifício e contexto onde está inserido



Fonte: Antocheviz (2014, p.31).

Figura 2 - Relação entre altura do edifício e contexto onde está inserido



Fonte: Antocheviz (2014, p.31).

2.2 CONCRETO ARMADO

2.2.1 Definição

Para Azeredo (1997), o concreto pode ser definido como uma mistura entre cimento, água e materiais inertes, que, devido à hidratação do cimento, endurece ao longo do tempo possuindo a capacidade de aumentar sua resistência mesmo após seu estado endurecido.

Pinheiro e Crivelaro (2016) conceituam o concreto sendo um compósito entre aglomerante, agregado graúdo, agregado miúdo, água e aditivos, produzido através da indicação de um traço de materiais, que tem por função aumentar a resistência do concreto.

Uma das características do concreto é a resistência à compressão, dispendo baixa capacidade de resistir a esforços de tração (PINHEIRO; CRIVELARO, 2016). No entanto, para que um elemento estrutural tenha a capacidade de resistir a cargas e esforços, é necessário dispor de ambas as resistências. Fusco e Onishi (2017) definem que a resistência à tração pode ser resolvida com o emprego de armaduras de aço adequadamente dispostas ao longo das peças estruturais de concreto, formando o elemento chamado concreto armado.

2.2.2 Histórico

As primeiras aparições de materiais semelhantes ao concreto armado se deram nos tempos romanos. Naquela época, aplicavam barras de bronze em argamassa e utilizavam o composto para recuperação das ruínas das termas de Caracala em Roma (PORTO; FERNANDES, 2015).

No ano de 1849 o engenheiro francês Joseph-Louis Lambot construiu um barco utilizando argamassa de cimento, areia e fios de arames, ou seja, um elemento com características de concreto armado. Porém, sua invenção foi considerada imprópria para construção de navios (PORTO; FERNANDES, 2015).

Em 1861, o paisagista e horticultor francês Joseph Monier, tendo conhecimento do material proposto por Lambot, passou a utilizar o concreto armado em seus vasos e caixas de concreto solucionando o problema de umidade e durabilidade que havia tendo com vasos cerâmicos e de madeira. Percebendo que o compósito atendia às necessidades específicas em que era aplicado, o paisagista aplicou o concreto armado em outros elementos, patenteando e divulgando tudo o que criava (PORTO; FERNANDES, 2015).

Estudos voltados à tecnologia do concreto armado estão sendo cada vez mais alvo de pesquisadores da área, visto a gama de possibilidades em aplicação deste material a inúmeras finalidades. Como resultado da evolução destas tecnologias, Neville (2016) cita a incorporação de diversos tipos de aditivos, sejam

eles acelerados ou retardadores de pega e superplastificantes; concretos de alto desempenho, concretos leves, ou até mesmo concretos têxteis, os quais possuem em sua composição polímeros, fibras de carbono, vidro e ou resinas epóxi ao invés do aço.

2.2.2.1 Concreto armado no Brasil

A patente de uso de concreto armado no Brasil ocorreu em 1892 pela chamada *Empreza de Construções Civas*. No entanto o primeiro registro de construções em concreto armado no Brasil ocorreu em 1904, no Rio de Janeiro, na construção de unidades habitacionais em Copacabana, construídas pela mesma empresa detentora da patente de uso (PORTO; FERNANDES, 2015).

O pioneiro em cálculos de estrutura no país foi Carlos Euler e seu auxiliar Mario de Andrade Martins Costa com o dimensionamento de uma ponte sobre o rio Maracanã em meados de 1908 (PORTO; FERNANDES, 2015).

Diante destes fatos, Porto e Fernandes (2015), concluíram que o material foi muito bem aceito na época, possibilitando, em 1924, a formação de engenheiros especializados nesta área, bem como o desenvolvimento de tecnologias para o concreto, sendo o tipo de estrutura mais utilizado no país atualmente.

2.2.3 Características do concreto

O concreto possui características específicas que devem ser atendidas para que o mesmo atinja sua vida útil conservando sua segurança estrutural, estabilidade e aptidão de serviço. Em virtude disso, a ABNT NBR 6118:2014 relaciona as principais características, sendo elas apresentadas a seguir.

2.2.3.1 Massa específica

A massa específica (ρ_c) pode ser descrita como a relação entre a massa do sólido no vácuo e a massa de mesmo volume de água destilada, tomado como base a mesma temperatura (NEVILLE, 2016).

A ABNT NBR 6118:2014 determina que a massa específica para concretos esteja limitada entre 2000 kg/m^3 e 2.800 kg/m^3 , e caso não houver a possibilidade de obter valor absoluto por meio de ensaios é aconselhável adotar 2.400 kg/m^3 para concreto simples e 2.500 kg/m^3 para concreto armado.

2.2.3.2 Coeficiente de dilatação térmico

A variação térmica do concreto tem seu coeficiente definido a partir da ABNT NBR 6118:2014, a qual admite que seja utilizado valor igual a $10^{-5}/^\circ\text{C}$.

2.2.3.3 Resistência à compressão

Para Neville (2016), a resistência é a propriedade mais importante do concreto, seja ela à compressão ou à tração, entretanto, ressalta a durabilidade e permeabilidade. Ainda, Neville (2016) ressalta que a resistência do concreto pode ser influenciada pela relação entre o cimento e água, entre o cimento e agregado, dimensão máxima do agregado, além de granulometria, textura superficial e formato das partículas do agregado utilizado.

A resistência à compressão (f_c) do concreto é especificada por meio de sua resistência característica (f_{ck}) aos 28 dias de idade, sendo a mesma obtida por meio de ensaios padronizados. Vale ressaltar que os concretos que possuem resistência à compressão da ordem de 40 MPa são considerados concretos de baixa ou média resistência (FUSCO, 2013).

2.2.3.4 Resistência à tração

O concreto possui baixa resistência à tração (f_t), havendo a necessidade de incorporar o aço com o objetivo de suprir esta necessidade (PINHEIRO; CRIVELARO, 2016).

Segundo definições da ABNT NBR 6118:2014 a resistência à tração do concreto pode ser obtida através de ensaios padronizados, podendo ser admitido resistência à tração direta (f_{ct}) igual a $0,9 f_{ct,sp}$ ou $0,7 f_{ct,f}$, onde resistência do concreto à tração indireta ($f_{ct,sp}$) e resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$).

2.2.3.5 Resistência à fadiga

Segundo Neville (2016), a resistência à fadiga pode ser entendida como o rompimento de um material após inúmeras ações sucessivas, possuindo valores inferiores do que a resistência à compressão estática.

A verificação da fadiga em concretos pode ser avaliada através de elementos submetidos a efeitos de tração ou compressão. Todavia, há a necessidade de verificar a fadiga nas barras de aço presentes no concreto (ABNT NBR 6118, 2014).

2.2.3.6 Módulo de elasticidade

O Módulo de elasticidade (E_{ci}) está relacionado a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e é obtido por meio de ensaios levando em consideração o módulo de deformação tangente inicial aos 28 dias de idade (ABNT NBR 6118, 2014). Assim, a norma ABNT NBR 6118:2014 padroniza valores estimados de elasticidade em função da resistência, apresentados através da Tabela 1. Como condicionante para esta característica, Neville (2016) cita que o módulo de elasticidade dos agregados incorporados ao concreto eleva o módulo de elasticidade do mesmo.

Tabela 1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.25).

2.2.3.7 Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal

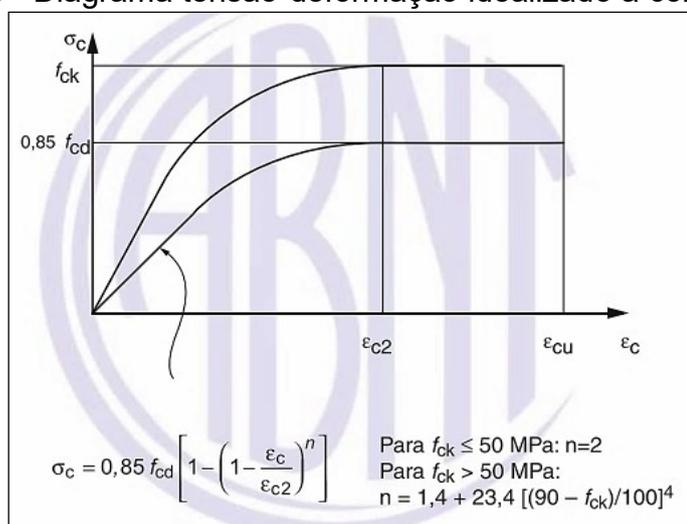
Os valores estipulados pela ABNT NBR 6118:2014 se originam em função das tensões de compressão e tração, determinando que, para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente

de Poisson (ν) admitido é 0,2 e o módulo de elasticidade transversal (G_c) será igual à $E_{cs}/2,4$.

2.2.3.8 Diagramas tensão-deformação

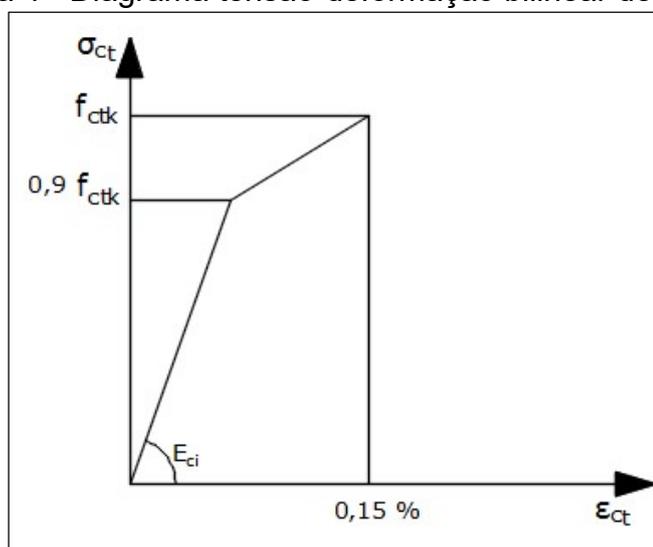
Por convenção da ABNT NBR 6118:2014, os diagramas de tensão-deformação são obtidos através de esforços de tração e compressão. As análises no estado-limites último para compressão podem ser verificadas conforme Figura 3 e a verificação a tração através da Figura 4.

Figura 3 - Diagrama tensão-deformação idealizado a compressão



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.26).

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.27).

2.2.3.9 Fluência e retração

Os coeficientes de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ e da deformação específica em função da retração $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ do concreto podem ser obtidos por interpolação linear a partir da Tabela 2 (ABNT NBR 6118, 2014).

Tabela 2 - Valores característicos superiores da deformação específica de retração e do coeficiente de fluência

Umidade média ambiente (%)		40		55		75		90		
Espessura fictícia $2A_c/U$ (cm)		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ concreto das classes C20 a C45	t_0 dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ concreto das classes C50 a C90		5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ ‰		5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
		30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.28).

2.2.4 Classes do concreto

A ABNT NBR 6118:2014 em sua última revisão, ocorrida em 2014, incluiu concretos de alto desempenho, sendo possível atingir resistências à compressão de até 90 MPa. Para tanto, a norma ABNT NBR 8953:2015 define as classes do concreto quanto à resistência característica à compressão em dois grupos, sendo grupo I para concretos com resistências até 50 MPa e grupo II para concretos cuja resistência variam de 55 a 100 MPa.

Quanto à finalidade do concreto, a ABNT NBR 6118:2014 determina que concretos, cuja classe de resistência é de 15 MPa, tem seu uso limitado a obras sem fins estruturais. No entanto, as classes C20 tem sua aplicação a concretos com armaduras passivas e as classes C25 ou mais são aplicados a concretos cujas armaduras são ativas e passivas.

2.2.5 Concreto de alta resistência

2.2.5.1 Definição

Os concretos de alta resistência estrutural são os definidos pela ABNT NBR 8953:2015 como pertencentes ao grupo II. Sua resistência característica à compressão varia de 55 MPa até 100 MPa, no entanto a ABNT NBR 6118:2014 aborda apenas até a classe C90 no dimensionamento de estruturas de concreto.

2.2.5.2 Histórico

O uso de concretos de alta resistência teve início nos Estados Unidos da América, Chicago, em meados dos anos 60. Antes disto, a resistência característica a compressão do concreto (f_{ck}) era de 15 MPa a 30 MPa, porém neste período um grupo de pesquisadores propôs lançar um concreto de maior resistência, o qual era capaz de atingir 10 MPa a 15 MPa a mais do que o existente (DAMAS, 2015).

Com o passar dos anos, foi possível atingir a resistências superiores, na ordem de 60 MPa no início dos anos 70 e 100 MPa nos anos 80. A introdução de aditivos foi responsável pelo acréscimo significativo das resistências. Atualmente, utiliza-se até 140 MPa de resistência e sua aplicação vem sendo cada vez mais desenvolvida e divulgada (DAMAS, 2015).

Ainda, Damas (2015) cita que o marco histórico para a engenharia brasileira em relação a este concreto se deu na construção do E-Tower, em São Paulo. Tal edifício possui 149 metros de altura e a maior parte do concreto utilizado é de f_{ck} 80 MPa, sendo que em alguns pilares utilizou-se concreto de até 149,9 MPa, resultando em uma média de concreto f_{ck} 125 MPa.

2.2.5.3 Características do concreto de alta resistência

A elevada resistência de concretos está associada principalmente ao tipo de cimento, relação água e cimento, porosidade, características do agregado e ao uso de adições e aditivos (SILVA, 1995).

A vista disso, Silva (1995), aponta que a relação água e cimento para concretos de alta resistência não segue a regra geral de concretos convencionais, em que a resistência aumenta inversamente proporcional à relação água/aglomerante. Essa proporcionalidade só é válida até que se atinja a resistência máxima do agregado graúdo.

A importância do controle do agregado influencia o aumento da resistência. Desta forma, é indicado o uso de agregado miúdo com formato arredondado, textura lisa e módulo de finura em torno de 3,0, no entanto, no que se refere ao agregado graúdo, os que possuem granulometrias menores e formatos angulares como a pedra britada apresentam maiores resultados uma vez que aumentam a superfície de aderência do agregado a pasta (SILVA, 1995).

Damas (2015) ressalta as principais propriedades desse concreto sendo:

- a) elevada resistência à compressão;
- b) módulo de elasticidade elevado;
- c) baixo fator água/cimento, possuindo sua relação limitada a 0,40;
- d) baixa permeabilidade, a qual irá propiciar maior durabilidade a estrutura;
- e) excelente fluidez e facilidade de lançamento e adensamento do concreto fresco em relação ao convencional, devido a incorporação de aditivos;
- f) resistência à abrasão aproximadamente 10 vezes maior que a do concreto convencional;
- g) redução na fluência em relação ao concreto convencional;
- h) ruptura frágil;
- i) microfissuração se manifesta a 75% de resistência do concreto, enquanto que no concreto convencional ela se manifesta a 25%.

Além disso, Alves (2000) destaca as principais vantagens do concreto de alta resistência em comparação ao concreto convencional:

- a) redução das dimensões de elementos estruturais, em especial pilares em edifícios altos;
- b) redução no peso de estruturas e conseqüentemente nos esforços transmitidos as fundações;

- c) a longo prazo, as deformações tendem a diminuir e a fluência reduz consideravelmente;
- d) aumento da durabilidade das estruturas, tendo em vista que se trata de um material menos poroso e permeável, estando menos sujeito à agentes agressivos do ambiente;
- e) maior rapidez de execução e redução de custos.

Entretanto, Alves (2000) menciona o controle, vigilância e rigor durante a produção e lançamento na obra, além de uma análise prévia dos custos, a qual indicará a vantagem ou desvantagem de seu uso.

2.2.6 Aço para armaduras

Assim como no concreto, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece as características a serem obedecidas quanto aos aços que compõe o concreto armado. Portanto, define que os aços presentes nas armaduras devem possuir resistência ao escoamento nas categorias C25, C50 e C60.

As propriedades relevantes quanto às armaduras passivas compreendem: superfície aderente da barra, podendo ser lisa entalhada ou nervurada; massa específica (7.850 kg/m^3), coeficiente de dilatação térmica, módulo de elasticidade (210 GPa), ductilidade, resistência a fadiga e soldabilidade. Já para as armaduras ativas as propriedades relevantes resumem-se a massa específica (7.850 kg/m^3), coeficiente de dilatação térmica, módulo de elasticidade (200 GPa), ductilidade, resistência a fadiga e relaxação (ABNT NBR 6118, 2014).

2.2.7 Elementos estruturais em concreto armado

Os principais elementos estruturais em concreto armado se resumem a fundações, pilares, vigas e lajes. No entanto, nesta pesquisa, serão abordados apenas os sistemas que compreendem a superestrutura de uma edificação.

2.2.7.1 Laje

De acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014 as lajes, também conhecidas como placas de concreto, são elementos bidimensionais que possuem uma superfície plana sujeita a ações, das quais as principais são as normais ao seu plano.

As lajes também podem ser definidas como elementos estruturais capazes de suportar cargas impostas e transmiti-las às vigas. Tais elementos estão submetidos a efeitos de flexão, cisalhamento e torção, podendo ser dimensionadas como placas em regime elástico ou em regime rígido-plástico (PORTO; FERNANDES, 2015).

A classificação deste elemento, designado laje, se dá quanto à composição e quanto ao tipo de apoio. Quanto à composição pode ser laje maciça, laje nervurada ou pré-moldada. Quanto aos tipos de apoios, podem ser classificadas em lajes simplesmente apoiada, parcialmente engastada e engastada (PILOTTO NETO, 2018).

2.2.7.2 Viga

Martha (2010) conceitua as vigas em elementos estruturais que tem por função básica transferir as cargas verticais advindas das lajes aos pilares. Ademais, a ABNT NBR 6118:2014 trata as vigas como sendo elementos lineares sujeitos a esforços de flexão.

As vigas também podem ser denominadas como peças tridimensionais dispostas na direção horizontal sobre apoios, possuindo forma retilínea e submetidas a forças perpendiculares ao seu eixo, na forma de esforços solicitantes normais e cortantes, bem como momento fletor (PILOTTO NETO, 2018).

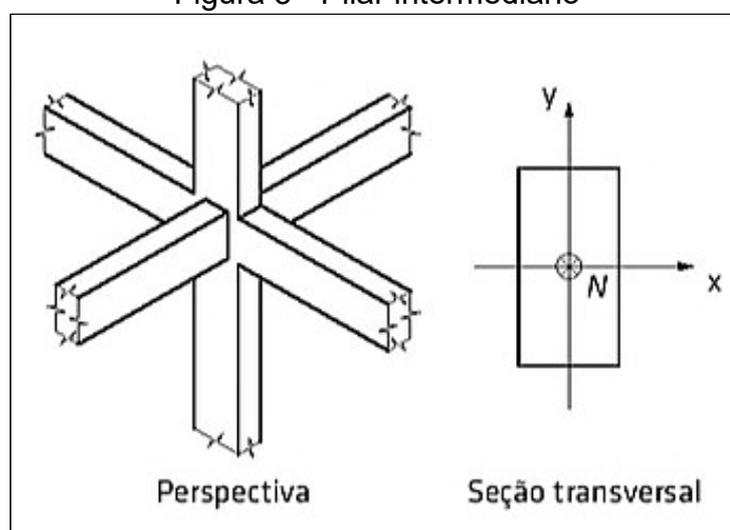
2.2.7.3 Pilar

A definição fornecida para pilares pela ABNT NBR 6118:2014 refere-se a elementos dispostos normalmente na vertical, lineares e detentores de eixo reto, em que as forças normais de compressão sobressaltam-se em relação às demais.

Também pode ser entendido como um elemento que dispõe de comprimento, largura e altura, do qual a dimensão referente ao comprimento

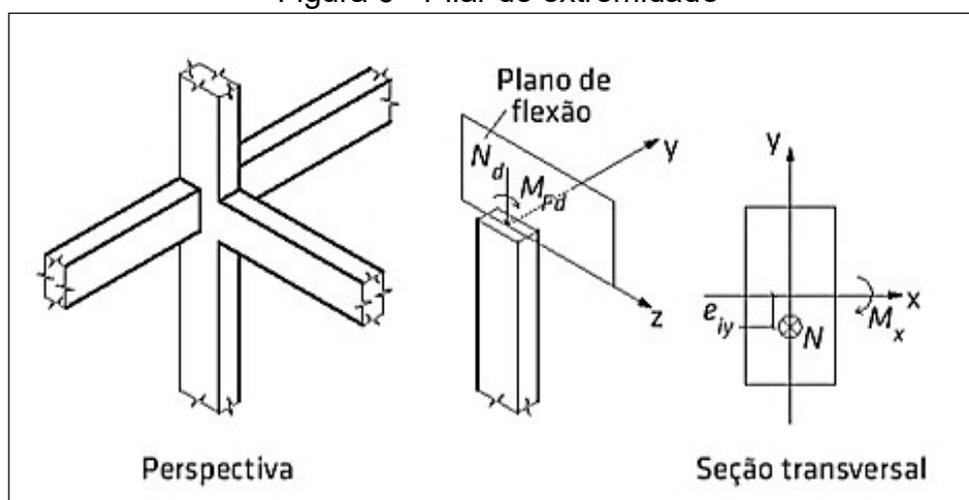
prepondera sobre as demais dimensões. Ademais, podem ser denominados como elementos reticulados, unidirecionais ou unidimensionais, submetidos a esforços de compressão normal centrada, flexão normal centrada ou flexão oblíqua composta (PORTO; FERNANDES, 2015). Ainda sobre o mesmo autor, para dimensionamento é necessário classifica-los quanto à disposição em planta, podendo ser: pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto, conforme Figura 5, Figura 6 e Figura 7, respectivamente. A classificação quanto à disposição se faz necessária uma vez que a posição influenciará nos esforços solicitantes ocasionando diferentes solicitações de projetos.

Figura 5 - Pilar intermediário



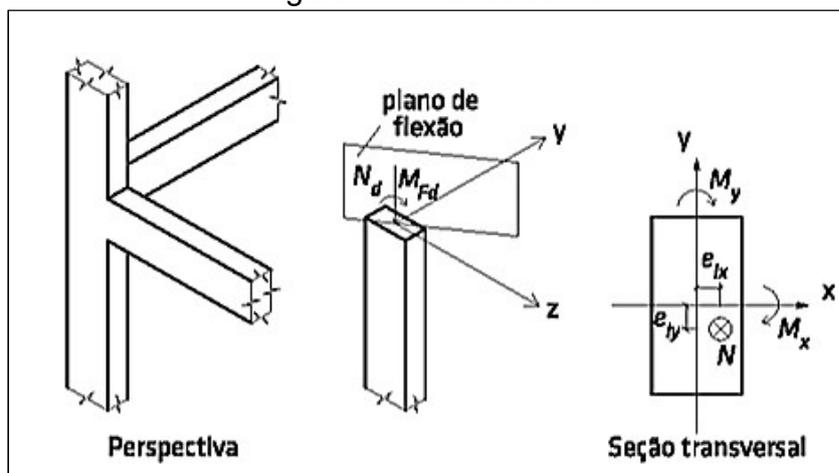
Fonte: PORTO; FERNANDES (2015, p.101).

Figura 6 - Pilar de extremidade



Fonte: PORTO; FERNANDES (2015, p.102).

Figura 7 - Pilar de canto



Fonte: PORTO; FERNANDES (2015, p.103).

Por conseguinte, Porto e Fernandes (2015) citam que pilares de extremidade estão submetidos a forças normais de compressão e ações dos momentos advindos das vigas que possuem extremidade externa nesses pilares e pilares de canto estão submetidos a esforços normais de compressão e às ações dos momentos transmitidos pelas vigas que apresentam planos médios perpendiculares as faces dos pilares sendo interrompidas nas bordas do pilar, enquanto pilares intermediários estão submetidos apenas a forças axiais de compressão.

2.3 ESTADOS LIMITES

Para construir uma estrutura com um grau de segurança satisfatório é necessário avaliar os estados limites dos elementos estruturais, sendo eles classificados em estados limites de serviços (ELS) e estados limites últimos (ELU).

2.3.1 Estados Limites de Serviço (ELS)

A ABNT NBR 8681:2003 classifica os ELS como sendo os limites de serviços normais relativos ao conforto do usuário e a durabilidade das estruturas no período de vida da estrutura, os quais decorrem de ações de combinações quase permanentes, combinações frequentes e combinações raras.

Os estados limites de serviço ocorrem em etapas devido a deformações e carregamentos. De modo geral eles podem ser divididos em:

[...] estado limite do efeito da fissuração (ELS-F), estado limite do efeito da abertura de fissuras (ELS-W), estado limite do efeito de descompressão (ELS-D), estado limite do efeito descompressão parcial (ELS-DP), estado limite do efeito das deformações excessivas (ELS-DEF), estado limite do efeito de compressão excessiva (ELS-CE), estado limite do efeito de vibrações excessivas (ELS-VE) (PORTO; FERNANDES, 2015, p.18).

2.3.2 Estados limites últimos (ELU)

Os ELU estão associados à ocorrência de cargas excessivas e ao colapso da estrutura. A norma técnica de ações e segurança nas estruturas, ABNT NBR 8681:2003 estabelece que, para garantir a segurança dos elementos estruturais, é necessário analisar os seguintes estados limites último na elaboração de um projeto: perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido; ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais; transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático; instabilidade por deformação; e instabilidade dinâmica.

2.4 AÇÕES E COMBINAÇÕES

Ao elaborar projetos estruturais é necessário considerar as ações que possam produzir efeitos relevantes e significativos na segurança das estruturas. Tais ações dividem-se em permanentes, variáveis e excepcionais.

2.4.1 Ações permanentes

As ações permanentes a serem consideradas podem ser divididas em diretas ou indiretas.

As diretas englobam o peso próprio dos elementos da construção, levando em consideração o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, equipamentos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas. Já as ações permanentes indiretas referem-se a recalques, retração de materiais e proteção (ABNT NBR 8681, 2002).

Os valores necessários para compor as ações permanentes são definidos pela ABNT NBR 6120:1980, a qual estipula o peso específico dos materiais de construção.

2.4.2 Ações variáveis

As ações variáveis compreendem as cargas acidentais e os efeitos em construções, podendo ser decorrentes do vento, forças de impacto e de frenação e variações de temperatura, podendo a mesma ser classificada como normal ou especial (ABNT NBR 8681, 2003).

Assim como para cargas permanentes, a ABNT NBR 6120:1980 estabelece os valores de cargas variáveis verticais estando as mesmas de acordo com a finalidade em que será submetida.

2.4.2.1 Ação do vento em edificações

A ação do vento é considerada por Bellei, Pinho e Pinho (2004) como a ação variável mais importante em relação às demais, pois pode levar a estrutura em colapso quando não verificada.

Assim, a carga variável em decorrência da ação do vento segue os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6123:1988. Para tanto, tal norma determina que a ação do vento está condicionada pelos seguintes parâmetros:

- a) velocidade básica do vento (V_0);
- b) fator topográfico (S_1);
- c) rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2);
- d) fator estatístico (S_3) e;
- e) coeficientes de força, forma e pressão da edificação.

2.4.3 Ações excepcionais

Para as ações excepcionais a ABNT NBR 8681:2002 determina que as mesmas resumem-se às causas advindas de explosões, enchentes, choques de veículos, incêndios ou ações de sismos excepcionais.

2.4.4 Combinações das ações

Ao utilizar os valores de ações em cálculos é necessário obter os valores representativos e o tipo de carregamento para cada situação, a fim de obtermos um dimensionamento em favor da segurança (ABNT NBR 8681, 2002).

Ainda segundo a ABNT NBR 8681:2002, para verificar a segurança quanto aos estados limites é necessário considerar todas as ações e suas combinações. Para tanto, consideram-se todas as ações permanentes e as parcelas das ações variáveis que possam acarretar situações desfavoráveis quanto a segurança da estrutura.

As combinações últimas das ações, conforme previsto pela ABNT NBR 8681:2002 podem ser dadas pelas seguintes expressões: Equação 2.1 para combinações últimas normais, Equação 2.2 para combinações últimas especiais ou de construção e Equação 2.3 para combinações excepcionais. Os coeficientes para cálculo das mencionadas equações seguem apresentados na Tabela 3 e Tabela 4.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} F_{Qj,k} \right] \quad 2.1$$

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right] \quad 2.2$$

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad 2.3$$

Onde:

F_d : representa os valores de cálculo das ações;

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{0j}.F_{Qj,k}$: valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis;

$\psi_{0f,ef}$: fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória;

$F_{Q,exc}$: valor da ação transitória excepcional.

Tabela 3 - Valores de coeficiente de ponderação

Combinações	Ações permanentes (γ_g)					
	Diretas					
	Peso próprio estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local	Elementos construtivos industrializados	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	Elementos construtivos em geral e equipamentos
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)
	Ações variáveis (γ_q)					
	Efeito da temperatura	Ação do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681 (2008).

Tabela 4 - Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 , ψ_2 (continua)

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas.	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas.	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral.	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

		(conclusão)		
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681 (2003, pag.11).

2.5 RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO

As resistências de cálculo devem ser analisadas com objetivo de satisfazer as condições de segurança. Assim, a ABNT NBR 8681:2002 determina que a resistência de cálculo f_d é obtida através da Equação 2.4 e 2.5.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad 2.4$$

$$\gamma_m = \gamma_{m1} + \gamma_{m2} + \gamma_{m3} \quad 2.5$$

Onde:

γ_{m1} : leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência;

γ_{m2} : considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados;

γ_{m3} : considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos seja em virtude do método do cálculo empregado.

Sendo:

f_d : resistência de cálculo (MPa);

f_k : resistência característica (MPa);

γ_m : coeficientes de ponderação das resistências.

Para tanto, é necessário considerar os coeficientes de ponderação das resistências em função dos estados limites. Para os ELS deve se usar $\gamma_m = 1$, e para os ELU os valores de ponderação seguem apresentados no Tabela 5.

Tabela 5 - Valores de coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Combinações	Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
Normais	1,40	1,15
Especiais ou de construções	1,20	1,15
Excepcionais	1,20	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, pag.71).

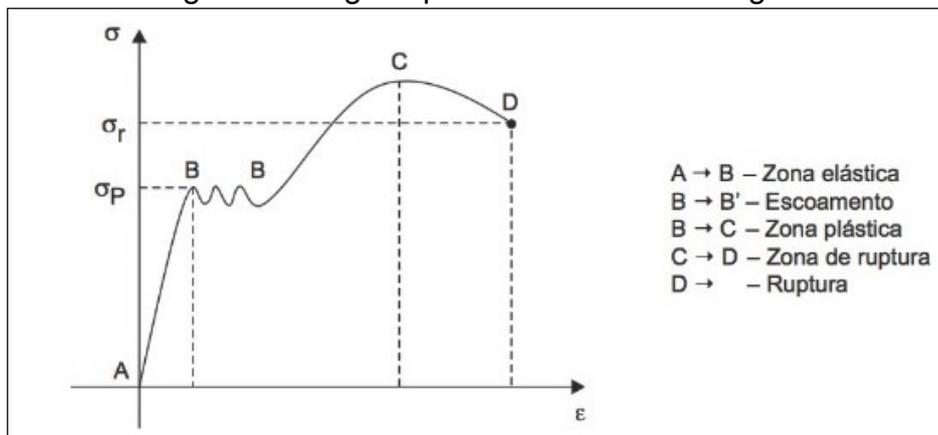
2.6 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural tem por função determinar as ações que ocorrem nas estruturas e os efeitos causados pelas mesmas. De maneira geral, o comportamento dos materiais é representado pela reação entre os esforços das ações que atuam externamente e os efeitos internos por elas provocados (FUSCO; ONISHI, 2017). Deste modo, seguem apresentadas a seguir as principais análises a serem realizadas em estruturas referentes aos estados-limites de serviço e estados-limites últimos.

2.6.1 Análise elástica

De acordo com Salgado (2014), o regime elástico é aquele em que o material dispõe da capacidade de retornar a sua condição inicial após interrompidas as ações de forças em que o mesmo estava submetido, além de considerar que o mesmo possua determinada tensão. A Figura 8 representa o comportamento do aço em zona plástica e zona elástica.

Figura 8 - Regime plástico e elástico - diagrama



Fonte: SALGADO (2014, pag.30).

2.6.1.1 Análise elástica de primeira ordem

A análise elástica de primeira ordem é a mais simples dentre as demais, sendo que a mesma ocorre quando as equações de equilíbrio são estabelecidas conforme a geometria original da estrutura, bem como quando os materiais possuem comportamento linear (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016).

Esta análise obedece a Lei de Hooke, representada pela expressão 2.6, determinando que as tensões são proporcionais às deformações ocorridas (BELLEI; PINHO; PINHO, 2004).

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad 2.6$$

Onde:

σ : tensão;

E: módulo de elasticidade longitudinal;

ε : deformação.

2.6.1.2 Análise elástica de segunda ordem

A ocorrência da análise elástica linear de segunda ordem se dá quando as equações de equilíbrio são estabelecidas com base na geometria do elemento deformado, sendo necessário verificar os efeitos globais e locais de segunda ordem (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016).

Segundo Fakury, Silva e Caldas (2016), os deslocamentos horizontais relativos em barras, causados pelas cargas verticais impostas às estruturas, são classificados como efeitos globais de segunda ordem e os deslocamentos das barras submetidas a esforços axiais classificam-se em efeitos locais de segunda ordem. Os mesmos podem ser obtidos por *softwares* específicos.

2.6.2 Análise plástica

A acomodação plástica pode ser definida pela capacidade de determinado material resistir a esforços superiores a aqueles correspondentes ao esgotamento da capacidade resistente do elemento que se rompe inicialmente (FUSCO; ONISHI, 2017).

Quando um material, mesmo após a remoção da ação da força, passa a ter deformação permanente, originando rompimento ou ruptura, pode-se dizer que a zona de ocorrência é a plástica. Tal conceito pode ser compreendido através da Figura 8 apresentada anteriormente (SALGADO, 2014).

Para a ABNT NBR 6118:2014 este tipo de análise deve ser utilizado apenas para verificação de ELU, sendo que também não pode ser utilizada quando os efeitos de segunda ordem global forem considerados e quando não houver ductibilidade suficiente para que as configurações adotadas sejam alcançadas.

2.6.3 Análise de primeira ordem

Os efeitos de primeira ordem são definidos com base nos deslocamentos e esforços internos solicitantes estabelecidos pelo equilíbrio de forças de uma estrutura a partir de sua geometria inicial, desconsiderando a deformação da estrutura (CECCON, 2008).

2.6.4 Análise de segunda ordem

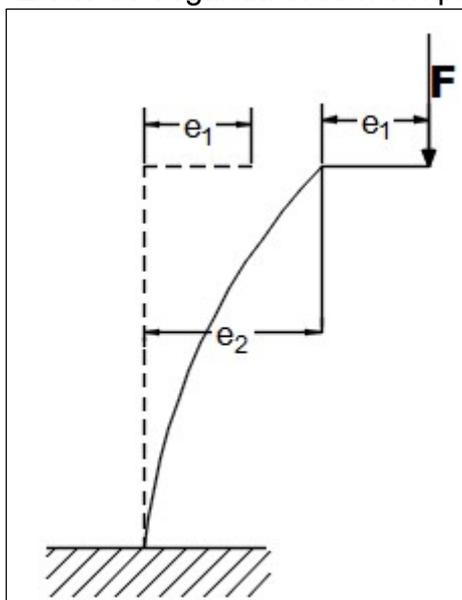
A ABNT NBR 6118:2004 determina que os efeitos de segunda ordem devem ser somados aos efeitos de primeira ordem considerando a deformação de estruturas na verificação dos equilíbrios.

Em estruturas esbeltas, além da análise de primeira ordem é necessário analisar os esforços de segunda ordem, os quais consistem em esforços provocados por ações em virtude da deformação da estrutura (FUSCO; ONISHI 2017).

Ainda, de acordo com Fusco e Onishi (2017), todos os pilares estão submetidos à flexo-compressão, sendo os momentos fletores para tanto considerados de primeira ordem. Entretanto, em prédios esbeltos, a análise de esforços de segunda ordem não deve ser desconsiderada, pois além dos pilares, tal esforço pode afetar as vigas, lajes e até mesmo as fundações de edifícios altos.

O efeito de segunda ordem que ocorre em um pilar esbelto segue apresentado na Figura 9.

Figura 9 - Efeito de segunda ordem em pilar esbelto



Fonte: FUSCO; ONISHI (2017, pag. 59).

A ABNT NBR 6118:2014 define alguns parâmetros necessários à verificação dos efeitos:

- considerar a falta de linearidade de estruturas em concreto armado;
- deformabilidade de elementos calculada através dos diagramas tensão-deformação;
- considerar possíveis incertezas nos apoios e na deformabilidade das estruturas;
- principal efeito da falta de linearidade pode ser considerada através da relação momento curvatura;

e) imperfeições geométricas globais e locais.

A análise de segunda ordem considera três tipos distintos de instabilidade, sendo eles os discriminados a seguir:

[...] a) nas estruturas sem imperfeições geométricas iniciais, pode haver (para casos especiais de carregamento) perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio (flambagem); b) em situações particulares (estruturas abatidas), pode haver perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto-limite com reversão); c) em estruturas de material de comportamento não linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio, podendo, no entanto, haver perda de estabilidade quando, ao crescer a intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da sollicitação (ponto-limite sem reversão) (ABNT, NBR 6118, 2004, pag. 100).

2.7 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO EM CONCRETO ARMADO

Para dimensionamento das estruturas em concreto armado serão seguidas as prescrições da ABNT NBR 6118:2014. Tal norma define alguns critérios de cálculo das estruturas lineares sujeitas a sollicitações normais nos estados limites últimos conforme os domínios de deformação, apresentados na Figura 10, os quais se tratam de dados relevantes para o dimensionamento das estruturas. Portanto, para análise de vigas e pilares as seguintes hipóteses devem ser consideradas:

- a) as seções transversais permanecem constantes após a deformação;
- b) a tensão de armadura deve ser obtida com base nos diagramas tensão-deformação;
- c) as tensões de tração do concreto devem ser desconsideradas nos ELU;
- d) o ELU é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertence a um dos domínios definidos na Figura 10.

As retas constantes na Figura 10 representam esforços na estrutura, sendo elas separadas em ruptura convencional por deformação plástica excessiva e ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto (ABNT NBR 6118, 2014).

agressividade ambiental, de acordo com a Tabela 6, devendo ser medido a partir das barras mais próximas à superfície da peça.

De acordo com Fusco (2013), a espessura adequada de cobrimento garante a proteção das armaduras, em especial, evitam que as mesmas estejam sujeitas a deterioração em virtude da corrosão, bem como controle de fissuras do elemento estrutural.

Tabela 6 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
(conclusão)					
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

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

(b) 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.

(c) 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.

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

2.7.2 Aderência

A norma prevê níveis mínimos exigidos relativos à aderência, ancoragem e emendas das armaduras, tais fatores devem ser atendidos com o intuito de assegurar que a estrutura cumpra com sua finalidade.

Existem diversos fatores que influenciam na solidarização do concreto com as armaduras, dentre eles Fusco (2013) destaca a aderência devido às forças de atrito, aderência por adesão e as saliências presentes nas barras de aço. Resumindo, o autor considera tais formas como sendo aderência mecânica.

Além da aderência mecânica, é necessário que haja ancoragens mecânicas para que todas as forças sejam transmitidas ao concreto, para tal a ABNT NBR 6118:2014 determina que as ancoragens podem ser realizadas de duas formas: ancoragem por aderência ou por meio de dispositivos mecânicos.

O comprimento de ancoragem para armaduras passivas é definido pela ABNT NBR 6118:2014 por meio dos valores de comprimento de ancoragem básico e de comprimento de ancoragem necessário, ambos em função da resistência de aderência entre os materiais, pelas seguintes expressões abaixo, Equação 2.8 e 2.9:

$$l_b = \frac{\emptyset f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\emptyset \quad 2.8$$

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad 2.9$$

Onde:

α : 1,0 para barras sem gancho;

α : 0,7 para barras tracionadas com gancho;

α : 0,7 quando houver barras transversais soldadas;

α : 0,5 quando houver barras transversais soldadas e gancho com cobertura no plano normal ao do gancho $\geq 3\emptyset$;

$l_{b,min}$: o maior valor entre $0,3 l_b$, $10\emptyset$ e 100 mm.

Sendo:

l_b : comprimento de ancoragem básico (cm);

$l_{b,nec}$: comprimento de ancoragem necessário (cm);

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo;

f_{bd} : resistência de aderência de cálculo da armadura passiva;

$l_{b,min}$: comprimento de ancoragem mínimo (cm);

α : coeficiente relativo ao emprego de ganchos na armadura;

$A_{s,calc}$: área da seção de armadura necessária para suportar a força de tração na armadura na zona de ancoragem (cm²);

$A_{s,ef}$: área da seção de armadura efetivamente existente na região de ancoragem (cm²).

As emendas das barras permitidas pela NBR 6118:2014 podem ser realizadas por meio de transpasse, a qual é admitida apenas para barras com diâmetro inferior ou igual a 32 mm; luvas com preenchimento metálico, rosqueadas ou prensadas, devendo atender no mínimo a resistência de 15% maior que a resistência de escoamento da barra; por solda ou outro dispositivo desde que seja devidamente justificada sua utilização (ABNT, 2014).

2.7.3 Segurança das estruturas

A verificação quanto à segurança das estruturas pode ser obtida por meio da Equação 2.10 a seguir, sendo que a mesma estabelece que as resistências de cálculo R_d não devam ser inferiores que as solicitações de cálculo S_d .

$$R_d \geq S_d \quad 2.10$$

2.7.4 Dimensionamento de pilares

A dimensão limite da seção transversal estabelecida pela ABNT NBR 6118:2014 para pilares e pilar-paredes maciços não deve ser inferior a 19 cm. No entanto, em casos especiais, permite utilizar valores inferiores, compreendidos entre 14 e 19 cm, desde que seja levado em consideração um coeficiente adicional ao esforço solicitante de cálculo, multiplicando ambos os valores. Para tanto a norma estabelece os valores dos coeficientes adicionais γ_n , apresentados na Tabela 7. Entretanto, mesmo considerando este coeficiente a seção transversal mínima não

deve ser inferior a 360 cm². Uma representação geométrica da seção de um pilar segue apresentada através da Figura 11.

Tabela 7 - Valores de coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

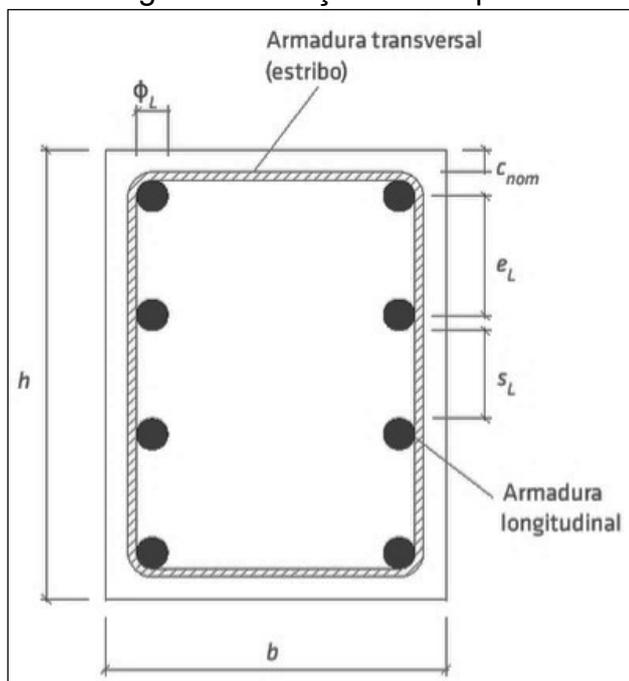
Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.73).

NOTA: O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de se dimensionamento.

Onde: $\gamma_n = 1,95 - 0,05b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em cm.

Os valores limites admitidos para armadura longitudinal mínima e máxima em pilares são estabelecidos na NBR 6118:2014. Assim, a norma define que as expressões representadas através das Equações 2.11 e 2.12, respectivamente devem ser atendidas, observando que o diâmetro longitudinal das barras (ϕ_l), neste caso não deve ultrapassar a 1/8 da menor dimensão externa do pilar e não deve ser inferior a 10 mm (ABNT, 2014).

Figura 11 - Seção de um pilar



Fonte: PORTO; FERNANDES (2015, p.95).

Outra definição quanto às armaduras longitudinal de pilares é referente ao espaçamento longitudinal (e_l), devendo respeitar a expressão 2.13, além do

espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinal (S_l), sendo que o mesmo deve ser igual ou superior ao maior valor da expressão 2.14.

Para armaduras transversais (estribos), a ABNT NBR 6118:2014 indica que o diâmetro não deve ser inferior a 5 mm ou a $\frac{1}{4}$ do diâmetro da barra longitudinal, cujo espaçamento deve atender à expressão 2.15.

$$A_{s,mín} = \left(0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 A_c \quad 2.11$$

$$A_{s,máx} = 0,08 A_c \quad 2.12$$

$$e_l \leq \left\{ \begin{array}{l} 400 \text{ mm} \\ 2 b \end{array} \right\} \quad 2.13$$

$$S_l \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ \emptyset_{barra}, \emptyset_{feixe}, \emptyset_{luva} \\ 1,2 D_{máx} \end{array} \right\} \quad 2.14$$

$$e \geq \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ mm} \\ b \\ 24 \emptyset_l \text{ para CA25 e } 12 \emptyset_l \text{ para CA50} \end{array} \right\} \quad 2.15$$

Sendo:

$A_{s,mín}$: área de armadura na zona tracionada mínima;

$A_{s,máx}$: área de armadura na zona tracionada máxima;

N_d : força normal compressiva de projeto;

f_{yd} : tensão de escoamento de projeto do aço utilizado;

A_c : área da seção transversal bruta do pilar;

e_l : espaçamento longitudinal das barras de aço;

b : menor dimensão da seção externa do pilar;

\emptyset : diâmetro da barra, feixe ou luva;

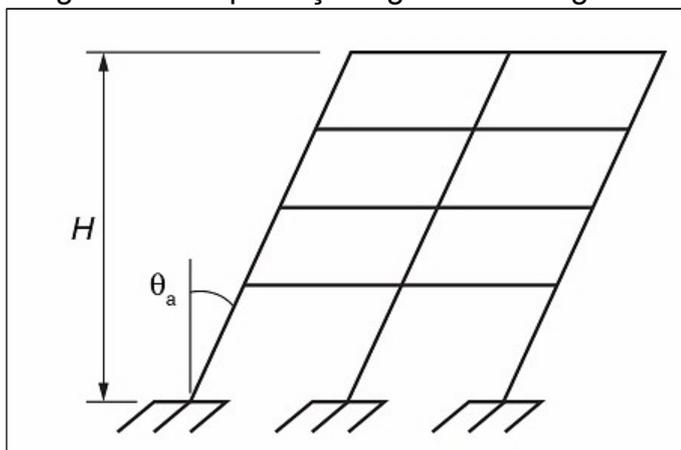
$D_{máx}$: diâmetro máximo característico do agregado graúdo.

Quanto à verificação do estado limite último, a norma leva em consideração as imperfeições quanto à geometria dos edifícios, podendo a mesma ser dividida em imperfeições globais e imperfeições locais (ABNT NBR 6118, 2014).

Para a análise global é considerado um desaprumo dos elementos verticais, conforme apresentado na Figura 12. Ainda a ABNT NBR 6118:2014 recomenda que

para pilares isolados em balanço adota-se $\theta_1 = 1/200$ e em edifícios que possuam predominantemente lajes lisas ou cogumelos utiliza-se $\theta_a = \theta_1$, para tanto dispõem-se da Equação 2.16 e 2.17.

Figura 12 - Imperfeições geométricas globais



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014, p.59).

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad 2.16$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad 2.17$$

Sendo:

$\theta_{1,min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1,máx} = 1/200$.

Onde:

θ : desaprumo vertical (rad);

n: número de prumadas de pilares do pórtico plano;

H: altura do prédio (m).

No entanto, Porto e Fernandes (2015, p. 97) afirmam que “O desaprumo não se sobrepõe ao carregamento do vento. Devem-se analisar os dois, optando-se pelo mais desfavorável, podendo este ser considerado como o que provoca o maior momento total na base da estrutura”.

Para cálculo da análise local de pilares e pilares-paredes a norma trata dos momentos mínimos de 1ª ordem obtidos por meio da Equação 2.18, acrescentando neste valor os efeitos de 2ª ordem quando necessários.

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad 2.18$$

Onde:

$M_{1d,min}$: momentos mínimos de 1ª ordem (KN);

N_d : força normal de cálculo (KN)

h : altura total da seção transversal na direção considerada (m).

Para efeito de cálculo a ABNT NBR 6118:2014 considera estruturas de nós fixos, estrutura de nós móveis, elementos isolados e elementos de contraventamento.

Assim, quando os deslocamentos horizontais são pequenos e os efeitos globais de 2ª ordem inferiores a 10% dos esforços de 1ª ordem, as estruturas são consideradas de nós fixos, havendo a necessidade de considerar apenas os efeitos locais e localizados de 2ª ordem. Do contrário, as estruturas são consideradas de nós móveis, havendo a necessidade de considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados (ABNT NBR 6118:2014).

Como parâmetro importante no dimensionamento de pilares a ABNT NBR 6118:2014 (p. 107) dispõe: “Os pilares devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200 ($\lambda \leq 200$). Apenas no caso de elementos pouco comprimidos com força normal menor que $0,10 f_{cd} \cdot A_c$, o índice de esbeltez pode ser maior que 200”.

Ainda a ABNT NBR 6118:2014 indica que para pilares que possuem um índice de esbeltez superior a 140 deve-se considerar um coeficiente adicional (γ_{n1}) na análise de efeitos de segunda ordem, podendo ser obtido por meio da Equação 2.19. Por fim, é necessário multiplicar o coeficiente adicional pelos esforços solicitantes finais de cálculo.

O índice de esbeltez pode ser calculado através da Equação 2.20. A dispensa da análise dos efeitos locais de segunda ordem para elementos isolados ocorre quando o índice de esbeltez (λ) for menor que o valor limite de índice esbeltez (λ_1).

Ainda conforme a ABNT NBR 6118:2014, de acordo com o índice de esbeltez, os pilares podem ser classificados em:

- a) pilares curtos: $\lambda \leq 35$;
- b) pilares mediantemente esbeltos: $35 < \lambda \leq 90$;
- c) pilares esbeltos: $90 < \lambda \leq 140$;
- d) pilares muito esbeltos: $140 < \lambda \leq 200$.

$$\gamma_{n1} = 1 + [0,01 \cdot (\lambda - 140)/1,4] \quad 2.19$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad 2.20$$

Onde:

γ_{n1} : coeficiente adicional;

λ : índice de esbeltez;

l_e : comprimento equivalente do pilar;

i : raio de giração da seção transversal em relação ao eixo x ou y.

Porto e Fernandes (2015, p. 99) citam que “O valor-limite (λ_1) corresponde ao valor a partir do qual os efeitos de 2ª ordem começam a provocar uma diminuição na resistência do pilar [...]”, logo, tal efeito pode ser obtido através da Equação 2.21 e 2.22.

$$35 \leq \lambda_1 = \frac{25 + 12,5 + \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \leq 90 \quad 2.21$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad 2.22$$

Onde:

e_1 : excentricidade de 1ª ordem;

h : dimensão na seção considerada;

α_b : parâmetro de instabilidade;

M : momento fletor;

N : força normal.

Sendo:

$\alpha_b = 1,00$ para pilares biapoiados.

Para determinação dos efeitos locais de segunda ordem, bem como dimensionamento de pilares a ABNT NBR 6118:2014 admite o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada e o método pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r.

De maneira geral a área de aço referente às armaduras para pilares pode ser obtida através da Equação 2.23.

$$A_s = \frac{\omega A_c f_{cd}}{f_{yd}} \quad 2.23$$

Onde:

ω : área de aço parametrizada;

A_c : área da seção transversal do pilar;

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo.

Outra excentricidade importante a ser considerada é excentricidade devido à fluência, havendo a necessidade apenas para pilares que possuem índice de esbeltez maior que 90 (ABNT NBR 6118:2014).

2.7.4.1 Pilares-parede

Os efeitos localizados de segunda ordem ocorrem principalmente nas extremidades dos pilares-parede, a consideração adequada destes efeitos faz com que as armaduras longitudinais em pilares-parede fiquem concentradas nestas regiões mais suscetíveis a perda de estabilidade, tornando o dimensionamento destes elementos mais seguro (ABNT NBR 6118, 2014).

2.7.5 Dimensionamento de vigas

De acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118:2014 a dimensão limite de vigas não deve apresentar valor inferior a 12 cm e as vigas paredes valor menor que 15 cm. No entanto, em casos excepcionais a norma admite reduzir para 10 cm,

desde que respeitado o espaçamento e cobrimento adequado das armaduras, bem como condições adequadas para lançamento e vibração do concreto.

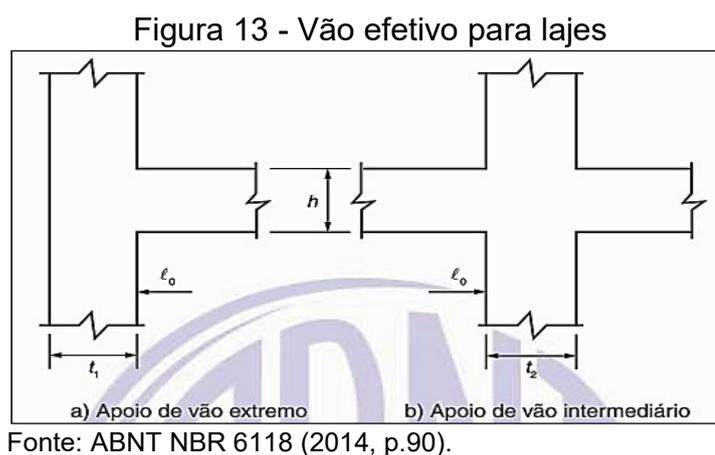
O vão efetivo das vigas para fins de dimensionamento pode ser obtido por meio da Equação 2.24. Sendo que a_1 é o menor valor entre $t_1/2$ e $0,3h$ e a_2 é o menor valor entre $t_2/2$ e $0,3h$, conforme Figura 13.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad 2.24$$

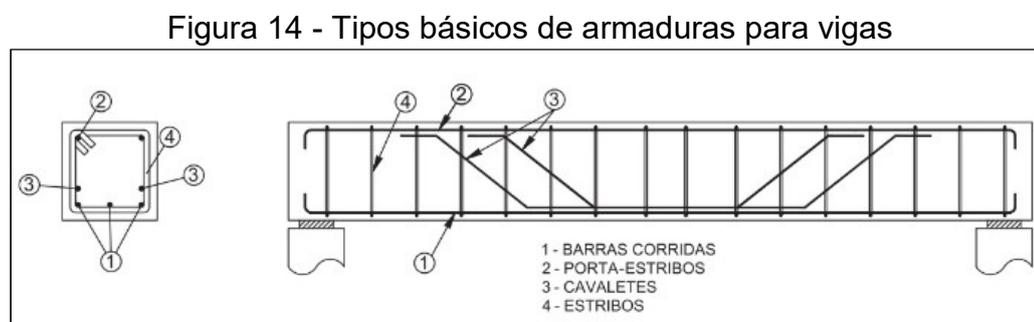
Onde:

l_{ef} : vão efetivo;

l_0 : distância entre faces de dois apoios consecutivos.



Os tipos básicos de armaduras empregados em vigas seguem os representados na Figura 14.



Tomando como base a ABNT NBR 6118:2014 a análise de vigas deve compreender os critérios apresentados a seguir.

2.7.5.1 Dimensionamento de vigas à flexão

O dimensionamento de vigas à flexão pode ser determinado por meio de flexão reta simples ou flexão composta normal.

Na análise dos efeitos da flexão alguns parâmetros devem ser atendidos. A taxa de armadura é um dos critérios a serem atendidos nesta verificação. Assim a ABNT NBR 6118:2014 estabelece que a armadura mínima longitudinal não deve possuir valor inferior a 0,15% do dimensionamento da seção de um momento fletor mínimo e armadura longitudinal máxima. Ademais, a ABNT NBR 6118:2014 determina que a taxa de armadura mínima pode ser dimensionada conforme a classe de concreto de acordo com o estabelecido na Tabela 8, levando em consideração que as somas das armaduras de compressão e tração não devem ultrapassar a 4% da área da seção transversal de concreto A_c .

Tabela 8 - Taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min} (A_{s,\min}/A_c) \%$														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014, p. 122).

A distribuição das armaduras longitudinais em vigas, definida pela ABNT NBR 6118:2014, deve respeitar o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, sendo que para isso deve ser igual ou superior ao maior dos valores apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 - Distribuição das armaduras longitudinais de vigas

Direção horizontal (a_h)	20 mm.
	Diâmetro da barra, do feixe ou da luva.
	1,2 x dimensão máxima característica do agregado graúdo.
Direção vertical (a_v)	20 mm.
	Diâmetro da barra, do feixe ou da luva.
	0,5 x dimensão máxima característica do agregado graúdo.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014, p. 146).

A ABNT NBR 6118:2014, quanto às armaduras de pele em vigas, prevê a necessidade das mesmas quando a altura das vigas for maior que 60 cm, devendo as mesmas estarem dispostas a um espaçamento máximo de 20 cm e devidamente ancoradas nos apoios.

2.7.5.2 Cisalhamento e torção

A verificação quanto ao cisalhamento de vigas visa dimensionar as armaduras transversais, os chamados estribos. A condição básica adotada segundo considerações da ABNT NBR 6118:2014 deve atender a expressão representada pela Equação 2.25, sendo que a força cortante de cálculo deve ser inferior ou igual à força cortante resistente de cálculo.

Assim como para as armaduras longitudinais a norma estabelece algumas definições quanto à armadura transversal. Deste modo o estribo deve possuir diâmetro maior ou igual a 5 mm, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga, no entanto se a barra for lisa o diâmetro máximo é de 12 mm. Já para estribos formados por telas soldadas a diâmetro mínimo permitido é reduzido para 4.2 mm (ABNT NBR 6118:2014).

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad 2.25$$

Sendo:

V_{sd} : força cortante solicitante de cálculo;

V_{rd1} : força cortante resistente de cálculo.

2.7.6 Dimensionamento de lajes

O dimensionamento de lajes, assim como para os demais elementos em concreto armado, obedece ao disposto na ABNT NBR 6118:2014 e a seguir serão apresentados de forma sucinta alguns parâmetros relevantes para o correto dimensionamento.

O limite de espessura das lajes maciças, determinado de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, se dá em função da finalidade e da situação em que será construída a laje. Portanto, seguem apresentados os limites de espessura no Quadro 2.

Quadro 2 - Espessuras limites para lajes maciças em concreto

Espessura (cm)	Finalidade
07	cobertura não em balanço
08	lajes de piso não em balanço
10	lajes em balanço
10	lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN
12	lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN
15	lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de piso contínuas
16	lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel

Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

As lajes podem ser armadas em apenas uma direção ou em duas (armadas em cruz). Tal informação pode ser obtida através da Equação 2.26, sendo que para resultado menor ou igual a dois a armação deve ser nas duas direções e para valores maiores que dois, a laje deve ser armada em apenas uma direção. Quando armada em apenas uma direção deve ser alojada na direção paralela a seu menor vão. A partir disto será realizada análise de momento fletor (PILOTTO NETO, 2018).

$$\lambda_g = \frac{l_x}{l_y} \quad 2.26$$

Onde:

λ_g : parâmetro geométrico;

l_x : maior vão efetivo;

l_y : menor vão efetivo.

As armaduras mínimas devem seguir os critérios para cada caso, conforme estabelecido no Quadro 3. Como critério de armaduras de flexão o mesmo não deve ultrapassar a 8% da área de concreto, e o espaçamento máximo das armaduras deve ser igual ao dobro da espessura das lajes e menor que 20 cm. Contudo, é necessário que o diâmetro das barras atendam a condição expressa na Equação 2.27, além de possuir um espaçamento adequado da armadura principal de flexão, obtido através da expressão 2.28. Já para as armaduras secundárias das lajes armadas em uma direção o espaçamento não deve ser superior a 33 cm, e sua área de aço deve ser calculada através da Equação 2.29 (ABNT NBR 6118, 2014).

Quadro 3 - Valores mínimos para armaduras de lajes

Armadura	Armaduras negativas	Armaduras negativas de bordas sem continuidade	Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	Armadura positiva (principal) de lajes armada em uma direção	Armadura de distribuição nas lajes armadas em uma direção
Valores mínimos para armaduras	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$A_{s/s} \geq 20\%$ da armadura principal $A_{s/s} \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014, p.158)

$$\emptyset \leq \frac{h}{8} \quad 2.27$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 2h \\ 20\text{cm} \end{array} \right\} \quad 2.28$$

$$A_{s,sec} \geq 20\% A_{s,princ} \quad 2.29$$

Sendo:

\emptyset : diâmetro das barras de aço;

s: espaçamento entre as barras;

h: espessura da laje;

$A_{s,sec}$: área de aço da armadura secundária;

$A_{s,princ}$: área de aço da armadura principal.

Quanto a verificação dos estados limites de serviço a norma determina que para tanto é necessário considerar o estado limite de deformação e o estado limite de fissuração.

A verificação quanto à necessidade de armaduras transversal pode ser realizada através da Equação 2.25, apresentada anteriormente, havendo a necessidade de dimensionar armadura transversal caso a força cortante solicitante de cálculo seja menor ou igual à força cortante resistente de cálculo.

Araújo (2010) explana em seu livro que existem vários métodos para dimensionamento de lajes, todavia cita que a analogia de grelhas é o método mais utilizado para tal dimensionamento, ainda, caracteriza-o sendo um processo de divisão da laje em grelhas por meio de barras.

Assim sendo, a analogia de grelha é um processo que permite reproduzir o dimensionamento de um elemento com qualquer geometria e consiste na divisão das lajes de um pavimento em um número adequado de faixas, as quais terão larguras dependentes da geometria e das dimensões do pavimento. Em virtude desta segmentação, o carregamento do pavimento é dividido entre as grelhas conforme sua área de influência (SILVA; FILHO, CARVALHO, 2003).

2.8 ORÇAMENTAÇÃO

Mattos (2006) define o termo orçamentação sendo o processo de determinação dos custos, tendo como produto final o orçamento. Também ressalta que nem sempre o valor orçado é exato e não necessariamente o mesmo deva ser, desde que seja preciso, não desviando muito do valor que irá custar para implantar o objeto em estudo. Um orçamento pode ser classificado a partir do grau de detalhamento, os quais serão apresentados brevemente a seguir.

2.8.1 Estimativa de custos

A estimativa de custos nada mais é do que a estimativa realizada a partir de custos históricos e a comparação com projetos similares, ou seja, através de indicadores. Logo, é possível citar o Custo Unitário Básico (CUB), o qual representa

o custo da construção por metro quadrado de área, como um dos indicadores mais utilizados nesta modalidade de orçamento (MATTOS, 2006).

2.8.2 Orçamento preliminar

Mattos (2006) refere-se a orçamento preliminar sendo uma modalidade acima da estimativa de custos, sendo o mesmo um pouco mais detalhado. Além disso, pressupõe que o grau de incerteza é menor, utilizando uma quantidade maior de indicadores. Tais indicadores consistem em volume de concreto, peso de armaduras, área de fôrmas, entre outras.

2.8.3 Orçamento analítico

Já orçamento analítico pode ser definido por Mattos (2006) sendo a maneira mais detalhada e aproximada com o custo da obra. Desta forma, é elaborado a partir da composição de custos unitários para cada serviço da obra, considerando mão de obra, material e equipamento para cada serviço orçado.

3 MÉTODO DE PESQUISA

Nesta seção serão apresentados os métodos e instrumentos de pesquisa, fundamentados no campo de estudo e adotados a fim de atingir aos objetivos propostos. Inicialmente, incorporou-se uma breve revisão bibliográfica relacionada aos assuntos abordados nesta pesquisa com o intuito de introduzir e justificar o tema escolhido. Posteriormente, definiu-se o projeto arquitetônico a ser tomado como base de estudo, seguindo pela definição do *software* a ser utilizado ao longo do trabalho.

3.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

A fim de atender ao estudo proposto foi delimitado que a localização do edifício será na cidade de Bento Gonçalves, estado do Rio Grande do Sul, mais precisamente, na área central do município, conforme Figura 15, em um imóvel cujas características englobam um terreno de topografia plana, com vizinhança contemplada por residências de até 03 pavimentos, exceto em seu lado oeste, o qual possui um prédio com 10 pavimentos em suas proximidades.

Figura 15 - Localização da construção do edifício em estudo

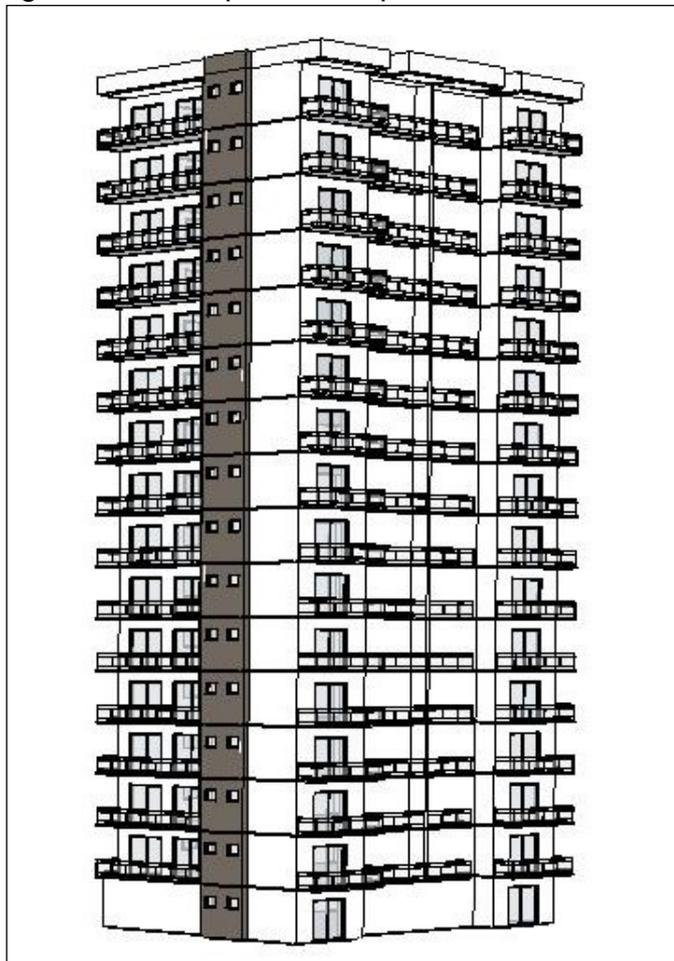


Fonte: Imagem Google Earth (acessado em 09/06/2018).

O projeto arquitetônico delimitado ao campo de estudo desta pesquisa será de autoria própria, o qual compreende 16 pavimentos acima do solo conforme

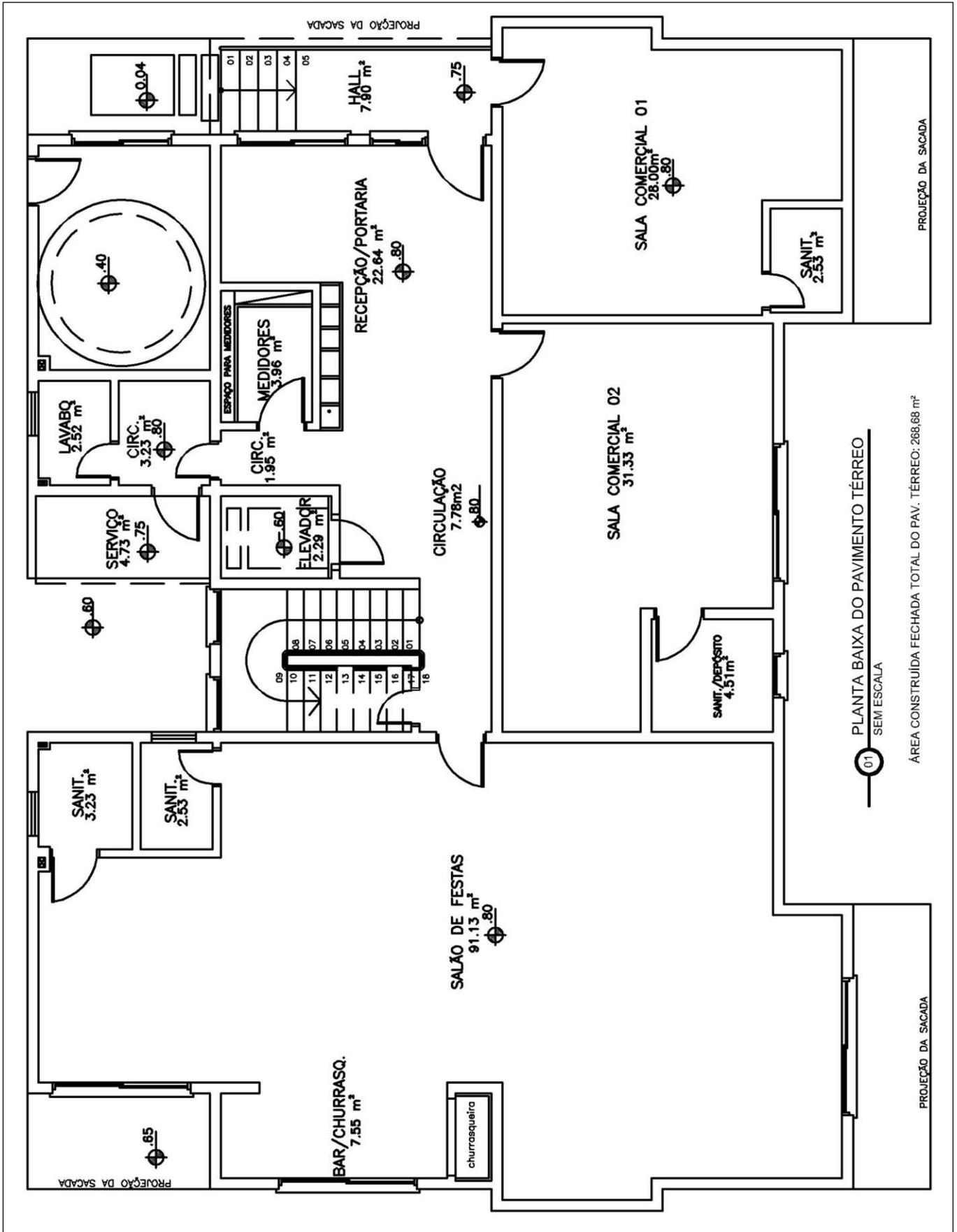
apresentado na ilustração da Figura 16, além dos projetos arquitetônicos apresentados por meio da Figura 17 e da Figura 18.

Figura 16 - Perspectiva do prédio a ser analisado



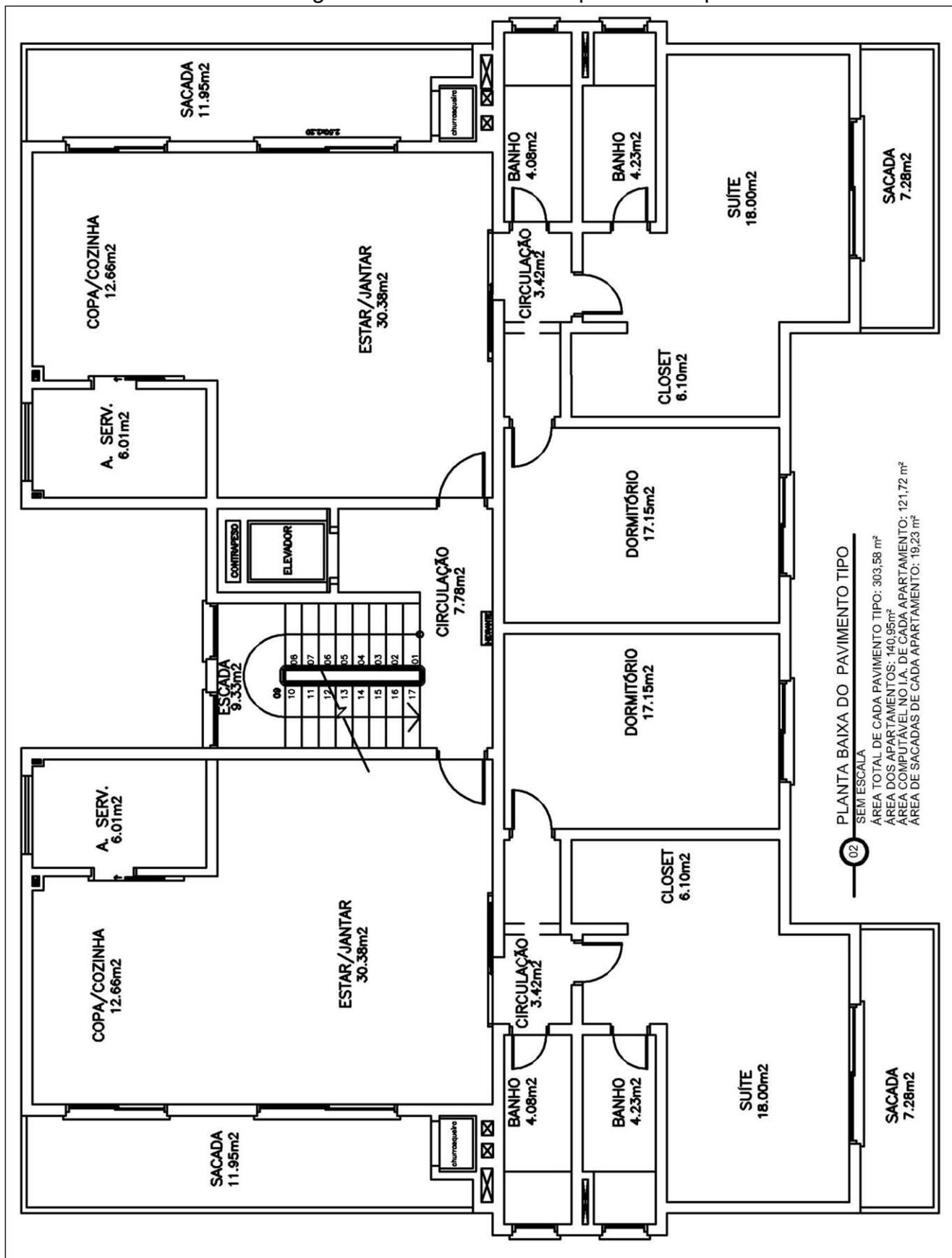
Fonte: Da Autora (2018).

Figura 17 - Planta baixa do pavimento térreo



Fonte: Da Autora (2018).

Figura 18 - Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: Da Autora (2018).

3.2 FERRAMENTA DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Como ferramenta de dimensionamento em concreto armado será utilizado o *software* Eberick da empresa AltoQI, versão 09, disponível na Universidade de Caxias do Sul, Campus Universitário da Região dos Vinhedos, além da versão 2018 demonstrativa para processamento da estrutura utilizando f_{ck} de 60 MPa e 90 MPa.

Tal *software* preconiza os parâmetros estabelecidos pelas normas técnicas referentes a estruturas de concreto armado, em especial a ABNT NBR 6118:2014. De modo geral, o Eberick resume-se a um *software* utilizado para projetos estruturais em concreto armado moldado in loco, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas. O mesmo compreende a modelagem, análise, dimensionamento e o detalhamento das estruturas mencionadas, através de um pórtico espacial composto por vigas e pilares. Os painéis de lajes são calculados independentes do pórtico.

Como fator inicial de lançamento da estrutura no *software* Eberick, é necessário definir o carregamento da mesma, conforme mencionado no Item 2.5 desta pesquisa. As cargas podem ser lançadas no sistema de forma linear e concentradas para vigas e pilares e, em forma de carga distribuída, linear e concentrada para lajes. Ainda, faz-se necessário a definição da transição de pilares e a ligação entre os elementos para iniciar o dimensionamento com o referido *software*.

As seções de pilares passíveis de serem dimensionadas através do Eberick compreendem retangular, circular, tipo L e circulares vazados. Desta forma o dimensionamento é realizado pelo processo da linha neutra, em que são traçados diagramas de interação entre os momentos resistentes e solicitantes de cálculo para as diversas combinações de ações.

Além dos pilares normais o *software* permite realizar o dimensionamento de pilares-parede sem considerar e considerando os efeitos de segunda ordem localizados, sendo que utiliza o método simplificado da ABNT NBR 6118:2014 para considerar os efeitos de segunda ordem localizados. No entanto, este método não pode ser utilizado quando a esbeltez de qualquer uma das lâminas do pilar-parede for maior ou igual a 90.

Quanto ao dimensionamento de vigas, é possível dimensionar quanto à flexão reta simples, flexo-compressão reta e flexo-tração reta, atendendo aos ELU. De maneira geral, os esforços nas vigas são obtidos através de um modelo de pórtico espacial, carregado com ações de vento, ações de peso próprio da estrutura (lajes-grelha, vigas e pilares) e possíveis sobrecargas. Tal *software* adota um processo iterativo que sempre leva em conta o centro de gravidade (CG) real das armaduras. Ressalta-se que, em regiões onde não foram detalhadas armaduras, o *software* indica porta-estribos, dispostos longitudinalmente (SUPORTE ALTOQI, 2018).

Ainda sobre vigas, o dimensionamento quanto ao cisalhamento é realizado pelo modelo I de bielas a 45° e o modelo II com bielas entre 30° e 45°. Para a torção o *software* segue as preconizações da norma considerando um modelo resistente constituído por treliça espacial (SUPORTE ALTOQI, 2018).

As lajes maciças podem ser consideradas apoiadas nas vigas do contorno, engastadas na laje adjacente, ou ainda ter seus lados definidos como bordo livre, atendendo a maior parte das necessidades do projeto. O dimensionamento é realizado para os diversos formatos das lajes, isoladas ou contínuas através de um modelo de grelha 3D, sendo que o processo utilizado no dimensionamento do *software* é a analogia de grelha (SUPORTE ALTOQI, 2018).

4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento estrutural tem como etapa inicial o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, de modo a obter as plantas de formas preliminares para cada nível da edificação. Para tanto foi realizada a análise dos projetos arquitetônicos com o objetivo de evitar possíveis incompatibilidades no posicionamento dos elementos estruturais. Concluído o pré-dimensionamento estrutural para cada sistema foi possível verificar as estruturas por meio do *software* Eberick.

4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O pré-dimensionamento estrutural em concreto armado teve início com a locação dos elementos estruturais, respeitando as dimensões mínimas para cada elemento e a formação de uma estrutura rígida de contraventamento. Para tanto foi levado em consideração as premissas sugeridas por Fusco (2013), o qual afirma que o contraventamento de uma estrutura pode ser realizado com o auxílio de pilares e paredes que formam a caixa de escadas e poço de elevadores, além de outros elementos rígidos.

Sendo assim, respeitando o projeto arquitetônico, procurou-se posicionar os pilares na direção da menor inércia da edificação, além de projetar um pilar-parede em torno do poço do elevador.

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado por área de influência, considerando a quantidade de 16 pavimentos e as resistências características à compressão do concreto de 30, 60 e 90 MPa. Para isso utilizou-se as Equação 4.1, a qual considera uma carga vertical usual de 12 kN/m² para edifícios, além das Equações 4.2, 4.3 e 4.4.

$$P_k = 12 \times n_{tipo} \times A_i(tipo) + 10 \times A_i(cobertura) \quad 4.1$$

$$N_{d,eq} = 1,4 \times P_k \times \left(1 + \frac{12}{b}\right) \quad 4.2$$

$$\sigma_{id} = 0,6 \times f_{ck} + 0,4 \quad 4.3$$

$$A_c = \frac{N_{d,eq}}{\sigma_{id}} \quad 4.4$$

Onde:

P_k : carga de serviço do pilar (kN);

n_{tipo} : número de pavimentos tipo acima do pilar considerado;

A_i : área de influência (m²);

$N_{d,eq}$: força de compressão centrada equivalente (kN);

b : largura do pilar (cm);

σ_{id} : tensão ideal de cálculo (kN/cm²);

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto (kN/cm²);

A_c : área da seção transversal do pilar (cm²).

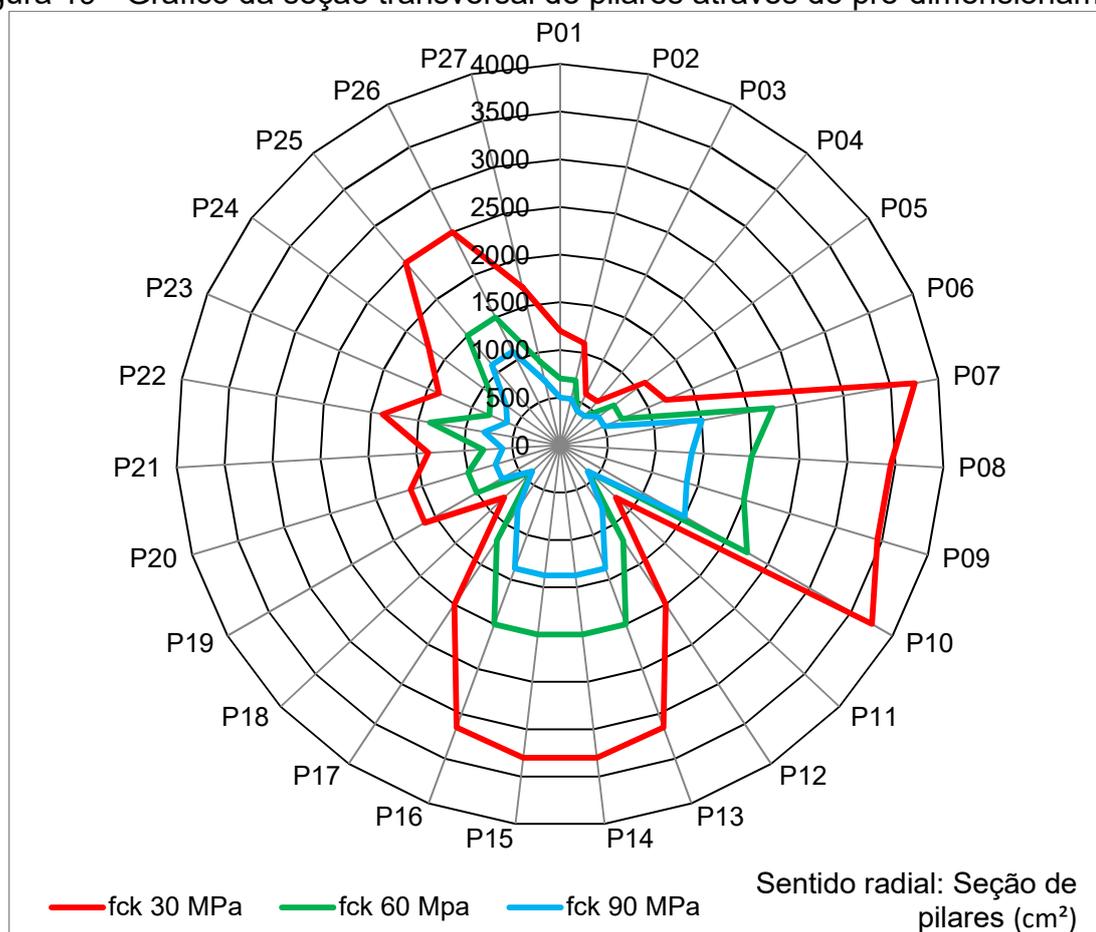
Quanto às vigas, a largura (b_w) considerada foi de 20 cm para todas as vigas do pavimento tipo e do pavimento de cobertura, exceto para a V5 a qual foi utilizado largura de 15 cm. Para as vigas do pavimento térreo foram arbitradas as larguras sendo de 18 a 20 cm dependendo da espessura da parede. Tais critérios foram estabelecidos de modo que a maior parte das vigas estivessem embutidas entre as paredes da edificação. Já para a altura (h) foi adotada a expressão $L/10$, indicada por Di Pietro (2000), sendo L o maior vão de determinada viga entre pilares, tendo como limite de altura 60 cm. Já a determinação da espessura das lajes foi realizada com base na espessura mínima para cada finalidade de acordo com o estabelecido na ABNT NBR 6118:2014.

O pré-dimensionamento estrutural foi obtido considerando três resistências características à compressão do concreto, ou seja, 30, 60 e 90 MPa. Nesta etapa a variação da resistência característica à compressão do concreto interfere apenas na seção transversal dos pilares, uma vez que os critérios estabelecidos para o pré-dimensionamento de vigas e lajes não consideram tal parâmetro. Além do mais, definido e processado o dimensionamento de vigas e lajes considerando f_{ck} de 30 MPa, será mantida a mesma seção para as demais resistências, realizando apenas um comparativo na taxa de armadura de tais elementos.

Desta forma, a seção transversal dos pilares diminui conforme aumenta a resistência característica à compressão do concreto. Tais resultados podem ser verificados no Apêndice A. Salienta-se que a seção dos pilares se mantém

constante para todos os pavimentos. A variação da seção transversal de cada um dos pilares, modificando o f_{ck} , pode ser compreendida através da Figura 19.

Figura 19 - Gráfico da seção transversal de pilares através do pré-dimensionamento



Fonte: Da Autora (2018).

As espessuras para as lajes maciças, obtidas de acordo com sua finalidade e conforme disposto na ABNT NBR 6118:2014, seguem apresentadas na Tabela 9, e a altura das vigas seguem relacionadas na Tabela 10.

Tabela 9 - Pré-dimensionamento e dimensionamento final de lajes maciças
(continua)

Nº Laje	Vão maior (cm)	Vão menor (cm)	Espessura pré-dimensionamento (cm)	Finalidade de acordo com a NBR 6118/2014	Espessura final após dimensionamento Eberick (cm)
1	840	175	10	Lajes em balanço	12
2	310	305	8	Lajes de piso não em balanço	12
3	310	295	8	Lajes de piso não em balanço	12
4	310	295	8	Lajes de piso não em balanço	12

					(conclusão)
5	310	305	8	Lajes de piso não em balanço	12
6	840	175	10	Lajes em balanço	12
7	490	305	8	Lajes de piso não em balanço	12
8	490	295	8	Lajes de piso não em balanço	12
9	490	295	8	Lajes de piso não em balanço	12
10	490	305	8	Lajes de piso não em balanço	12
11	150	125	8	Lajes de piso não em balanço	12
12	430	130	8	Lajes de piso não em balanço	12
13	520	270	8	Lajes de piso não em balanço	12
14	490	150	8	Lajes de piso não em balanço	12
15	490	350	8	Lajes de piso não em balanço	12
16	490	350	8	Lajes de piso não em balanço	12
17	490	150	8	Lajes de piso não em balanço	12
18	520	270	8	Lajes de piso não em balanço	12
19	480	325	8	Lajes de piso não em balanço	12
20	480	325	8	Lajes de piso não em balanço	12
21	520	140	10	Lajes em balanço	12
22	520	140	10	Lajes em balanço	12

Fonte: Da Autora (2018).

Tabela 10 - Pré-dimensionando e dimensionamento final de vigas
(continua)

Dados		Pré-dimensionamento		Seção final após dimensionamento no Eberick	
Viga	Maior vão entre apoios (cm)	Bw (cm)	H (cm)	Bw (cm)	H (cm)
V1	295	20	30	20	50
V2	295	20	30	20	50
V3	615	20	60	20	60
V4	615	20	60	20	60
V5	150	15	20	15	40
V6	430	20	50	20	50
V7	370	20	40	20	50
V8	480	20	50	20	50
V9	480	20	50	20	50
V10	350	20	40	20	40
V11	480	20	50	20	60
V12	480	20	50	20	60
V13	300	20	30	20	50
V14	270	20	30	20	50
V15	415	20	50	20	50
V16	815	20	60	20	60
V17	470	20	50	20	50
V18	460	20	50	20	50

					(conclusão)
V19	470	20	50	20	50
V20	150	20	20	20	50
V21	273	20	30	20	50
V22	300	20	30	20	50
V23	470	20	50	20	50
V24	815	20	60	20	60
V25	415	20	50	20	50
V26	300	20	30	20	50
V27	270	20	30	20	50

Fonte: Da Autora (2018).

O dimensionamento estrutural para cada resistência característica à compressão do concreto foi processado através do *software* Eberick.

O lançamento dos elementos estruturais foi realizado de acordo com o pré-dimensionamento para cada caso, mantendo a seção dos pilares constante para todos os pavimentos. No entanto, o pré-dimensionamento para cada uma das três situações gerou inconsistências nas seções de pilares, vigas e lajes.

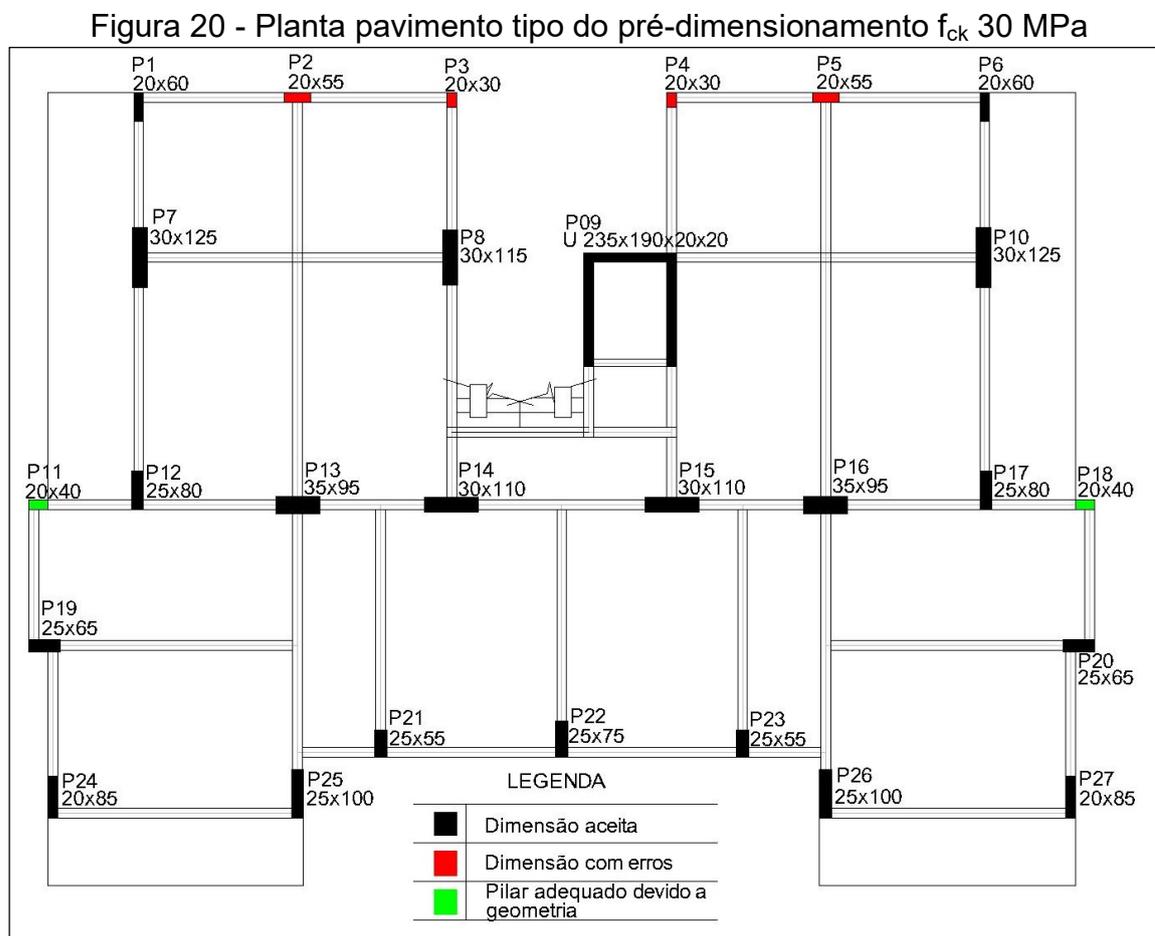
4.2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL UTILIZANDO F_{CK} 30 MPa

O pré-dimensionamento em concreto armado, cujo f_{ck} é de 30 MPa, apresentou, através do dimensionamento estrutural do Eberick, um deslocamento excessivo na direção Y, além de flexões em diversas lajes e vigas. Deste modo, adotou-se uma seção constante para as lajes de um mesmo pavimento, conforme apresentado anteriormente na Tabela 9, uma vez que a espessura variava de acordo com a finalidade de cada laje.

Além dos ajustes realizados nas espessuras de lajes, foi necessário reforçar a seção de algumas vigas no sentido Y, de modo que formasse um pórtico de contraventamento mais resistente, além de readequar a altura de algumas vigas dispostas na direção X. A seção final das vigas do pavimento tipo pode ser analisada por meio da Tabela 10, apresentada anteriormente.

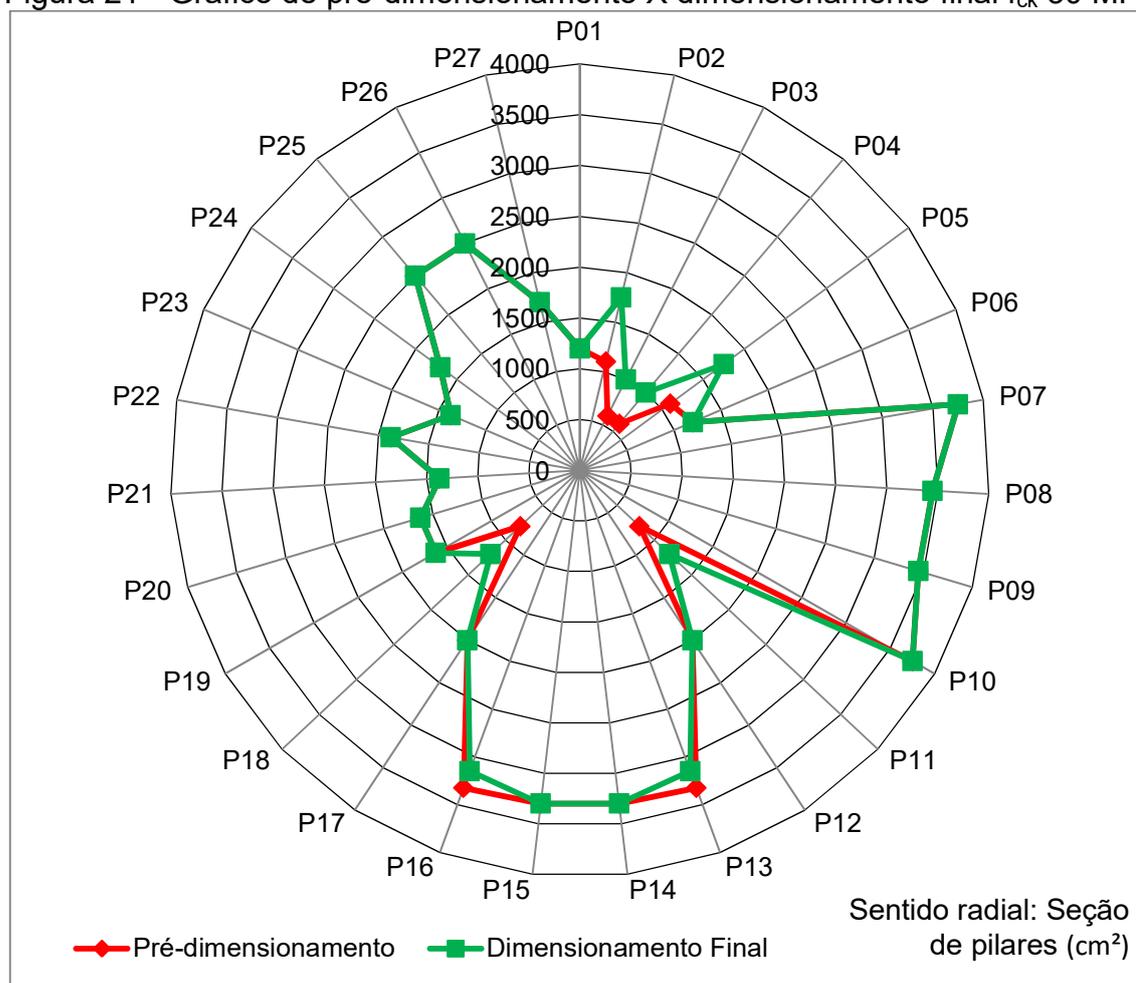
Contudo, analisando o dimensionamento dos 16 pavimentos, verificou-se que apenas o pavimento térreo apresentou erros quanto ao dimensionamento de pilares. Tal pavimento apresentou erro D09 nos pilares P2, P3, P4 e P5, e os pilares P11 e P18 tiveram sua seção transversal adequada em função da geometria do pavimento de cobertura, para que naquele ponto as vigas estivessem apoiadas

diretamente nos pilares P11 e P18. Tais elementos podem ser analisados através da Figura 20.



Fonte: Da Autora (2018).

O *software* identifica o erro D09 quando nenhuma bitola configurada pode ser utilizada, ou seja, a área de aço não é compatível com a área transversal do pilar, podendo a mesma ser superior ou não garantir o espaçamento adequado entre barras. Portanto, foi necessário aumentar a seção dos elementos que apresentava tal erro. A seção final destes elementos pode ser visualizada no Apêndice B e no Apêndice E, além da Figura 21, a qual apresenta a seção final dos pilares em relação ao seu pré-dimensionamento.

Figura 21 - Gráfico de pré-dimensionamento X dimensionamento final f_{ck} 30 MPa

Fonte: Da Autora (2018).

Por fim, após dimensionar a edificação em estudo considerando um f_{ck} de 30 MPa, têm-se o resumo dos materiais relevantes à aplicação desta pesquisa, sendo eles concreto, aço e fôrmas, apresentados por meio do Quadro 4. Também foi possível identificar os parâmetros de maior significância em um dimensionamento estrutural, sendo eles, carga vertical, deslocamentos, gama-Z e a análise de segunda ordem, os quais seguem relacionados no Quadro 5.

Quadro 4 - Resumo de materiais no dimensionamento, f_{ck} 30 MPa

Dados		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	28.109,80	16.896,50	14.158,40	1.529,50	60.694,30
	CA60	3.833,90	7.163,50	7.572,30	75,80	18.645,50
	Total	31.943,70	24.060,00	21.730,70	1.605,30	79.339,80
Volume concreto (m ³)	C-30	327,70	316,20	505,90	25,60	1.175,30
Área de forma (m ²)		3.924,10	3.199,20	4.217,90	262,10	11.603,30

Fonte: Adaptado do *software* Eberick (2018).

Quadro 5 - Características dimensionamento f_{ck} 30 MPa

Cargas verticais (t.f)		
Peso próprio	3.024,92	
Adicional	2.231,72	
Água	20,30	
Acidental	709,94	
Total	5.986,88	
Deslocamentos horizontais (cm)		
Direção X	1,34	(limite 2,99)
Direção Y	2,1	(limite 2,99)
Coefficiente Gama-Z		
Direção X	1,08	(limite 1,10)
Direção Y	1,08	(limite 1,10)
Análise de 2º ordem (processo P-Delta)		
Deslocamentos no topo da edificação		
Acidental	5,62%	
Água	4,70%	
Vento X+	7,44%	
Vento X-	7,44%	
Vento Y+	7,33%	
Vento Y-	7,33%	
Desaprumo X+	7,58%	
Desaprumo X-	7,58%	
Desaprumo Y+	7,36%	
Desaprumo Y-	7,36%	

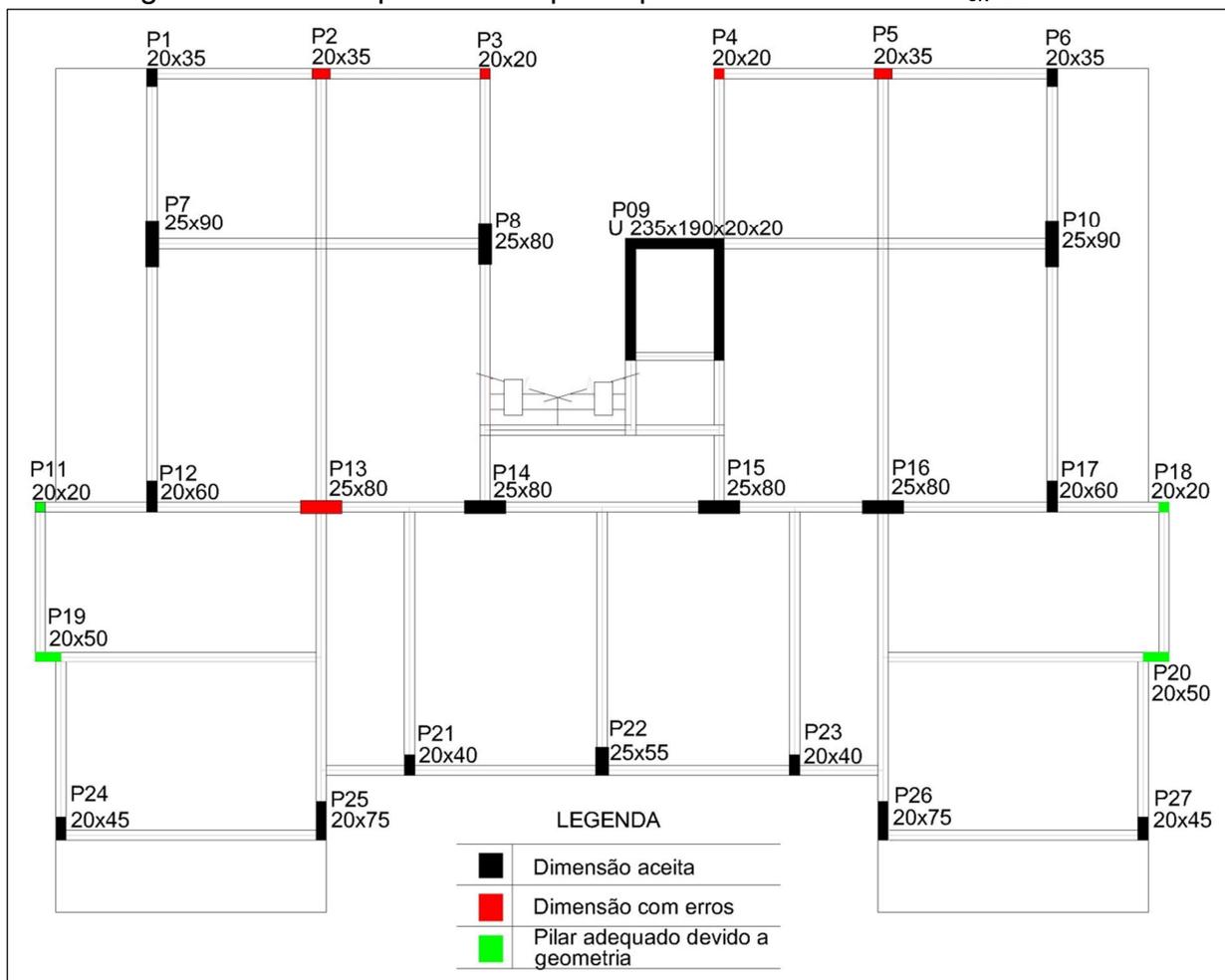
Fonte: Adaptado do *software* Eberick (2018).

4.3 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL UTILIZANDO F_{CK} 60 MPa

No dimensionamento estrutural da edificação utilizando f_{ck} de 60 MPa, utilizou-se a seção final de vigas e lajes obtidas através do dimensionamento para 30 MPa, conforme estabelecido nesta pesquisa, além do pré-dimensionamento de pilares para 60 MPa.

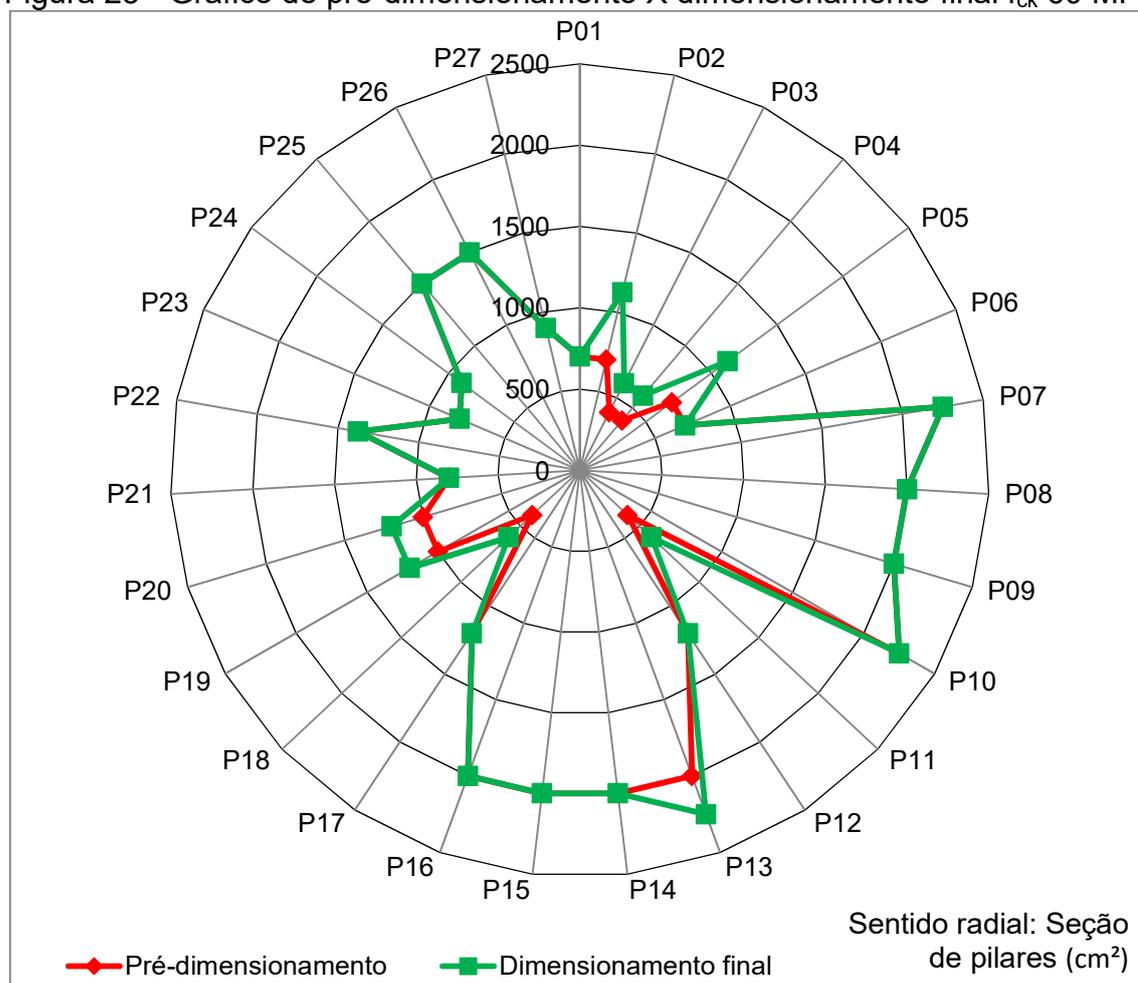
As inconsistências apresentadas através do processamento do pré-dimensionamento para 60 MPa abrangem os pilares P2, P3, P4, P5 e P13 do pavimento térreo, conforme Figura 22, indicando o mesmo erro D09 registrado no dimensionamento de 30 MPa. Assim como no dimensionamento de f_{ck} 30 MPa, também foi realizada a adequação dos pilares P11 e P18 respeitando a redução máxima da seção transversal em 50% em pavimentos superiores e inferiores em função do pavimento de cobertura, além do ajuste da seção transversal dos pilares P19 e P20, de maneira que as vigas possam se apoiar diretamente aos pilares.

Figura 22 - Planta pavimento tipo do pré-dimensionamento f_{ck} 60 MPa



Fonte: Da Autora (2018).

À vista disso também foi necessário aumentar a seção transversal dos elementos contendo erros, conforme representado na Figura 23. Assim, a seção transversal final para os pilares desta resistência podem ser analisados por meio do Apêndice B e do Apêndice F, e os resultados quanto ao consumo de materiais e características técnicas podem ser analisados através do Quadro 6 e do Quadro 7.

Figura 23 - Gráfico de pré-dimensionamento X dimensionamento final f_{ck} 60 MPa

Fonte: Da Autora (2018).

Quadro 6 - Resumo de materiais no dimensionamento, f_{ck} 60 MPa

Dados		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	26.448,50	13.356,60	18.363,70	1.403,40	59.572,30
	CA60	5.142,40	5.063,40	6.798,30	34,30	17.038,40
	Total	31.590,90	18.420,00	25.162,00	1.437,70	76.610,70
Volume concreto (m ³)	C-60	328,10	216,50	504,20	25,90	1.074,70
Área de forma (m ²)		3.928,70	2.557,30	4.203,10	264,80	10.953,90

Fonte: Adaptado do *software* Eberick (2018).

Quadro 7 - Características dimensionamento f_{ck} 60 MPa
(continua)

Cargas verticais (t.f)	
Peso próprio	2.786,62
Adicional	2.299,77
Água	20,30
Acidental	710,67
Total	5.817,36

(conclusão)

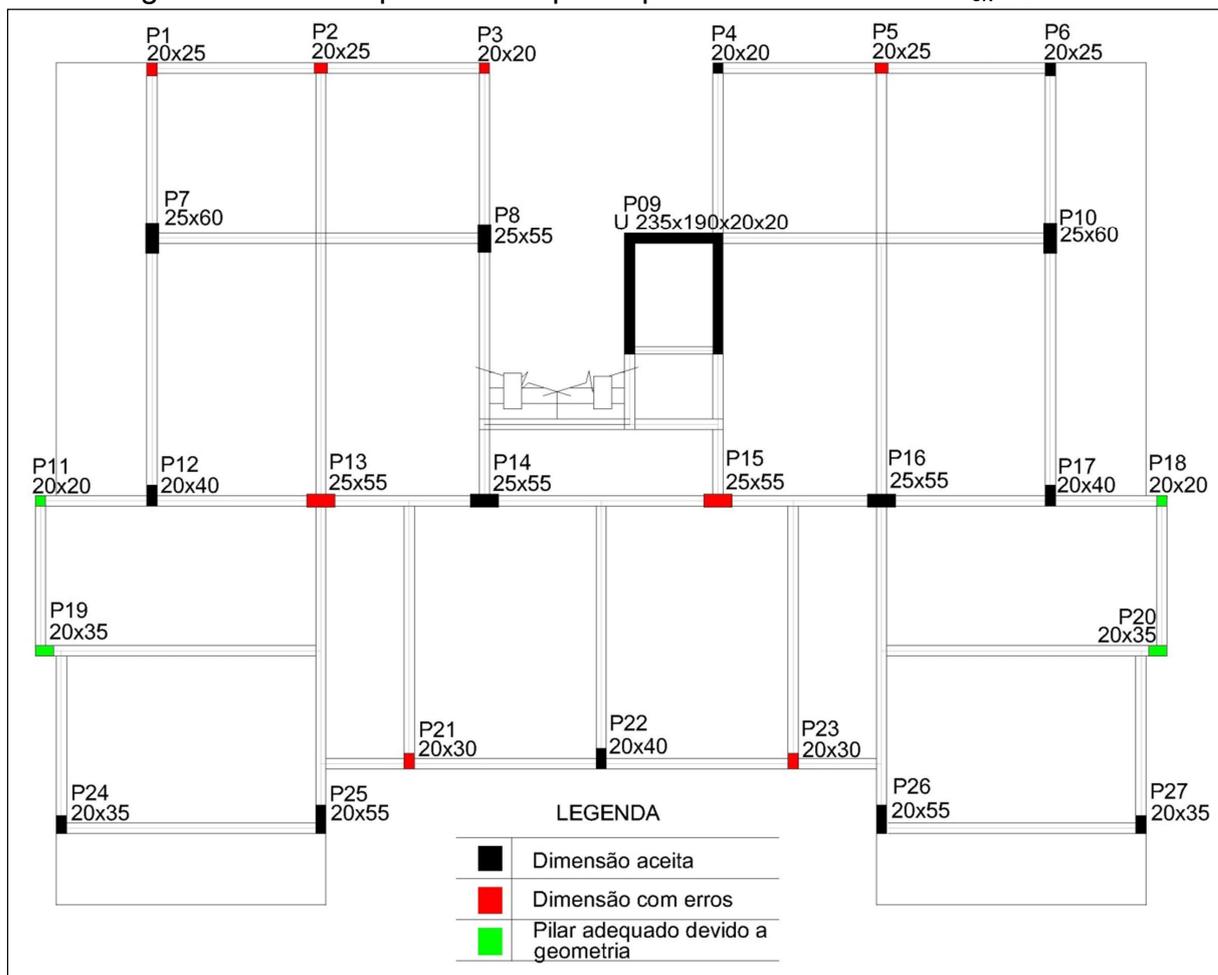
Deslocamentos horizontais (cm)		
Direção X	1,32	(limite 2,99)
Direção Y	2,13	(limite 2,99)
Coefficiente Gama-Z		
Direção X	1,07	(limite 1,10)
Direção Y	1,08	(limite 1,10)
Análise de 2º ordem (processo P-Delta)		
Deslocamentos no topo da edificação		
Acidental	5,36%	
Água	4,72%	
Vento X+	7,14%	
Vento X-	7,14%	
Vento Y+	7,07%	
Vento Y-	7,07%	
Desaprumo X+	7,31%	
Desaprumo X-	7,31%	
Desaprumo Y+	7,11%	
Desaprumo Y-	7,11%	

Fonte: Adaptado do *software* Eberick (2018).

4.4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL UTILIZANDO F_{ck} 90 MPa

O dimensionamento estrutural considerando a resistência característica à compressão de 90 MPa, segue o mesmo princípio do dimensionamento de f_{ck} 60 MPa, quanto às lajes e vigas. Quanto aos pilares, utilizou-se o pré-dimensionamento para 90 MPa.

De acordo com a Figura 24, as inconsistências apresentadas neste dimensionamento, assim como nos demais, ocorreu no pavimento térreo indicando o mesmo erro D09 para os pilares P1, P2, P3, P5, P13, P15, P21 e P23, além dos ajustes realizado nos pilares P11, P18, P19 e P20 da mesma forma que no dimensionamento f_{ck} 60 MPa. Logo foi necessário aumentar a seção destes elementos corrigindo todos os erros.

Figura 24 - Planta pavimento tipo do pré-dimensionamento f_{ck} 90 MPa

Fonte: Da Autora (2018).

A relação de concreto, fôrmas e aço para este dimensionamento seguem apresentados no Quadro 8, e as características obtidas neste projeto seguem no Quadro 9.

Quadro 8 - Resumo de materiais no dimensionamento, f_{ck} 90 MPa

Dados		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	26.887,90	12.866,20	28.221,20	1.599,40	69.574,70
	CA60	6.285,60	5.052,10	1.724,90	4,10	13.066,60
	Total	33.173,50	17.918,30	29.946,10	1.603,50	82.641,30
Volume concreto (m ³)	C-90	328,20	186,50	503,30	25,90	1.044,00
Área de forma (m ²)		3.930,00	2.298,00	4.195,60	264,80	10.688,40

Fonte: Adaptado do software Eberick (2018).

Quadro 9 - Características dimensionamento f_{ck} 90 MPa

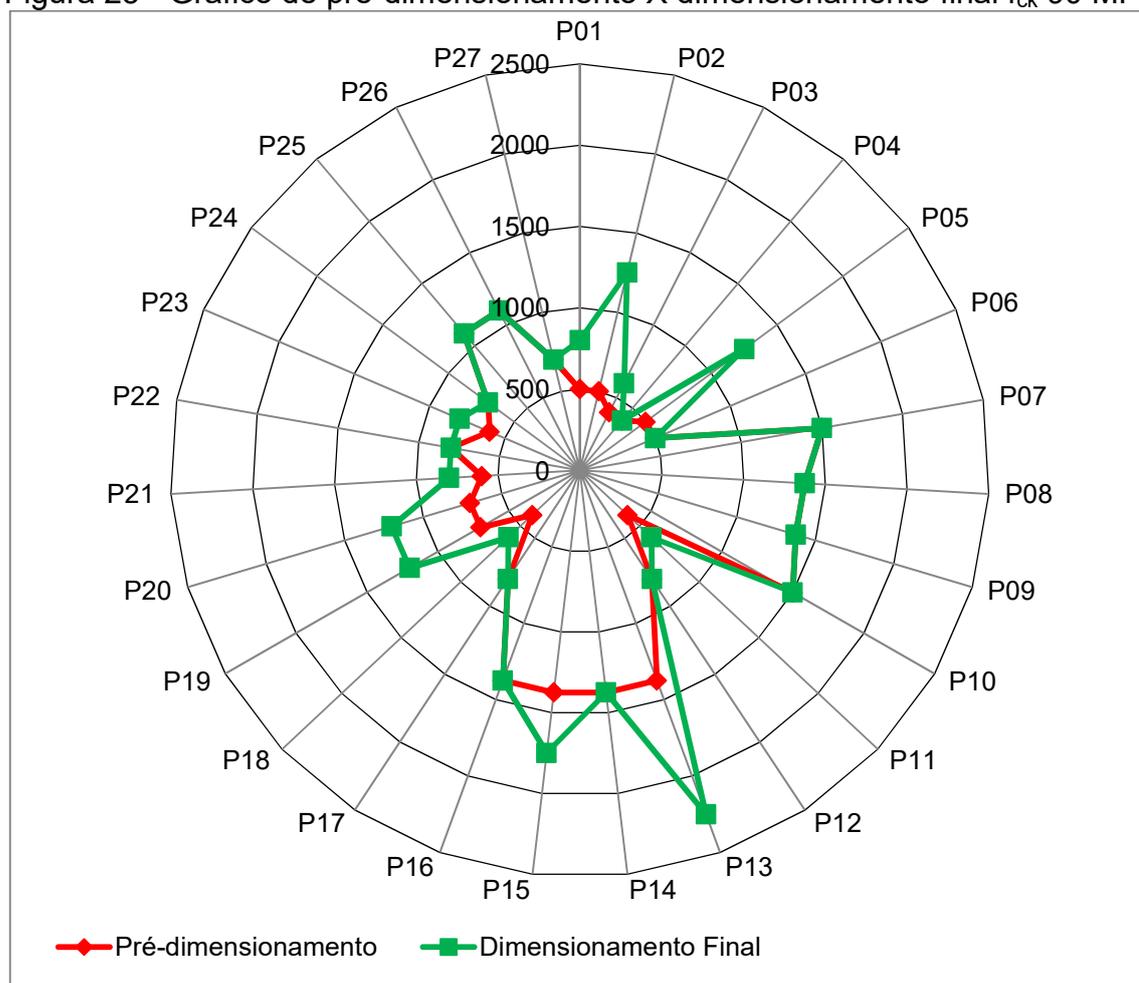
Cargas verticais (t.f)		
Peso próprio	2.718,27	
Adicional	2.330,17	
Água	20,30	
Acidental	710,67	
Total	5.779,41	
Deslocamentos horizontais (cm)		
Direção X	1,37	(limite 2,99)
Direção Y	2,19	(limite 2,99)
Coefficiente Gama-Z		
Direção X	1,08	(limite 1,10)
Direção Y	1,09	(limite 1,10)
Análise de 2º ordem (processo P-Delta) Deslocamentos no topo da edificação		
Acidental	5,62%	
Água	4,97%	
Vento X+	7,52%	
Vento X-	7,52%	
Vento Y+	7,12%	
Vento Y-	7,12%	
Desaprumo X+	7,73%	
Desaprumo X-	7,73%	
Desaprumo Y+	7,16%	
Desaprumo Y-	7,16%	

Fonte: Adaptado do *software* Eberick (2018).

A seção final dos elementos pode ser analisada através da Figura 25, Apêndice B e Apêndice G.

Para facilitar a compreensão são apresentadas as plantas de fôrmas para o pavimento térreo e o pavimento de cobertura através do Apêndice H e I, respectivamente. Tais pranchas foram apresentadas apenas para a resistência de 90 MPa, uma vez que o objetivo é apenas verificar a disposição das vigas e lajes, visto que os pilares, cujo f_{ck} 30 MPa, 60 MPa e 90 MPa permanecem na mesma posição em todos os pavimentos do edifício.

Figura 25 - Gráfico de pré-dimensionamento X dimensionamento final f_{ck} 90 MPa



Fonte: Da Autora (2018).

5 ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 COMPARATIVO DE DADOS f_{ck} 30, 60 E 90 MPa

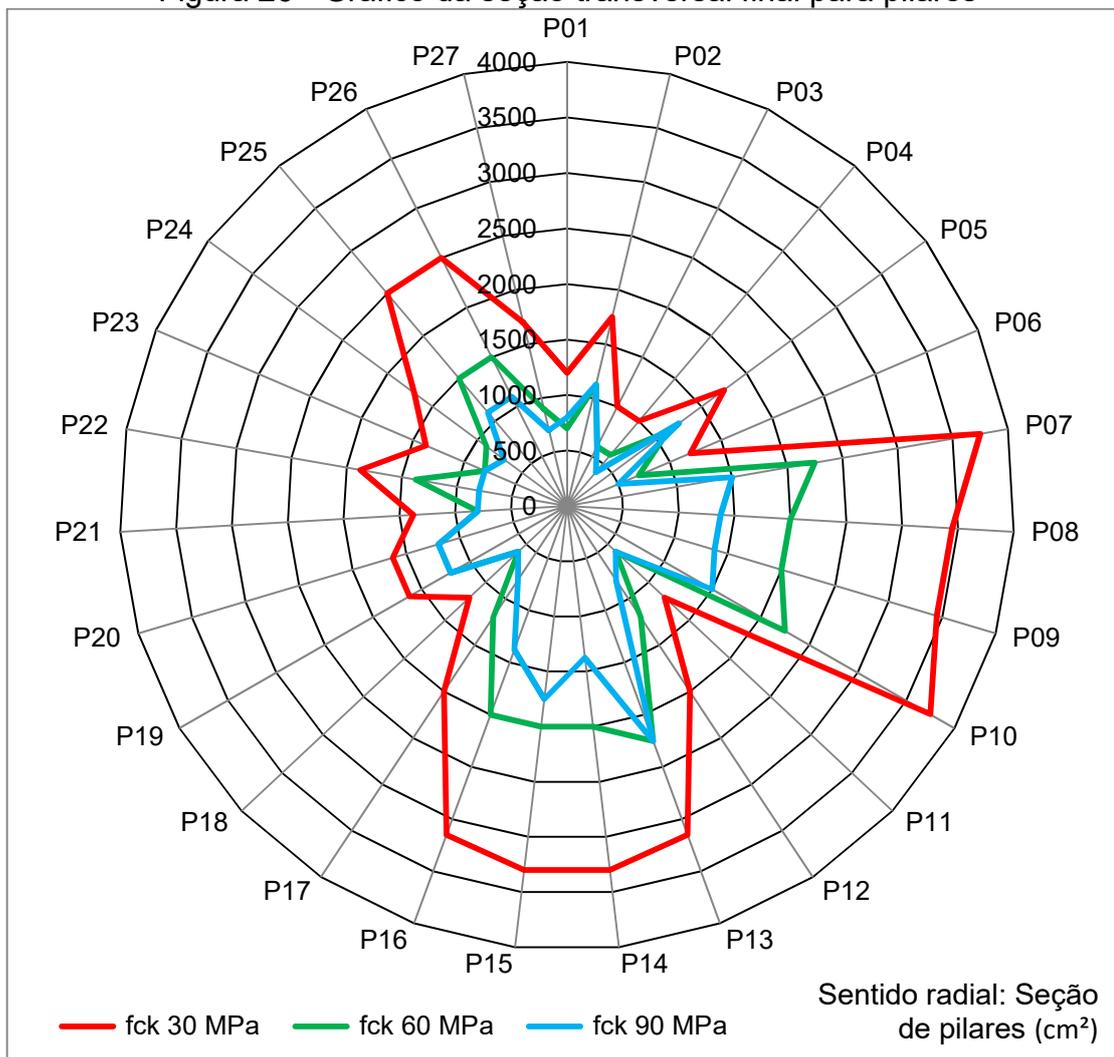
Tendo definido o dimensionamento estrutural de 30, 60 e 90 MPa para a edificação em análise, é possível realizar o comparativo do consumo de materiais e das características técnicas relevantes a esta pesquisa.

5.1.1 Seção transversal dos pilares

Para facilitar a compreensão referente a esta análise dispõe-se da Figura 26 e do Apêndice B e C. Em síntese, é possível verificar que a seção transversal dos pilares considerando f_{ck} de 60 e 90 MPa diminuí em relação aos elementos dimensionados para 30 MPa, sendo que a redução mais expressiva concentra-se nos pilares P07, P08, P10, P14, P15, P16, P25 e P26, conforme mostra a Figura 27 e a Figura 28, sendo que a localização de tais elementos pode ser analisada na Figura 29.

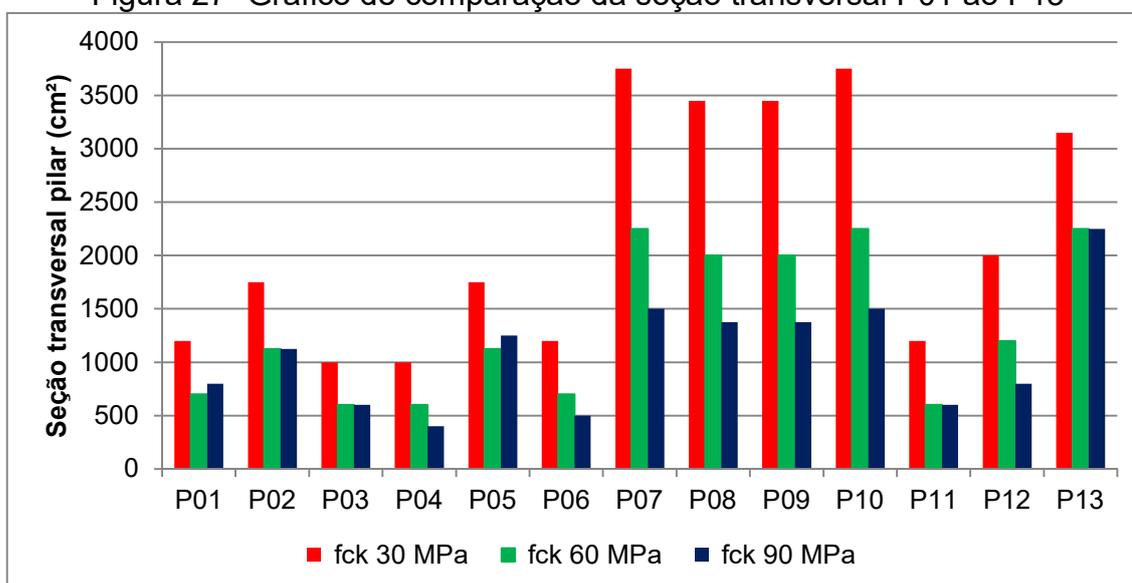
A redução da seção transversal de 30 MPa para 60 MPa foi de 38,88% e a redução da seção transversal 30 MPa para 90 MPa, foi de 50,97%. Tendo em vista que a variação do f_{ck} é proporcional, ou seja, varia de 30 MPa para cada dimensionamento, é esperado que a redução da seção transversal também seja proporcional. Entretanto, tal redução não ocorre de forma proporcional, sendo possível verificar que a variação de 30 para 90 MPa não apresentou resultados tão significantes quanto a variação de 30 MPa para 60 MPa.

Figura 26 - Gráfico da seção transversal final para pilares



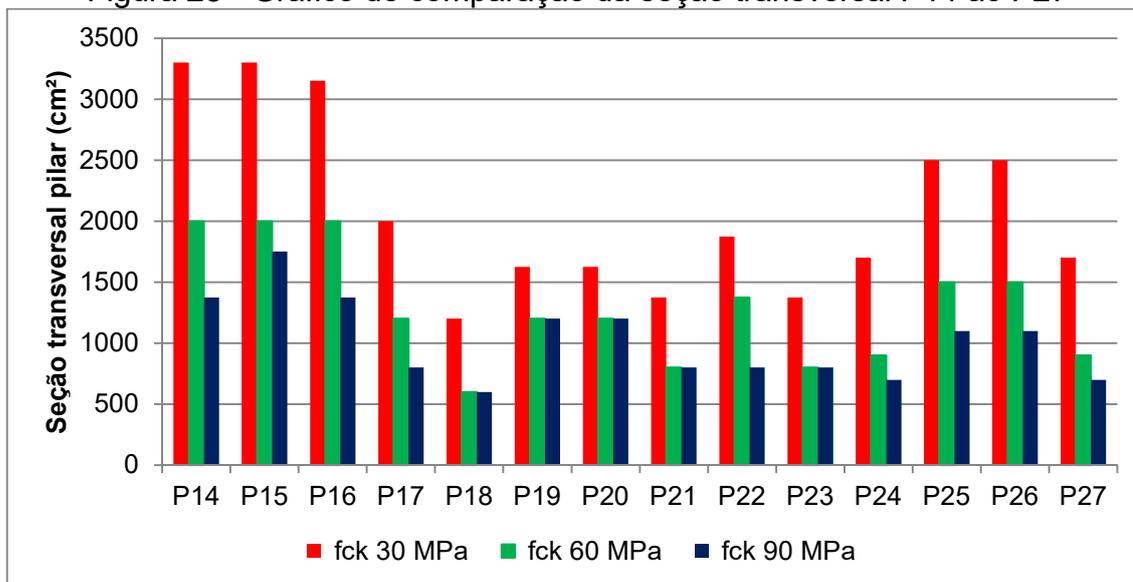
Fonte: Da Autora (2018).

Figura 27- Gráfico de comparação da seção transversal P01 ao P13



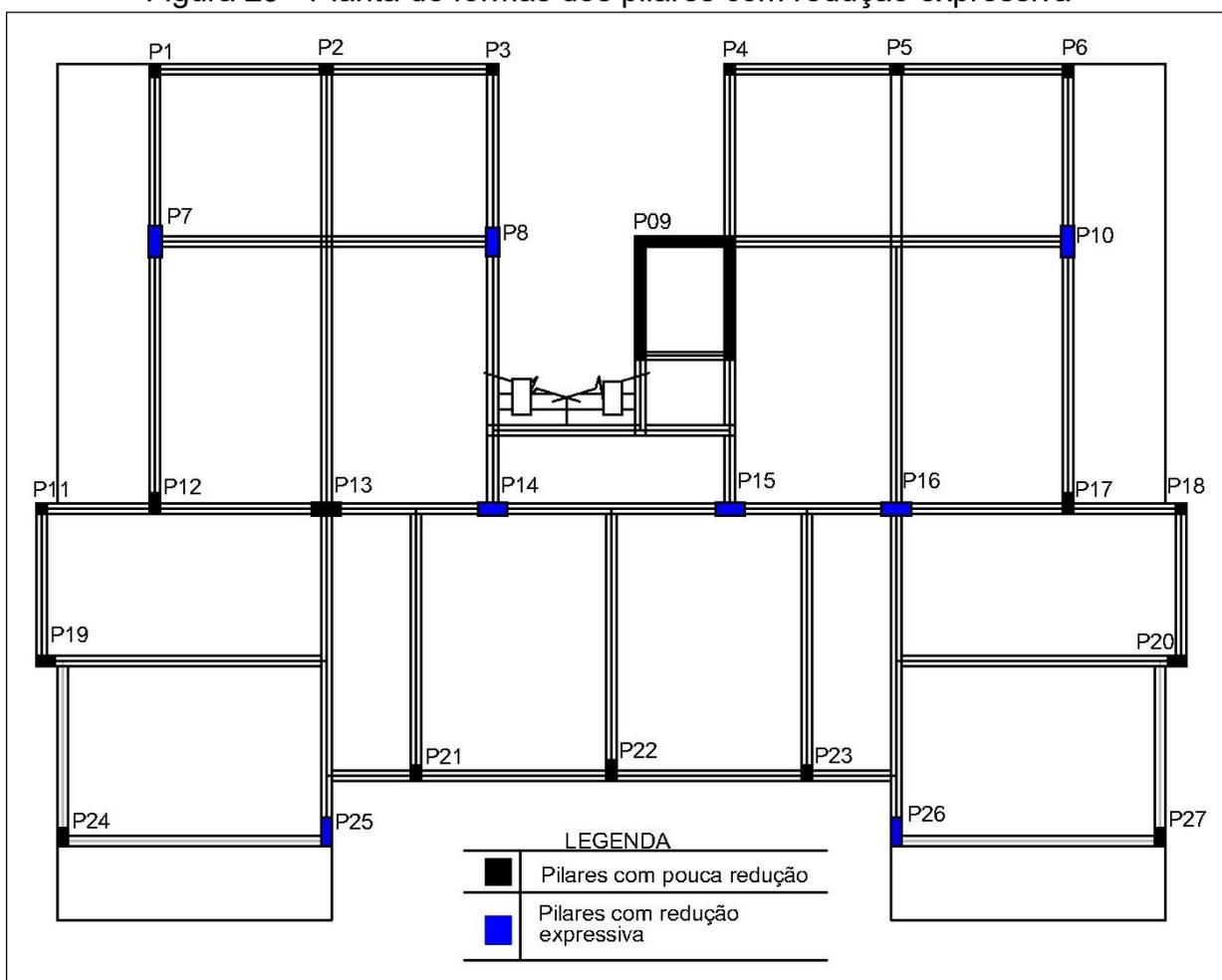
Fonte: Da Autora (2018).

Figura 28 - Gráfico de comparação da seção transversal P14 ao P27



Fonte: Da Autora (2018).

Figura 29 - Planta de fôrmas dos pilares com redução expressiva



Fonte: Da Autora (2018).

Além disso, no dimensionamento de f_{ck} 90 MPa, alguns pilares possuem seções transversais iguais e maiores do que no dimensionamento para 60 MPa, tais pilares seguem apresentados no Quadro 10. Tal aumento nas seções foi necessário em função da taxa de armadura dimensionada pelo *software* Eberick, a qual será esclarecida no item de consumo de matérias (aço), e pelo ajuste da geometria dos elementos conforme mencionado anteriormente. Assim, os resultados utilizando f_{ck} 60 MPa mostraram-se mais satisfatórios nesse tipo de análise do que o dimensionamento f_{ck} 90 MPa.

Quadro 10 - Relação de pilares com f_{ck} 90 MPa com seções transversais iguais ou maiores do que f_{ck} 60 MPa

Pilar	Seção transversal f_{ck} 60 MPa (cm ²)	Seção transversal f_{ck} 90 MPa (cm ²)	Motivo da igualdade ou aumento de seção
P1	700	800	Taxa de armadura
P2	1125	1125	Taxa de armadura
P3	600	600	Taxa de armadura
P5	1125	1250	Taxa de armadura
P11	600	600	Geometria
P13	2250	2250	Taxa de armadura
P18	600	600	Geometria
P19	1200	1200	Geometria
P20	1200	1200	Geometria
P21	800	800	Taxa de armadura
P23	800	800	Taxa de armadura

Fonte: Da Autora (2018).

5.1.2 Consumo de materiais

Para a devida compreensão das reduções ou acréscimo de materiais, tais como concreto, aço e fôrmas, quando submetidos a diferentes resistências, dispõe-se da Tabela 11.

Tabela 11 - Relação de concreto, aço e fôrmas f_{ck} 30, 60 e 90 MPa
(continua)

Variação de 30 MPa para 60 MPa				
Volume concreto (m ³)				
Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
0,40	-99,70	-1,70	0,30	-100,70
Área de fôrma (m ²)				
Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total

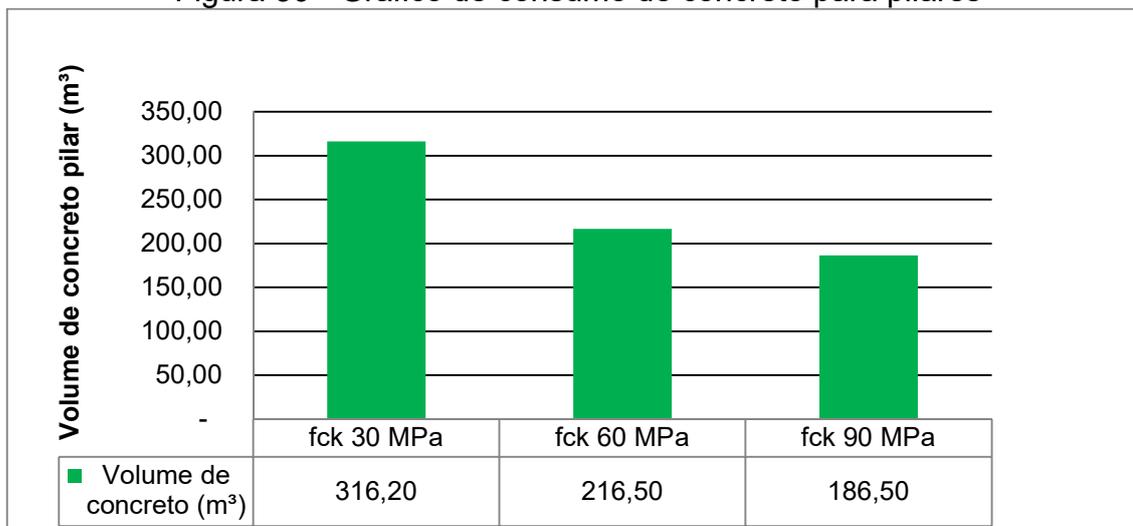
(conclusão)				
4,60	-641,90	-14,80	2,70	-649,40
Consumo de aço (kg)				
Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
-352,80	-5.640,00	3.431,30	-167,60	-2.729,10
Variação de 30 MPa para 90 MPa				
Volume concreto (m³)				
Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
0,50	-129,70	-2,60	0,30	-131,30
Área de fôrma (m²)				
Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
5,90	-901,20	-22,30	2,70	-914,90
Consumo de aço (kg)				
Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
1.229,80	-6.141,70	8.215,40	-1,80	3.301,50
Variação de 60 MPa para 90 MPa				
Volume concreto (m³)				
Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
0,10	-30,00	-0,90	-	-30,70
Área de fôrma (m²)				
Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
1,30	-259,30	-7,50	-	-265,50
Consumo de aço (kg)				
Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
1.582,60	-501,70	4.784,10	165,80	6.030,60

Fonte: Adaptado do *software* Eberick (2018).

5.1.2.1 Concreto

A redução de seções transversais de pilares diminui o volume de concreto dos mesmos. Desta forma, analisando a Figura 30 é possível verificar que há uma redução de 31,53% na substituição da resistência característica à compressão do concreto de 30 MPa para 60 MPa, enquanto que na substituição de 30 MPa para 90 MPa há uma redução de 41,02%.

Figura 30 - Gráfico de consumo de concreto para pilares



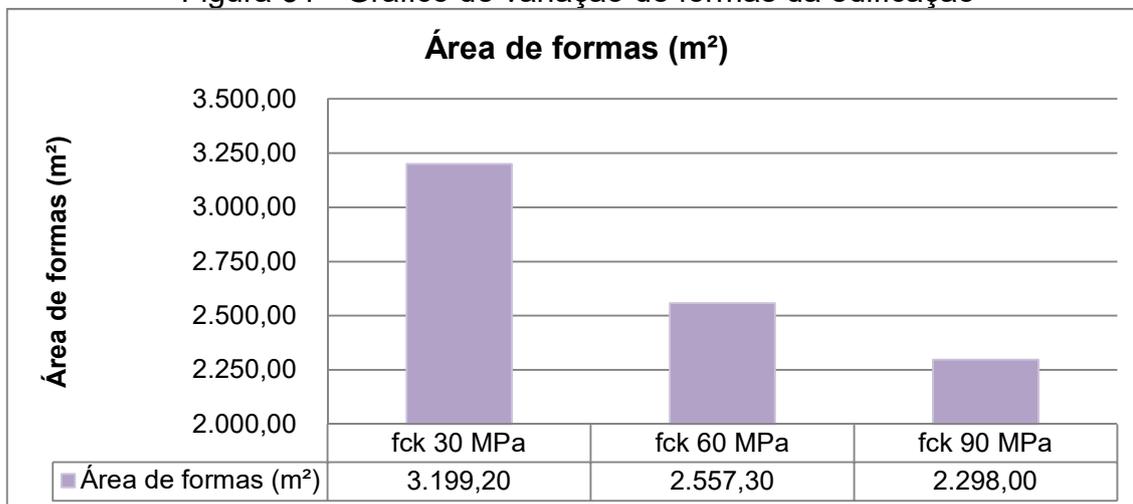
Fonte: Da Autora (2018).

De modo geral, analisando apenas o volume de concreto observa-se que a utilização de f_{ck} 90 MPa não apresenta resultados consideráveis em relação ao f_{ck} de 60 MPa. Contudo, ambos apresentam resultados satisfatórios quando se trata de redução de concreto.

5.1.2.2 Fôrmas

Da mesma maneira que ocorre com o concreto, sucede-se com as fôrmas, havendo a redução de 20,06% no f_{ck} de 30 MPa para 60 MPa e 28,17% no f_{ck} de 30 MPa para 90 MPa, podendo ser analisado na Figura 31.

Figura 31 - Gráfico de variação de fôrmas da edificação



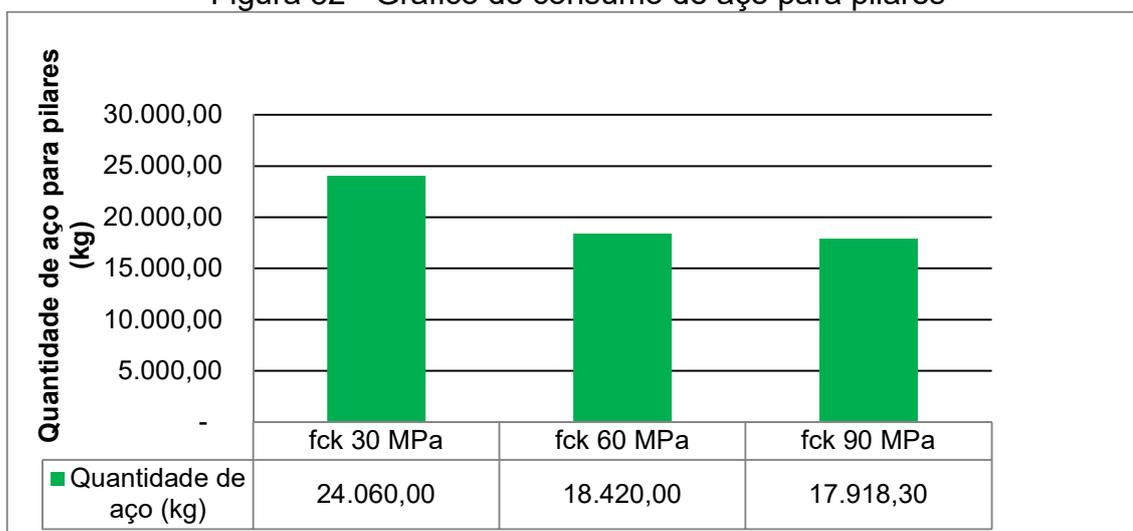
Fonte: Da Autora (2018).

5.1.2.3 Aço

Como é possível verificar por meio da Tabela 11, apresentada anteriormente, a quantidade de concreto utilizado em pilares diminui, bem como seu consumo de aço, podendo ser constatado através da Figura 32. Também é possível concluir que a quantidade de aço reduz em 23,44% alterando o f_{ck} de 30 MPa para 60 MPa e 25,53% variando o f_{ck} de 30 MPa para 90 MPa.

Se observa também que o percentual de redução da quantidade de aço dos pilares cujo f_{ck} é 90 MPa está muito próximo da quantidade de aço do dimensionamento de pilares f_{ck} 60 MPa. Como forma de exemplificação, o Quadro 11 indica os pilares f_{ck} 90 MPa e suas respectivas taxas de armadura, em que as seções transversais são iguais ou maiores que no dimensionamento f_{ck} 60 MPa, em função da taxa de armadura.

Figura 32 - Gráfico de consumo de aço para pilares



Fonte: Da Autora (2018).

Quadro 11 - Taxa de armadura de pilares f_{ck} 90 MPa com seções transversais iguais ou maiores do que f_{ck} 60 Mpa

(continua)

Pilar	Dimensionamento f_{ck} 60 MPa			Dimensionamento f_{ck} 90 MPa		
	Seção transversal (cm ²)	$A_{s,calc}$ (eberick) (cm ²)	Armadura	Seção transversal (cm ²)	$A_{s,calc}$ (eberick) (cm ²)	Armadura
P1	700	14,73	12 Ø 12.5 mm	800	7,36	6 Ø 12.5 mm
P2	1125	48,25	24 Ø 16 mm	1125	43,98	14 Ø 20 mm
P3	600	9,42	12 Ø 10 mm	600	6,28	8 Ø 10 mm

(conclusão)						
P5	1125	48,25	24 Ø 16 mm	1250	43,98	14 Ø 20 mm
P13	2250	87,96	28 Ø 20 mm	2250	80,42	40 Ø 16 mm
P21	800	16,08	8 Ø 16 mm	800	9,82	8 Ø 12.5 mm
P23	800	16,08	8 Ø 16 mm	800	9,82	8 Ø 12.5 mm

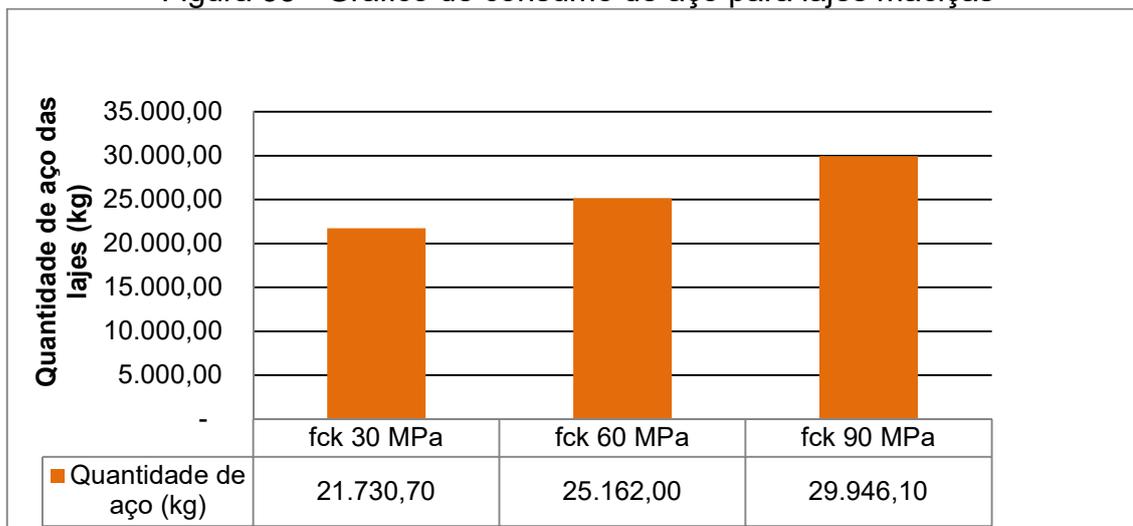
Fonte: Da Autora (2018).

De acordo com as argumentações de Silva (1995), aumentando a capacidade de carga do pilar, ou seja, a resistência característica à compressão do concreto, os pilares cintados com estribos apresentam uma deformação muito grande, podendo atingir 10 vezes a deformação máxima de um pilar não cintado. Assim, os pilares com concreto de alta resistência exigem uma quantidade maior de armadura de confinamento para manter seu comportamento dúctil, ou seja, deverá possuir maior quantidade de armadura transversal, mais conhecida como estribos.

Por conseguinte, é provável que a redução da quantidade de aço necessária ao dimensionamento f_{ck} 90 MPa esteja associada ao comportamento dúctil do elemento, maior módulo de deformação, índice de esbeltez dos pilares e a estrutura de contraventamento, uma vez que se trata de um prédio de aproximadamente 50 metros de altura a partir do nível do solo e há a diminuição da seção transversal dos pilares. Ainda assim, é necessário realizar um estudo específico sobre esta questão, visto que o mesmo não se trata do objetivo desta pesquisa.

Por meio da Figura 33 é possível verificar que a variação da quantidade de aço presente nas lajes, ocorre de forma oposta aos pilares, tendo um acréscimo conforme aumenta a resistência característica à compressão do concreto, ou seja, o dimensionamento considerando f_{ck} de 90 e 60 MPa tem um consumo de aço maior do que o dimensionamento para f_{ck} de 30 MPa.

Figura 33 - Gráfico de consumo de aço para lajes maciças



Fonte: Da Autora (2018).

Tal aumento pode ser justificado em função da taxa mínima de armadura. Assim, a ABNT NBR 6118:2014 dispõe da Equação 5.1 para cálculo de armadura mínima de flexão, além dos parâmetros estabelecidos anteriormente no Quadro 3. Com base nestes dados é possível verificar que a taxa de armadura mínima é em função da resistência característica à compressão do concreto, portanto é evidente que a taxa mínima de armadura em lajes irá aumentar com o aumento da resistência.

$$A_{s,min} = \frac{\rho_{min}}{A_c} \quad 5.1$$

Onde:

$A_{s,min}$: taxa de armadura mínima de flexão (cm²/m);

ρ_{min} : taxa geométrica mínima de armadura longitudinal;

A_c : área da seção transversal (m).

O Apêndice D apresenta as armaduras calculadas para os três dimensionamentos e o Quadro 12 representa as taxas de armadura mínima para cada resistência. Nesse sentido, torna-se visível que o consumo de aço para f_{ck} 60 e 90 MPa apresentaram tal acréscimo em relação ao de 30 MPa.

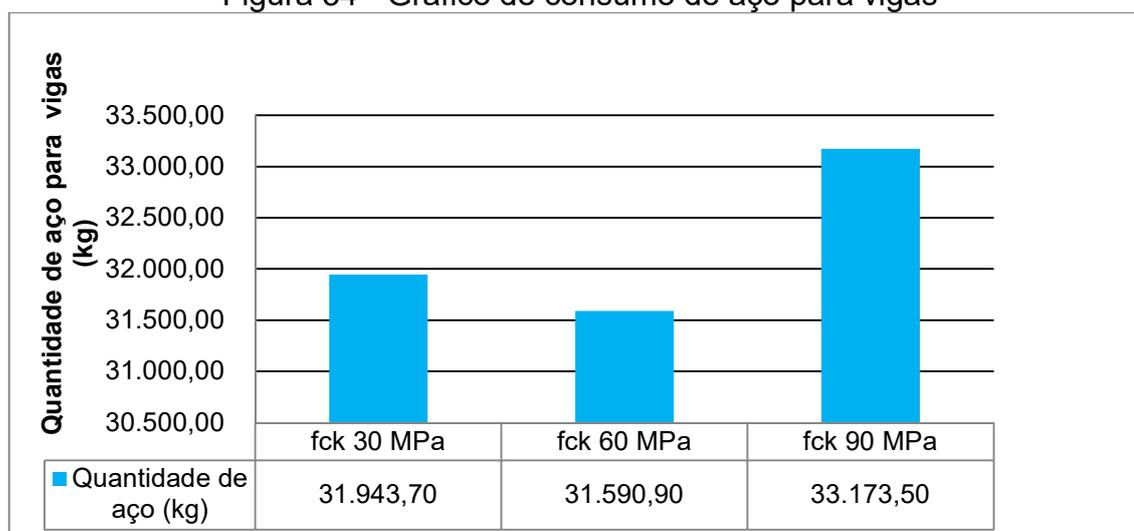
Quadro 12 - Taxa de armadura mínima para lajes

Fck (MPa)	Armaduras negativas (cm ² /m)	Armaduras negativas de bordas sem continuidade (cm ² /m)	Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções (cm ² /m)	Armadura positiva (principal) de lajes armada em uma direção (cm ² /m)	Armadura de distribuição nas lajes armadas em uma direção (cm ² /m)
30	1,80	1,21	1,21	1,80	0,90
60	2,63	1,76	1,76	2,63	1,31
90	3,07	2,06	2,06	3,07	1,54

Fonte: Da Autora (2018).

A variação de consumo de aço presente em vigas diverge dos pilares e das lajes, conforme apresentado na Figura 34, visto que há um decréscimo da quantidade de aço alterando o f_{ck} de 30 MPa para 60 MPa, porém, ao substituir a resistência para 90 MPa, há um aumento significativo na quantidade de aço, tanto em relação a 60 MPa como em relação a 30 MPa. O acréscimo no f_{ck} de 90 MPa, pode ser explicado da mesma maneira que o aço presentes nas lajes, ou seja, a área mínima de aço é em função da resistência característica à compressão do concreto. Já para o decréscimo que ocorre no dimensionamento de 60 MPa em relação ao de 30 MPa, deve ser realizada uma análise aprofundada com o intuito de verificar quais as variáveis envolvem este comportamento. Contudo o objetivo desta pesquisa não contempla tal análise.

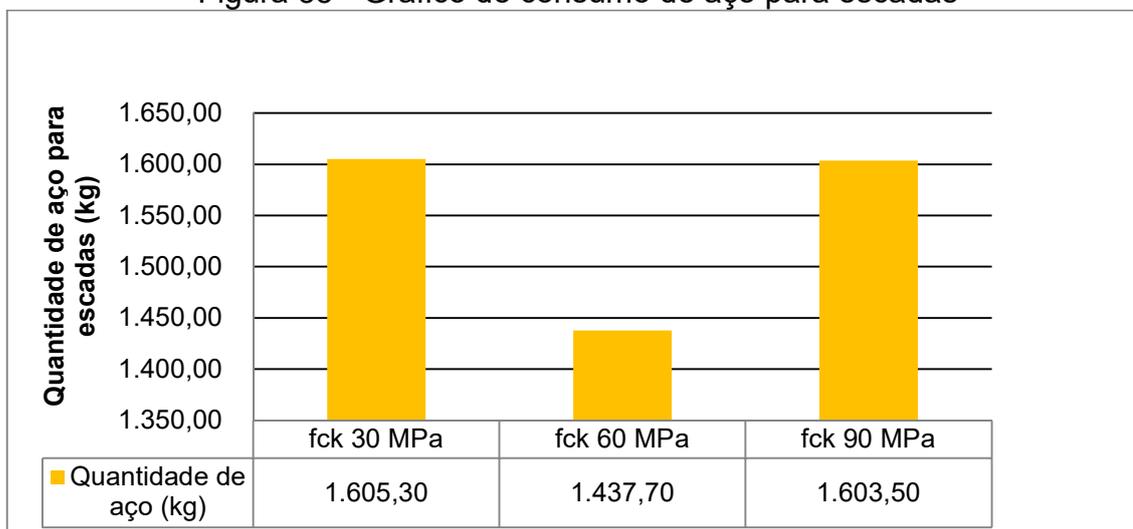
Figura 34 - Gráfico de consumo de aço para vigas



Fonte: Da Autora (2018).

O mesmo ocorre com a armadura de escadas, reduzindo a quantidade de aço quando utilizado o f_{ck} de 60 MPa e tendo um aumento quando considerado o f_{ck} de 90 MPa. A Figura 35, representa tais informações.

Figura 35 - Gráfico de consumo de aço para escadas

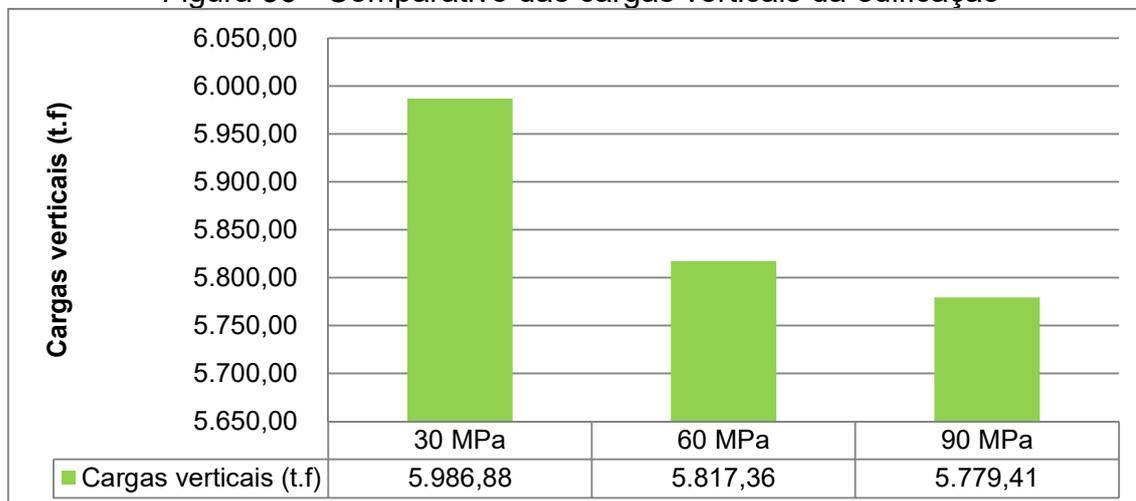


Fonte: Da Autora (2018).

5.1.3 Cargas verticais e deslocamentos

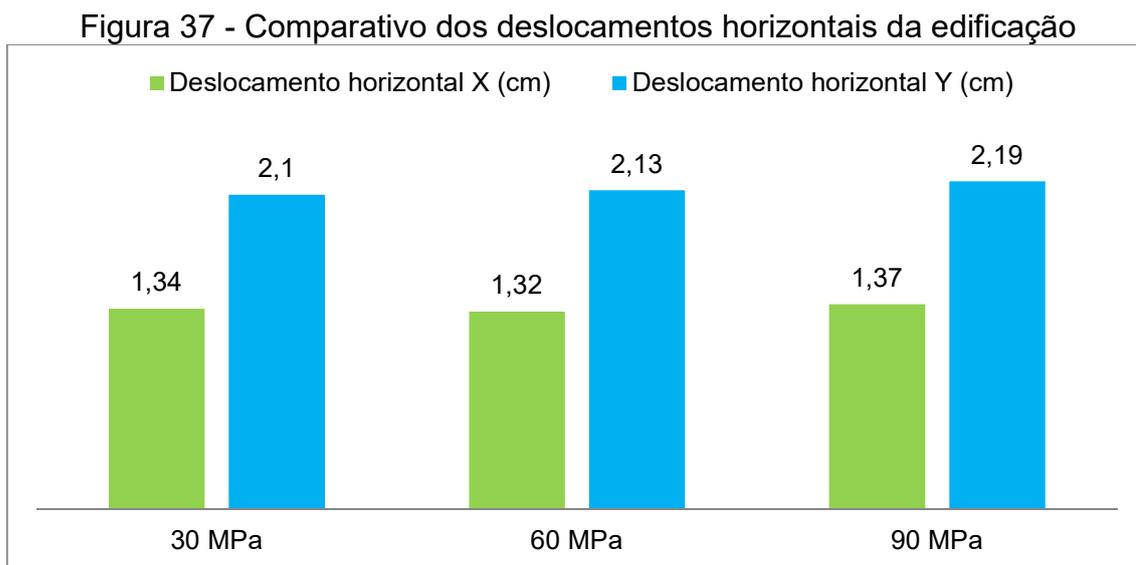
De acordo com a Figura 36 observa-se uma redução das cargas verticais em 2,83% na substituição do concreto f_{ck} 30 MPa pelo concreto f_{ck} 60 MPa, ou seja, 169,52 t.f.. Já na substituição do concreto f_{ck} 30 MPa pelo concreto f_{ck} 90 MPa nota-se uma redução de 3,47%, totalizando 207,47 t.f.

Figura 36 - Comparativo das cargas verticais da edificação



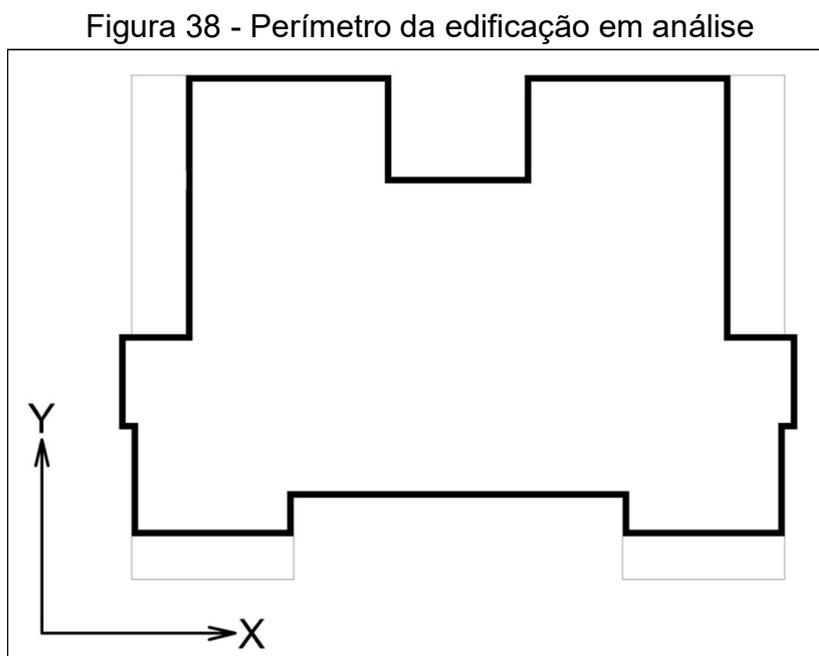
Fonte: Da Autora (2018).

Os deslocamentos horizontais da edificação podem ser analisados através da Figura 37, sendo que na direção Y o deslocamento cresce de acordo com o aumento da resistência, mantendo-se no limite de 2,1 cm a 2,2 cm, já na direção X, há um decréscimo de 30 MPa para 60 MPa e um acréscimo aos 90 MPa, mas no geral o mesmo mantém-se entre 1,34 cm e 1,37 cm.



Fonte: Da Autora (2018).

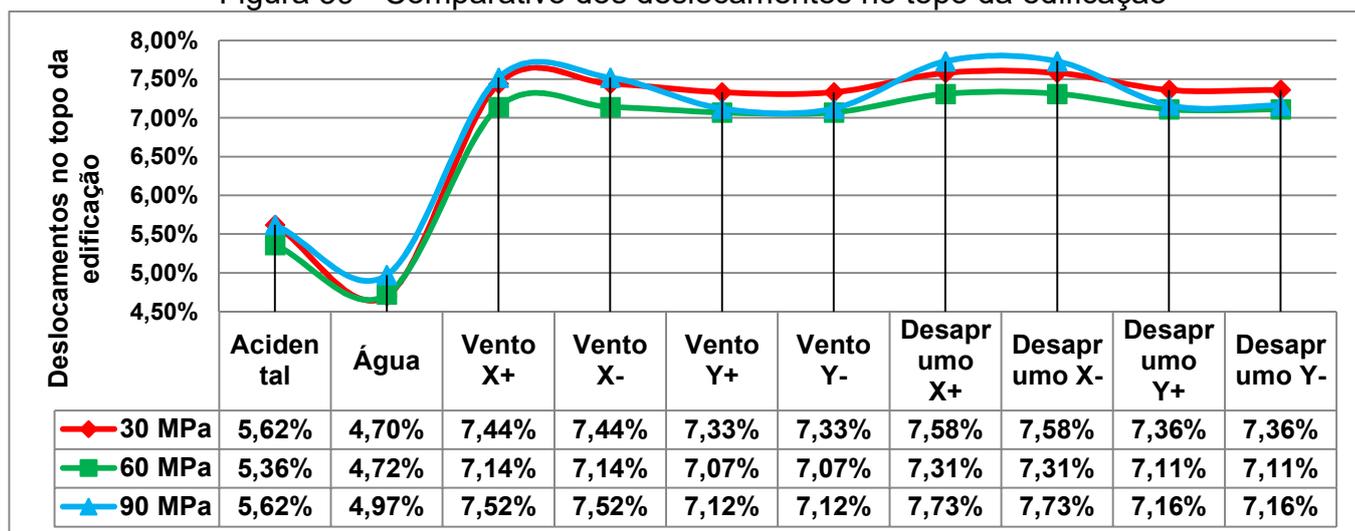
O fato do deslocamento ser maior na direção Y ocorre devido à arquitetura da edificação, sendo que o lado de menor inércia está posicionada nesta direção, conforme Figura 38.



Fonte: Da Autora (2018).

Quanto aos deslocamentos no topo da edificação verificam-se por meio da Figura 39, que não há diferença expressiva entre as três resistências, todavia o deslocamento do concreto f_{ck} 60 MPa apresenta resultados mais satisfatórios em relação aos demais.

Figura 39 - Comparativo dos deslocamentos no topo da edificação



Fonte: Da Autora (2018).

5.1.4 Custo preliminar da superestrutura

O orçamento preliminar a ser realizado nesta pesquisa consiste em um modelo simplificado o qual considera apenas valores quanto ao material de concreto, aço e fôrmas da superestrutura da edificação com o objetivo de verificar se o aumento da resistência característica à compressão do concreto diminui os custos com esses materiais. Para isso, foi utilizada como referência de preços a tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) da Caixa Econômica Federal. A tabela utilizada foi a de preços de insumos não desonerados, mês de referência: 09/2018.

A SINAPI apresenta preços para concretos de classe 20 até a classe 80, ou seja, a mesma não contempla concretos de resistência f_{ck} 90 MPa. Sendo assim, e levando em consideração que o f_{ck} 60 MPa apresentou resultados mais satisfatórios do que o f_{ck} 90 MPa na edificação em análise, realizou-se apenas o comparativo de custo dos quantitativos de materiais obtidos no dimensionamento utilizando concreto

classe 30 e concreto classe 60, os quais seguem apresentados na Tabela 12 e na Tabela 13.

Tabela 12 - Orçamento preliminar dimensionamento f_{ck} 30 MPa

Item	Quant.	Unid.	Valor Unit. (R\$)	Valor Total (R\$)	Referência do preço (09/2018)
Aço CA50 6,3 mm	8.388,10	kg	5,38	45.128,00	Sinapi 34449
Aço CA50 8,0 mm	8.933,60	kg	5,39	48.152,10	Sinapi 33
Aço CA50 10,0 mm	19.321,60	kg	5,15	99.506,20	Sinapi 34439
Aço CA50 12,5 mm	12.775,70	kg	4,88	62.345,40	Sinapi 34441
Aço CA50 16,0 mm	6.575,40	kg	4,88	32.088,00	Sinapi 34443
Aço CA50 20,0 mm	4.699,90	kg	4,88	22.935,50	Sinapi 34446
Aço CA60 5,0 mm	18.645,50	kg	4,76	88.752,60	Sinapi 34456
Concreto usinado bombeável, classe de resistência C30	1.175,30	m ³	338,23	397.521,70	Sinapi 1525
Chapa de madeira compensada para forma de concreto, de 2,2x1,1m, e: 14 mm	11.603,30	m ²	22,19	257.477,20	Sinapi 1355
TOTAL GERAL (R\$)				1.053.906,70	

Fonte: Da Autora (2018).

Tabela 13 - Orçamento preliminar dimensionamento f_{ck} 60 MPa

Item	Quant.	Unid.	Valor Unit. (R\$)	Valor Total (R\$)	Referência do preço (09/2018)
Aço CA50 6,3 mm	9.916,40	kg	5,38	53.350,20	Sinapi 34449
Aço CA50 8,0 mm	11.426,40	kg	5,39	61.588,30	Sinapi 33
Aço CA50 10,0 mm	16.272,50	kg	5,15	83.803,40	Sinapi 34439
Aço CA50 12,5 mm	10.957,90	kg	4,88	53.474,60	Sinapi 34441
Aço CA50 16,0 mm	7.617,00	kg	4,88	37.171,00	Sinapi 34443
Aço CA50 20,0 mm	3.382,10	kg	4,88	16.504,60	Sinapi 34446
Aço CA60 5,0 mm	17.038,40	kg	4,76	81.102,80	Sinapi 34456
Concreto usinado bombeável, classe de resistência C60	1.074,70	m ³	622,49	668.990,00	Sinapi 34485
Chapa de madeira compensada para forma de concreto, de 2,2x1,1m, e: 14 mm	10.953,90	m ²	22,19	243.067,00	Sinapi 1355
TOTAL GERAL (R\$)				1.299.051,90	

Fonte: Da Autora (2018).

É possível verificar que apesar da redução do volume de concreto, aço e fôrmas do dimensionamento f_{ck} 60 MPa, o custo total dos materiais resultou um valor maior do que no dimensionamento f_{ck} 30 MPa, isto ocorre devido ao preço unitário do concreto o qual tem um acréscimo de 84,04% no valor da classe 30 para a classe

60. No entanto, não foi considerado preços de mão de obra e equipamentos, os quais poderão reduzir seus quantitativos. Assim é recomendável que seja realizada uma análise específica sobre custos, elaborando um orçamento analítico.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O propósito desta pesquisa foi analisar a redução de seções transversais de pilares em edifícios altos, tal como a redução de concreto, aço e fôrmas, com a variação da resistência característica à compressão do concreto. Para tanto, foi analisada a viabilidade de utilizar concretos de alta resistência na edificação em estudo.

Ficou claro que o acréscimo da resistência característica à compressão do concreto reduz a seção transversal de pilares e, conseqüentemente, a quantidade de materiais, tais como concreto, aço e fôrmas. Em decorrência disso, observa-se que há um aumento na área útil da edificação. No entanto, nesse caso específico, é perceptível que os resultados mais significantes, quando se trata de redução de materiais, se dá com o concreto f_{ck} 60 MPa, ao contrário do concreto f_{ck} 90 MPa, o qual comprovou sua eficácia na redução de seções transversais. Contudo, levando em consideração a redução de concreto, aço e fôrmas, ele se torna inapropriado em comparação ao de 60 MPa, e é possível que seu custo benefício seja pouco viável.

Além do mais, verificou-se por meio do orçamento preliminar, considerando apenas custo com material, que a utilização do concreto de alta resistência f_{ck} 60 MPa, apesar de diminuir os quantitativos de materiais, tende a aumentar o valor do orçamento. Portanto, tendo em vista a redução inexpressiva de materiais resultante do dimensionamento aplicando concreto de alta resistência f_{ck} 90 MPa, conclui-se que o emprego do concreto de alta resistência f_{ck} 90 MPa se tornará inviável em relação ao de 60 MPa.

Contudo, para a correta viabilidade da substituição do concreto convencional pelo concreto de alta resistência, é necessário realizar uma pesquisa aprofundada quanto ao custo de sua substituição visto que tal alteração não interfere apenas nos materiais utilizados na estrutura da edificação, mas sim na redução de mão de obra e no tempo de execução, além da redução de cargas transmitidas às fundações, as quais podem apresentar resultados satisfatórios quanto ao custo com as mesmas. Dessa forma, para cada caso deve ser feita uma análise de custos prévia, que indicará a vantagem ou desvantagem econômica dessa utilização.

REFERÊNCIAS

ALVES, Martha Figueiredo. **Estudo comparativo de métodos de dosagem para concreto de alta resistência**. 2000. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Rio Grande: Dunas, 2010, v.2, 3.ed.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. 3. ed. Rio de Janeiro, 2014, 238p.

_____. **NBR 6120**: Cargas para cálculo de estruturas de edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1980, 6 p.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1988, 80 p.

_____. **NBR 8681**: Ações e seguranças nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003, 15 p.

_____. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015, 3 p.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1997. 182 p.

BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O.. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. São Paulo: Pini, 2004.

ANTOCHEVIZ, Fabiana Bugs. **O desempenho de edifícios altos e o impacto gerado em seus contextos urbanos segundo a percepção de seus usuários**. 2014. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. **SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil. Tabela de preços de insumos**. Porto Alegre: Caixa Econômica Federal. set. 2018. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_660>. Acesso em 15 de nov. 2018.

CECCON, Jorge Luiz. **Análise dos efeitos de segunda ordem em pilares solicitados a flexão oblíqua composta**. 2008. Tese (doutorado em Engenharia) - Universidade de São Paulo. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-07112008-105053/pt-br.php>>. Acesso em 14 mai. 2018.

DAMAS, Alexandra Pinto. **Estudo de confiabilidade no projeto de pilares esbeltos de concreto de alta resistência**. 2015. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

DI PIETRO, J. E. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro**. Tese de doutorado – Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

DINIZ, S. M. **Reliability bases for high-strength concrete columns**. In: *Journal of Structural Engineering*, 123, p. 1375 – 1381, 1997.

FAKURY, Ricardo Hallal; SILVA, Ana Lydia Reis Castro e; CALDAS, Rodrigo Barreto. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 2013.

FUSCO, Péricles Brasiliense; ONISHI, Minoru. **Introdução à engenharia de estruturas de concreto**. São Paulo: Cengage, 2017. 264 p.

GONÇALVES, Joana Carla Soares. **The environmental performance of tall buildings**. London: Earthscan, 2010.

GREGOLETTO, D.; REIS, A.T.L. **Os edifícios altos na percepção dos usuários do espaço urbano**. Cadernos PROARQ, Programa de Pós-graduação em Arquitetura da UFRJ, Rio de Janeiro, v.19, 9.89-110, 2012.

MACEDO, S.S. **O processo de verticalização e a paisagem da cidade**. Sinopses, FAUSP, São Paulo, v.15, p.68-76, jun.1991.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudo de caso, exemplos**. São Paulo: Pini, 2006.

NEVILLE, Adam M.. **Propriedades do concreto**. Tradução: Ruy Alberto Cremonini. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.

PILOTTO NETO, Egydio. **Caderno de receitas de concreto armado vol.3 - lajes**. Rio de Janeiro: Ltc, 2018.

PILOTTO NETO, Egydio. **Caderno de receitas de concreto armado vol.1 - vigas**. Rio de Janeiro: Ltc, 2018.

PINHEIRO, Antonio Carlos da Fonseca Bragança; CRIVELARO, Marcos. **Materiais de construção**. 2. ed. São Paulo: Érica, 2016. 144 p.

PORTO, Thiago Bomjardin; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

QUEIROZ, Thiago Augusto Nogueira; COSTA, Ademir Araújo da. **As pesquisas sobre a verticalização das cidades: breve histórico e dimensões de análise.** Natal: Sociedade e Território, 2017.

RAMIRES, Julio Cesar de Lima. **O processo da verticalização das cidades brasileiras.** v.16. n.1. p. 97-105, 1998. Disponível em: <<http://www.periodicos.uem.br/ojs/index.php/BolGeogr/article/view/12156>>. Acesso em: 14 mai. 2018.

SALGADO, Júlio César Pereira. **Estruturas na construção civil.** São Paulo: Érica, 2014.

SILVA, Inês Santana da. **Concreto de alta resistência: composição, propriedades e dimensionamento.** 1995. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo

SILVA, Marcos Alberto Ferreira Da; FILHO, Jasson Rodrigues De Figueiredo; CARVALHO, Roberto Chust. **A utilização da analogia de grelha para análise de pavimentos de edifícios em concreto armado.** V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003.

SOMEKH, N. **A cidade vertical e o urbanismo modernizador.** São Paulo: Studio Nobel; FAPESP, 1997.

SUPORTE ALTOQI. **Analogia de grelha para lajes em concreto armado.** Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360003164693-Analogia-de-grelha-para-lajes-em-concreto-armado>>. Acesso em 22 de junho 2018.

SUPORTE ALTOQI. **Principais configurações no dimensionamento de vigas.** Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004930194-Principais-configura%C3%A7%C3%B5es-de-dimensionamento-vigas>>. Acesso em 22 de junho 2018.

APÊNDICE A
SEÇÃO TRANSVERSAL DE PILARES PRÉ-DIMENSIONAMENTO - f_{ck} : 30, 60 e
90 MPa

Dados		f_{ck} 30 MPa			f_{ck} 60 MPa			f_{ck} 90 MPa		
Área de influência (m ²)	Nº pilar	B (cm)	H (cm)	Área seção transversal pilar (cm ²)	B (cm)	H (cm)	Área seção transversal pilar (cm ²)	B (cm)	H (cm)	Área seção transversal pilar (cm ²)
6,08	P01	20	60	1200	20	35	700	20	25	500
5,60	P02	20	55	1100	20	35	700	20	25	500
2,93	P03	20	30	600	20	20	400	20	20	400
2,93	P04	20	30	600	20	20	400	20	20	400
5,60	P05	20	55	1100	20	35	700	20	25	500
6,08	P06	20	60	1200	20	35	700	20	25	500
21,42	P07	30	125	3750	25	90	2250	25	60	1500
19,34	P08	30	115	3450	25	80	2000	25	55	1375
19,34	P09	30	115	3450	25	80	2000	25	55	1375
21,42	P10	30	125	3750	25	90	2250	25	60	1500
3,72	P11	20	40	800	20	20	400	20	20	400
10,80	P12	25	80	2000	20	60	1200	20	40	800
19,33	P13	35	95	3325	25	80	2000	25	55	1375
19,27	P14	30	110	3300	25	80	2000	25	55	1375
19,27	P15	30	110	3300	25	80	2000	25	55	1375
19,33	P16	35	95	3325	25	80	2000	25	55	1375
10,80	P17	25	80	2000	20	60	1200	20	40	800
3,72	P18	20	40	800	20	20	400	20	20	400
9,00	P19	25	65	1625	20	50	1000	20	35	700
9,00	P20	25	65	1625	20	50	1000	20	35	700
7,33	P21	25	55	1375	20	40	800	20	30	600
10,04	P22	25	75	1875	25	55	1375	20	40	800
7,33	P23	25	55	1375	20	40	800	20	30	600
8,30	P24	20	85	1700	20	45	900	20	35	700
13,65	P25	25	100	2500	20	75	1500	20	55	1100
13,65	P26	25	100	2500	20	75	1500	20	55	1100
8,30	P27	20	85	1700	20	45	900	20	35	700

APÊNDICE B
SECÃO TRANSVERSAL FINAL DE PILARES APÓS DIMENSIONAMENTO
NO SOFTWARE EBERICK- f_{ck} : 30, 60 e 90 MPa

Pilar	f_{ck} 30 MPa			f_{ck} 60 MPa			f_{ck} 90 MPa		
	B (cm)	H (cm)	Área seção transversal pilar (cm ²)	B (cm)	H (cm)	Área seção transversal pilar (cm ²)	B (cm)	H (cm)	Área seção transversal pilar (cm ²)
P01	20	60	1200	20	35	700	20	40	800
P02	25	70	1750	25	45	1125	25	50	1250
P03	25	40	1000	20	30	600	20	30	600
P04	25	40	1000	20	30	600	20	20	400
P05	25	70	1750	25	45	1125	25	50	1125
P06	20	60	1200	20	35	700	20	25	500
P07	30	125	3750	25	90	2250	25	60	1500
P08	30	115	3450	25	80	2000	25	55	1375
P09	30	115	3450	25	80	2000	25	55	1375
P10	30	125	3750	25	90	2250	25	60	1500
P11	20	60	1200	20	30	600	20	30	600
P12	25	80	2000	20	60	1200	20	40	800
P13	35	90	3150	25	90	2250	25	90	2250
P14	30	110	3300	25	80	2000	25	55	1375
P15	30	110	3300	25	80	2000	25	70	1750
P16	35	90	3150	25	80	2000	25	55	1375
P17	25	80	2000	20	60	1200	20	40	800
P18	20	60	1200	20	30	600	20	30	600
P19	25	65	1625	20	60	1200	20	60	1200
P20	25	65	1625	20	60	1200	20	60	1200
P21	25	55	1375	20	40	800	20	40	800
P22	25	75	1875	25	55	1375	20	40	800
P23	25	55	1375	20	40	800	20	40	800
P24	20	85	1700	20	45	900	20	35	700
P25	25	100	2500	20	75	1500	20	55	1100
P26	25	100	2500	20	75	1500	20	55	1100
P27	20	85	1700	20	45	900	20	35	700

APÊNDICE C
COMPARATIVO DE REDUÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DE PILARES APÓS
DIMENSIONAMENTO

Pilar	Redução f_{ck} : 30 MPa para 60 MPa		Redução f_{ck} : 30 MPa para 90 MPa		Redução f_{ck} : 60 MPa para 90 MPa	
	Redução de área transversal (cm ²)	% de redução	Redução de área transversal (cm ²)	% de redução	Redução de área transversal (cm ²)	% de redução
P01	-500	- 41,67	-400	- 33,33	100	14,29
P02	-625	- 35,71	-625	- 35,71	0	0
P03	-400	- 40,00	-400	- 40,00	0	0
P04	-400	- 40,00	-600	- 60,00	-200	- 33,33
P05	-625	- 35,71	-500	- 28,57	125	11,11
P06	-500	- 41,67	-700	- 58,33	-200	- 28,57
P07	-1500	- 40,00	-2250	- 60,00	-750	- 33,33
P08	-1450	- 42,03	-2075	- 60,14	-625	- 31,25
P09	-1450	- 42,03	-2075	- 60,14	-625	- 31,25
P10	-1500	- 40,00	-2250	- 60,00	-750	- 33,33
P11	-600	- 50,00	-600	- 50,00	0	0
P12	-800	- 40,00	-1200	- 60,00	-400	- 33,33
P13	-900	- 28,57	-900	- 28,57	0	0
P14	-1300	- 39,39	-1925	- 58,33	-625	- 31,25
P15	-1300	- 39,39	-1550	- 46,97	-250	- 12,50
P16	-1150	- 36,51	-1775	- 56,35	-625	- 31,25
P17	-800	- 40,00	-1200	- 60,00	-400	- 33,33
P18	-600	- 50,00	-600	- 50,00	0	0
P19	-425	- 26,15	-425	- 26,15	0	0
P20	-425	- 26,15	-425	- 26,15	0	0
P21	-575	- 41,82	-575	- 41,82	0	0
P22	-500	- 26,67	-1075	- 57,33	-575	- 41,82
P23	-575	- 41,82	-575	- 41,82	0	0
P24	-800	- 47,06	-1000	- 58,82	-200	- 22,22
P25	-1000	- 40,00	-1400	- 56,00	-400	- 26,67
P26	-1000	- 40,00	-1400	- 56,00	-400	- 26,67
P27	-800	- 47,06	-1000	- 58,82	-200	- 22,22

APÊNDICE D
DIMENSIONAMENTO DAS LAJES E ARMADURAS - PAVIMENTO TIPO 01

(continua)

Armaduras laje - pavimento tipo 01 - F_{ck} 30 MPa								
Nº laje	Momentos positivos				Momentos negativos			
	Asx, calc (cm ² /m)	Armadura	Asy, calc (cm ² /m)	Armadura	Asx, calc (cm ² /m)	Armadura	Asy, calc (cm ² /m)	Armadura
L01	0,9	Ø 5 c/21 cm	1,97	Ø6.3 c/15 cm	6,76	Ø10 c/14 cm	0	Ø5 c/15 cm
L02	1,21	Ø5 c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	2,78	Ø8 c/20 cm	0	
L03	1,85	Ø6.3 c/16 cm	1,48	Ø6.3 c/20 cm	0		0	
L04	1,87	Ø6.3 c/16 cm	1,48	Ø6.3 c/20 cm	0		0	
L05	1,21	Ø5 c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	2,81	Ø8 c/20 cm	0	
L06	0,9	Ø5 c/21 cm	1,97	Ø6.3 c/15 cm	6,76	Ø10 c/14 cm	0	Ø5 c/15 cm
L07	1,21	Ø5c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	3,19	Ø8 c/19 cm	0	
L08	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	0		0	
L09	1,9	Ø6.3 c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	0		0	
L10	1,21	Ø5c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	3,21	Ø6.3 c/11 cm	0	
L11	1,21	Ø5c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	0		0	
L12	1,21	Ø5c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	0		0	
L13	3,13	Ø8 c/16 cm	2,04	Ø6.3 c/15 cm	0		0	
L14	1,21	Ø5c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	0		0	
L15	2,13	Ø6.3 c/14 cm	1,38	Ø5 c/14 cm	0		0	
L16	2,13	Ø6.3 c/14 cm	1,38	Ø5 c/14 cm	0		0	
L17	1,21	Ø5c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	0		0	
L18	3,13	Ø8 c/16 cm	2,04	Ø6.3 c/15 cm	0		0	
L19	1,21	Ø5c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	2,45	Ø6.3c/15 cm	0	
L20	1,21	Ø5c/16 cm	1,21	Ø5 c/16 cm	2,45	Ø6.3c/15 cm	0	
L21	0,9	Ø5 c/21 cm	1,97	Ø6.3 c/15 cm	2,28	Ø6.3c/16 cm	0	
L22	0,9	Ø5 c/21 cm	1,97	Ø6.3 c/15 cm	2,28	Ø6.3c/16 cm	0	
Armaduras laje - pavimento tipo 01 - F_{ck} 60 MPa								
Nº laje	Momentos positivos				Momentos negativos			
	Asx, calc (cm ² /m)	Armadura	Asy, calc (cm ² /m)	Armadura	Asx, calc (cm ² /m)	Armadura	Asy, calc (cm ² /m)	Armadura
L01	1,12	Ø5 c/17 cm	2,93	Ø8 c/17 cm	7,92	Ø12.5 c/19 cm	1,61	Ø6.3 c/19 cm
L02	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø6.3 c/17 cm	2,8	Ø8 c/18 cm	0	
L03	1,84	Ø6.3 c/16 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	
L04	1,84	Ø6.3 c/16 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	
L05	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	2,81	Ø8 c/18 cm	0	
L06	1,12	Ø5 c/17 cm	2,93	Ø8 c/17 cm	7,92	Ø12.5 c/19 cm	1,61	Ø6.3 c/19 cm
L07	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	3,07	Ø8 c/16 cm	0	
L08	1,83	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	
L09	1,91	Ø6.3 c/16 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	

(conclusão)

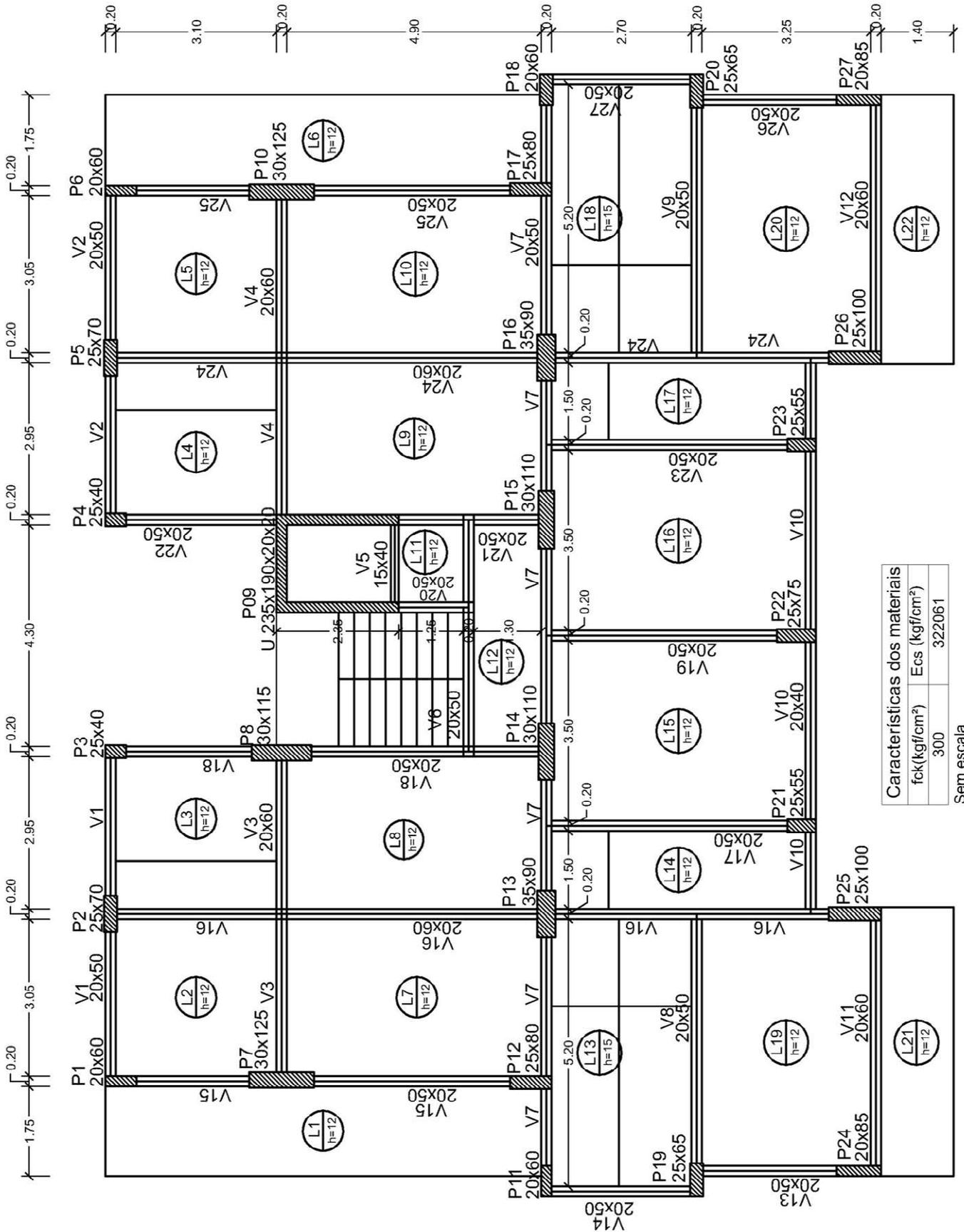
L10	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	3,07	Ø8 c/16 cm	0	
L11	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	
L12	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	
L13	3,1	Ø8 c/16 cm	2,32	Ø8 c/20 cm	0		0	
L14	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	
L15	2,05	Ø6.3 c/15 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	
L16	2,05	Ø6.3 c/15 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	
L17	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	0		0	
L18	3,1	Ø8 c/16 cm	2,32	Ø8 c/20 cm	0		0	
L19	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	2,37	Ø8 c/20 cm	0	
L20	1,82	Ø6.3 c/17 cm	1,62	Ø5 c/12 cm	2,37	Ø8 c/20 cm	0	
L21	1,12	Ø5 c/17 cm	2,93	Ø8 c/17 cm	2,35	Ø6.3 c/16 cm	0	
L22	1,12	Ø5 c/17 cm	2,93	Ø8 c/17 cm	2,35	Ø6.3 c/16 cm	0	

Armaduras laje - pavimento tipo 01 - F_{ck} 90 MPa

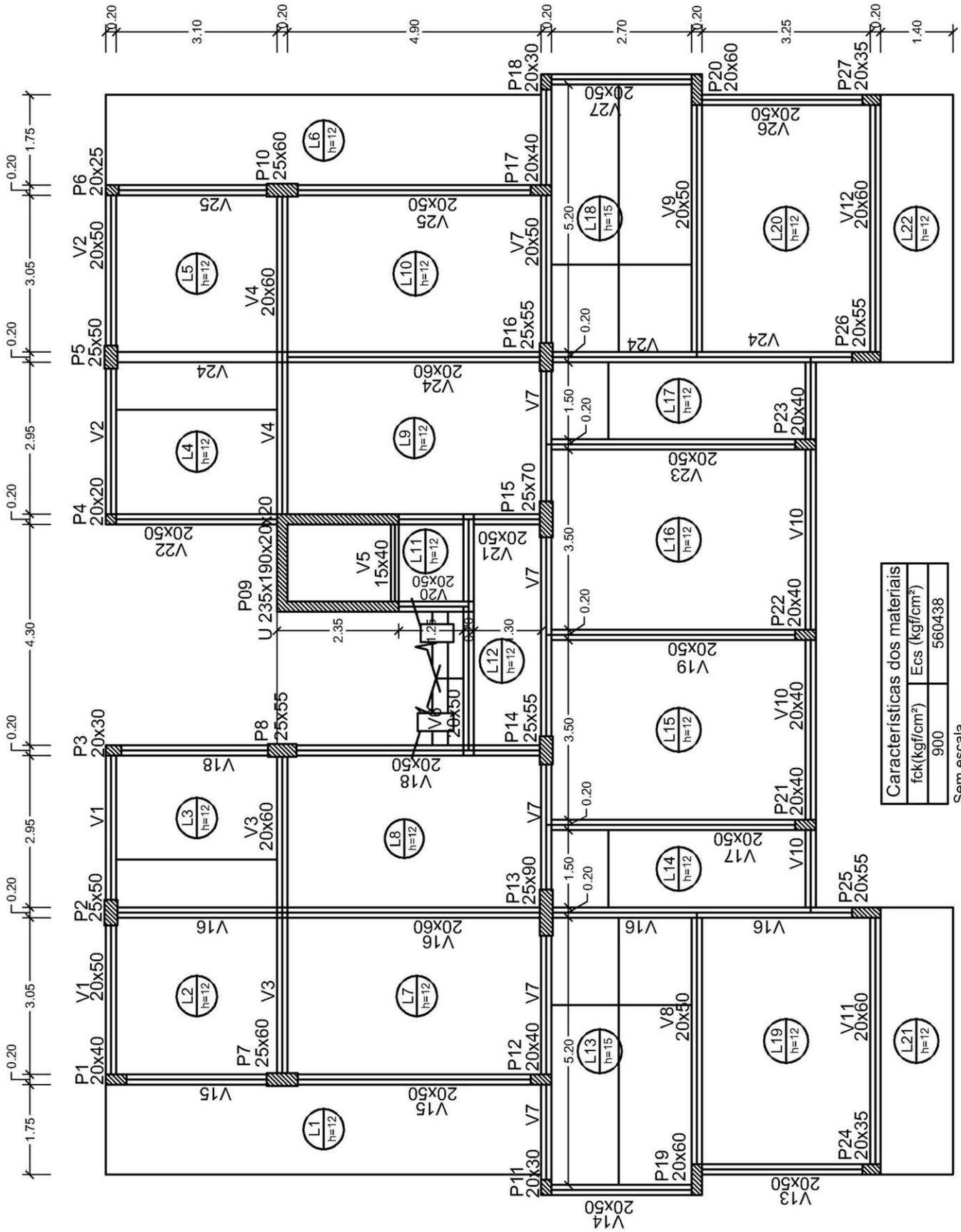
Nº laje	Momentos positivos				Momentos negativos			
	Asx, calc (cm²/m)	Armadura	Asy, calc (cm²/m)	Armadura	Asx, calc (cm²/m)	Armadura	Asy, calc (cm²/m)	Armadura
L01	1,6	Ø6.3 c/19 cm	3,5	Ø8 c/14 cm	6,84	Ø10 c/11 cm	1,36	Ø6.3 c/20 cm
L02	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	2,64	Ø8 c/19 cm	0	
L03	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L04	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L05	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	2,63	Ø8 c/19 cm	0	
L06	1,6	Ø6.3 c/19 cm	3,5	Ø8 c/14 cm	6,91	Ø10 c/11 cm	1,36	Ø6.3 c/20 cm
L07	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	3,05	Ø8 c/16 cm	0	
L08	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L09	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L10	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	3,05	Ø8 c/16 cm	0	
L11	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L12	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L13	3,09	Ø8 c/16 cm	2,71	Ø6.3 c/11 cm	0		0	
L14	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L15	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L16	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L17	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L18	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	0		0	
L19	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	2,32	Ø8 c/20 cm	0	
L20	2,15	Ø6.3 c/14 cm	2,33	Ø8 c/20 cm	2,32	Ø8 c/20 cm	0	
L21	1,6	Ø6.3 c/19 cm	3,5	Ø8 c/14 cm	2,42	Ø8 c/20 cm	0	
L22	1,6	Ø6.3 c/19 cm	3,5	Ø8 c/14 cm	2,42	Ø8 c/20 cm	0	

APÊNDICE E

PLANTA DE FÔRMAS PAV. TIPO F_{ck} 30 MPa



APÊNDICE G
PLANTA DE FÔRMAS PAV. TIPO F_{ck} 90 MPa



Características dos materiais	
f_{ck} (kgf/cm ²)	Ecs (kgf/cm ²)
900	560438

Sem escala

APÊNDICE I

PLANTA DE FÔRMAS PAV. COBERTURA F_{ck} 90 MPa

