

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DE FORMIGA – UNIFOR – MG**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**HUGO FERREIRA MOREIRA**

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA EM  
CONCRETO ARMADO COM A UTILIZAÇÃO DE *SOFTWARES***

**FORMIGA – MG**

**2018**

HUGO FERREIRA MOREIRA

ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA EM  
CONCRETO ARMADO COM A UTILIZAÇÃO DE *SOFTWARES*

Trabalho de conclusão de curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil  
do UNIFOR - MG, como requisito parcial  
para a obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Tiago de Moraes Faria  
Novais.

FORMIGA - MG

2018

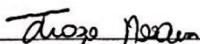
Hugo Ferreira Moreira

ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA EM  
CONCRETO ARMADO COM A UTILIZAÇÃO DE SOFTWARES

Trabalho de conclusão de curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil  
do UNIFOR- MG, como requisito parcial  
para a obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Tiago de Morais Faria  
Novais.

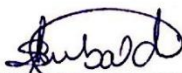
BANCA EXAMINADORA



---

Prof. Dr. Tiago de Morais Faria Novais

Orientador



---

Prof. Dr. Michael Silveira Thebaldi

UNIFOR/MG



---

José Ronaldo do Couto

Engenheiro Civil

Formiga, 05 de novembro de 2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)  
Biblioteca UNIFOR-MG

M838 Moreira, Hugo Ferreira.

Análise comparativa do dimensionamento de uma estrutura em concreto armado com a utilização de softwares / Hugo Ferreira Moreira. – 2018.

77 f.

Orientador: Tiago de Moraes Faria Novais.  
Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Centro  
Universitário de Formiga - UNIFOR, Formiga, 2018.

1. Engenharia civil. 2. Construção civil. 3. Lajes. I. Título.

CDD 624.1834

Catalogação elaborada na fonte pela bibliotecária  
Regina Célia Reis Ribeiro – CRB 6-1362

## RESUMO

O desenvolvimento dos recursos tecnológicos acontece de forma acelerada e sua influência muda diretamente a forma com que vivemos. Junto com o progresso eletrônico surgiram novas maneiras em que o engenheiro civil analisa e projeta uma estrutura, sendo que as principais ferramentas atualmente são os *softwares* de análise e dimensionamento estrutural, que são mais modernos e teoricamente mais precisos que os antigos métodos manuais. Ainda que os *softwares* apresentem resultados mais confiáveis, a norma responsável por projetos de estruturas de concreto armado no Brasil não especifica qual o método a ser utilizado, o que gera espaço para comparações de consumo de materiais, comportamento estrutural e detalhamento de projeto. Desta forma, este trabalho compara o consumo de aço e concreto obtidos no dimensionamento manual de uma estrutura em concreto armado com o dimensionamento realizado com auxílio computacional, em três *softwares* comuns no mercado brasileiro, assim como as deformações máximas presentes em cada situação computacional.

Palavras-chave: Engenharia civil; Construção civil; Lajes.

## **ABSTRACT**

The development of technological resources happens quickly and it influences directly in the way we live. With the electronic progress, new possibilities of structural analyzes made with concrete has emerged. The main tools currently being used by civil engineerings for development and structural analysis are the softwares, that are more modern and theoretically more accurate than the old manual methods. Although the softwares show more reliable results, the brazilian regulation in charge for projects of concrete structures does not specify which method to use, what it brings comparisons of material consumption, structural behavior and detailing of project. This work compares the consumption of steel and concrete, obtained of manual dimensioning of a structure in reinforced concrete and through in three common softwares in Brazilian market, as well the maximum deformations present in each computational situation.

Keywords: Civil engineering; Civil construction; Slabs.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Construção grega feira com pedras .....	13
Figura 2 - Viga de concreto submetida a flexão .....	19
Figura 3 – Redistribuição de momentos nos apoios.....	22
Figura 4 – Modelo estrutural.....	24
Figura 5 - Obtenção de esforços através de modelo de viga contínua .....	25
Figura 6 - Modelo de grelha de vigas. ....	25
Figura 7 – Modelo de grelha de vigas e laje.....	26
Figura 8 – Modelo de pórtico plano. ....	26
Figura 9 - Pórticos espacial. ....	27
Figura 10 - Planta baixa do pavimento.....	31
Figura 11 - Planta de forma do pavimento térreo. ....	32
Figura 12 - Planta de forma do pavimento superior. ....	33
Figura 13 – Exemplo de lajes armadas em uma e duas direções. ....	35
Figura 14 - Dimensões de uma laje em corte.....	36
Figura 15 - Exemplo de obtenção de comprimento inicial de barras em vigas .....	42
Figura 16 - Dados gerais do projeto no Cypecad .....	49
Figura 17 - Inserção de pisos no Cypecad .....	50
Figura 18 - Inserção de pilares no Cypecad.....	51
Figura 19 - Inserção de vigas no Cypecad.....	52
Figura 20 - Inserção de lajes no Cypecad.....	53
Figura 21 - Lançamento de cargas no Cypecad.....	53
Figura 22 - Tela inicial no TQS.....	54
Figura 23 - Dados do edifício no TQS. ....	55
Figura 24 - Guia "Modelo" do TQS.....	56
Figura 25 - Inserção dos pavimentos no TQS .....	57
Figura 26 - Aba "Cargas" no TQS. ....	58
Figura 27 - Inserção de pilares no TQS .....	59
Figura 28 - Inserção de vigas no TQS.....	60
Figura 29 - Inserção de lajes no TQS.....	60
Figura 30 - Processamento global da estrutura no TQS. ....	61
Figura 31 - Introdução de pavimentos no Eberick. ....	62
Figura 32 - Verificação de C.A.A. e resistência de materiais no Eberick.....	63
Figura 33 - Janela de projeto do Eberick.....	64

Figura 34 - Introdução de pilares no Eberick.....	65
Figura 35 - Inserção de vigas no Eberick. ....	65
Figura 36 - Entrada de lajes no Eberick. ....	66
Figura 37 - Consumo de concreto em vigas.....	70
Figura 38 - Consumo de aço por metro cúbico de concreto.....	71



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Siglas e adições do Cimento Portland.....	16
Tabela 2 - Influência do fator água/cimento na resistência do concreto.....	18
Tabela 3 – Carregamentos lineares nas vigas. ....	33
Tabela 4 – Carregamentos por superfície em lajes.....	34
Tabela 5 - Consumo de aço. ....	67
Tabela 6 - Consumo de concreto. ....	69
Tabela 7 - Deformação máxima apresentada pelos <i>softwares</i> .....	71

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>10</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS.....</b>	<b>11</b>
<b>2.1</b>	<b>Objetivo geral .....</b>	<b>11</b>
<b>2.2</b>	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>JUSTIFICATIVA.....</b>	<b>12</b>
<b>4</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>13</b>
<b>4.1</b>	<b>Histórico do concreto .....</b>	<b>13</b>
<b>4.2</b>	<b>Concreto.....</b>	<b>14</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Cimento.....</b>	<b>15</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Agregado graúdo.....</b>	<b>16</b>
<b>4.2.3</b>	<b>Agregado miúdo.....</b>	<b>17</b>
<b>4.2.4</b>	<b>Água .....</b>	<b>17</b>
<b>4.2.5</b>	<b>Aditivos .....</b>	<b>18</b>
<b>4.3</b>	<b>Aço.....</b>	<b>18</b>
<b>4.4</b>	<b>Concreto armado.....</b>	<b>18</b>
<b>4.5</b>	<b>Normalização .....</b>	<b>19</b>
<b>4.6</b>	<b>Elementos estruturais.....</b>	<b>20</b>
<b>4.7</b>	<b>Métodos de análise estrutural.....</b>	<b>21</b>
<b>4.7.1</b>	<b>Análise linear .....</b>	<b>21</b>
<b>4.7.2</b>	<b>Análise linear com redistribuição .....</b>	<b>22</b>
<b>4.7.3</b>	<b>Análise plástica .....</b>	<b>22</b>
<b>4.7.4</b>	<b>Análise não-linear.....</b>	<b>23</b>
<b>4.7.5</b>	<b>Modelos físicos .....</b>	<b>23</b>
<b>4.8</b>	<b>Modelos estruturais .....</b>	<b>24</b>
<b>4.8.1</b>	<b>Método aproximado e vigas contínuas .....</b>	<b>24</b>
<b>4.8.2</b>	<b>Grelha .....</b>	<b>25</b>
<b>4.8.3</b>	<b>Pórtico Plano .....</b>	<b>26</b>
<b>4.8.4</b>	<b>Pórtico espacial.....</b>	<b>26</b>
<b>4.9</b>	<b>Ações.....</b>	<b>27</b>
<b>4.10</b>	<b>Classes de agressividade ambiental .....</b>	<b>28</b>
<b>4.11</b>	<b>Estados limite .....</b>	<b>28</b>

4.12	Estruturas dimensionadas através de <i>softwares</i> .....	29
5	<b>MATERIAL E MÉTODOS</b> .....	30
5.1	Características do edifício .....	30
5.2	Carregamentos .....	33
5.3	Dimensionamento manual .....	34
5.3.1	Lajes .....	34
5.3.2	Vigas .....	40
5.3.3	Pilares .....	45
5.4	Dimensionamento auxiliado por <i>softwares</i> .....	49
5.4.1	<i>Software</i> Cypecad .....	49
5.4.2	<i>Software</i> TQS .....	54
5.4.3	<i>Software</i> Eberick .....	62
6	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	67
7	<b>CONCLUSÃO</b> .....	73
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	74

## 1 INTRODUÇÃO

O mercado da construção civil é uma área da economia intensamente competitiva. Novas tecnologias são introduzidas às formas convencionais de trabalho diariamente e a demanda por essas cresce tão rápido quanto se possa acompanhar.

Aspectos como tempo de execução, mínimas decisões de planejamento, ou mesmo pequenas considerações de projeto podem transformar uma estrutura inicialmente simples em extremamente complexa, perigosa e onerosa, exigindo então com que os trabalhos sejam sempre muito precisos.

No contexto atual de urgência e excelência, a demanda por tecnologias na construção civil concebe alternativas à elaboração manual de projetos arquitetônicos, elétricos, hidráulicos, de instalações especiais, ou até mesmo estruturais, foco deste trabalho. *Softwares* foram criados para automatizar a análise de estruturas e seu dimensionamento, poupando assim ao projetista várias horas de dedicação a determinado trabalho. O fato é que, com a introdução de ferramentas computacionais no universo do cálculo estrutural, cria-se espaço para dúvidas e comparações em relação ao trabalho manual e automatizado, principalmente se o resultado obtido pelos *softwares* se demonstra fiel ao método manual, ou vice-versa, visto que a ferramenta a ser utilizada no dimensionamento não é especificada em norma.

O estudo que segue, desenvolve o dimensionamento de um edifício em concreto armado, de forma manual e computacional a fim de confrontar os resultados obtidos em cada situação. Utilizou-se no dimensionamento manual as tabelas de Bares para lajes, o método aproximado de vigas contínuas para dimensionamento das vigas, e o método do pilar padrão com curvatura aproximada para pilares. Foram utilizados ainda os três *softwares* comumente encontrados no mercado brasileiro: TQS, Eberick e Cypecad, sendo que os dois primeiros trabalham com o modelo de pórtico espacial de barras, e o último com o método dos elementos finitos.

## 2 OBJETIVOS

### 2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste estudo consiste em comparar os quantitativos obtidos entre o dimensionamento manual de uma edificação em concreto armado e através de três *softwares* comuns no mercado brasileiro.

### 2.2 Objetivos específicos

Este trabalho possui também os seguintes objetivos:

- Pontuar as diferenças entre os três principais *softwares* do mercado brasileiro, utilizados como ferramenta neste estudo;
- Comparar os quantitativos de aço e concreto obtidos no dimensionamento realizado com os *softwares* e manualmente;
- Confrontar as deformações máximas apresentadas pelos *softwares*.

### 3 JUSTIFICATIVA

Estruturas em concreto armado compõem a principal solução estrutural em edificações brasileiras, seja em virtude da facilidade em encontrar os materiais necessários, seja pela mão de obra abundante e barata (pouco especializada, no entanto), ou ainda pela alta resistência e confiabilidade.

Em decorrência do desenvolvimento da tecnologia computacional foram criados *softwares* capazes de realizar o cálculo e dimensionamento de estruturas em concreto armado com modelos de análises e previsões de comportamentos mais próximos da realidade a cada versão lançada, na qual consideram a ligação tridimensional dos elementos e a influência entre eles. Pode-se destacar, no mercado brasileiro, os *softwares* Eberick (AltoQi), TQS (TQS) e CYPECAD (Multiplus) como os comumente encontrados nas universidades e nos escritórios de engenharia civil e, a partir da entrada dessas empresas de computação na engenharia, tornou-se praticamente raro encontrar engenheiros que desenvolvam seus projetos estruturais de forma completamente manual.

Apesar da capacidade desses *softwares* de se aproximarem muito do comportamento real das estruturas, a norma brasileira regulamentadora 6118 de 2014 (NBR 6118), que é a norma que regulamenta os procedimentos básicos para elaboração e execução dos projetos de concreto armado, não especifica se o cálculo estrutural deve ser feito através de *software*, ou manualmente por métodos clássicos e simplificadores, como por exemplo, para a obtenção de momentos, a utilização de vigas contínuas e o sistema análogo de grelhas, isolando os elementos a serem calculados, métodos esses que também são ensinados primordialmente nos cursos de engenharia civil do país.

O resultado do dimensionamento de uma estrutura em concreto armado pode variar de acordo com as considerações de características e comportamentos dos materiais e elementos envolvidos no processo, o que ocasiona, em muitos casos, o superdimensionamento dos elementos, e conseqüentemente gastos desnecessários, dependendo das escolhas ou métodos utilizados pelo engenheiro.

Este trabalho justifica-se pela necessidade de análise comparativa dos quantitativos obtidos e, conseqüentemente, dos custos necessários para a implantação de edificações calculadas de forma manual e computacional, de forma a prover um estudo comparativo norteador para escolha do método preterido em situações específicas de cálculo.

## 4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 4.1 Histórico do concreto

Na antiguidade, os materiais mais importantes para as construções humanas foram as pedras e os tijolos. Civilizações gregas e romanas foram notavelmente responsáveis pelo emprego desses em suas edificações, tanto é que, as várias colunatas que eram criadas nas estruturas gregas para contornar o problema de baixa resistência à tração da pedra (problema esse que tornava compulsória a construção de pequenos vãos), se tornaram característica marcante da arquitetura grega, conforme ilustrado na FIG. 1 (FUSCO, 2008).

Figura 1 - Construção grega feita com pedras



Fonte: Cartwright (2012).

Botelho (2015) justifica que, em vigas, há esforços de tração na parte inferior e compressão na parte superior quando em momentos positivos, e, quando o vão é pequeno, esses esforços consequentemente também são pequenos, e resistidos pelas pedras. No caso de grandes vãos, há o rompimento devido ao esforço presente na parte de baixo da viga. Portanto, devido à característica de má resistência à tração, os vãos edificadas com pedras eram realmente limitados, porém, estava claro que este se mostrava um ótimo material de construção, por ser durável e bem resistente

a esforços de compressão, característica que é predominantemente desejável em pilares.

É relatado ainda por Fusco (2008), que, em busca de escapar das formas retas, a civilização romana criou o tijolo cerâmico, que permitiu a edificação de arcos em alvenaria. Porém, para atender às demandas das obras portuárias, foi desenvolvido um tipo de concreto, composto de cimento constituído de pozolanas naturais ou obtidas pela moagem de tijolos calcinados. Contudo, com a queda do império romano, o mundo ocidental voltou a ser predominantemente rural.

No ano de 1756, durante uma busca por algum aglomerante que endurecesse mesmo na presença de água para ser utilizado na construção de um farol na Inglaterra, o engenheiro John Smeaton, constatou que uma mistura de calcina de calcário e argila tornava-se depois de seca, tão resistente quanto as pedras utilizadas nas construções. Entretanto, foi Joseph Aspdin em 1824, que patenteou o produto com o nome de Cimento Portland, em uma referência à *Portland Stone*, um tipo de pedra comum em construções da região de Portland, Inglaterra (LIMA, 2011).

Conforme Fusco (2008) expõe, foi durante a Revolução Industrial que, além do Cimento Portland, surgiu também o aço laminado, e logo, o concreto armado. Em 1849 foi construído um barco em concreto armado, por Lambot, na Inglaterra, sendo este acontecimento admitido internacionalmente como a primeira peça de concreto armado no mundo.

Durante o início do século XX, empresas estrangeiras promoveram a introdução do concreto no Brasil como produto patentado, e por volta de 1920, com a instalação de cimenteiras em solo nacional iniciou-se de fato o processo de difusão do produto no país, e, em 1940 o concreto já estava, de certa forma, estabilizado. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) normalizou o seu uso e os Conselhos Federal e Estadual de Engenharia e Arquitetura regularizaram a atribuição para fazer parte do currículo das escolas de engenharia e arquitetura (SANTOS, 2008).

## **4.2 Concreto**

O concreto é um material heterogêneo, composto por dosagens de cimento, agregado graúdo (pedra ou brita), agregado miúdo (areia), água e ar, podendo ainda conter adições ou aditivos químicos que têm como finalidade alterar suas características básicas. Tais materiais quando misturados, formam liga, e cria-se o



produto final, que permite ser moldado em concordância com diversas necessidades (COUTO, 2013).

Carvalho (2016) define que as associações individuais dos materiais componentes do concreto dão origem a outros elementos, como por exemplo:

- Pasta: cimento e água;
- Argamassa: pasta e agregado miúdo;
- Micro concreto: concreto com agregado graúdo de dimensões reduzidas;
- Concreto de alto desempenho: concreto que tenha resistência a compressão superior a 50 MPa e possui adições de sílica e aditivos químicos.

É destacado ainda que, o principal objetivo de se utilizar os agregados maiores é a diminuição de custos sem que a qualidade do material seja prejudicada, visto que o cimento é um material caro.

#### **4.2.1 Cimento**

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2002), “O cimento portland é um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água. Depois de endurecido, mesmo que seja novamente submetido à ação da água, o cimento portland não se decompõe mais.”

Existem diversos tipos de cimentos no mercado, e os componentes básicos que constituem cada um são, a Cal (CaO), a sílica (SiO<sub>2</sub>), a alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) e o óxido de ferro (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), que são aquecidos ao ponto de fusão e aglutinados por sinterização e posteriormente, moídos com a finura adequada (FUSCO, 2008).

Lima (2011) estabelece que, do processo de queima dos minerais básicos do cimento, se resulta o clínquer. A ABCP completa ainda que, adições de outras matérias primas são realizadas durante o processo e viabilizam a produção dos diversos tipos de cimento disponíveis no mercado. Essas adições podem ser de gesso, escórias de alto-forno, materiais pozolânicos e materiais carbonáticos.

Segundo Bertotti (2017), no Brasil, os cimentos são classificados conforme as adições introduzidas junto com a moagem do clínquer. Desta forma, conforme mostra a TAB. 1, existem diversos tipos de cimento em conformidade com a adição feita.

Tabela 1 - Siglas e adições do Cimento Portland.

<b>Sigla</b>	<b>Tipo de cimento</b>	<b>Adições</b>	<b>Adição (%)</b>
CP I-S 32	Cimento Portland	Escória, Pozolana ou	Até 5
CP I-S 40	Comum	Fíler	
CP II-E 32	Cimento Portland	Escória	Entre 6 e 34
CP II-E 40	Composto		
CP II-Z 32	Cimento Portland	Pozolana	Entre 6 e 14
	Composto		
CP II-F 32	Cimento Portland	Fíler	Entre 6 e 10
CP II-F 40	Composto		
CP III 32	Cimento Portland de	Escória	Entre 35 e 70
CP III 40	Alto-Forno		
CP IV 32	Cimento Portland Pozolânico	Pozolana	Entre 15 e 50
CP V-ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	Materiais carbonáticos	Até 5

Fonte: ABCP (2018).

Fusco (2008) informa que, os números indicativos que compõem cada sigla estão relacionados com a resistência média em Mega Pascal, que cada cimento possui à compressão aos 28 dias de idade.

#### 4.2.2 Agregado graúdo

Borges (2010) diz que o agregado graúdo pode ser conhecido como brita ou pedra britada, e é o elemento responsável pela resistência mecânica que o concreto adquire. É ele, junto com o agregado miúdo que proporcionam a alta resistência à compressão do concreto. Sua extração acontece em jazidas de granito onde a rocha bruta é cortada em pedaços menores até atingirem a granulometria indicada por norma. Suas dimensões são denominadas como brita zero, brita um, e assim sucessivamente, sendo que o menor número corresponde à menor dimensão granulométrica.

Segundo definição da ABNT NBR 7211:2009, agregado graúdo é o “agregado cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 4,75 mm [...]”.

### 4.2.3 Agregado miúdo

A definição de agregado miúdo:

É a areia para concreto ou areia lavada, normalmente retirada de rios e lagos ou jazidas naturais, desde que não estejam contaminadas por sal ou outras substâncias que possam afetar o concreto. O agregado miúdo também pode ser composto por pó de pedra ou pó de brita, isoladamente ou em conjunto com a areia. O pó de brita é o granito triturado até a dimensão dos grãos de areia, por britagem (BORGES, 2010).

Botelho (2015) ressalta que, a aplicação do agregado miúdo tem como objetivo ocupar os espaços menores deixado pelo agregado graúdo.

É determinado ainda pela ABNT NBR 7211:2009, que agregado miúdo é o “agregado cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 4,75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 150  $\mu\text{m}$  [...]”.

### 4.2.4 Água

A água é o elemento responsável pela hidratação do cimento. Sua falta, além de ser responsável por um concreto seco, com baixa trabalhabilidade e com uma difícil moldagem, pode fazer com que o concreto não obtenha a resistência final capaz de ser atingida. Contudo, o excesso de água é tão prejudicial quanto a sua carência. Apesar do excedente favorecer a trabalhabilidade, ele produz um concreto fraco e com pouca resistência, portanto, há a dosagem certa da água para que se obtenha um ótimo ponto de hidratação e resistência, como também facilidade em sua manipulação. Pode-se dizer que a resistência do concreto é função primordial da relação água/cimento (BOTELHO, 2015).

Botelho (2015) ainda, apresenta as variações de resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), em Mega Pascal, de acordo com modificações da relação água/cimento em idades diferentes do corpo de prova, e em que é possível notar que quanto maior a quantidade de água, menor a resistência que se obtém, conforme mostrado na TAB. 2.

Tabela 2 - Influência do fator água/cimento na resistência do concreto.

Fator água/cimento	Litros de água por saco de 50kg de cimento	Resistência em 3 dias (MPa)	Resistência em 7 dias (MPa)	Resistência em 28 dias (MPa)
0,4	20	19,5	25,4	35
0,6	30	11,4	15,3	21,5
0,8	40	6,7	9,6	13,2

Fonte: BOTELHO (2015).

#### 4.2.5 Aditivos

Conforme Ribeiro, Pinto e Starling (2011), os aditivos têm como função melhorar o desempenho do concreto, e são vários os tipos disponíveis no mercado. Geralmente são empregados para melhorar a trabalhabilidade, acelerar ou retardar a pega (endurecimento), impermeabilizar, entre outros.

#### 4.3 Aço

“O aço é o produto siderúrgico obtido por via líquida através da fusão do ferro como componente básico e acrescentado o carbono com um teor em até 2% resultando em uma liga Ferro-Carbono” (CHIAVERINI, 1982 apud IMIANOWSKY, 2017).

Destaca-se na ABNT NBR 7480:2007 que, o aço utilizado em estruturas de concreto armado pode ser classificado como barras e como fios, conforme o processo realizado para a sua obtenção. As barras podem também ser classificadas como CA-25 e CA-50 e os fios de aço como CA-60, de acordo com sua resistência de escoamento.

O aço é um material dúctil, segundo Hibbeler (2004), o que significa que é capaz de resistir à grandes impactos e deformações antes da ruptura, e quando sobrecarregado, demonstra deformações antes da falha. Esse é um dos motivos para que engenheiros o escolham como material estrutural.

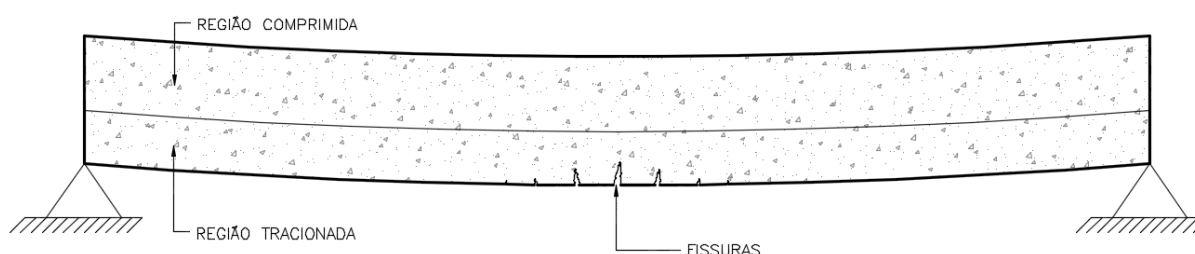
#### 4.4 Concreto armado

Apesar do concreto possuir uma boa resistência à compressão, não é adequado que se o utilize sozinho como solução estrutural, pois pouco resiste aos

esforços de tração. Estima-se que sua capacidade resistiva a tração comparada à de compressão, seja de apenas 10% (CARVALHO, 2016).

Em situações como por exemplo a de um elemento submetido a flexão pura, Carvalho (2016) explica que, conforme o vigor dos esforços que são aplicados, podem surgir na parte inferior da peça, trincas causadas pela pequena deformabilidade e pela característica resistiva a tração do concreto, e “essas fissuras fazem com que a capacidade resistente da viga ao momento fletor seja pequena” (FIG. 2).

Figura 2 - Viga de concreto submetida a flexão



Fonte: O Autor (2018).

Borges (2010) expõe que o “concreto armado é a utilização do concreto moldado com a utilização de formas, acrescentando-se no seu interior uma armação, ou armadura, de aço”, e completa que a união desses dois elementos é responsável por resistir aos dois tipos de esforços, pois, enquanto o aço resiste especialmente à tração, cabe ao concreto suportar aos esforços de compressão.

Devido a boa resistência a tração e por ser mais deformável que o concreto, o aço é um material importante na composição do concreto armado. Os dois elementos trabalham de forma solidária graças a aderência entre suas superfícies, e, é isso que caracteriza o concreto armado como solução estrutural, conforme orienta Carvalho (2016).

#### 4.5 Normalização

Segundo definição da ABNT, a normalização é um processo que tem como objetivo formular soluções ou métodos de prevenção para eventuais problemas. Então, norma é um documento que fornece regras, diretrizes ou características mínimas para execução de atividades, visando ter o desenvolvimento de produtos e

serviços mais seguros, eficientes e mais limpos. É estabelecido por consenso e elaborado por organismo reconhecido.

Para os projetos de estrutura em concreto, a norma responsável pelos requisitos gerais, bem como os específicos de cada etapa a ser atendida, é a ABNT NBR 6118:2014, que segundo definição da própria, “estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais” (ABNT, 2013).

#### 4.6 Elementos estruturais

Os elementos estruturais, de acordo com Fontes (2005), são obtidos da decomposição de uma estrutura em partes já associadas a uma teoria de cálculo consolidada no meio técnico, e a classificação desses elementos é feita em relação com a sua geometria.

A ABNT (2013) classifica os elementos estruturais em elementos lineares e elementos de superfície, sendo que, fazem parte da primeira classificação aqueles que têm seu comprimento longitudinal pelo menos três vezes maior que a dimensão de sua seção transversal, podem ser conhecidos também como barras. Na outra classificação, estão os que possuem uma dimensão (espessura) relativamente pequena em face às demais.

São designados os seguintes nomes para os elementos estruturais:

**Vigas:** Elementos lineares em que a flexão é preponderante;

**Pilares:** Elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes;

**Tirante:** Elementos lineares de eixo reto em que as forças normais de tração são preponderantes;

**Arcos:** Elementos lineares curvos em que as forças normais de compressão são preponderantes, agindo ou não simultaneamente com esforços solicitantes de flexão, cujas ações estão contidas em seu plano;

**Placas:** Elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. As placas de concreto são usualmente denominadas lajes. Placas com espessura maior que 1/3 do vão devem ser estudadas como placas espessas.

**Chapas:** Elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações contidas em seu plano. As chapas de concreto em que o vão for menor que três vezes a maior dimensão da seção transversal são usualmente denominadas vigas-parede.

**Cascas:** Elementos de superfície não plana.

**Pilares-parede:** Elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies

associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que  $1/5$  da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural (NBR 6118, ABNT, 2013).

Giongo (2006) completa que, “cada elemento estrutural deve ter função compatível com os esforços solicitantes e sua segurança tem que ser garantida com relação aos Estados Limites Últimos e de Serviço”, e que os elementos estruturais devem estar ainda de acordo com o projeto arquitetônico e também em harmonia com o ambiente que o envolve.

#### **4.7 Métodos de análise estrutural**

Por razão de se ter como objetivo a determinação dos esforços presentes em uma estrutura, a análise estrutural é uma das etapas mais importantes no desenvolvimento do projeto de um edifício (FONTES; PINHEIRO, 2005).

Para fim de análise estrutural em projeto, a ABNT (2013) permite que sejam considerados cinco métodos distintos de análises, em que são admitidos comportamentos diferentes dos materiais constituintes do concreto armado e que devem ser utilizadas em situações específicas.

##### **4.7.1 Análise linear**

Como é descrito na ABNT NBR 6118:2014, na análise linear, considera-se que o material tenha comportamento elástico-linear e é geralmente utilizada para verificação dos estados-limites de serviço.

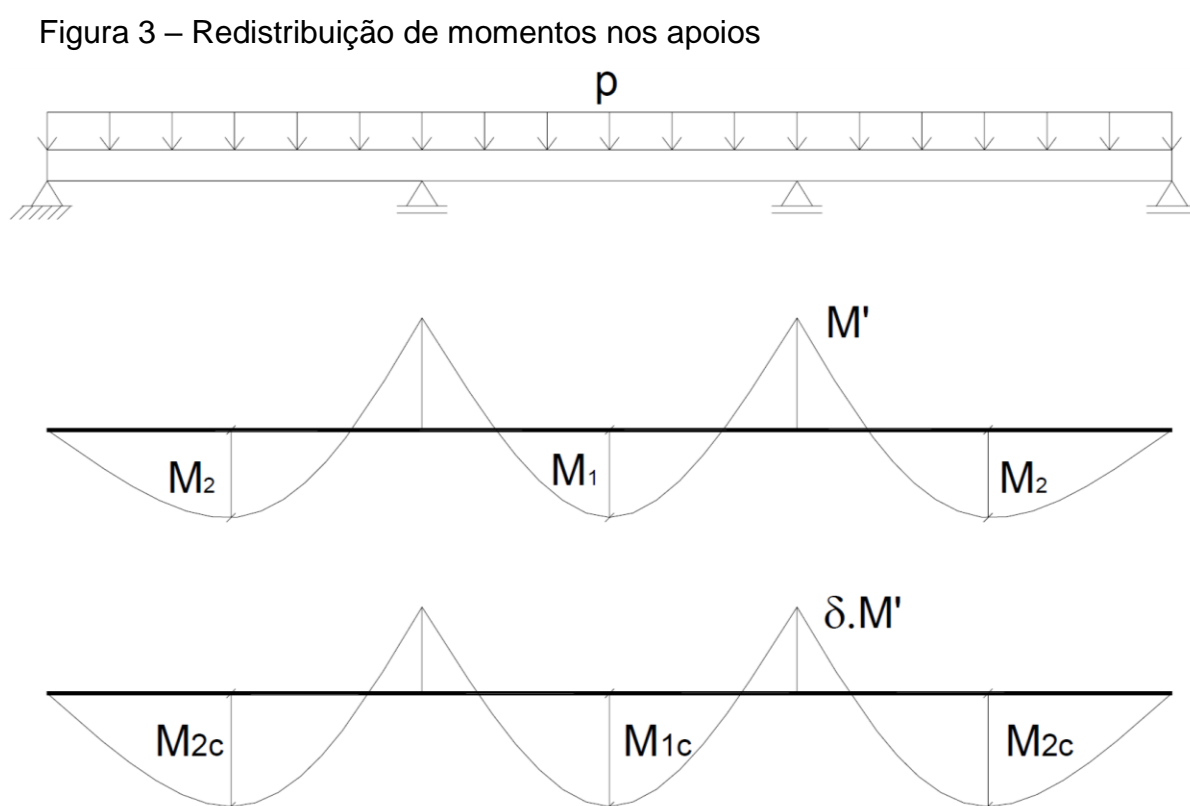
Hibbeler (2004) demonstra que, em um diagrama tensão-deformação, a curva de comportamento de um material linear é na verdade uma reta, o que evidencia que a deformação sofrida é proporcional à tensão aplicada. Nos materiais linearmente elásticos, existe o chamado limite de elasticidade, em que se a carga for removida até esse ponto, o corpo de prova consegue voltar à sua forma original.

A verificação pela análise linear é realizada utilizando o critério do primeiro escoamento, ou seja, quando a seção atinge a tensão de escoamento, acontece o colapso. Isso faz com que sejam consideradas cargas de colapso conservadoras, e as tensões no aço e no concreto são mantidas as mais baixas possíveis, resultando em uma estrutura com poucas aberturas de fissuras (RÊGO, 2005).

#### 4.7.2 Análise linear com redistribuição

Conforme definido por norma, “na análise linear com redistribuição, os efeitos das ações, determinados em uma análise linear, são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento do Estado Limite Último (E.L.U)” (ABNT, 2013).

Fontes (2005) apresenta que a redistribuição é feita multiplicando o valor dos momentos nos apoios por um coeficiente denominado coeficiente de redistribuição. Tal coeficiente é dimensionado em função da profundidade relativa da linha neutra, e então se tem o momento corrigido, como ilustra a FIG. 3:



Fonte: FONTES (2005).

#### 4.7.3 Análise plástica

Para Hibbeler (2004), quando há um pequeno aumento de tensão acima do limite de elasticidade, o material entra em um regime permanente de deformação. Esse comportamento é chamado de escoamento, e a deformação ocorrida permanentemente é chamada de plástica.

De acordo com as considerações presentes em norma, a análise plástica deve ser usada apenas para verificação do Estado Limite Último (E.L.U.).



O motivo da verificação do E.L.U. pela análise plástica é justificado por Fontes (2005), ao expor que elementos estruturais que sofrem deformações permanentes apresentam um melhor aproveitamento de seus materiais, pois passa-se a fazer uso da estrutura em seu limite.

#### **4.7.4 Análise não-linear**

Rêgo (2005) informa que a análise não-linear adota relações mais realistas dos materiais. É considerado que o aço e o concreto possuem parâmetros de comportamento que não são lineares.

É informado pela ABNT (2013) que se faz necessário o conhecimento de toda a geometria e armaduras da estrutura, pois para que esse tipo de análise seja feito, é importante saber como a estrutura foi armada. Por esse motivo, Fontes (2005) acrescenta que a análise não-linear é um processo iterativo, deve ser assistido por computadores. Ao final da análise não-linear, gera-se novos resultados que permitem iterações subsequentes. É apresentado ainda por esse autor dois tipos de não-linearidade: as não-linearidades Físicas (N.L.F.) e as não-linearidades geométricas (N.L.G.). A primeira é relacionada com o comportamento não-linear entre as tensões e as deformações dos materiais, e a segunda é referente à não-linearidade entre as deformações e os deslocamentos, e o equilíbrio na posição deformada das estruturas.

#### **4.7.5 Modelos físicos**

Segundo a ABNT (2013), “na análise através de modelos físicos, o comportamento estrutural é determinado a partir de ensaios realizados com modelos físicos de concreto, considerando os critérios de semelhança mecânica”, e é informado ainda que esse tipo de análise deve ser feito quando os modelos de cálculo não são suficientes ou estão fora das definições da norma.

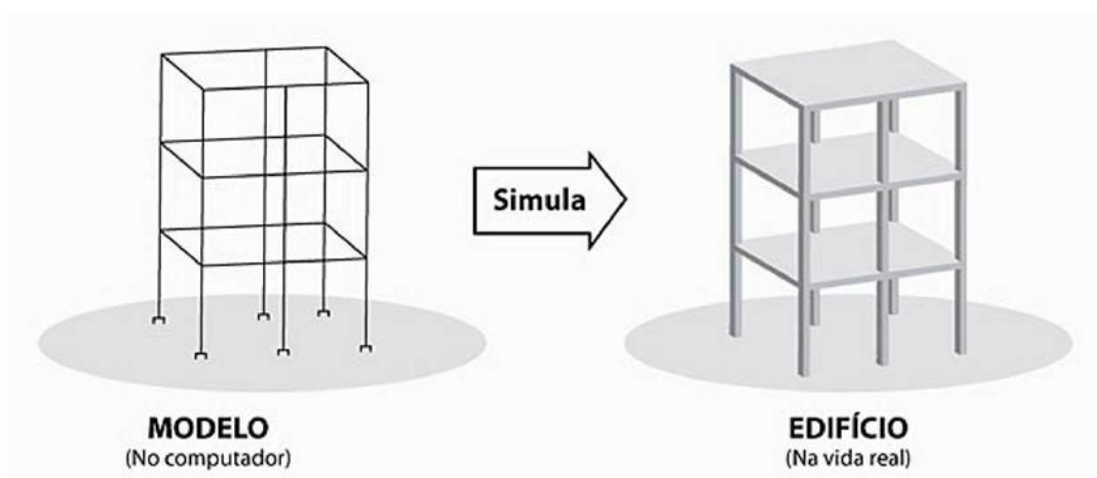
Para Santos (2015), a análise estrutural pode ser resumida em um modelo físico aproximado do real, e que:

Para a resolução desse modelo físico empregam-se técnicas matemáticas, que também podem, por sua vez, ter um maior ou menor nível de refinamento. Então, tem-se dois níveis de aproximações e a relevância de tais aproximações deve ser avaliada, pois as mesmas resultam em impactos tanto no custo da obra como na segurança por ela apresentada. O modelo de cálculo adotado deve, portanto, ser o mais fiel ao comportamento real da estrutura, de modo a não a onerar (SANTOS, 2015)

## 4.8 Modelos estruturais

Para Kimura (2007), modelo estrutural é um protótipo que tem como função simular o comportamento de um edifício real (FIG. 4). Existem vários modelos estruturais desenvolvidos, testados e validados que podem ser utilizados para análise de edifícios em concreto armado, e que possuem características que os diferem entre si.

Figura 4 – Exemplificação de modelo estrutural.



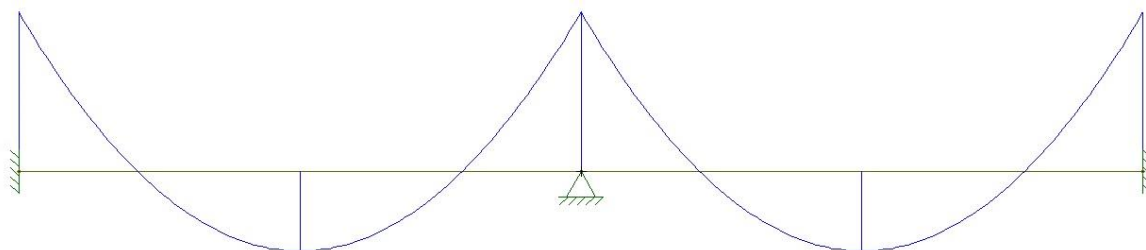
Fonte: KIMURA (2007).

### 4.8.1 Método aproximado e vigas contínuas

De acordo ainda com Kimura (2007), o método aproximado e de vigas contínuas é um modelo simples, que permite a visualização da distribuição das cargas verticais na estrutura, como mostrado na FIG. 5. Os esforços e flechas nas lajes são obtidos por meio de tabelas e as cargas provenientes dessas que são transferidas para as vigas por área de influência. Os esforços nas vigas são obtidos através do modelo de viga contínua. Onde há pilares associados à elas são considerados apoios, e a reação obtida nesses apoios é transferida como carga concentrada para os pilares.

A ABNT (2013) permite esse modelo de cálculo aproximado, porém é necessário que se faça correções adicionais.

Figura 5 - Obtenção de esforços através de modelo de viga contínua



Fonte: O Autor (2018).

#### 4.8.2 Grelha

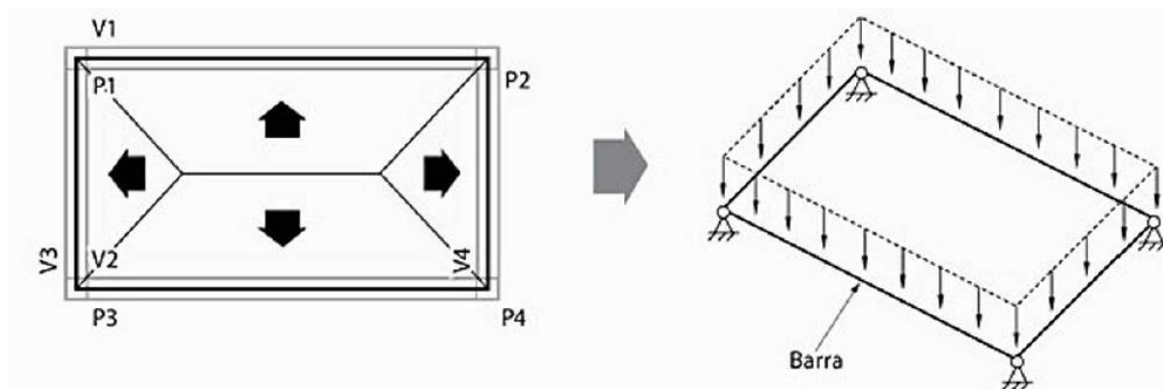
Esse tipo de modelo estrutural pode ser utilizado tanto para vigas isoladas (FIG. 6) quanto para lajes e vigas (FIG. 7). Ele simula o comportamento das estruturas quando submetidas à cargas verticais através de barras (CHAGAS, 2012).

O funcionamento do sistema de grelhas é,

Baseado na substituição de um pavimento por uma grelha equivalente, onde os elementos da mesma (barras da grelha equivalente) passam a representar os elementos estruturais do pavimento (lajes e vigas), este processo permite reproduzir o comportamento estrutural de pavimentos com praticamente qualquer geometria, seja ele composto de lajes de concreto armado maciças, com ou sem vigas, ou então de lajes nervuradas.

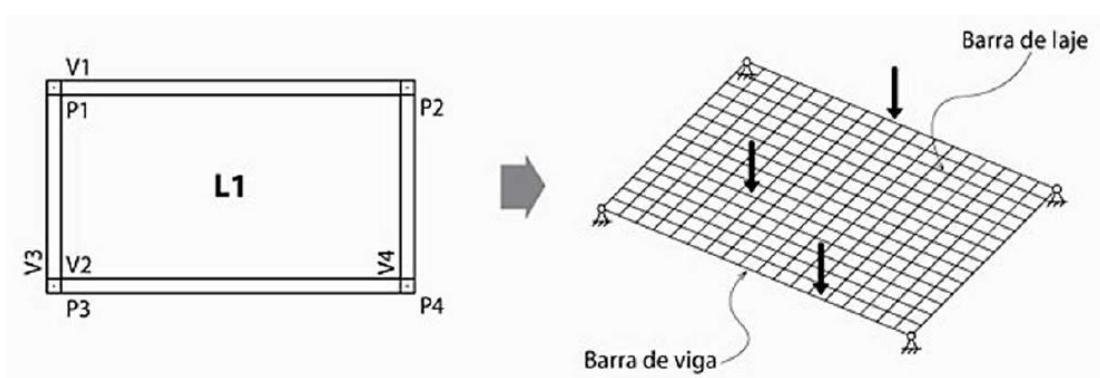
Para analisar um pavimento através do processo de analogia de grelha deve-se dividir as lajes que o compõem em um número adequado de faixas, as quais terão larguras dependentes da geometria e das dimensões do pavimento. Considerando que, assim como as vigas, estas faixas possam ser substituídas por elementos estruturais de barras exatamente nos seus eixos, obtém-se então uma grelha equivalente que passa a representar o pavimento (SILVA; FILHO; CARVALHO, 2003).

Figura 6 - Modelo de grelha de vigas.



Fonte: KIMURA (2007).

Figura 7 – Modelo de grelha de vigas e laje.



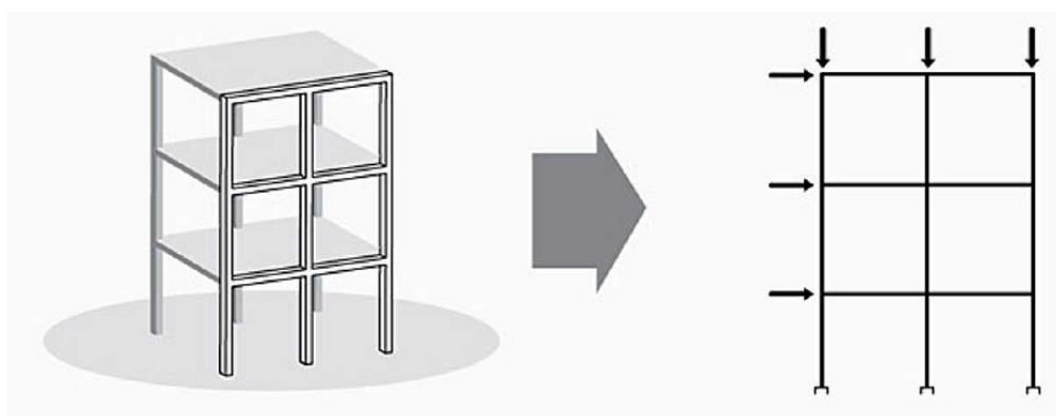
Fonte: KIMURA (2007).

#### 4.8.3 Pórtico Plano

Um pórtico plano, para Martha (2010), é um plano da estrutura bidimensional, ou seja, ele corresponde a uma parte da estrutura, ou pode também representar uma simplificação para o comportamento tridimensional da estrutura (FIG. 8).

Kimura (2007) completa que nesse modelo de análise estrutural, as barras são dispostas no plano vertical, sendo que a laje não faz parte do modelo, e, devido ser possível analisar cargas verticais e horizontais (carga de vento, por exemplo), foi muito utilizado anos atrás, sendo hoje substituído pelo modelo de pórtico espacial.

Figura 8 – Modelo de pórtico plano.



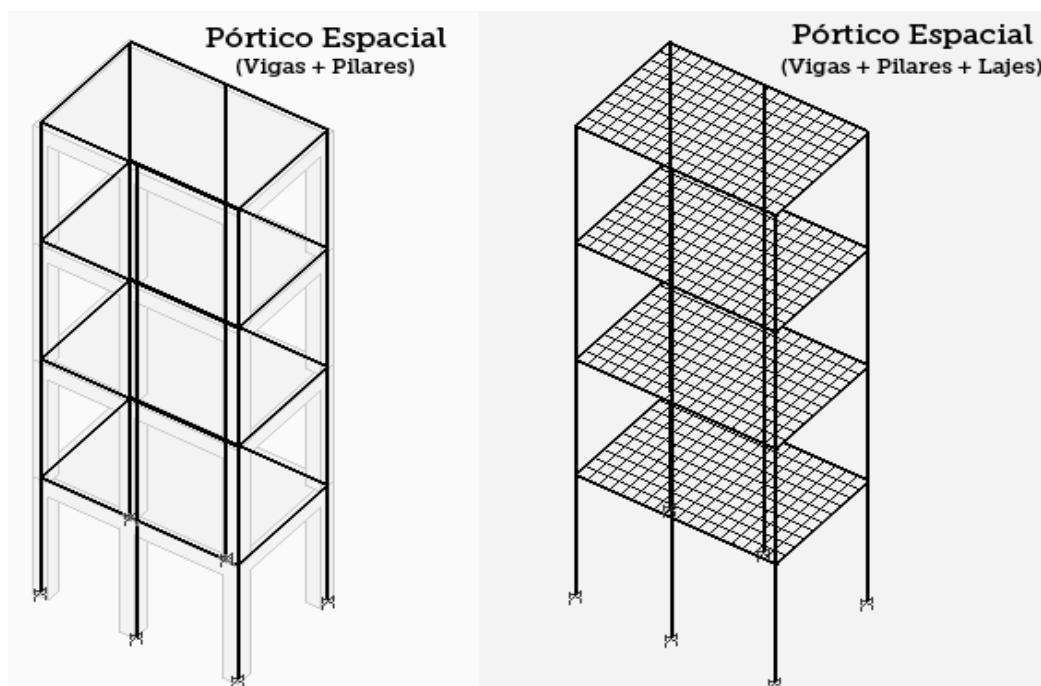
Fonte: KIMURA (2007).

#### 4.8.4 Pórtico espacial

Segundo Kirsten (2016), o modelo de pórtico espacial faz a análise da estrutura considerando que todos os elementos de todo o pavimento têm sua influência.

No modelo de pórtico espacial, exemplificado na FIG. 9, é possível que seja considerada as cargas horizontais e verticais para avaliação do comportamento do edifício. É um modelo geralmente utilizado por profissionais que têm auxílio de alguma ferramenta computacional (KIMURA, 2007).

Figura 9 - Pórticos espacial.



Fonte: TQS (2018).

#### 4.9 Ações

Carvalho (2016) introduz o conceito de ações como sendo “qualquer influência ou conjunto de influências capaz de produzir estados de tensão ou deformação em uma estrutura”.

A NBR 6118:2014 informa que as ações devem ser consideradas na análise estrutural devido a influência que podem exercer em oposição à segurança de uma estrutura. São classificadas pela ABNT (2004) em ações permanentes (diretas e indiretas), variáveis (diretas e indiretas) e excepcionais.

As ações permanentes são aquelas presentes praticamente durante a vida toda da estrutura, podendo aumentar com o tempo e tendendo a um valor limite constante. Podem ainda ser subdivididas em diretas, quando constituídas por exemplo, pelo peso da estrutura ou por elementos fixados e construídos permanentemente, e indiretas

que “são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão” (NBR 6118, 2013).

Ações variáveis diretas pela NBR 6118:2014, são aquelas relacionadas com cargas acidentais, pela água e pelo vento, e devem seguir normas específicas.

Carvalho (2016) complementa a descrição das cargas acidentais citadas em norma e previstas para uso da construção como normalmente sendo:

- Cargas verticais de uso da construção (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos e etc.);
- Cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- Impacto lateral;
- Força longitudinal de frenação ou aceleração;
- Força centrífuga.

Ações variáveis indiretas são aquelas referentes a variações uniformes ou não uniformes de temperatura, e aquelas relativas a ações dinâmicas, como choques ou vibrações (ABNT, 2013)

Tem-se como ações excepcionais aquelas decorrentes de incêndios, explosões, choques de veículos, enchentes ou sismos excepcionais (ABNT, 2004).

#### **4.10 Classes de agressividade ambiental (C. A. A.)**

No dimensionamento de uma estrutura em concreto armado, é necessário saber qual é a agressividade do meio ambiente em que a edificação está situada, devido à necessidade de conhecimento das ações físicas e químicas que irão atuar sobre a estrutura (ABNT, 2013).

Kimura (2007) reforça a importância da escolha correta da classe de agressividade ambiental ao expor que fatores como classe do concreto, relação água/cimento e cobrimentos são determinados em função dessa informação.

#### **4.11 Estados limite**

São definidos pela ABNT (2013) dois tipos de estados limites: Estado Limite Último (E.L.U.) e Estados Limites de Serviço (E.L.S.), relacionados respectivamente ao colapso ou qualquer forma de ruína estrutural e à durabilidade, aparência e conforto do usuário.

Estruturas de concreto armado são dimensionadas no E.L.U. e verificadas nos E.L.S. Como o E.L.U. é sinônimo de ruína, espera-se que nunca se atinja tal situação em uma edificação, para isto são utilizados coeficientes de segurança. Cargas são majoradas e resistências são minoradas, objetivando se distanciar ao máximo do E.L.U (TQS, 2009).

#### **4.12 Estruturas dimensionadas através de *softwares***

É fato incontestável para Kimura (2007) que vivemos uma revolução na área da informática, e que, tal evolução tecnológica atua direta e indiretamente na maneira em que os projetos estruturais de edifícios em concreto armado são elaborados. Contudo, é importante ter consciência que a informática surgiu para aperfeiçoar a engenharia de estruturas e jamais substituí-la, por isso, cabe ainda ao engenheiro elaborar a solução mais adequada, bem como prever seu respectivo comportamento.

Entre diversos *softwares* existentes capazes de realizar o dimensionamento de estruturas em concreto armado, Fischer (2003) indica que os brasileiros TQS e Eberick são os mais empregados no país. Há ainda um terceiro, o Cypecad, que apesar de ser de origem espanhola, é adaptado às normas brasileiras.

## 5 MATERIAL E MÉTODOS

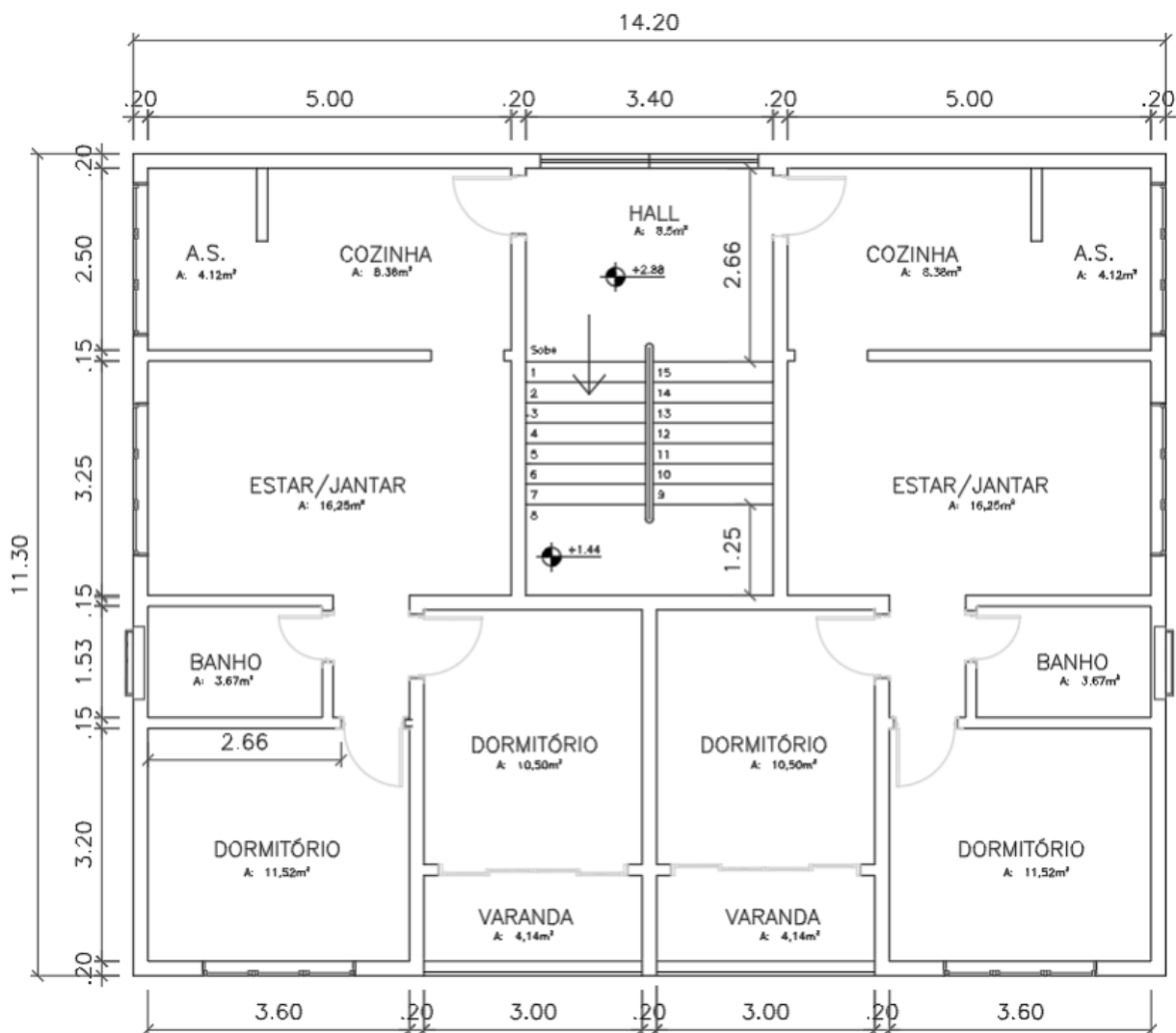
O princípio da realização do presente trabalho é de caráter comparativo. Tem-se como objeto de comparação o quantitativo de aço e concreto obtido no detalhamento do dimensionamento estrutural da superestrutura de uma edificação em concreto armado. Os dados analisados foram provenientes de quatro fontes, sendo esses obtidos através do dimensionamento realizado manualmente e com o auxílio computacional nos *softwares* Eberick, TQS e CYPECAD, fornecidos respectivamente pelas empresas AltoQi, TQS e Multiplus.

### 5.1 Características do edifício

A edificação utilizada para realização do estudo caracteriza-se como um edifício residencial de dois pavimentos, localizado em ambiente urbano, e composto por dois apartamentos em cada pavimento. Os apartamentos são constituídos por dois dormitórios, uma varanda, um banheiro, uma sala de estar/jantar, cozinha e área de serviço. O edifício ainda possui um hall de acesso comum. Totaliza-se então a área de 133,43 m<sup>2</sup> por pavimento, o pé direito é de 2,80 m. A planta baixa dos pavimentos pode ser vista na FIG. 10.



Figura 10 - Planta baixa do pavimento.



Fonte: O Autor (2018).

O sistema construtivo da edificação é o de concreto armado para a estrutura, e alvenaria de tijolo furado para fechamento. A espessura admitida para as paredes foi de 20 cm em divisas e exteriores e 15 cm para paredes interiores. A espessura considerada para o revestimento de paredes foi de 1,50 cm, e o material especificado para tal atividade constituído de argamassa de cal, cimento e areia.

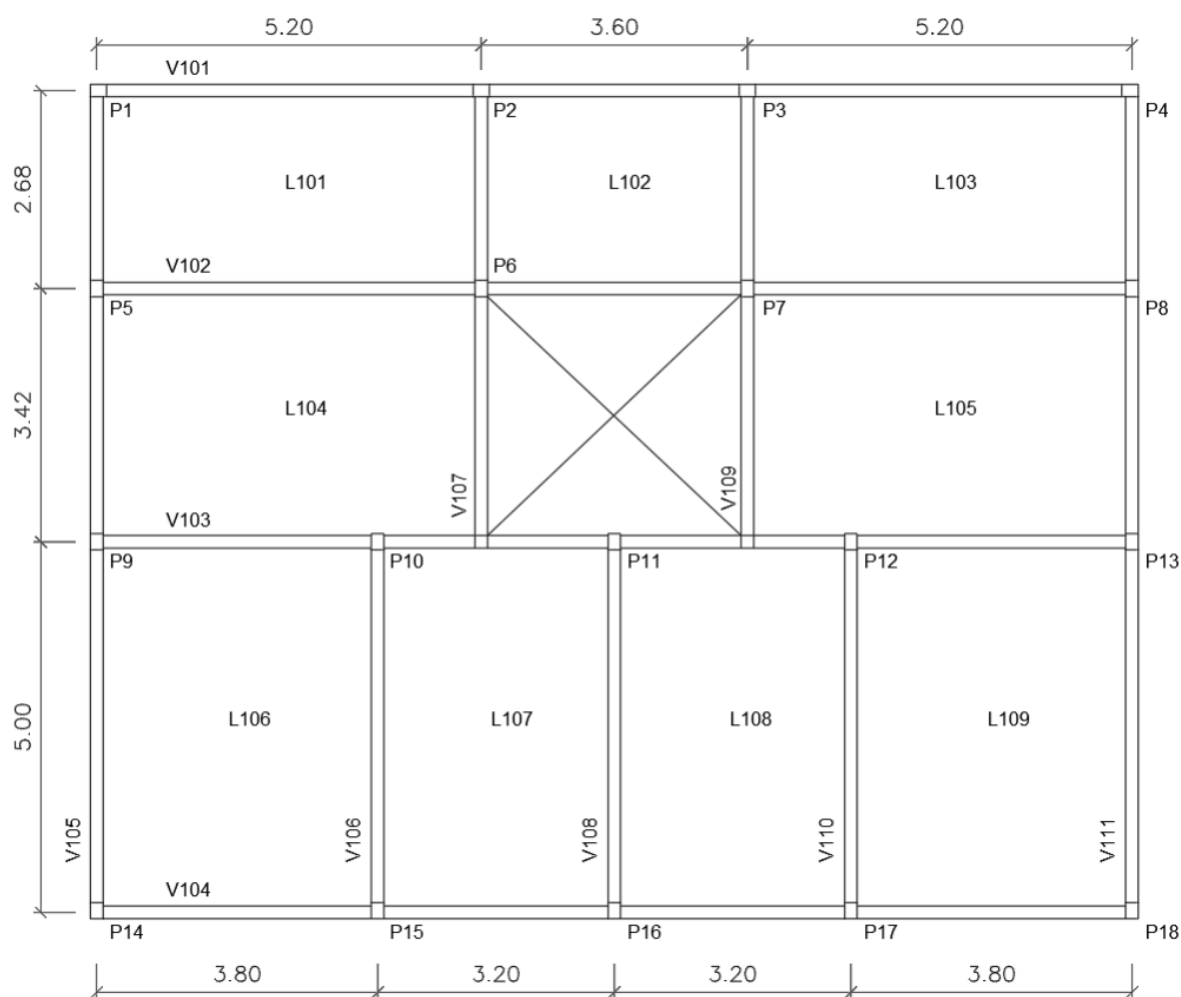
Para o revestimento de piso considerou piso plástico, cujo peso final já assentado é de 0,20 kN/m<sup>2</sup>, e concreto simples para regularização do contrapiso com camada de 2 cm de espessura. Como resistência característica à compressão do concreto, foi adotado o valor de 25 MPa.

A classe de agressividade ambiental indicada para a situação da edificação é a II, portanto, a camada de cobrimento das lajes foi de 2,5 cm e 3,0 cm para as vigas

e pilares. O fator de segurança utilizado para majoração das solicitações presentes na estrutura foi de 40%. Para minoração das resistências do concreto, e do aço, os fatores de segurança foram 40% e 15%, respectivamente, no dimensionamento manual assim como no dimensionamento assistido pelos *softwares*.

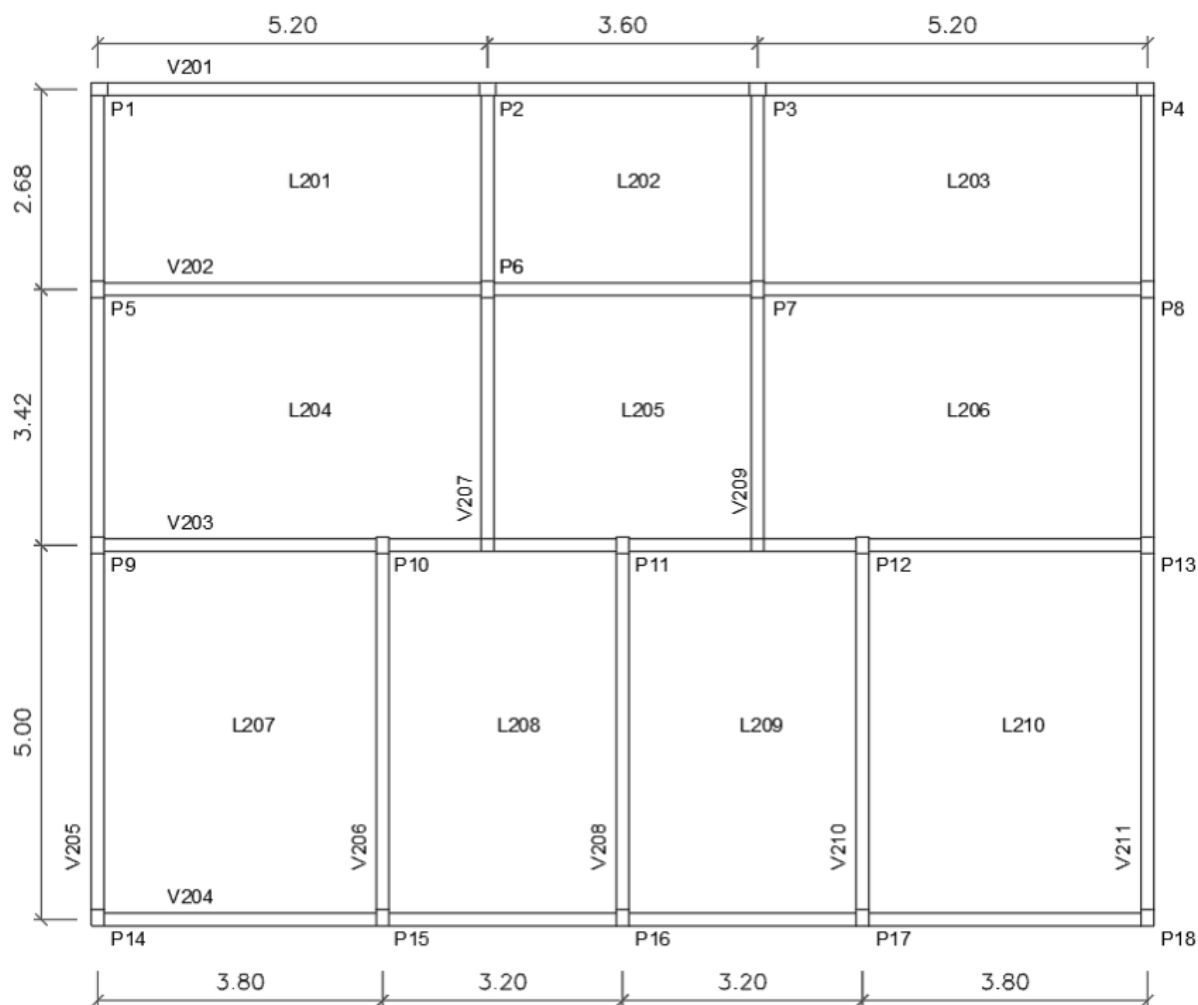
Na FIG. 11 e na FIG. 12 é ilustrado como foi realizada a concepção estrutural dos pavimentos térreo e cobertura. A planta das vigas baldrame é equivalente a do térreo.

Figura 11 - Planta de forma do pavimento térreo.



Fonte: O Autor (2018).

Figura 12 - Planta de forma do pavimento superior.



Fonte: O Autor (2018).

## 5.2 Carregamentos

As cargas utilizadas nas vigas e nas lajes tanto para o dimensionamento manual quanto para o dimensionamento por meio dos *softwares* são apresentadas na TAB. 3 e TAB 4, respectivamente. O peso próprio dos elementos não foi lançado nos *softwares* pelo motivo dessa consideração ser automática neles. A ação do vento foi desconsiderada em todas as situações.

Tabela 3 – Carregamentos lineares nas vigas.

Local da viga	Carga de parede (kN/m)	Peso Próprio (kN/m)
Baldrame	5,86	1,28
Pavimento térreo	5,98	1,70
Pavimento cobertura	2,39	1,28

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 4 – Carregamentos por superfície em lajes.

Laje	Carga de parede (kN/m <sup>2</sup> )	Peso Próprio (kN/m)	Piso e contrapiso (kN/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga acidental (kN/m <sup>2</sup> )
L101, L103	0,36	2,00	0,60	2,00
L102	0,00	2,00	0,60	3,00
L104, L105	0,00	2,00	0,60	1,50
L106, L109	1,36	2,00	0,60	1,50
L107, L108	0,00	2,00	0,60	1,50
L201, L203	0,00	2,00	0,00	2,00
L202	0,00	2,00	0,00	2,00
L204, L206	0,00	2,00	0,00	2,00
L205	0,00	2,00	0,00	2,00
L207, L210	0,00	2,00	0,00	2,00
L208, L209	0,00	2,00	0,00	2,00

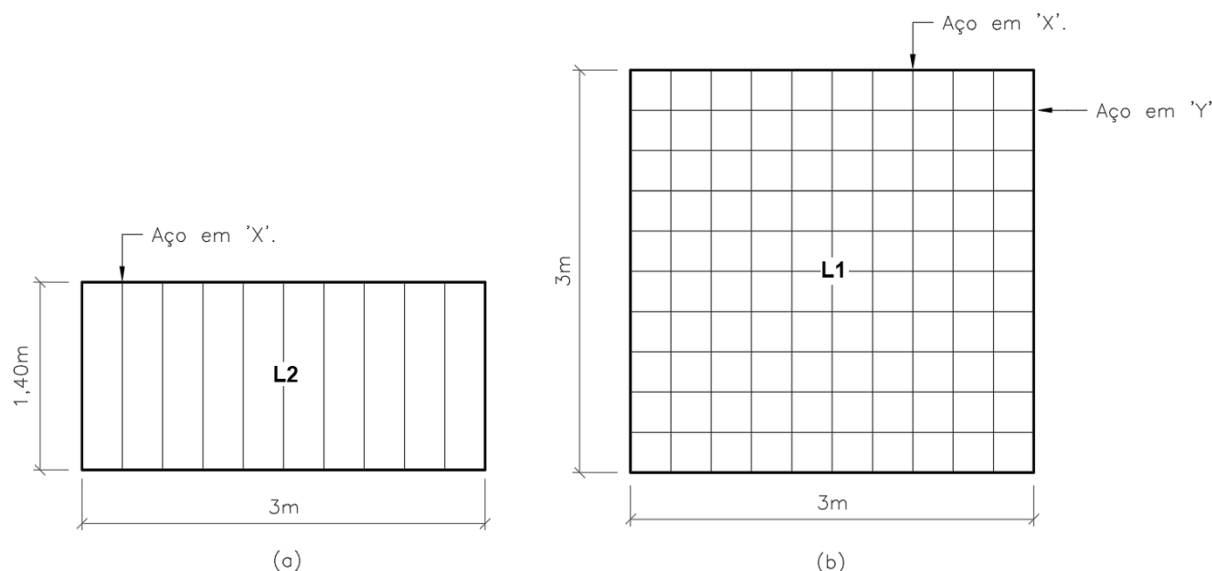
Fonte: O Autor (2018).

### 5.3 Dimensionamento manual

#### 5.3.1 Lajes

O tipo de laje escolhido para ser utilizado foi o de lajes maciças. Para realização do dimensionamento manual dessas, é necessário inicialmente dividi-las em função de suas dimensões em planta em dois tipos. Se um lado possuir mais que o dobro de tamanho do outro (FIG. 13a), considera-se que essa laje é armada em uma direção, caso contrário, a consideração a ser feita é que a laje seja armada em duas direções, conhecida também como laje armada em cruz. Essa análise é necessária para determinar como os momentos positivos irão atuar no elemento. O primeiro tipo assume que tais esforços acontecem apenas em uma direção, sendo assim dimensionada a armadura para resistir a um momento principal. No segundo tipo de laje (FIG. 13b), é admitido que ocorra momentos positivos nos dois sentidos, fazendo necessário realizar o dimensionamento de aço para resistir a ambos. Para cada tipo de laje existe um caminho diferente no dimensionamento. Neste trabalho todas as lajes foram classificadas com a necessidade de aço em duas direções.

Figura 13 – Exemplo de lajes armadas em uma e duas direções.



Fonte: O Autor (2018).

Apesar de existirem metodologias diferentes para o dimensionamento de lajes armadas em cruz, todos apresentam resultados semelhantes, e consistem basicamente em definir a continuidade das lajes (se é engastada em lajes vizinhas ou não), encontrar as cargas aplicadas e momentos atuantes em uma área mais solicitada, de 100 x 100 cm, através de tabelas previamente elaboradas e então encontrar a área de aço necessária. Neste trabalho foram utilizadas as tabelas de Bares juntamente com as equações propostas por Carvalho (2016) para determinação dos esforços e armaduras necessárias, e pequenas considerações de outros autores, no entanto, sempre atendendo às orientações previstas pela NBR 6118:2014.

No processo de dimensionamento das lajes pelas tabelas de Bares foi necessário definir seus lados em “Lx” e “Ly”. Essa nomeação é feita de acordo com os vãos do elemento, sendo sempre “Lx” o menor vão. Considera-se engastado quando a parte superior das lajes em contato estiverem no mesmo nível e dois terços ou mais da cota de suas bordas forem comuns. Através da EQ. 1 foi possível estimar a capacidade de interação das lajes adjacentes e classificá-las em nove casos de acordo com a definição dos engastes, e através de tabelas propostas, relacioná-las a coeficientes para determinação de momentos positivos e negativos.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (1)$$

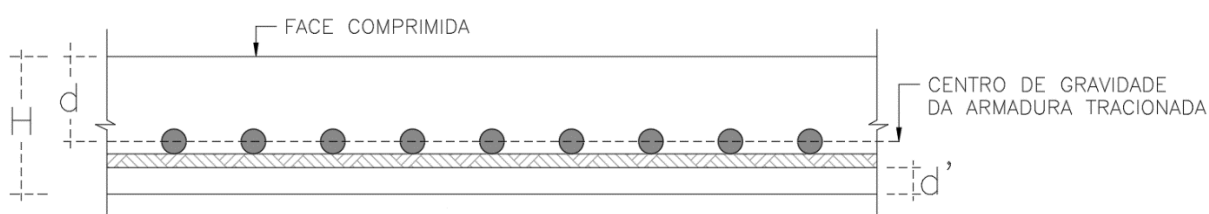
Inicialmente foi realizado o pré-dimensionamento da espessura da laje para estimar a carga proveniente de seu peso próprio e depois se necessário, ajustá-la. A FIG. 14 demonstra como é composta a espessura de uma laje maciça em concreto armado. A ABNT (2013) não apresenta uma recomendação a ser seguida para adoção da espessura inicial. Foi utilizado então a EQ. 2 como critério prático, indicado por Botelho (2015), e para padronização, a maior espessura encontrada foi utilizada em todas as lajes do pavimento. Neste trabalho adotou-se como vão teórico (efetivo) a distância entre o centro dos apoios.

$$H = \frac{\text{menor vão}}{40} \quad (2)$$

Sendo:

H = Espessura (cm);

Figura 14 - Dimensões de uma laje em corte.



Fonte: O Autor (2018).

Conhecendo a espessura inicial estimada para a laje, foi possível encontrar as cargas atuantes. Após a obtenção das cargas nas lajes, utilizou-se a EQ. 3, responsável por encontrar o deslocamento vertical (flecha) nos elementos, para determinação da espessura necessária. A NBR 6118:2014 indica que a flecha não deve ultrapassar o valor obtido através da divisão do menor vão por 250, portanto foi igualado o valor da flecha máxima obtida na indicação da norma com a EQ. 3, obtendo assim a espessura necessária da laje.

$$f = \left( \frac{q \times lx^4}{E_{cs} \times H^3} \right) \times \left( \frac{\alpha}{100} \right) \quad (3)$$

Onde:

$f$  = Flecha imediata (m);

$q$  = Carga na laje (kN/m<sup>2</sup>);

$l_x$  = Menor vão (m);

$H$  = Espessura da laje (m);

$E_{cs}$  = Módulo de elasticidade secante do concreto armado (kN/m<sup>2</sup>);

$\alpha$  = Coeficiente de deformação da laje obtido em Carvalho (2016) (adimensional);

Espessuras mínimas são fixadas por norma, portanto, apesar da EQ. 3 apresentar valores necessários inferiores, foi utilizada a espessura de 8 cm para atendimento à NBR 6118:2014.

Determinadas as espessuras das lajes, foi encontrado o novo valor de peso próprio e conseqüentemente de carga permanente. Foi realizado também a verificação de uma nova flecha através da nova carga e encontrado novos momentos fletores presentes nas lajes através da EQ. 4, EQ. 5, EQ. 6 e EQ. 7.

$$m_x = \mu_x \times \left( \frac{p \times l_x^2}{100} \right) \quad (4)$$

$$m_y = \mu_y \times \left( \frac{p \times l_x^2}{100} \right) \quad (5)$$

$$X_x = \mu_x \times \left( \frac{p \times l_x^2}{100} \right) \quad (6)$$

$$X_y = \mu_y \times \left( \frac{p \times l_x^2}{100} \right) \quad (7)$$

Onde:

$p$  = Carga na laje (kN/m<sup>2</sup>);

$l_x$  = Menor vão (m);

$m_x, m_y$  = Maior momento positivo nas direções X e Y, respectivamente (kNm);

$X_x, X_y$  = Momento negativo nas direções X e Y, respectivamente (kNm);

$\mu_x, \mu_y, X_x, X_y$ : Coeficientes de Bares encontrados em Carvalho (2016) (adimensional).

Conhecendo os momentos positivos e negativos, determinou-se a altura útil mínima com o maior momento através da EQ. 8, e dimensionou-se a área de aço necessária, através das equações 9 e 10.

$$d = 2 \times \left( \sqrt{\frac{Md}{bw \times f_{cd}}} \right) \quad (8)$$

$$A_s = \frac{Md}{(Kz) \times d \times f_{yd}} \quad (9)$$

$$K_{md} = \frac{Md}{bw \times d^2 \times f_{cd}} \quad (10)$$

Sendo:

$d$  = Altura útil (cm);

$M_d$  = Momento fletor majorado a favor da segurança (kN.cm);

$b_w$  = Largura da faixa de laje (cm);

$f_{cd}$  = Resistência característica do concreto a compressão minorada a favor da segurança (kN/cm<sup>2</sup>);

$A_s$  = Área de aço necessária (cm<sup>2</sup>);

$K_{md}$ ,  $K_z$  = Coeficientes tabelados encontrados em Carvalho (2016) (adimensionais);

$f_{yd}$  = Resistência característica do aço a tração minorada a favor da segurança (kN/cm<sup>2</sup>);

Sabida a área de aço necessária na seção transversal para resistir aos momentos, escolheu-se então os diâmetros das barras a serem utilizadas. O diâmetro máximo a ser escolhido é definidor pela divisão da espessura da laje por 8 e a NBR 6118:2014 determina que a área mínima de aço seja 0,15% da seção transversal do elemento, sendo assim, caso a área de aço necessária tenha sido menor que a exigência, foi utilizada a recomendação em norma. O espaçamento entre as barras foi escolhido pelo próximo número inteiro abaixo do resultado da EQ. 11.

$$S = \frac{A_{s0}}{A_s} \leq 20 \text{ cm} \quad (11)$$



Onde:

S = Espaçamento (cm)

$A_{s\emptyset}$  = Área de aço da sessão transversal da barra escolhida (cm<sup>2</sup>);

$A_s$  = Área de aço necessária (cm<sup>2</sup>).

O comprimento das barras de armadura positiva foi definido pelo tamanho do vão das lajes. As barras foram penetradas dentro das vigas o maior valor entre 6 cm ou 10 vezes seu diâmetro. Já o comprimento das barras dimensionadas para armadura negativa é definido pela distância de um quarto do menor vão da laje, adicionado ainda ao comprimento de ganchos e ao comprimento de ancoragem reto por aderência, que são responsáveis por transferir ao concreto as tensões em que as barras estão submetidas. A ancoragem é encontrada através da EQ. 12 e os ganchos através da EQ. 15:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \times \emptyset \quad (12)$$

$$f_{bd} = n_1 \times n_2 \times n_3 \times f_{ctd} \quad (13)$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \times (\sqrt[3]{f_{ck}^2})}{1,4} \quad (14)$$

$$l_g = H - 2 \times C \quad (15)$$

Em que:

$l_b$  = Comprimento de ancoragem reto (cm);

$\emptyset$  = Diâmetro da barra escolhida (cm)

$f_{bd}$  = Resistência de aderência entre concreto e aço (kN/cm<sup>2</sup>);

$n_1$  = Referente a barra nervurada, de alta aderência (2,25) (adimensional);

$n_2$  = Referente a situação de boa aderência, vigas e lajes com espessura menor que 30cm (1,0) (adimensional);

$n_3$  = Referente ao diâmetro da barra (1,0) (adimensional);

$f_{ctd}$  = Valor de cálculo da resistência a tração do concreto (kN/cm<sup>2</sup>);

H = Espessura da laje (cm);

C = Cobrimento da laje.

As lajes transferem reações para as vigas em que estão apoiadas ou engastadas. Para determiná-las, foi utilizado a EQ. 16, EQ.17, EQ. 18 e EQ. 19.

$$q_x = k_x \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (16)$$

$$q_y = k_y \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (17)$$

$$q'_x = k'_x \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (18)$$

$$q'_y = k'_y \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (19)$$

Onde:

$q_x, q_y$  = Reações em extremidades apoiadas (kN/m);

$q'_x, q'_y$  = Reações em extremidades engastadas (kN/m);

$k_x, k_y, k'_x, k'_y$  = Coeficientes encontrados em Carvalho (2016) (adimensionais);

$p$  = Carga na laje (kN/m<sup>2</sup>);

$l_x$  = Menor vão (m).

### 5.3.2 Vigas

Para o dimensionamento das vigas, utilizou-se o método de vigas contínuas, demonstrado em Carvalho (2016). Admitiu-se inicialmente que a posição da linha neutra obedeça a relação  $x/d \leq 0,4500$ , conforme orienta a NBR 6118:2014. A fim de obter o adequado comportamento dúctil desses elementos, fixou-se então os parâmetros KMD em 0,2509 e KZ em 0,8200 no trecho mais solicitado, proporcionalmente ao valor de  $x/d = 0,4500$ .

Da mesma forma que para as lajes, o vão efetivo considerado no dimensionamento das vigas é composto pela distância entre eixos dos apoios.

As cargas utilizadas nas vigas foram as provenientes de seu peso próprio, das paredes revestidas e das reações provocadas pelas lajes. A altura inicial considerada para elaboração do peso próprio foi de 10% do vão. A largura utilizada foi de 17 cm,

com intenção de que seu acabamento final seja harmônico com a espessura da alvenaria de fechamento. As aberturas nas paredes para portas e janelas foram desconsideradas, a favor da segurança.

Após a determinação das cargas, foi possível obter os valores de momentos fletores e de cortantes presentes nas vigas por meio do *software* Ftool. Todos os apoios externos foram considerados engastados, e os internos simplesmente apoiados. Nas situações em que viga apoia-se sobre viga, considerou-se a reação da viga superior na inferior como carga pontual.

A altura útil mínima foi atingida através da EQ. 10, utilizando o maior momento presente em cada viga e o coeficiente KMD especificado anteriormente. A espessura resultou-se da soma da altura útil com 3 cm de cobrimento, acrescido de metade do diâmetro da barra longitudinal mais o diâmetro da barra transversal, inicialmente consideradas barras de 20 mm e 8 mm, respectivamente. Após a determinação da altura útil nos trechos mais solicitados, a espessura total das vigas foi padronizada em função da maior altura útil no pavimento, a fim de facilitar a execução da estrutura. A espessura final utilizada em todas as vigas do térreo foi de 40 cm e 30 cm para as vigas da cobertura e baldrame. A altura útil final utilizada na determinação de área de aço necessária foi encontrada através da subtração na altura total, o diâmetro da barra transversal, metade da barra longitudinal e cobrimento. Foi calculado um novo peso próprio e novos valores de momentos fletores e cortantes.

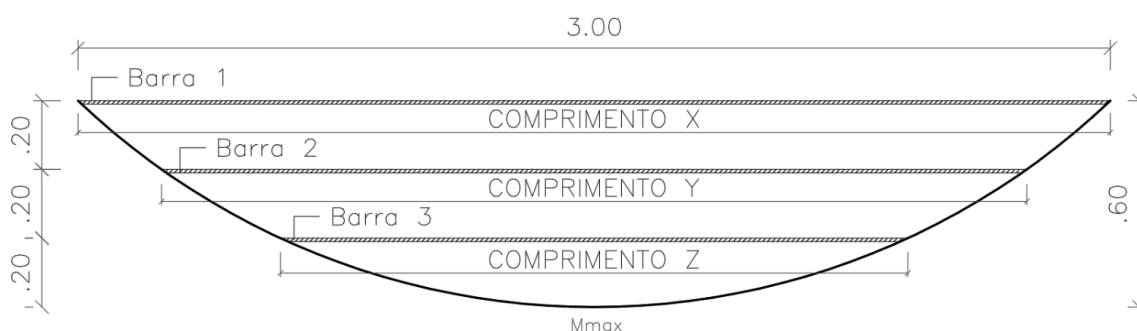
Fixadas novas cargas, repetiu-se o processo de obtenção da nova altura útil no trecho mais solicitado, então foi necessário utilizar novamente a EQ. 10 para definir novos coeficientes KMD nos demais trechos, e conseqüentemente KZ, devido ao fato de possuírem cargas diferentes do trecho inicialmente considerado. De posse dos novos coeficientes, encontrou-se a área de aço necessária para suportar aos momentos fletores em cada seção através da EQ. 9.

Utilizou-se como limitante para áreas mínimas e máximas de aço a orientação obtida em norma, sendo a mínima correspondente ao valor de 0,15% e a máxima de 4% da seção transversal da viga. Houve uma tolerância de até 5% para menos entre área de aço calculada e efetiva.

Definida a quantidade e bitolas de barras necessárias em cada trecho, foi necessário definir seu comprimento. Neste trabalho o comprimento das barras foi definido pelo procedimento gráfico, conforme orienta Carvalho (2016). Esse método consiste em ajustar o momento fletor em escala adequada e dividir sua cota vertical

em número de espaços igual ao número de barras escolhidas anteriormente. Foi traçada a quantidade de barras paralelamente ao eixo da viga, e, onde ocorreu o encontro da barra com a curva do momento, delimitou-se os pontos de interrupção das barras, conforme ilustra a FIG. 15, em que hipoteticamente, o momento fletor positivo em escala com uma viga de 3 metros, projetou a distância vertical de 60 cm.

Figura 15 - Exemplo de obtenção de comprimento inicial de barras em vigas



Fonte: O Autor (2018)

Ao comprimento inicial é importante adicionar o comprimento de ancoragem. Neste trabalho foi utilizado a ancoragem por aderência. É comum que aconteça uma pequena variação entre área de aço calculada e área de aço detalhada, portanto, a NBR 6118:2014 orienta que é possível que o comprimento de ancoragem seja reduzido através da EQ. 20, que define o comprimento de ancoragem necessário em função da variação de aço necessária e utilizada no elemento, logo, para o comprimento de ancoragem das vigas foi utilizado o comprimento necessário.

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \times l_b \times \left( \frac{A_{s,calc}}{A_{s,efet}} \right) \geq l_{b,min} \quad (20)$$

Onde:

$\alpha_1$  = Em função da existência de ganchos (adimensional);

$l_b$  = Comprimento de ancoragem inicial (cm);

$A_{s,calc}$  = Área de aço calculada (cm<sup>2</sup>);

$A_{s,ef}$  = Área de aço efetiva, detalhada (cm<sup>2</sup>);

$l_{b,min}$  = maior valor entre  $0,3 \times l_b$ ,  $10 \times$  diâmetro ou 100 mm.

Foram adicionados ainda comprimentos de ganchos em ângulo reto nas pontas das armaduras tracionadas, de comprimento não inferior a 8 vezes o diâmetro da barra.

Ainda além do comprimento inicial, do comprimento de ancoragem necessário e do comprimento dos ganchos, faz-se necessário realizar o deslocamento do diagrama de momento fletores, conhecido por decalagem. Justifica a utilização da decalagem o fato de as armaduras serem obtidas através de medidas efetuadas no diagrama de momentos fletores, onde considera-se somente o caso de flexão simples e pura. A decalagem faz a consideração de que há também efeitos cisalhantes presentes nas vigas. O comprimento de decalagem foi feito considerando estribos verticais e obtido através da EQ. 21.

$$a_l = d \times \left[ \frac{V_{sd, \text{máx}}}{2 * (V_{sd, \text{max}} - V_c)} \right] \leq d \quad (21)$$

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (22)$$

Sendo:

$a_l$  = Comprimento de decalagem (cm);

$d$  = altura útil (cm);

$V_{sd, \text{max}}$ : Força cortante na seção mais solicitada (kN);

$V_c$  = Parcela de tração provocada pela cortante resistida pelo concreto (kN).

$f_{ctd}$  = Valor de cálculo da resistência a tração do concreto (kN/cm<sup>2</sup>);

$b_w$  = Largura da viga (cm).

Em situações que se fez necessário a emenda de barras, considerou-se a emenda por trespasse, e o comprimento utilizado foi o de 50 vezes o diâmetro da maior barra.

É necessário ainda realizar o dimensionamento de barras para resistir à força cortante nas vigas. Tais barras são denominadas estribos. A força cortante provoca esforços de compressão e tração nas vigas, e como é conhecida a boa resistência à compressão do concreto, espera-se que esse seja responsável pela resistência a compressão, portanto é realizada apenas uma verificação, a fim de saber se a seção não está sendo esmagada. A verificação foi realizada pela EQ. 23.

$$V_{sd} \leq V_{rd2} = 0,27 \times \left( \frac{1}{f_{ck} - 250} \right) \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (23)$$

Onde:

$V_{sd}$  = Força cortante solicitante majorada (kN);

$V_{rd2}$  = Capacidade resistente a compressão do concreto (kN);

$f_{ck}$  = Resistencia característica a compressão do concreto (kN/m<sup>2</sup>);

$f_{cd}$  = Resistencia característica a compressão do concreto minorada (kN/m<sup>2</sup>);

$b_w$  = Espessura da seção transversal da viga (m);

$d$  = Altura útil da viga (m).

Verificada a situação da compressão devido ao esforço cortante nas vigas, foi realizado o procedimento devido ao esforço de tração. Apesar da resistência do concreto ser baixa nessa situação, é considerada consiga resistir uma parcela da tração, portanto encontrou-se o quanto dessa é resistido pelo concreto de acordo com a EQ. 24, e para o restante do esforço foram dimensionadas as barras de aço, através da EQ. 25.

$$V_c = 0,60 \times \left( \frac{0,15 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{10} \right) \times b_w \times d \quad (24)$$

$$V_{sw} = \rho \times 0,9 \times d \times f_{yd} \quad (25)$$

Em que:

$V_c$  = Parcela de tração provocada pela cortante resistida pelo concreto (kN);

$f_{ck}$  = Resistencia característica a compressão do concreto (kN/cm<sup>2</sup>);

$b_w$  = Espessura da seção transversal da viga (cm);

$d$  = Altura útil da viga (cm).

$V_{sw}$  = Parcela de tração provocada pela cortante a ser resistida pelo aço (kN);

$\rho$  = Taxa de aço (cm<sup>2</sup>/cm);

$f_{yd}$  = Resistência a tração do aço minorada (kN/m<sup>2</sup>).

De posse da taxa de aço necessária foi possível então dimensionar o espaçamento entre os estribos através da barra escolhida, de acordo com a EQ. 26.

$$\rho = \frac{A_{sw}}{S} \quad (26)$$

Onde:

$\rho$  = Taxa de aço (cm<sup>2</sup>/cm);

$A_{sw}$  = Área da seção transversal da barra de aço escolhida (cm<sup>2</sup>);

$S$  = Espaçamento entre estribos (10 cm ≤  $S$  ≤ 30 cm).

O comprimento das barras dos estribos foi obtido do valor do perímetro da seção das vigas subtraído de quatro vezes o valor do cobrimento.

### 5.3.3 Pilares

Para o dimensionamento manual de pilares, foi utilizado o método do pilar padrão com curvatura aproximada, como indicado por Carvalho (2009). As cargas e momentos presentes nos pilares foram obtidos através do modelamento de pórticos no *software* Ftool.

Inicialmente os pilares foram classificados de acordo com sua posição no projeto, como centrais, laterais ou de canto. Isso é fundamental pois pilares posicionados em canto, que possuem duas vigas iniciando em seu topo, estão sujeitos a flexão composta oblíqua, ou seja, além da carga concentrada vertical, possuem momentos fletores em duas direções. Pilares laterais possuem a carga concentrada vertical e momento fletor apenas em uma direção, e para os pilares de centro, é considerado que não há flexão, portanto possuem apenas a compressão vertical causada pela carga transferida pelas vigas. Foi definido então para as duas dimensões do pilar, o índice de esbeltez através da EQ. 27, que relaciona seu comprimento com seção transversal e orienta a segunda classificação de pilares em curto, medianamente esbelto, esbelto ou muito esbelto.

$$\lambda = \frac{le \times \sqrt{12}}{H} \quad (27)$$

Onde:

$\lambda$  = Índice de esbeltez (adimensional);

le = Comprimento equivalente do pilar (m);

H = Altura do pilar em planta (m);

E a classificação dos pilares quanto à esbeltez é feita pelos seguintes valores:

- $\lambda \leq \lambda_1$ : Curto;
- $\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$ : Medianamente esbelto;
- $90 < \lambda \leq 140$ : Esbelto;
- $140 < \lambda \leq 200$ : Muito esbelto;

Pilares com esbeltez acima de 200 não são permitidos, e o valor limite para índice de esbeltez ( $\lambda_1$ ) foi definido através da EQ. 28.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * \left(\frac{ei}{h}\right)}{\alpha b} \quad (28)$$

$$\alpha b = 0,6 + 0,4 * \left(\frac{MB}{MA}\right) \quad (29)$$

Sendo:

ei = Excentricidade inicial (cm);

h = Altura do pilar em planta (cm);

$\alpha b$  = Situação de engaste.  $0,40 \leq \alpha b \leq 1,00$  (adimensional);

MB, MA = Momentos nos extremos dos pilares (kN.cm);

De acordo com a classificação dos pilares através da esbeltez, foram calculadas as distâncias consideradas entre o ponto de aplicação da carga com o centro de gravidade do pilar, chamadas excentricidades. Neste trabalho todos os pilares foram classificados como medianamente esbeltos, logo, foi necessário a utilização das excentricidades de primeira e de segunda ordem.



A excentricidade de primeira ordem é composta por três excentricidades: inicial ( $e_i$ ), de forma ( $e_f$ ) e acidental ( $e_a$ ). A inicial foi calculada pela EQ. 30 e acontece nos pilares de canto e laterais por estarem ligados a extremidade de uma viga. A excentricidade de forma é em função da situação em que o eixo da viga não seja coincidente com o eixo do pilar, porém essa excentricidade não foi utilizada no trabalho pela consideração de que ela seja absorvida por outras vigas. Por fim, a excentricidade acidental é utilizada como forma de prevenção de erros durante a execução dos pilares e foi calculada pela EQ. 31.

$$e_i = \frac{M}{Nd} \quad (30)$$

$$e_a = \theta \times \left(\frac{le}{2}\right) \quad (31)$$

$$\theta = \frac{1}{200} \leq \frac{1}{100 * \sqrt{le}} \leq \frac{1}{300} \quad (32)$$

Em que:

M: Maior momento ao longo do pilar (kN.cm);

Nd: Força normal no pilar majorada a favor da segurança (kN);

le: Comprimento equivalente do pilar (cm);

$\theta$ : Desaprumo de um elemento vertical contínuo (adimensional);

Com exceção dos pilares curtos, há necessidade de considerar a deformação causada devido ao efeito de flambagem. Essa deformação pode provocar instabilidade e é chamada de efeito de segunda ordem. O efeito de segunda ordem gera a excentricidade de segunda ordem ( $e_2$ ), e essa foi calculada através da EQ. 33.

$$e_2 = \left(\frac{le^2}{10}\right) \times \left(\frac{0,005}{(V + 0,5)}\right) \quad (33)$$

Onde:

le = Comprimento equivalente do pilar (cm);

V = Coeficiente obtido através da EQ. 34 (adimensional);

Para a obtenção da área de aço longitudinal necessária na seção transversal dos pilares, foi utilizada a EQ. 34 e os ábacos de Venturini (1987), que através dos resultados adimensionais da EQ. 35 e da EQ. 36, relaciona a taxa mecânica de armadura em relação à área da seção.

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (34)$$

$$\mu = \frac{V \times e_t}{h} \quad (35)$$

$$V = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} \quad (36)$$

Sendo:

$A_s$  = Área de aço necessária na seção transversal do pilar ( $\text{cm}^2$ );

$\omega$  = Taxa mecânica de armadura em relação à área da seção;

$A_c$  = Área da seção transversal do pilar ( $\text{cm}^2$ );

$f_{cd}$  = Resistência à compressão do concreto minorada a favor da segurança ( $\text{kN/cm}^2$ );

$f_{yd}$  = Resistência à tração do aço minorada a favor da segurança ( $\text{kN/cm}^2$ );

$N_d$  = Força normal no pilar majorada a favor da segurança (kN);

$e_t$  = Soma da excentricidade de primeira com a de segunda ordem (cm);

$h$  = Altura do pilar em planta (cm);

Em situações em que a área de aço necessária foi menor que o equivalente à área da seção transversal de quatro barras de 10 mm, utilizou-se essas em conformidade ao mínimo exigido por norma.

A armadura transversal, conhecida como estribo, é posicionada para evitar a flambagem das barras longitudinais em toda a altura do pilar. O diâmetro do estribo foi escolhido através do maior valor entre um quarto do diâmetro da barra longitudinal e 5 mm. O espaçamento entre os estribos foi obtido através do menor valor entre 20 cm, a menor dimensão do pilar, e doze vezes o diâmetro da barra longitudinal.

## 5.4 Dimensionamento auxiliado por *softwares*

Para o lançamento dos elementos estruturais nos *softwares*, foram utilizadas as dimensões de lajes, vigas e pilares obtidas no pré-dimensionamento manual, e ajustadas caso necessário, de acordo com as particularidades exibidas no relatório final de cálculo de cada um.

### 5.4.1 Software Cypecad

Foi utilizada a versão “2017.m” do *software* Cypecad como ferramenta para elaboração de um dos projetos estruturais a serem comparados.

Ao iniciar o Cypecad, é necessário informar os dados gerais do projeto na tela que se abre automaticamente. Nessa tela inicial, conforme ilustra a FIG. 16, foram preenchidas as informações como norma vigente, resistências do concreto e do aço em cada elemento e classe de agressividade ambiental.

Figura 16 - Dados gerais do projeto no Cypecad

Fonte: Multiplus (2017).

Após preenchimento da tela de dados gerais, foi acessada a opção de inserção de pisos no menu 'Introdução > Pisos/Grupos > Novos pisos', onde foram incluídos os pisos independentes e níveis referentes ao projeto, conforme FIG. 17. A opção de Sobrecarga Unitária foi preenchida inicialmente com 1,5 kN/m<sup>2</sup> para todo o pavimento, o ajuste foi feito posteriormente e de forma independente para cada laje, assim como as cargas permanentes, que foram lançadas de acordo com levantamento feito manualmente.

Figura 17 - Inserção de pisos no Cypecad

Número de pisos neste grupo

Piso	Nome	Altura	Categoria de uso	SCU (kN/m <sup>2</sup> )	CP (kN/m <sup>2</sup> )
3	Cobertura	2.88	Uso 1	1.50	0.00
2	Primeira Laje	2.88	Uso 1	1.50	0.00
1	Terreo	0.55	Uso 1	1.50	0.00

**Categorias de uso**  
1. Edificações residenciais

Fonte: Multiplus (2017).

Com a inserção de pisos realizada, foi introduzido o desenho arquitetônico para ser utilizado como referência no lançamento dos elementos estruturais. Esse procedimento foi feito através da janela 'Gerenciamento de visualização de máscaras' que pode ser acessada através do ícone 'Editar Máscaras' localizado na barra de tarefas da tela principal do programa.

Com o desenho de referência inserido, os pilares foram introduzidos através do menu 'Introdução > Pilares, pilares-parede e elem. de fundação'. As dimensões iniciais dos pilares foram escolhidas para atender o mínimo requisitado por norma. Foram inseridos pilares com 17 x 22 cm, como mostra a FIG. 18.

Figura 18 - Inserção de pilares no Cypecad

Novo pilar

Grupo final: Cobertura

Grupo inicial: Fundação

Referência: P1

Ângulo: 0.0 graus

Sem vinculação exterior

**Com vinculação exterior**

Vincular rotação em torno do eixo X

Vincular rotação em torno do eixo Y

Desnível de apoio: 0.00 m

Altura de apoio: 0.00 m

Coef. de flambagem

Coeficientes de engastamento

Coeficiente de rigidez axial

Cobrimento

Resistência do betão

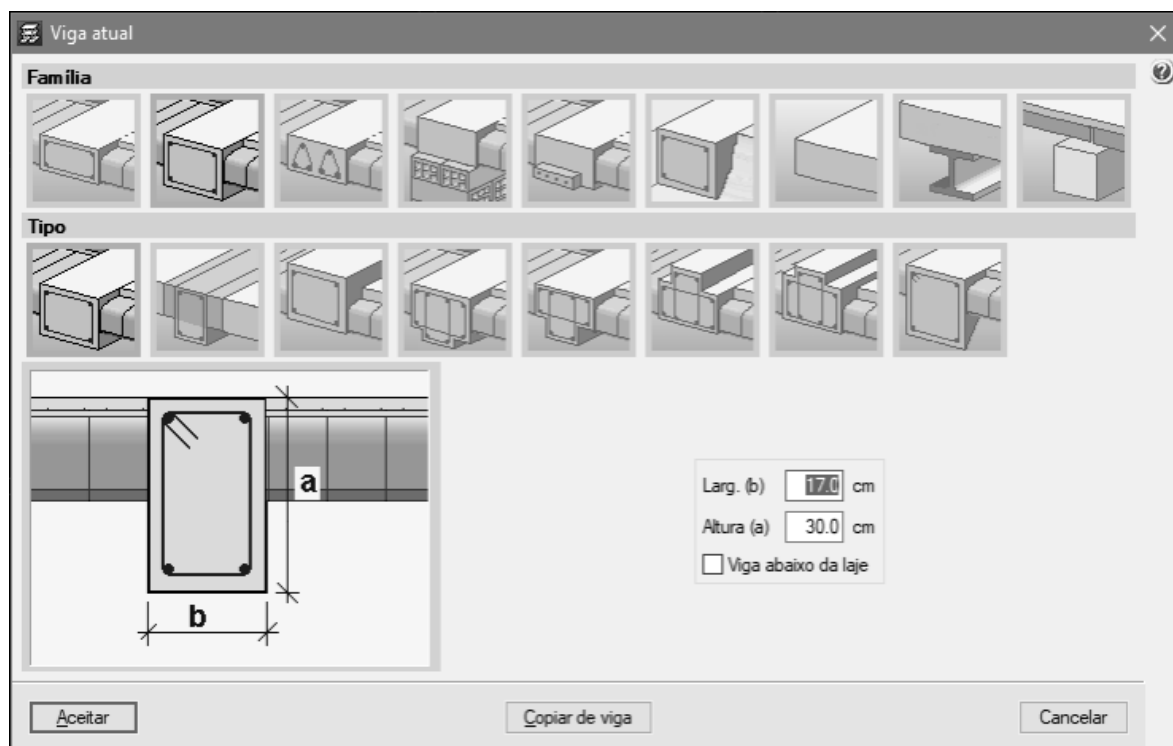
	R	Largura X (cm)	Largura Y (cm)
Cobertura		17	22
Primeira laje		17	22
Térreo		17	22

Aceitar Copiar de Cancelar

Fonte: Multiplus (2017).

Após a inserção dos 18 pilares previstos inicialmente, foi feita a introdução das vigas. Para lançamento de vigas, é necessário mudar a aba do canto inferior esquerdo 'Entrada de pilares' para 'Entrada de pavimento'. Feito isso, foi acessado o menu 'Vigas/Paredes > Entrar viga' e selecionada a opção de viga retangular alta, com as dimensões de 17 cm de largura para todas as vigas e 30 cm de altura para as vigas baldrame e da cobertura, e 40 cm de altura para as vigas da laje do térreo.

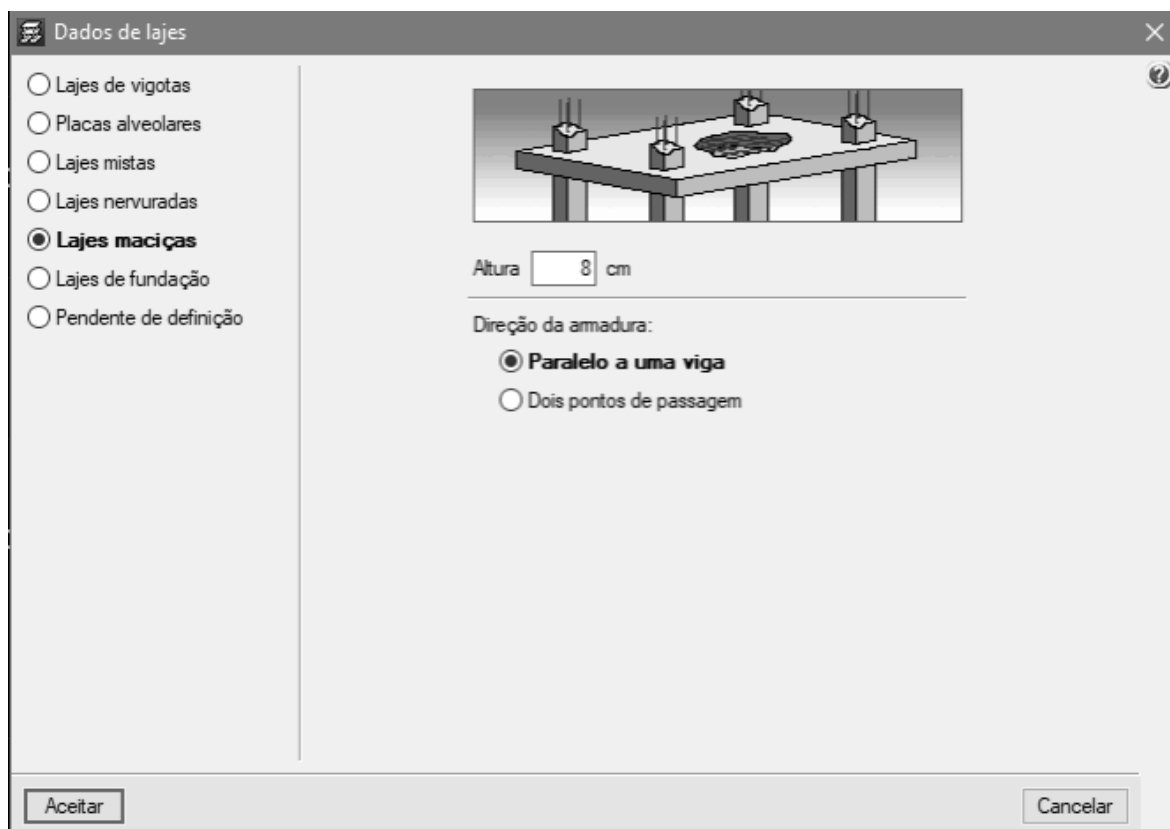
Figura 19 - Inserção de vigas no Cypecad.



Fonte: Multiplus (2017).

As lajes maciças foram então inseridas pelo menu 'Lajes > Dados Lajes > Introduzir laje'. A espessura inicialmente informada foi a mínima exigida por norma de 8cm, conforme ilustrado pela FIG. 20.

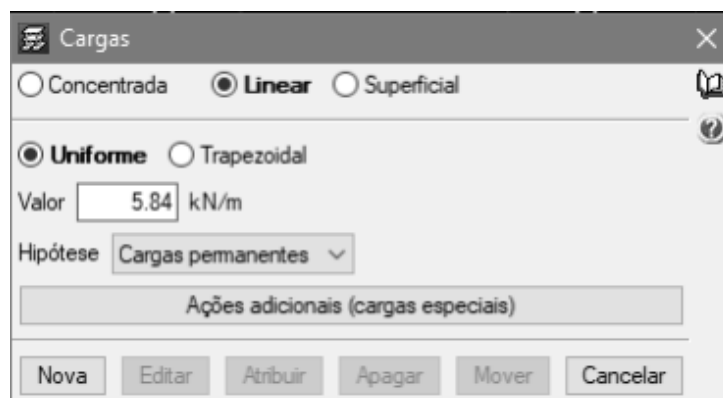
Figura 20 - Inserção de lajes no Cypecad.



Fonte: Multiplus (2017).

Após a inserção dos pilares, vigas e lajes, foram lançadas cargas lineares nas vigas referente ao peso das paredes, e cargas superficiais nas lajes referente ao peso de paredes apoiadas sobre elas e referente à carga acidental prevista em norma. O lançamento de cargas foi feito no menu 'Cargas > Cargas', de acordo com a FIG. 21, onde é escolhido o tipo e informado o valor da carga.

Figura 21 - Lançamento de cargas no Cypecad.



Fonte: Multiplus (2017).

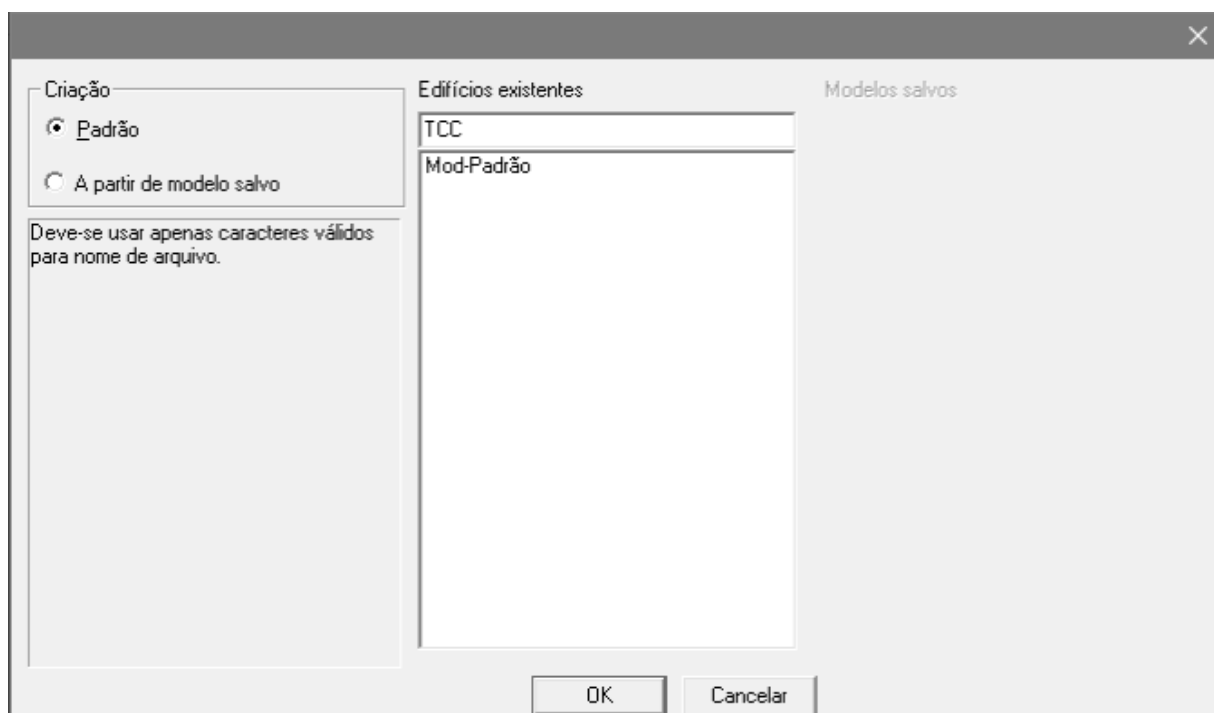
Após o lançamento das cargas nos elementos, foi realizado o cálculo da estrutura no menu 'Calcular > Calcular a obra (sem dimensionar a fundação)'.

#### 5.4.2 Software TQS

Para a elaboração do segundo projeto estrutural a ser comparado, foi utilizado o *software* TQS na versão '20.1.77'.

O início do projeto estrutural no TQS é feito através do menu 'Edifício > Novo'. Na janela que se abre escolhe-se um modelo de projeto estrutural ou modelo padrão. Neste foi escolhido o modelo padrão, conforme ilustra a FIG. 22.

Figura 22 - Tela inicial no TQS.



Fonte: TQS (2018).

Abriu-se então após clicar em 'OK' a janela com as guias 'Gerais', onde se informa dados gerais da obra, como nome, cliente, endereço, norma a ser utilizada e outras, como ilustra a FIG. 23. Foi escolhida a NBR 6118:2014 para elaboração do projeto estrutural no TQS.



Figura 23 - Dados do edifício no TQS.

Dados do edifício: Projeto TCC

Identificação

Título do edifício: Edifício TCC

Título do cliente: Hugo Ferreira Moreira

Endereço da obra: Centro Universitário de Formiga - UNIFOR MG

Número do projeto: 1 Prefixo de plantas:

Descrição do projeto

Tipo de estrutura

Concreto Armado/Protendido

Alvenaria Estrutural

Projeto de formas de madeira

Norma em uso

NBR-6118:2014

Forçar critérios de norma

Avançado...

Criado por: CENTRO UNIVERSITÁRIO DE FORMIGA - UNIFOR

Criado em: 25/09/2018 10:55:12

Modificado em: 25/09/2018 10:55:12

TQS V20.7.11

Endereço que poderá atualizar automaticamente os carimbos de plantas do edifício.

Atualizar Dwg Salvar Dwg

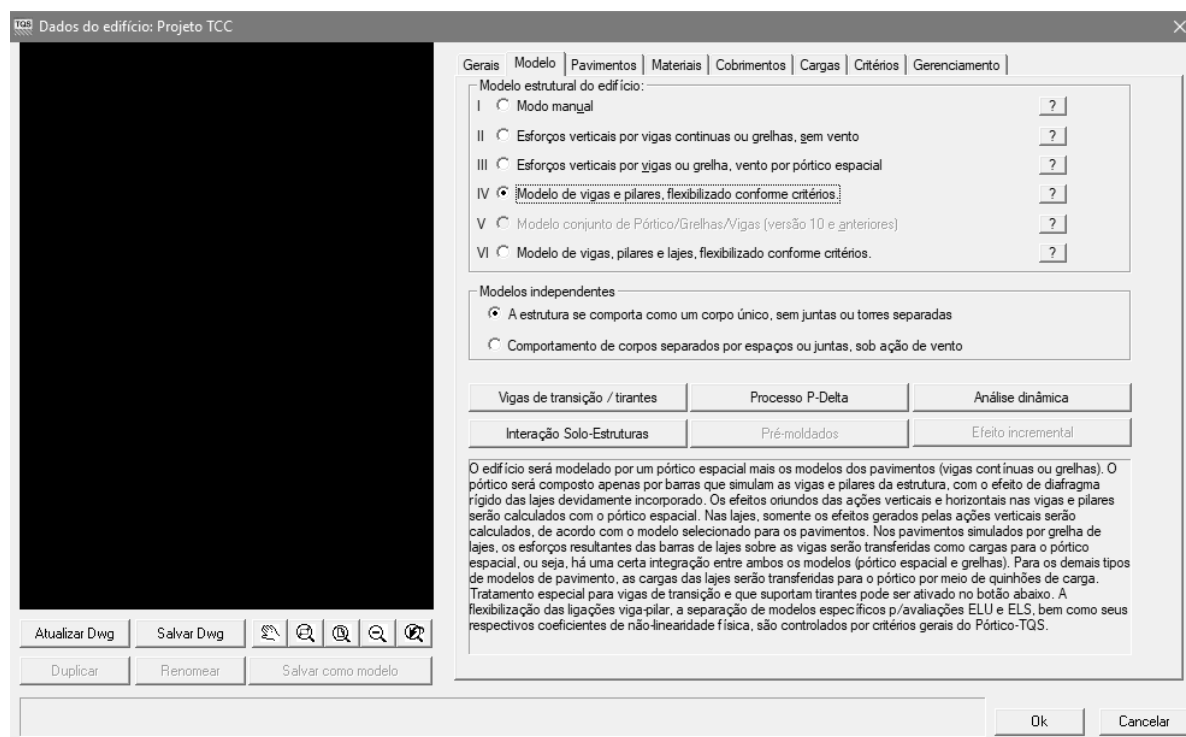
Duplicar Renomear Salvar como modelo

Ok Cancelar

Fonte: TQS (2018).

A próxima guia é a 'Modelo'. Nessa é informado qual o modelo estrutural do edifício, nessa etapa o projetista determina para o *software* qual é o roteiro de cálculo que deve ser utilizado. Conforme ilustra a FIG. 24, escolheu-se o 'Modelo IV – Modelo de vigas e pilares, flexibilizando conforme critérios', e foi marcada a opção que determina que 'A estrutura se comporta como um corpo único, sem juntas ou torres separadas'.

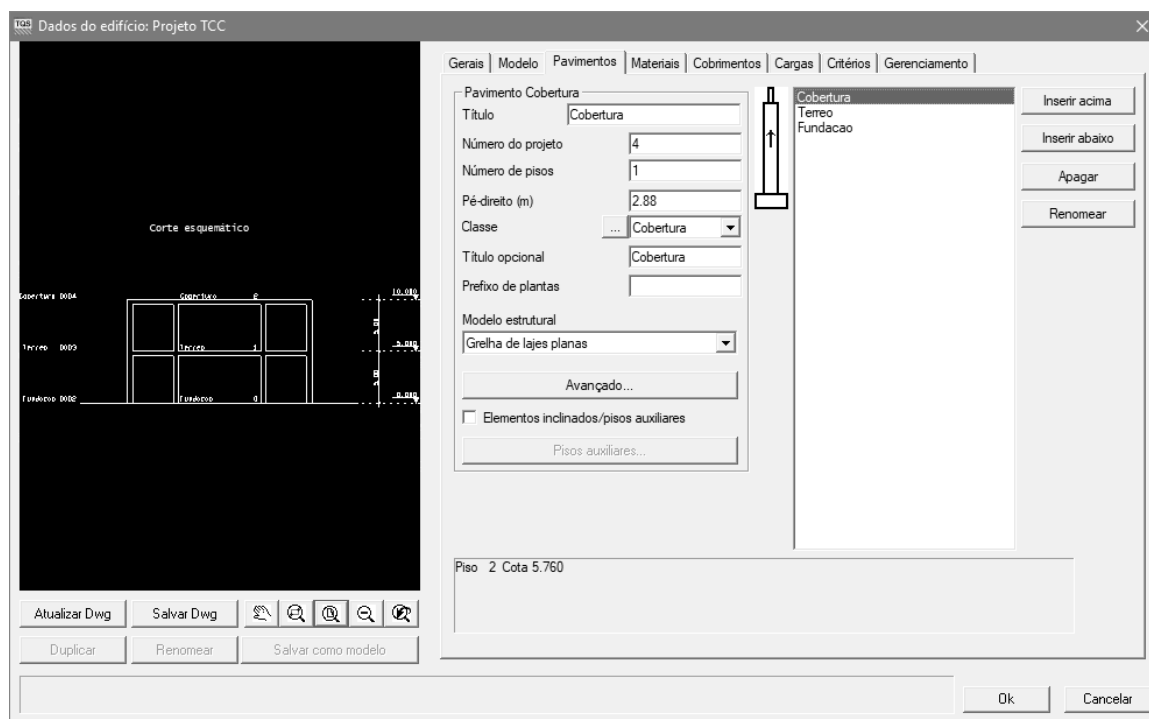
Figura 24 - Guia "Modelo" do TQS



Fonte: TQS (2018).

A FIG. 25 apresenta a guia 'Pavimentos', onde foi informado a altura de piso a piso dos pavimentos. O software TQS cria automaticamente o pavimento fundação. Foram criados os pavimentos Térreo e Cobertura, com 2.88m de laje a laje cada.

Figura 25 - Inserção dos pavimentos no TQS

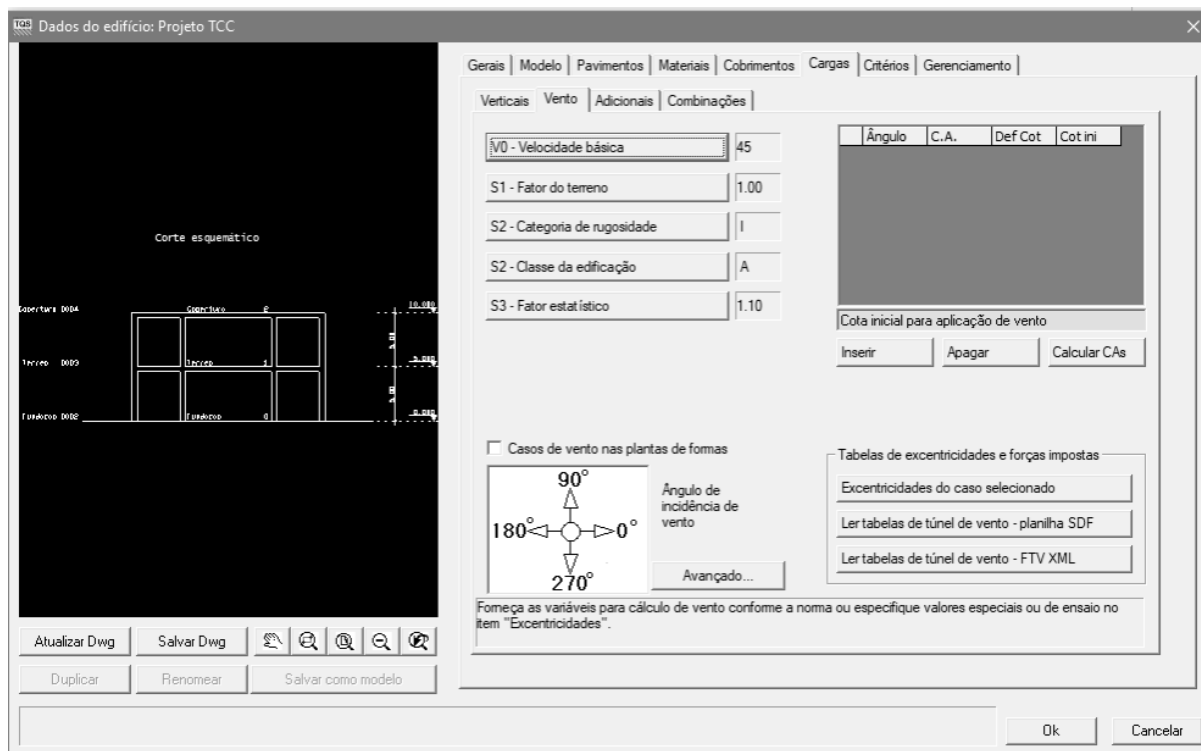


Fonte: TQS (2018).

Na aba 'Materiais' são informados os valores de resistência do concreto para cada elemento estrutural e a classe de agressividade ambiental e na aba 'Cobrimentos' os valores de cobrimento de pilares, vigas e lajes. Os valores padrões dessas telas são os mesmos utilizados neste trabalho, portanto nessas abas nada foi alterado.

Na aba 'Cargas' é informado os valores de cargas adicionais, como por exemplo vento, empuxo ou temperatura. Na sub aba 'Vento', como mostra a FIG. 26, foram apagados os valores de coeficiente de arrasto para que os efeitos de vento não fossem considerados, assim como feito manualmente e no *software* Cypecad.

Figura 26 - Aba "Cargas" no TQS.



Fonte: TQS (2018).

Para iniciar o projeto estrutural no *software* TQS é necessário converter o desenho para ser utilizado como referência. O TQS possui formato próprio de desenho, por isso foi preciso acessar o menu 'Plotagem > Converter > DWG-ACAD para DWG-TQS' para realizar a conversão do arquivo de desenho do *software* AutoCAD para arquivo de desenho do TQS. Na janela que se abriu, foi selecionada a opção 'Adicionar', selecionado o arquivo a ser convertido e clicado em 'Converter DWGs ACAD em DWGs TQS'.

Feita a conversão, foi utilizada a opção 'Modelador estrutural' localizada no menu 'Edifício' para iniciar o lançamento dos elementos estruturais. Na nova janela que foi aberta, foi selecionada o menu 'Modelo > Referência Externa', para inserir o desenho convertido e usá-lo como referência.

A inserção dos elementos estruturais foi iniciada pelos pilares através do menu 'Pilares > Inserir'. As dimensões utilizadas foram as mesmas do projeto dimensionado manualmente, conforme indica a FIG. 27.

Figura 27 - Inserção de pilares no TQS

Dados de pilares

Identificação | Seção | Modelo | Grelha/Pavimento | Pórtico | Detalhamento | Cargas | Plantas/Seções

Posição de inserção

Centro

Canto

Ponto médio seguido ao canto

Retangular | Em L | Em U | Circular | Poligonal | Perfil

B1

H1

4 3

1 2

B1

Material não padrão

O ponto de inserção será um canto do pilar, numerado conforme a figura à direita.

OK Cancelar Inserir

Fonte: TQS (2018).

Para o lançamento de vigas, foi acessado o menu 'Vigas > Dados atuais', e selecionada a aba 'Seção/Carga' para introdução das dimensões das vigas, como ilustra a FIG. 28. As dimensões iniciais utilizadas foram de 17 cm de largura para todas e 30 cm de altura para as vigas baldrame e de cobertura, e 40 cm de altura para as vigas do térreo.

Figura 28 - Inserção de vigas no TQS.

Dados Gerais da Viga

Identificação | Inserção | Seção/Carga | Modelo | Intersecções | Temperatura/Retração | Detalhamento

Largura (cm)  Altura (cm)  Rebaixo DFS (cm)  Excentricidade EXC (cm)

Carga distribuída em todos os vãos  tfm

Seção/Perfil catalogado

Material não padrão

Mísula / Seção Variável

Seções catalogadas

Seção	Comentário
17/30 c0	
17/40 c0	

Largura da viga, em cm

NV = Nível do pavimento  
H = Altura da seção  
L = Largura  
DFS = Rebaixo do topo  
EXC = Excentricidade

Fonte: TQS (2018).

As lajes foram inseridas inicialmente como maciças com 8 cm de espessura, através do menu 'Lajes > Dados Atuais', de acordo com a FIG. 29.

Figura 29 - Inserção de lajes no TQS.

Dados de lajes

Identificação | Seção/Carga | Modelo | Grelha | Temperatura/Retração | Detalhamento | Catalogadas

Maciça | Nervurada R | Nervurada T | Vigota | Treliçada | Pré-fabricada | Mista

Espessura HL  cm

Rebaixo (cm)  Carga distribuída (tf/m²)

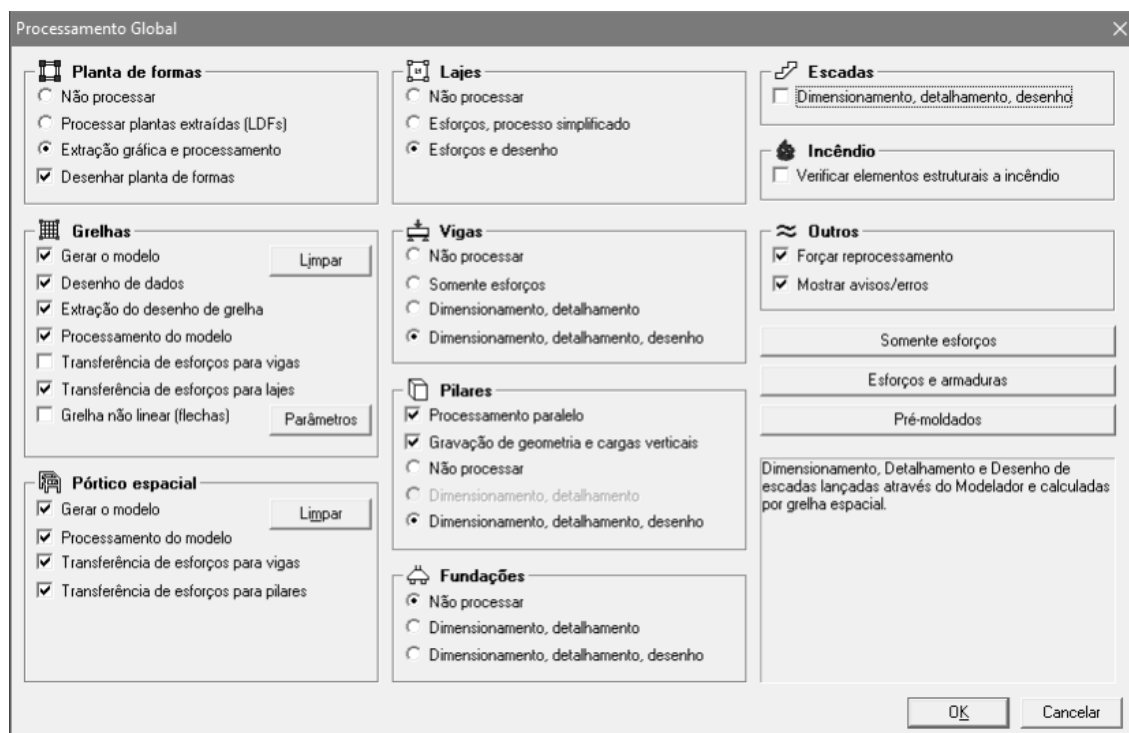
Espessura da laje maciça ou equivalente em cm.

Fonte: TQS (2018).

Finalizado o lançamento de pilares, vigas e lajes, foi realizado o lançamento das cargas em vigas e em lajes. As cargas em vigas foram inseridas através da aba 'Cargas' e opção 'Distribuída linearmente' e para as cargas das lajes foi utilizada a opção 'Distribuída adicional em laje'.

Após o lançamento das devidas cargas, foi realizado o dimensionamento da estrutura acessando o menu 'Edifício > Processamento global'. Na janela de processamento global foram marcadas todas as opções pertinentes de dimensionamento para este trabalho, conforme FIG. 30.

Figura 30 - Processamento global da estrutura no TQS.



Fonte: TQS (2018).

### 5.4.3 Software Eberick

Neste trabalho foi utilizada a versão '2018-06 – Demonstrativa' do *software* Eberick, que apesar de ser para demonstração, apresenta as mesmas funções e resultados da versão plena, com exceção da função de salvar projeto.

Para iniciar o projeto estrutural, foi clicado na opção 'Novo projeto' na primeira janela que o usuário é apresentado ao abri-lo. A primeira informação que o *software* pede entrada é a do nível dos pavimentos de piso a piso. Foi preenchido de acordo com a FIG. 31.

Figura 31 - Introdução de pavimentos no Eberick.

Projeto novo

Modelo Nenhum

	Pavimento	Repetições	Altura (cm)	Nível (cm)	Lance
1	Cobertura	1	288.00	576.00	3
2	Terreo	1	288.00	288.00	2
3	Fundação	1	50.00	0.00	1
4					
5					
6					
7					

Título

Nível inferior 0 cm

Nível solo 100 cm

Lance inicial 1

Fonte: AltoQi (2018).

O Eberick não exibe automaticamente janela de configuração de classe de agressividade ambiental, cobrimentos e resistência dos materiais, portanto essas informações foram verificadas no menu 'Configurações > Materiais e Durabilidade'. Conforme demonstra a FIG. 32, as opções padrões são as mesmas utilizadas neste trabalho, logo foram mantidas.



Figura 32 - Verificação de C.A.A. e resistência de materiais no Eberick.

**Materiais e durabilidade**

Aplicação  
 Projeto inteiro  
 Por pavimento

Pavimento

Aviões

Existem 5 problemas nas propriedades definidas

Detalhes...

**Geral**

Classe de agressividade: II (moderada)

Dimensão do agregado: 19 mm

Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

**Abertura máxima das fissuras**

Contato com o solo: 0.2 mm

Contato com a água: 0.1 mm

Demais peças: 0.3 mm

Combinações: Frequentes

**Elementos**

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-25	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		2.5 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			3 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			3 cm	Bitolas...
Tubulões	C-20			3 cm	Bitolas...
Muros	C-25			3 cm	Bitolas...
Radier	C-25			3 cm	Bitolas...

**Elementos pré-moldados**

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...
	Etapas...		

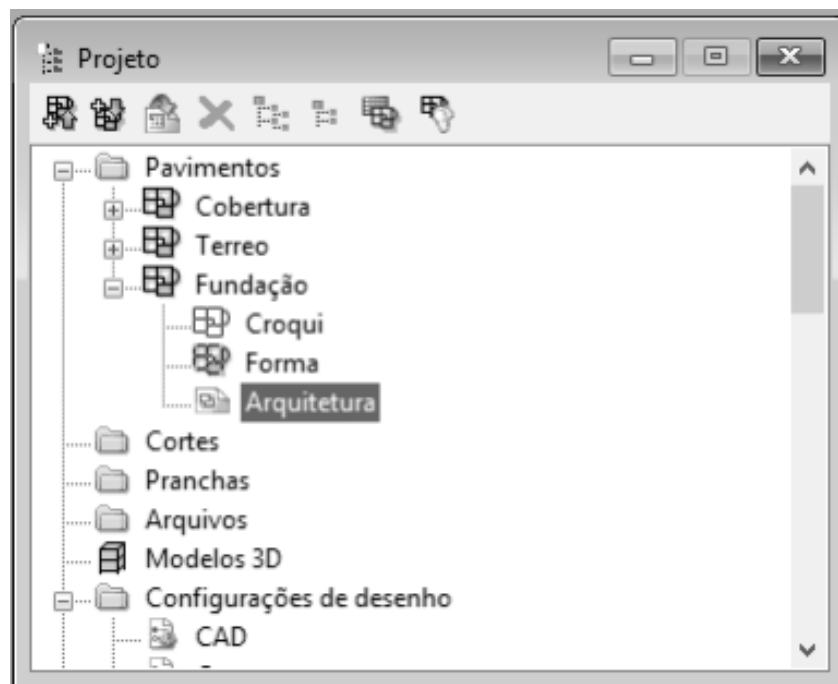
Tipo: Pré-moldado

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: AltoQi (2018).

Após a inserção dos pavimentos é criada uma janela de projeto, onde as telas da arquitetura, de formas e de lançamento dos elementos estruturais são diferenciadas por pavimentos. Para inserção do desenho de referencia no Eberick, foi acessado a opção 'Arquitetura', conforme demonstra a FIG. 33, e posteriormente acessado o menu 'Projeto > Importar > DWG/DWF', e então selecionado o desenho. Esse processo repetiu-se em cada pavimento.

Figura 33 - Janela de projeto do Eberick.



Fonte: AltoQi (2018).

A entrada dos elementos estruturais foi feita clicando na opção 'Croqui' de cada pavimento, da janela de projetos, ilustrada na FIG. 33. Inicialmente os pilares foram lançados através do menu 'Elementos > Pilares > Adicionar', com as dimensões de 17 x 22 cm, conforme demonstra a FIG. 34.

O lançamento de vigas foi realizado pelo menu 'Elementos > Vigas > Adicionar viga', com dimensões de 17 cm de largura em todos os pavimentos, 30 cm de altura nas vigas baldrame e de cobertura, e 40 cm de altura nas vigas do térreo, como apresenta a FIG. 35, e o de lajes através do menu 'Elementos > Lajes > Adicionar'. A espessura inicial de lajes foi de 8 cm, assim como a carga acidental de 150 kgf/m<sup>2</sup> em todas as lajes, como ilustra a FIG. 36. A carga foi ajustada posteriormente para cada situação específica.

Figura 34 - Introdução de pilares no Eberick.

**Pilar**

Dados do pilar

Nome: P1 Ambiente: Externo

Modelo

Vínculo: Engastado Verticalidade: Automático

Seção

Tipo: retangular

b: 17 cm h: 22 cm

b1: 0 cm h1: 0 cm

Ângulo de abertura: 90 °

Ângulo de rotação: 0 °

Elevação: 0 cm

Capitel

Usar capitel

Ângulo de rotação: 0 ° b: 100 cm

Espessura: 30 cm h: 100 cm

OK Cancelar Desenho... Ajuda



Fonte: AltoQi (2018).

Figura 35 - Inserção de vigas no Eberick.

**Viga**

Dados da viga

Nome: v1 Ambiente: Externo Modelo...

Seção do trecho

Tipo: retangular

bw: 17 cm h: 40 cm

b1: 0 cm h1: 0 cm

Obter elevação para viga invertida

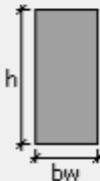
Elevação: 0 cm

Cargas

Parede: 0.00 kgf/m Lançar... Remover

Carga extra: 0 kgf/m Editar... Remover

OK Cancelar Desenho... Ajuda



Fonte: AltoQi (2018).

Figura 36 - Entrada de lajes no Eberick.

Fonte: AltoQi (2018).

O lançamento de carga proveniente das paredes nas vigas foi feito através da opção 'Elementos > Cargas > Lineares', e o ajuste das cargas nas lajes foi feito através do menu 'Elementos > Cargas > Localizadas'. As cargas introduzidas foram as mesmas utilizadas manualmente e nos demais *softwares*.

Terminado o lançamento de pilares, vigas e lajes, foi feito o processamento da estrutura. Essa opção se localiza em 'Estrutura > Processar estrutura'.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir dos dados extraídos do detalhamento dos projetos estruturais elaborados nos *softwares* e manualmente, foi possível estabelecer as diferenças relacionadas ao consumo de aço e concreto em cada tipo de elemento estrutural. O levantamento do aço foi realizado em quilos, e o do concreto em volume, devido à comercialização desses ser realizada usualmente nessas unidades.

Os dados aqui apresentados são provenientes dos relatórios fornecidos pelos *softwares*, com exceção do dimensionamento manual, em que houve o levantamento de materiais também manualmente.

A quantidade de aço determinada necessária em cada ferramenta de dimensionamento, de acordo com o elemento estrutural, é mostrada na TAB. 5.

Tabela 5 - Consumo de aço.

Elemento	Manual (kg)	Cypecad (kg)	TQS (kg)	Eberick (kg)	Maior diferença
Lajes	1.077,51	1.176,00	1.683,00	1.781,10	65%
Vigas	921,8	975,90	1.211,00	1.200,50	30%
Pilares	636,85	711,80	522,50	822,50	29%
Total	2.636,16	2.847,7	3.416,6	3.804,1	44%

Fonte: O Autor (2018).

Percebeu-se que a maior diferença encontrada quando se tratando de consumo de aço foi entre o detalhamento manual das lajes e dos *softwares* Eberick e TQS. Esse contraste pode ser amenizado em relação ao TQS pelo fato de que o *software* dimensiona armadura perimetral, ou seja, barras de aço negativas posicionadas em todas as bordas das lajes, mesmo em situação que não há o engastamento dessas. Esse tipo de armadura não é exigido por norma, sendo então uma segurança extra fornecida pelo TQS. Em contrapartida, o Eberick dimensiona exclusivamente o trivial, podendo essa diferença de 65% chegar a caracterizar o superdimensionamento dos elementos de superfície da estrutura estudada. A diferença entre o resultado obtido pelo Cypecad e manualmente não chegou a 10%, valor que comumente é atribuído a perdas em obras, portanto trata-se de uma dessemelhança irrisória.

Conforme os valores totais da tabela apresentada acima, ficou evidente que as ferramentas de dimensionamento de estruturas em concreto armado utilizadas neste estudo apresentam diferenças significativas no resultado do detalhamento final de

aço. Torna-se então relevante considerar que o método de análise da estrutura desenvolvida pelos *softwares*, assim como o modelo estrutural utilizado, podem ser fatores determinantes na elaboração dos quantitativos finais.

*Softwares* como Eberick e TQS tratam a estrutura como pórtico espacial de barras, isto é, a estrutura é simulada tridimensionalmente com barras nas posições das lajes, vigas e pilares, em que o comportamento individual dessas influem diretamente no desempenho global da estrutura. É considerado ainda a não-linearidade física dos materiais, diferentemente do método manual, por exemplo. Essa similaridade na análise estrutural dos dois *softwares* pode justificar a proximidade obtida no resultado final desses. O Cypecad no entanto, realiza o estudo do comportamento da edificação com o método de elementos finitos, que consiste em uma análise que ao invés de utilizar barras, divide a geometria da estrutura em elementos infinitesimais, possibilitando assim representar de forma mais fiel a maneira real que a edificação como um todo irá se comportar ao final de sua execução. Por fim, a forma mais simplificadora de se realizar o dimensionamento estrutural e que apresentou o menor consumo de aço necessário, é a manual. Nessa não é considerada a não-linearidade dos materiais, devido ao processo de dimensionamento ser iterativo, o que tornaria o estudo extremamente extenso.

O dimensionamento manual ainda, não considera de forma exata a influência completa dos elementos estruturais entre si. É considerado por exemplo, apenas a transferência vertical de cargas, o que apesar de agilizar o progresso dos cálculos, dimensiona estruturas através de diversas generalizações, tornando assim as previsões de comportamento estrutural certamente imprecisas, porém, cabe fixar que ainda assim, permitidas por norma. Portanto, as simplificações utilizadas no método manual podem ser justificativas para as expressivas diferenças nos resultados obtidos nesse, frente aos métodos computacionais.

Foi possível ainda por meio deste estudo, obter as nuances em relação ao concreto necessário para execução de cada tipo de elemento estrutural presente na edificação dimensionada, e estabelecer a maior diferença encontrada em todas as situações em forma de porcentagem, conforme elucida a TAB. 6.

Tabela 6 - Consumo de concreto obtido nos dimensionamentos.

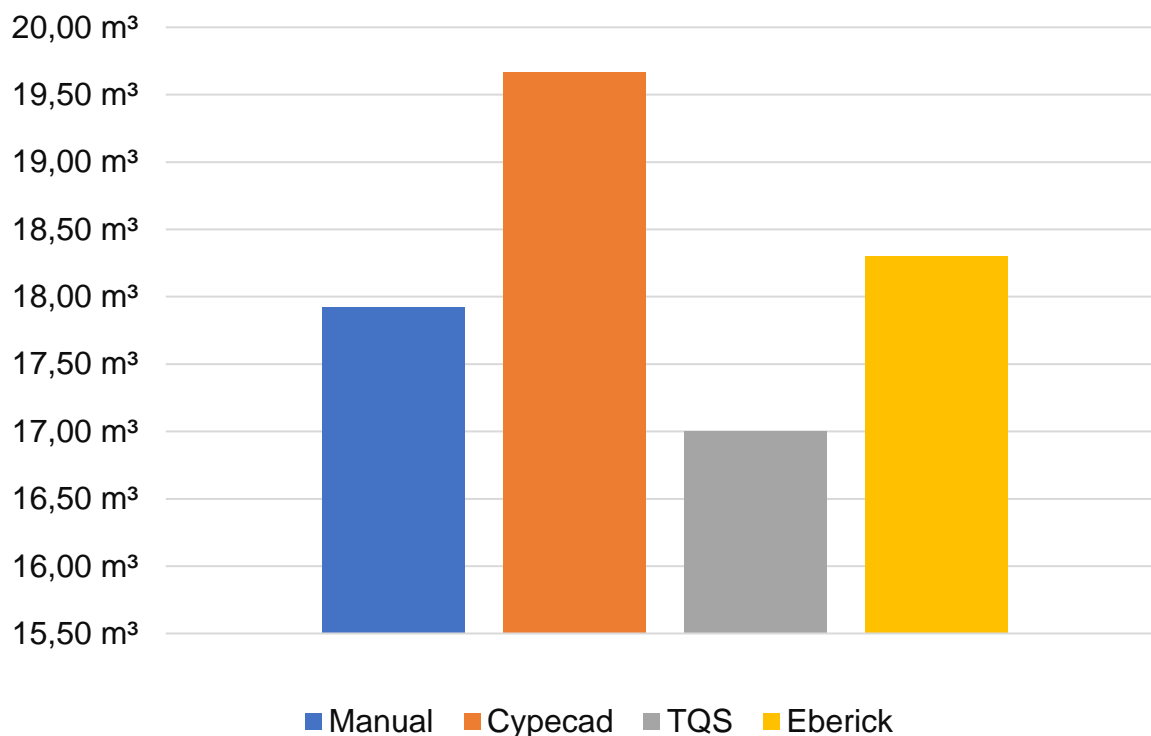
Elemento	Manual (m <sup>3</sup> )	Cypecad (m <sup>3</sup> )	TQS (m <sup>3</sup> )	Eberick (m <sup>3</sup> )	Maior diferença
Lajes	23,78	21,83	21,90	21,90	8,9%
Vigas	17,92	19,67	17,00	18,30	15%
Pilares	3,48	3,42	3,80	3,90	12%
Total	45,18	44,92	42,7	44,1	7%

Fonte: O Autor (2018).

Elementos como lajes e pilares possuíram as mesmas dimensões em todas as formas de dimensionamento, o que foi traduzido no resultado do consumo de concreto representado pela tabela acima. A pequena diferença apresentada nesses é admissível e justificada por esses valores estarem próximos do que é corriqueiramente atribuído à perdas em canteiro de obras, desta forma é possível considerar que o consumo de concreto em lajes e pilares em todos os métodos utilizados é similar.

No dimensionamento de vigas, os *softwares* TQS e Eberick respeitaram as dimensões informadas inicialmente pelo usuário, independentemente do vão a ser vencido. A consequência disso é que as vigas mais solicitadas apresentaram maior consumo de armadura. O Cypecad, no entanto, informou que as dimensões de altura de diversas vigas seriam incapazes de resistir aos carregamentos, tornando assim compulsório, no método construtivo escolhido, o aumento da altura dessas. Isso acarretou menos armaduras nas vigas, porém maior consumo de concreto, conforme apresentado no gráfico da FIG. 37.

Figura 37 - Consumo de concreto em vigas.



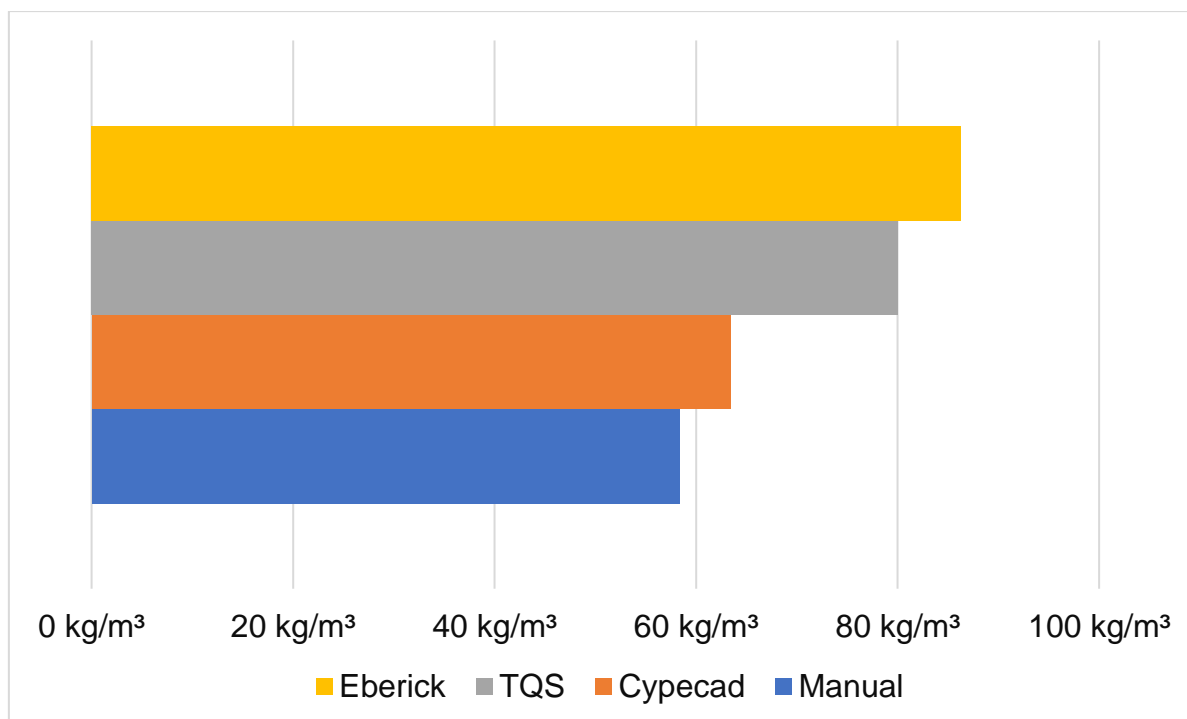
Fonte: O Autor (2018).

Em relação aos pilares, o *software* TQS apresentou o menor valor de consumo de aço. A justificativa de se ter um valor tão baixo pode ser encontrada pela maneira como ele trata os pavimentos. Diferentemente do Eberick e do Cypecad, que é obrigatório, o TQS não permite lançamento de cota para o pavimento fundação. Entendeu-se então que o baixo valor de consumo de aço pode estar relacionado com as armaduras de arranque dos pilares, e que essa não seja contabilizada nos relatórios quantitativos. Novamente a diferença entre o detalhamento realizado entre o Cypecad e manualmente ficou próxima de 10%, já o Eberick apresentou maior consumo de aço, sendo esse próximo de 29% maior que o detalhamento manual.

É importante destacar ainda sobre a relação de consumo geral de aço por metro cúbico de concreto, conforme ilustra a FIG. 38.



Figura 38 - Consumo de aço por metro cúbico de concreto.



Fonte: O Autor (2018).

De acordo Botelho (2015), segundo a experiência, uma superestrutura em concreto armado possui em média 100 kg de aço para cada metro cúbico de concreto. Fica evidente então que todos os métodos, mesmo seguindo condições de segurança estabelecidas por normas como dimensões e carregamentos mínimos, apresentaram taxas de consumo de aço abaixo da média e são adequados para execução, porém, fica evidente que o *software* Eberick é o que mais oneraria a estrutura em estudo.

Foi possível avaliar ainda as deformações máximas da estrutura total em cada *software*. Conforme apresenta a TAB. 7, o Eberick apresentou o maior deslocamento, e o TQS o menor, sendo que esses aconteceram nas vigas que possuem vãos com aproximadamente 5 metros.

Tabela 7 - Deslocamento máximo apresentado pelos *softwares*.

Software	Cypecad	TQS	Eberick
Deslocamento (mm)	3,42	1,90	7,00

Fonte: O Autor (2018).

As deformações apresentadas pelos *softwares*, são consideravelmente satisfatórias no que se refere a limites impostos pela NBR 6118:2014. Por norma, o

valor de deslocamento vertical é controlado principalmente para que o usuário não tenha experiências desagradáveis em relação a edificação, tratando-se de vibrações excessivas ou deslocamentos visualmente perceptíveis, entre outros motivos. Apesar de que todos os deslocamentos máximos serem perfeitamente aceitáveis e corrigíveis com a execução da técnica de contra flecha em todas as situações computacionais, eles ainda diferem de forma expressiva entre si, sendo a viga em questão quase quatro vezes mais deformável no *software* Eberick que no TQS. São várias as possibilidades que podem influenciar no deslocamento verticais das vigas, podendo variar da concepção estrutural a dimensões dos elementos, sendo este último motivo possivelmente a razão pela qual o Cypecad apresentou valores mais sóbrios de deslocamento. Nesse *software*, as vigas mais extensas não foram dimensionadas com a altura inicial informada, sendo necessário aumenta-las em quase 50%. Essa dimensão extra proporcionou aos elementos maior rigidez, possibilitando então um menor deslocamento.

A rigidez de vigas pode ser aumentada de outras formas em opção ao aumento da seção de concreto. Uma delas é a disposição das barras de aço, o que pode ser fundamento para a diferença de deslocamentos entre o Eberick e TQS. É sabido que as considerações de vinculação nas vigas permitem conduzir os esforços presentes nos elementos para o ponto que se deseja resistir com mais intensidade, conseqüentemente em quais pontos será necessária maior ou menor área de aço. Foi possível analisar que o maior deslocamento acontece no centro do vão das vigas, e que no *software* TQS é onde essas têm a maior concentração de armadura, o que claramente as enrijece nesses locais. O Eberick, por outro lado, tem a maior concentração de armaduras e maiores momentos fletores nos apoios, menores no centro dos vãos, e logo, menos armaduras e menor rigidez nos pontos centrais. Então, evidentemente a forma com que os momentos fletores são considerados nos *softwares* TQS e Eberick são divergentes e influem no comportamento da estrutura.

## 7 CONCLUSÃO

Estruturas em concreto armado são projetadas com inúmeras considerações que podem mudar drasticamente seu resultado final, em especial no dimensionamento manual, em que é necessária a utilização de métodos generalizados, como tabelas e ábacos para obtenção dos esforços presentes e aço necessário. Tornou-se claro que as possibilidades para elaboração de uma estrutura são diversas, e que os métodos estudados apesar de apresentarem resultados que diferem entre si, atendem às medidas de segurança propostas pela norma responsável, o que evidentemente antecede o fator financeiro.

Foi notável ainda que a elaboração dos projetos nos *softwares*, além da análise dos resultados, foi consideravelmente mais rápida devido às automações que cada um apresenta, o que claramente torna os métodos computacionais mais interessantes para o engenheiro. No entanto, a economia de materiais acontece no dimensionamento manual, onde vários elementos acabam sendo dimensionados com dimensões mínimas propostas pela norma, e que o *software* Cypecad é o que mais se assemelha a esse. Percebeu-se também que o consumo de aço é maior no Eberick, podendo até caracterizar o superdimensionamento das lajes no caso estudado.

Cabe então por fim, salientar que apesar dos resultados obtidos manualmente serem permitidos por norma e se apresentarem econômicos no caso estudado, a análise feita nesse é extremamente simplista, sendo interessante portanto que o dimensionamento manual seja feito de maneira conservadora, e se possível, verificado com o auxílio computacional se apresenta resultados similares, como foi realizado neste estudo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. 7. ed. São Paulo, 2002. Disponível em: <[http://www.abcp.org.br/cms/wp-content/uploads/2016/05/BT106\\_2003.pdf](http://www.abcp.org.br/cms/wp-content/uploads/2016/05/BT106_2003.pdf)>. Acesso em 01 abr. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Definição de normalização**. Disponível em: <<http://www.abnt.org.br/normalizacao/o-que-e/o-que-e>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações — Procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Definição de normalização**. Disponível em: <<http://www.abnt.org.br/normalizacao/o-que-e/o-que-e>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

BERTOTTI, G. **Levantamento das manifestações patológicas observadas em revestimentos argamassados**. 2017. 87 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria - UFSM-RS, Santa Maria, 2017. Disponível em: <[http://coral.ufsm.br/engcivil/images/PDF/1\\_2017/TCC\\_GABRIELA%20BERTOTTI.pdf](http://coral.ufsm.br/engcivil/images/PDF/1_2017/TCC_GABRIELA%20BERTOTTI.pdf)>. Acesso em: 16 abr. 2018.

BORGES, A. N. **Curso prático de cálculo em concreto armado**. Rio de Janeiro: Imperial Novo Milênio, 2010.

BOTELHO, M. H. C. **Concreto armado, eu te amo**. 8. ed. São Paulo: PINI, 2015. v. 1.

BOTELHO, M. H. C. **Concreto armado, eu te amo**. 4. ed. São Paulo: PINI, 2015. v. 2.

CARTWRIGHT, M. **The Philippeion of Olympia**. 2012. Disponível em: <<https://www.ancient.eu/image/441/the-philippeion-of-olympia/>>. Acesso em 05 mai. 2018.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2016.

CHAGAS, D. P. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado**. 2012. 74 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Produção Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012. Disponível em: <[http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/748/1/CT\\_EPC\\_2012\\_1\\_07.PDF](http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/748/1/CT_EPC_2012_1_07.PDF)>. Acesso em: 15 abr. 2018.

CHIAVERINI, V. **Aço e ferros fundidos**. São Paulo: Associação Brasileira de Metais, 1982.

COUTO, J. A. S. et al. O concreto como material de construção. **Cadernos de Graduação**, Sergipe, v. 1, n. 17, p. 49-58, out. 2013. Disponível em: <<https://periodicos.set.edu.br/index.php/cadernoexatas/article/download/552/566>> Acesso em: 14 abr. 2018.

FISCHER, N. **Softwares auxiliam o cálculo estrutural**. Disponível em: <[techne17.pini.com.br/engenharia-civil/73/artigo285268-1.aspx](http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/73/artigo285268-1.aspx)>. Acesso em: 10 mar. 2018.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. 137 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2005. Disponível em: <[http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-14072006-110932/publico/2005ME\\_FernandoFFontes.pdf](http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-14072006-110932/publico/2005ME_FernandoFFontes.pdf)>. Acesso em: 02 abr. 2018.

FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. Análise linear com redistribuição e análise plástica de vigas de edifícios. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, São Carlos. **Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto - CBC2005**. São Carlos: IBRACON, 2005. Disponível em: <[http://www.ufsm.br/decc/ECC841/Downloads/Artigo\\_01\\_Analise\\_linear\\_com\\_redistribicao\\_e\\_Analise\\_plastica.pdf](http://www.ufsm.br/decc/ECC841/Downloads/Artigo_01_Analise_linear_com_redistribicao_e_Analise_plastica.pdf)> Acesso em: 03 mar. 2018.

FUSCO, P. B. **Tecnologia do concreto estrutural**: tópicos aplicados. 1. ed. São Paulo: PINI, 2008.

GIONGO, J. S. **Concreto armado**: projeto estrutural de edifícios. São Carlos: USP-EESC-SET, 2007. Disponível em: <<http://www.gdace.uem.br/romel/MDidatico/EstruturasConcretoll/ProjetoEstruturaldeEdificios-J.%20S.Gingo-EESC-Turma2-2007.pdf>>. Acesso em: 16 abr. 2018.

HIBELLER, R. C. **Resistência dos materiais**. 5. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2004.

IMIANOWSKY, G. W.; WALENDOWSKY, M. A. Os principais aços carbono utilizados na construção civil. **Conselho regional de engenharia e arquitetura de Santa Catarina**, Santa Catarina, p. 2-21, fev. 2017. Disponível em: <<http://www.crea-sc.org.br/portal/index.php?cmd=artigos-detalhe&id=4225#.WtTDA4jwaHu>>. Acesso em: 10 mar. 2018.

KIRSTEN, A. **Comparativo entre os modelos “Pórtico espacial” e “Pavimentos isolados” na análise de estruturas**. Disponível em: <[faq.altoqi.com.br/content/243/1637/pt-br/comparativo-entre-os-modelos-“pórtico-espacial”-e-“pavimentos-isolados”-na-análise-de-estruturas.html](http://faq.altoqi.com.br/content/243/1637/pt-br/comparativo-entre-os-modelos-“pórtico-espacial”-e-“pavimentos-isolados”-na-análise-de-estruturas.html)> . Acesso em: 10 mar. 2018.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

LIMA, A. B. de. **O processo produtivo do cimento Portland**. 2011. 38 p. Monografia (Especialização em Engenharia de Recursos Minerais) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011. Disponível em: <[http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUOS-9C6HHC/monografia\\_processo\\_produtivo\\_cimento\\_portland.pdf?sequence=1](http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUOS-9C6HHC/monografia_processo_produtivo_cimento_portland.pdf?sequence=1)>. Acesso em: 10 mar. 2018.

MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

PEDROSO, F. L. Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem. **Revista Concreto**, São Paulo, SP, v. 30, n. 53, jan/fev/mar. 2009. Disponível em: <[http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/rev\\_construcao/pdf/revista\\_concreto\\_53.pdf](http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/revista_concreto_53.pdf)>. Acesso em: 14 out. 2018.

RIBEIRO, C. C.; PINTO, J. D. S.; STARLING, T. **Materiais de construção civil**. 3. ed. Belo Horizonte: UFMG, 2011.

RÊGO, G. M. **Desempenho dos modelos da NBR-6118 para análise de vigas contínuas em concreto armado**. 2005. 160 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005. Disponível em: <<https://repositorio.ufpe.br/handle/123456789/5726>>. Acesso em: 16 abr. 2018.

SANTOS, J. V. S. **Comparativo entre o dimensionamento de viga segundo três análises da NBR 6118:2014: análise linear, análise linear com redistribuição e análise plástica**. 2015. 71 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2015. Disponível em: <[http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/6715/1/CM\\_COECI\\_2015\\_2\\_20.pdf](http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/6715/1/CM_COECI_2015_2_20.pdf)>. Acesso em: 13 abr. 2018.

SANTOS, R. E. dos. **A armação do concreto no Brasil**: história da difusão do sistema construtivo concreto armado e da construção de sua hegemonia. 2008. 338 p. Tese (Doutorado em Conhecimento e Inclusão Social) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008. Disponível em: <<http://periodicos.pucminas.br/index.php/Arquiteturaeurbanismo/article/view/990>>. Acesso em: 04 mar. 2018.

SILVA, M. A. F.; FILHO, J. R. F.; CARVALHO, R. C. A utilização da analogia de grelha para análise de pavimentos de edifícios em concreto armado. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **A utilização da analogia de grelha para análise de pavimentos de edifícios em concreto armado**. São Paulo: USP, 2003. Disponível em: <[http://coral.ufsm.br/decc/ECC840/Downloads/Analogia\\_grelha\\_pavimentos.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC840/Downloads/Analogia_grelha_pavimentos.pdf)>. Acesso em: 16 abr. 2018.

TQS. **Os Estados Limites de Serviço**. Disponível em: <[www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/89-artigos/202-os-estados-limites-de-servico](http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/89-artigos/202-os-estados-limites-de-servico)>. Acesso em: 20 ago. 2018.

VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R. O. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. São Carlos: USP, 1987. Disponível em: <[wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag\\_concreto2.htm](http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto2.htm) >. Acesso em: 24 set. 2018.