

**INSTITUTO ENSINAR BRASIL  
FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA**

**EDNÉIA CRISTINA FERNANDES REIS  
VINÍCIUS AUGUSTO XAVIER**

**ANÁLISE DE REFORÇO ESTRUTURAL COM VIGA DE CONCRETO ARMADO  
OU AÇO - ESTUDO DE CASO DE UMA EDIFICAÇÃO SITUADA NO CENTRO DA  
CIDADE DE CARATINGA-MG**

**CARATINGA**

**2018**

**EDNÉIA CRISTINA FERNANDES REIS  
VINÍCIUS AUGUSTO XAVIER**

**FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA**

**ANÁLISE DE REFORÇO ESTRUTURAL COM VIGA DE CONCRETO ARMADO  
OU AÇO - ESTUDO DE CASO DE UMA EDIFICAÇÃO SITUADA NO CENTRO DA  
CIDADE DE CARATINGA-MG**

**Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia  
Civil das Faculdades DOCTUM de  
Caratinga, como requisito parcial à  
obtenção do título de Bacharel em  
Engenharia Civil.**

**Área de concentração: Estrutural.**

**Orientador: José Nelson Vieira da  
Rocha.**

**CARATINGA**

**2018**

## TERMO DE APROVAÇÃO

## TERMO DE APROVAÇÃO

O Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: ANÁLISE DE REFORÇO ESTRUTURAL COM VIGA DE CONCRETO ARMADO OU AÇO - ESTUDO DE CASO DE UMA EDIFICAÇÃO SITUADA NO CENTRO DA CIDADE DE CARATINGA-MG, elaborado pelo(s) aluno(s) EDNÉIA CRISTINA FERNANDES REIS e VINÍCIUS AUGUSTO XAVIER foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceito pelo curso de ENGENHARIA CIVIL das FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA, como requisito parcial da obtenção do título de

**BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.**

Caratinga 06/12/2018

\_\_\_\_\_  
JOSÉ NELSON VIEIRA DA ROCHA

Prof. Orientador

  
\_\_\_\_\_  
SÉRGIO ALVES DOS REIS

Prof. Avaliador 1

  
\_\_\_\_\_  
ANDREZA CRISTINA DA SILVA

Prof. Examinador 2

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente queríamos agradecer a Deus pois sem ele não chegaríamos até aqui.

Agradecemos a nossos familiares que sempre estiveram ao nosso lado durante esta caminhada, nos apoiando e sempre nos incentivando a vencer todas as barreiras impostas pela dificuldade do curso.

Agradecemos a nossos verdadeiros amigos e nossos amigos de Faculdade por todo apoio dado diretamente e indiretamente, juntos sempre fomos mais fortes.

Agradecemos a nossos namorados por toda paciência que tiveram neste momento, ajudando e nos apoiando como puderam.

Por fim, conseguimos concluir nosso objetivo, e que esta vitória seja a primeira de muitas que estão por vir.

Ednéia Cristina Fernandes Reis.

Vinícius Augusto Xavier.

## RESUMO

O presente trabalho visa a elaboração do dimensionamento de um reforço estrutural para a recuperação de uma estrutura danificada por esmagamento de paredes, localizada na cidade de Caratinga/ MG, projetando os pilares neste ponto em concreto armado, e as vigas em concreto armado e estruturas metálicas, afim de verificar a situação de custos do mercado atual para a viabilidade de ambas as construções. A estrutura metálica foi dimensionada através de um roteiro de cálculo considerando as exigências da NBR 8800/2008 e o dimensionamento da estrutura em concreto armado foi obtido com auxílio do software CYPECAD 2016, o qual gera relatórios de materiais e verificações de cálculo que possibilita determinar os custos e o dimensionamento da estrutura. A necessidade de um reforço em um elemento estrutural surge quando este é submetido a um aumento de cargas, ao desgaste provocado pela ação natural do tempo e a classe de agressividade do ambiente, não sendo mais capaz de suportar aos esforços solicitantes. O reforço estrutural é indispensável para garantir a segurança e devolver ao edifício suas características de comportamento tanto no estado limite último quanto ao estado de limite de serviço. A metodologia busca respostas para solucionar o problema em questão, onde se tem o esmagamento de parede, apresentando os procedimentos adotados como os dimensionamentos, o estudo do local através de visitas e recolhimento de dados. Ao fim do estudo, conclui-se que ambos os reforços atendem a necessidade da estrutura e enfatizando que economia de uma obra com estrutura metálica depende de diferentes fatores em comparação a uma obra em concreto armado e, por este motivo, devem ser muito bem analisadas, para que haja um melhor custo benefício na escolha do sistema construtivo.

**Palavras-chave:** Reforço estrutural. Vigas. Pilares. Concreto armado. Estrutura metálica.

## ABSTRACT

The present work aims at the design of a structural reinforcement for the recovery of a damaged structure by crushing walls, located in the city of Caratinga / MG, projecting the pillars at this point in reinforced concrete, and the beams in reinforced concrete and metallic structures, in order to verify the cost situation of the current market for the feasibility of both constructions. The metal structure was dimensioned through a calculation route considering the requirements of NBR 8800/2008 and the design of the structure in reinforced concrete was obtained with the help of the software CYPECAD 2016, which generates reports of materials and calculation checks that makes it possible to determine the costs and the dimensioning of the structure. The need for a reinforcement in a structural element arises when it is submitted to an increase of loads, the wear caused by the natural action of the time and the class of aggressiveness of the environment, being no longer able to withstand the applicant efforts. Structural reinforcement is indispensable to ensure safety and return to the building its behavioral characteristics in both the ultimate limit state and the service limit state. The methodology seeks answers to solve the problem in question, where there is the crushing of the wall, presenting the procedures adopted as the sizing, the study of the site through visits and data collection. At the end of the study, it is concluded that both reinforcements meet the need of the structure and emphasizing that the economy of a work with metallic structure depends on different factors in comparison to a work in concrete reinforced and, for this reason, must be very well analyzed, so that there is a better cost-benefit in the choice of the construction system.

**Key words:** Structural reinforcement. Beams. Pillars. Reinforced concrete. Metallic structure.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1: Fachada da edificação.....	17
Figura 1-2: Parede danificada pelo esmagamento.....	18
Figura 2-1: Posições dos pilares.....	24
Figura 2-2: Esquema de armação de viga em concreto armado.....	25
Figura 2-3: Perfil metálico.....	26
Figura 2-4: Chapa de extremidade.....	27
Figura 2-5: Interface do software CYPECAD 2016.....	29
Figura 2-6: Perfis laminados.....	39
Figura 3-1: Parede danificada por esmagamento da alvenaria.....	41
Figura 3-2: Planta baixa da edificação.....	42
Figura 3-3: Edificação escorada e com parede demolida.....	43
Figura 3-4: Ventos no Brasil.....	45
Figura 3-5: Grupos lançados no software CYPECAD 2016.....	46
Figura 3-6: Características do bloco.....	47
Figura 3-7: Planta com cargas lançadas na estrutura.....	47
Figura 4-1: Detalhamento dos pilares P9, P10 e P11.....	59
Figura 4-2: Detalhamento da viga.....	60
Figura 4-3: Diagrama de momentos fletores obtido pelo CYPECAD 2016.....	60
Figura 4-4: Valores de força cortante obtido pelo CYPECAD 2016.....	61
Figura 4-5: Perfil I.....	61
Figura 4-6: Esforços em elementos.....	63
Figura 4-7: Lançamento da estrutura no software FTOOL.....	63
Figura 4-8: Diagrama de momentos fletores obtido pelo FTOOL.....	64
Figura 4-9: Valores de força cortante obtido pelo software FTOOL.....	64
Figura 5-1: Detalhe da laje, viga e pilar interno.....	69
Figura 5-2: Detalhes da viga durante a montagem.....	70
Figura 5-3: Estruturas de vigas interligadas.....	71
Figura 5-4: Edificação recuperada.....	72

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1-1: Consequências de estado limite .....	16
Quadro 2-1: Classes de agressividade ambiental (CAA) .....	30
Quadro 2-2: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto .....	31
Quadro 2-3: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm .....	31
Quadro 3-1: Roteiro para dimensionamento em concreto armado .....	44
Quadro 4-1: Levantamento de cargas .....	57
Quadro 4-2: Espessura das paredes e cálculo de carga linear .....	58
Quadro 4-3: Tabela de aço .....	62
Quadro 4-4: Concreto armado .....	65
Quadro 4-5: Estrutura metálica .....	66
Quadro 5-1: Comparativo .....	69



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR - Normas Brasileiras

B - Dimensões mínimas da seção transversal

S<sub>b</sub> - Espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais

∅<sub>t</sub> - Diâmetro do estribo

A<sub>s,mín</sub> - Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

N<sub>d</sub> - Força normal de cálculo

F<sub>yd</sub> - Resistência de cálculo ao escoamento do aço

A<sub>c</sub> - Área da seção transversal de concreto

A<sub>s,máx</sub> - Taxa geométrica máxima de armadura longitudinal de vigas e pilares

M<sub>1d,mín</sub> - Momento total de 1ª ordem de cálculo mínimo que possibilita o atendimento da verificação das imperfeições localizadas de um lance de pilar

H - É a altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros (m)

P<sub>sw</sub> - Taxa geométrica de armadura transversal

A<sub>sw</sub> - É a área da seção transversal dos estribos

B<sub>ω</sub> - É a largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção

s - É o espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural

f<sub>ct,m</sub> - Resistência à tração

f<sub>ywk</sub> - É a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

TRd2 - Momento resistente de cálculo à torção, que representa o limite de resistência das diagonais comprimidas de concreto

F<sub>cd</sub> - Resistência de cálculo do concreto à compressão

$A_e$  - É a área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada

$H_e$  - É a espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado

$\theta$  - É o ângulo de inclinação das diagonais de concreto, arbitrado no intervalo  $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

$f_{a, \max}$  - Flechas máximas

$f_{a, \lim}$  - Flecha limite

$F_d$  - Valor de cálculo das ações para combinações de serviço

$\gamma_g$  - Coeficiente de combinações de ações

$F_{gk}$  - São as ações permanentes diretas

$\gamma_{\varepsilon g}$  - Coeficiente de combinações de ações

$F_{\varepsilon gk}$  - Retração

$\gamma_q$  - Coeficiente de combinações de ações

$F_{q1k}$  - Valor característico das ações variáveis principais diretas

$\gamma_{\varepsilon q}$  - Coeficiente de combinações de ações  $\psi_0 \varepsilon$

$F_{\varepsilon qk}$  - Temperatura

$\lambda_f$  - Parâmetro de esbeltez

$b_f$  - Largura da mesa

$t_f$  - Espessura da mesa

$\lambda_p$  - Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

$E$  - Módulo de elasticidade do aço

$f_y$  - Resistência ao escoamento do aço

$M_{pl}$  - Momento fletor de plastificação

$Z_x$  - Módulo de resistência plástico, relativo ao eixo X-X

$M_{rd}$  - Momento fletor de dimensionamento

$\gamma_{al}$  - Coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

$\lambda_w$  - Parâmetro de esbeltez

$h$  - Altura da alma

$M_{pa}$  - Megapascal

$t_w$  - Espessura da alma

$\lambda_b$  - Parâmetro de esbeltez

$r_y$  - Raio de giração relativo ao eixo Y-Y

$\beta_1$  - Coeficiente de dilatação térmica; fator em geral; coeficiente em geral

$\sigma_r$  - Resultado do processo de fabricação dos perfis

$W_x$  - Módulo de resistência elástico da seção ao eixo X-X

$I_t$  - Momento de inércia a torção

$\lambda_r$  - Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$I_y$  - Momento de inércia em relação ao eixo Y-Y

$C_w$  - Constante do empenamento da seção transversal

$M_r$  - Momento fletor correspondente ao início de escoamento

$C_b$  - É o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

$M_{sd}$  - É o momento fletor solicitante de cálculo

$a$  - Distância

$K_v$  - Coeficiente de flambagem de barra comprimidas

$L_b$  - Comprimento do trecho sem contenção lateral (distâncias entre duas seções contidas lateralmente)

$A_w$  - Área total

$d$  - Diâmetro; altura total da seção transversal; distância; dimensão

$V_{pl}$  - Resistência à força cortante de plastificação

$V_{rd}$  - Resistência à força cortante de dimensionamento

$V_{sd}$  - Resistência à força cortante de serviço

PP - Peso próprio

CP - Carga permanente

Er - Espessura do revestimento

$\gamma_a$  - Peso específico da argamassa

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
<b>1.1 Contextualização .....</b>	<b>15</b>
<b>1.2 Objetivos .....</b>	<b>19</b>
1.2.1 Objetivos geral .....	19
1.2.2 Objetivos específicos .....	19
<b>1.3 Estrutura do trabalho .....</b>	<b>20</b>
<b>2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>21</b>
<b>2.1 Patologia: Definição .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2 Alvenarias: Definição .....</b>	<b>22</b>
<b>2.3 Reforço estrutural .....</b>	<b>23</b>
2.3.1 Pilares em concreto armado .....	24
2.3.2 Vigas em concreto armado .....	25
2.3.3 Vigas em estruturas metálicas .....	25
<b>2.4 Orçamento .....</b>	<b>27</b>
<b>2.5 Dimensionamento .....</b>	<b>28</b>
2.5.1 Dimensionamento dos pilares e da viga em concreto armado com a utilização do software CYPECAD 2016 .....	28
2.5.2 Critérios da viga em estruturas metálicas .....	35
<b>2.6 Aços estruturais .....</b>	<b>36</b>
2.6.1 Aço-carbono .....	37
2.6.2 Aços de baixa liga .....	37
2.6.3 Aços resistentes ao fogo .....	38
<b>2.7 Perfis estruturais de aço .....</b>	<b>38</b>

<b>3 METODOLOGIA</b> .....	<b>40</b>
<b>4 REFORÇO DA ESTRUTURA</b> .....	<b>57</b>
<b>4.1 Levantamento de cargas</b> .....	<b>57</b>
<b>4.2 Dimensionamentos</b> .....	<b>59</b>
4.2.1 Dimensionamento dos pilares .....	59
4.2.2 Dimensionamento da viga em concreto armado .....	60
4.2.3 Dimensionamento em estruturas metálicas .....	61
<b>4.3 Comparativo entre orçamentos</b> .....	<b>64</b>
4.3.1 Orçamento em concreto armado .....	65
4.3.2 Orçamento em estrutura metálica .....	66
<b>5 ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	<b>68</b>
<b>6 CONCLUSÃO</b> .....	<b>74</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>76</b>
<b>APÊNDICES</b> .....	<b>81</b>
<b>APÊNDICE A</b> - Cálculo das combinações .....	81
<b>APÊNDICE B</b> - Cálculo da viga metálica .....	83
<b>APÊNDICE C</b> - Planta de forma .....	87
<b>ANEXOS</b> .....	<b>88</b>
<b>ANEXO A</b> - Laudo .....	88
<b>ANEXO B</b> - Cálculos em concreto armado .....	89
<b>ANEXO C</b> - Tabela de perfis .....	98

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contextualização

O presente trabalho incluído na linha de pesquisa de construção civil, aborda a área de patologias, recuperação e reforço de estruturas. As estruturas apresentam problemas devido a três fatores, que influenciam em sua qualidade: projeto, utilização e execução. Quando existem falhas em alguma destas etapas da estrutura, esta estará sujeita a ocorrência de patologias, que são degradações que comprometem seu desempenho ideal.

O reforço estrutural é utilizado quando há necessidade de ampliação da estrutura, quando se quer fazer uma mudança de uso do edifício, quando se quer recuperar ou ainda quando se quer aumentar o grau de segurança de uma estrutura que esteja comprometida (SANTOS, 2008).

A falta de manutenção ao longo da vida útil e muitas vezes a insuficiência de controle de qualidade das edificações são situações indesejadas, mas que podem ocorrer nas construções. O reforço é uma forma de reabilitação estrutural e, para que seja feito da melhor maneira possível, é imprescindível que a peça esteja completamente recuperada e sã antes da sua aplicação, buscando seu máximo desempenho.

Em muitas das vezes, a intervenção de reforço não ocorre necessariamente em toda a estrutura, mas sim nos elementos específicos que necessitam da ampliação ou correção de sua capacidade de carga, sendo importante também conhecer a distribuição de esforços em todo alicerce estrutural. Segundo Zucchi (2015) para que um reforço seja bem executado é de suma importância que se conheça o comportamento estrutural da edificação, examinar e analisar a estrutura que contém danos para saber sua capacidade resistente em relação às cargas solicitadas e saber quais são as diversas possibilidades de reforço, tendo em vista a busca por economia, desempenho satisfatório e eficiência.

Para análise de uma estrutura é necessário que se conheça o Estado Limite, que segundo a ABNT NBR 6118:2014 uma estrutura entra no Estado Limite quando não tem capacidade de ser utilizada ou quando não satisfaz as condições previstas

para sua utilização. A estrutura deve oferecer condições de segurança, funcionalidade e durabilidade, quando estas condições não são atendidas ocorre o estado limite.

Segundo Camacho (2005) a definições para os dois tipos de estado limite, sendo eles: Estado limite último, que são ligadas ao colapso, ou ruína estrutural determinando a interdição da edificação e o estado limite de serviço que é relacionado à incapacidade do uso normal da estrutura, estando ligados a durabilidade, conforto, aparência, tornando a estrutura inutilizável, conforme apresentado no quadro 1-1 abaixo.

Quadro 1-1: Consequências de estado limite

<b>Estado Limite Último</b>	<b>Estado Limite de Serviço</b>
Perda do equilíbrio da estrutura	Formação e abertura de fissuras
Esgotamento da capacidade resistente em seu todo ou por partes, por solicitações normais e tangenciais ou considerando os efeitos de segunda ordem	Deformações excessivas
Solicitações dinâmicas	Vibrações excessivas
Casos especiais	Casos especiais

Fonte: Adaptado de Camacho (2005)

Existem diferentes formas de promover o reforço estrutural e a recuperação de uma estrutura, como a utilização de concreto armado, chapas metálicas, uso de resinas e polímeros com fibras de carbono, cada qual tem sua vantagem no meio civil, sendo os perfis metálicos o mais eficiente devido a rápida execução e o baixo peso das peças, aliviando assim as cargas para a fundação. Dentre as diferentes formas existentes na construção civil, neste estudo faz-se a análise de uma estrutura que apresenta problemas patológicos, dentre eles o excesso de cargas na estrutura provocado por uma reforma sem acompanhamento profissional que veio a provocar um esmagamento de paredes no pavimento inferior. A estrutura não apresenta em sua concepção o uso de pilares e vigas a partir do pavimento térreo, a estrutura apresenta em seu pavimento térreo comércio e mais 3 pavimentos acima, pavimentos com laje de vigotas, sendo este último coberto por telhas, conforme mostrado na figura 1-1. O reforço estrutural será estudado somente no ponto



danificado deste apartamento, portanto os demais apartamentos encontram-se em boas condições e não foram analisados.

Figura 1-1: Fachada da edificação



Fonte: Acervo dos autores (2018)

O estudo em questão apresenta a recuperação da parte danificada na cozinha da edificação, conforme mostrado na figura 1-2 abaixo. Esta cozinha encontra-se nos fundos e neste local as paredes externas da copa e da cozinha foram esmagadas devido ao acréscimo de cargas ocasionado pela reforma do pavimento superior, conforme apresentado no laudo do Anexo A. O estudo apresenta duas opções de recuperação: a primeira opção com pilares em concreto armado e vigas em concreto armado, e a segunda opção com pilares em concreto armado e vigas metálicas, analisando e comparando qual das duas opções será mais viável, apresentando um orçamento. O cálculo para recuperação em concreto armado será realizado no software CYPECAD 2016, com intuito de modelar e analisar todo carregamento

atuante na estrutura, o software CYPECAD 2016 é uma ferramenta para cálculo de estruturas em concreto armado, gerando os relatórios de armaduras, quantitativos de concreto e visualização tridimensional da estrutura. Após realizar os cálculos em concreto armado foi realizado o cálculo de reforço com estrutura metálica, analisando as devidas combinações de ações de estado de limite e utilizando situação mais desfavorável encontrada para o cálculo.

Figura 1-2: Parede danificada pelo esmagamento



Fonte: Acervo dos autores (2018)

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 os pilares em concreto armado são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são predominantes. Os pilares em concreto armado tem como vantagem o fato de ser econômico e da relativa rapidez na construção, sendo uma estrutura durável, impermeável, resistente ao fogo e se dosada da forma correta pode resistir as influências atmosféricas e ao desgaste mecânico, em contra partida, Narbal (1979) afirma que os pilares de concreto armado apresentam peso elevado, e dificuldade para realizar reformas e demolições, essas que se tornam mais caras devido à dificuldade em demolir as peças. Em alguns pontos as vedações não apresentam isolamento correto, influenciando assim no conforto da edificação.

As vigas em concreto armado, são de fácil utilização, podendo ser empregado em vários tipos de construções, tem como vantagem o fato de ser econômica e não

tendo o custo muito alto da matéria prima, sendo a mais utilizada na região de Caratinga/MG, com mão de obra mais barata, é uma estrutura durável, resistente ao fogo e ao desgaste mecânico, em contra partida, Reis (2001) afirma que dentre suas desvantagens, a interferência arquitetônica e o tempo gasto para que a estrutura esteja em total condição de serviço faz com que outras opções sejam pensadas.

As vigas em estruturas metálicas podem ser aplicadas em qualquer tipo de construção, sendo ela mista ou independente, tem como vantagens o menor tempo gasto para a execução, fazendo com que a estrutura volte ao estado de segurança previsto por norma mais rápido e diminuindo a necessidade de eventuais reformas, tem maior garantia e controle de qualidade construtiva, por originar de processo industrial, não necessitando de instalações auxiliares (REIS, 1998). Entre as desvantagens, Teobaldo (2004) afirma que o alto custo do material e a qualidade da mão de obra no Brasil são empecilhos relevantes para a utilização deste método. Portanto deve-se analisar a viabilidade e a possibilidade de uso no local a ser executado.

## **1.2 Objetivos**

### 1.2.1 Objetivos geral

Dimensionar os pilares em concreto armado, uma viga em concreto armado e uma viga em aço como reforço para um ponto da estrutura que apresenta uma patologia de esmagamento de paredes ocasionado pelo excesso de cargas no pavimento superior, a fim de devolver a funcionalidade e manter a segurança da estrutura.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Com este trabalho pretende-se estudar os seguintes itens:

- Vistoriar a estrutura para identificar as patologias e a real causa do esmagamento de paredes;

- Realizar um projeto estrutural para a região danificada da estrutura, para promover a segurança e funcionamento ideal da mesma;
- Analisar as soluções em aço e concreto armado, apresentando qual traz mais benefícios sociais e econômicos.

### **1.3 Estrutura do trabalho**

- Capítulo 1. Trata-se do capítulo introdutório onde apresenta-se o tema e problematização do estudo. Contém ainda os objetivos geral e específico, e a estrutura da monografia.
- Capítulo 2. Apresenta a revisão bibliográfica utilizada para o desenvolvimento do trabalho. Descreve-se sobre as características e o problema patológico encontrado, abordando as técnicas de recuperação e reforço de estrutura e os tipos de alvenaria.
- Capítulo 3. Aborda-se a metodologia utilizada para realização do trabalho, juntamente com as formas de recuperação estrutural em estudo.
- Capítulo 4. Apresenta o dimensionamento sobre as duas formas utilizadas para recuperar a estrutura, concreto armado e aço, analisando também o custo benefício de cada uma.
- Capítulo 5. Capítulo destinado aos resultados obtidos complementados pelas análises dos mesmos.
- Capítulo 6. Contém as conclusões finais deste trabalho.

## **2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

No presente capítulo apresentam-se os fundamentos básicos sobre dimensionamento, componentes e processos construtivos de pilares em concreto armado, vigas em concreto armado e vigas metálicas. Portanto realizou-se uma revisão bibliográfica com ênfase nas normas brasileiras e literatura especializada da área de engenharia das estruturas.

Ainda neste capítulo apresentam-se uma breve parte sobre patologias na construção civil e alvenaria de blocos cerâmicos, tendo em vista o reforço de estruturas como foco, devido ao esmagamento da parede ter comprometido diretamente a edificação. A patologia é a parte da engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e origens dos defeitos das construções civis, e está relacionada diretamente a três importantes segmentos, a vida útil do projeto, ao desempenho e a durabilidade (MOREIRA E RIPPER, 1998).

### **2.1 Patologia: Definição**

Moreira e Ripper (1998), afirmam que o termo “Patologia das Construções” é um campo da engenharia das construções que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestações, consequências e mecanismos de ocorrências das falhas e dos sistemas que causam a degradação nas estruturas. Segundo Valle (2008) as deformações estruturais iniciais tendem a ser maiores, reflete em períodos menores de escoramento e início antecipado das alvenarias, sendo que as patologias mais comum relacionadas à deformação acabam se manifestando na alvenaria na formação de fissuras em bielas de compressão, arqueamento, indicando transmissão de cargas para os apoios e também podendo apresentar várias ocorrências de esmagamento da argamassa de assentamento ocasionando rompimento do revestimento. Ainda conforme Valle (2008), outra característica das fissuras é a presença de esmagamentos localizados, em forma de escamas, dando início as tensões de cisalhamento que as provocaram, as tensões de cisalhamento são as forças aplicadas em sentidos iguais ou opostos na estrutura, com intensidades diferentes, que tendem a cisalhar a peça. Além disso, quando os recalques são acentuados, observa-se nitidamente uma variação na abertura da fissura, por todas

essas razões, a execução torna-se uma etapa fundamental para minimizar as patologias decorrentes de deformações estruturais. Já existe a consciência de que não se deve carregar a estrutura precocemente, deve ser considerado a influência de todas as ações que podem contribuir com as reações da pasta de cimento. É necessário, portanto, repensar sobre a interação estrutura - vedações, para ganhar em qualidade e produtividade.

## 2.2 Alvenarias: Definição

Tauil e Nese (2010) definem alvenaria como o conjunto de peças justapostas coladas em sua interface, por uma argamassa apropriada, formando um elemento vertical coeso, com função de vedar os espaços, resistir a impactos e fornecer proteção contra agentes externos. As alvenarias podem ser não armadas, armadas e protendidas.

Alvenaria que não recebe graute, denomina-se alvenaria não armada. Utiliza-se armadura apenas por aspectos construtivos tais como vergas, contravergas, usados para evitar patologias como trincas e fissuras provenientes da acomodação da estrutura. Alvenaria armada é a que recebe reforços de aço em determinadas regiões devido a exigências estruturais, são utilizadas armaduras passivas dentro dos vazios dos blocos para posterior grauteamento, também são preenchidas todas as juntas verticais. A alvenaria protendida é reforçada por uma armadura ativa, que submete a alvenaria a esforços de compressão. Pouco utilizada, pois os itens utilizados para protensão tem elevado custo (Tauil e Nese, 2010).

Portanto entende-se por alvenaria a associação de um conjunto de unidades de alvenaria (tijolos, blocos, pedras, etc.) e ligantes que resultam num material que possuiu propriedades mecânicas intrínsecas capaz de constituir elementos estruturais. Em contrapartida, Lordsleem (2007) define que a alvenaria de vedação pode ser definida como a alvenaria que não é dimensionada para resistir a ações além de seu próprio peso. A vedação vertical tem função de proteção do edifício de agentes indesejáveis como chuva e vento e também pela divisão dos ambientes internos.

Diferente da alvenaria estrutural, o caso em estudo é constituído por paredes de alvenaria de vedação funcionando como alvenaria estrutural, onde os blocos estão resistindo além do seu próprio peso, estão resistindo a cargas de lajes e as cargas de ocupação de mais dois pavimentos acima do pavimento que houve o esmagamento de paredes, sendo o último pavimento constituído de telhas.

## 2.3 Reforço estrutural

Santos (2008) afirma que entende-se por reforço o aumento da capacidade portante da estrutura, sendo executado quando o elemento estrutural não tem mais capacidade para suportar aumento nos esforços de tração, compressão, flexão, cisalhamento. O reforço pode ser usado em elementos como lajes, vigas e pilares. O reforço de uma estrutura ocorre quando há necessidade de correção de anomalias de projeto, execução, utilização ou da necessidade de se modificar a finalidade da edificação.

De acordo com Oliveira (2012), se os materiais forem solicitados com um esforço maior que sua resistência ocorre a falha provocando uma abertura, e conforme sua espessura será classificada como fissura, trinca, rachadura, fenda ou brecha. As fissuras, trincas e rachaduras são manifestações patológicas das construções notadas em alvenarias, vigas, pilares, lajes, pisos entre outros elementos, geralmente causadas pela tensão dos materiais.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015) antes do dimensionamento de qualquer elemento estrutural é necessário conhecer seus componentes, bem como o processo construtivo e todas as suas características, para assim saber os esforços que estão atuando sobre eles e assim garantir que a estrutura não sofram deformações, para que possa manter a segurança, durabilidade em toda sua vida útil.

De acordo com Ferrari (2002), reforço estrutural é o aumento da capacidade de uma peça estrutural, peças essas como lajes, vigas, pilares, de concreto armado ou qualquer outro material que seja trabalhado como elemento estrutural.

A aplicação do reforço estrutural é muito utilizada na construção civil devido a vários motivos. Segundo Machado (2002), os motivos que levam uma estrutura a necessitar de reforço estrutural são:

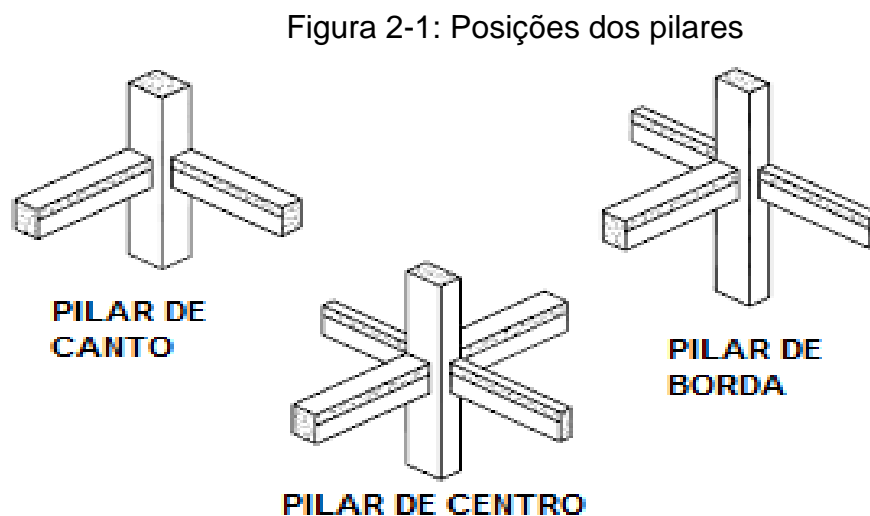
- Falta de manutenção da edificação, ou mesmo a utilização incorreta e envelhecimento;
- Projeto inadequado ou método construtivo incorreto;
- Erro humano em uma ou mais fases do projeto e/ou construção;
- Aumento das exigências de segurança;
- Agressividade do meio onde está a edificação, o que pode comprometer o correto desempenho dos materiais utilizados com o passar do tempo;
- Ocorrência de acidentes de causa humana (explosões, choques, incêndios, entre outros) ou naturais;
- Aumento das cargas destinadas à estrutura, tanto por sobrecarga quanto por mudança da utilização da construção.

### 2.3.1 Pilares em concreto armado

De acordo com a NBR 6118:2014 os pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente assentado no sentido vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. Os pilares são de grande importância na execução de um projeto estrutural. A má colocação de um pilar ou a má avaliação do dimensionamento, pode acarretar diversos problemas, como por exemplo uma estrutura pouco estável, que não atende às condições de serviço, podendo ocasionar futuros gastos com manutenção indesejada. Os pilares têm como principais funções conduzir as solicitações da superestrutura aos elementos de fundação, ajudando na estabilidade global da estrutura.

A NBR 6118:2014 estabelece que, independente da forma da seção transversal, os pilares não devem apresentar dimensões menores que 19 cm, porém, em casos especiais permite-se a utilização de medidas entre 14 cm e 19 cm, desde que no dimensionamento se multiplique os esforços finais de cálculo por um coeficiente adicional. Os pilares geralmente estão associados ao sistema laje-viga-pilar e formam os pórticos, resistindo assim as ações verticais e horizontais nos edifícios.

Os pilares podem ser classificados de acordo com a sua posição ocupada em planta, como pilar de centro, pilar de borda ou pilar de canto, como mostrado na figura 2-1.



Fonte: Fusco, 1981



### 2.3.2 Vigas em concreto armado

Segundo a NBR 6118 as vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante. Sendo assim, o momento fletor e a força cortante são os esforços predominantes da viga. Nas construções as vigas servem de apoio para lajes e paredes, transferindo sua carga para os pilares. De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015), vigas ou qualquer outro elemento estrutural em concreto armado é a união entre o concreto simples e o aço, essa é uma combinação para resistir aos esforços solicitantes de tração e compressão nas peças, a figura 2-2 mostra o exemplo do esquema de armação de viga de concreto armado.

Figura 2-2: Esquema de armação de viga em concreto armado



Fonte: STR Construções (2012)

### 2.3.3 Vigas em estruturas metálicas

A técnica de reforço estrutural utilizando estruturas metálicas é muito utilizada por apresentar características muito satisfatórias quando comparada aos outros tipos de materiais, sua condição estrutural conta com uma alta relação entre resistência e peso quando confrontado a outros materiais, com isso a peça tem dimensões menores, conseqüentemente os pilares tendem a uma menor área e as vigas menor altura para vencer grandes vãos (TEOBALDO, 2004).

As vigas metálicas por terem boa resistência a esforços de tração e compressão permite a realização de um projeto mais leve e com peças menos robustas, garantindo uma grande redução nos custos com fundações. Além disso,

proporciona um canteiro de obras mais limpo, dispensando o uso de escoras e evitando gastos com remoção de entulhos.

Segundo Teobaldo (2004), as vigas metálicas apresentam características como a leveza do material e o pequeno peso próprio, possibilitando a desmontagem e reaproveitamento mais eficaz quando necessária, material homogêneo e isotrópico<sup>1</sup>, fabricado sob medidas usuais, tendo um amplo controle de qualidade e velocidade na execução, ideal para obras emergenciais, obtendo a proximidade do comportamento previsto no projeto com a realidade, tendo maior segurança e menores riscos de acidentes por erro de projeto, a figura 2-3 exemplifica um perfil metálico I semelhante ao que será utilizado neste trabalho.

Figura 2-3: Perfil metálico



Fonte: Metafer (2018)

Para que a viga de aço seja fixada com sucesso na estrutura a se reforçar, nesse caso, é viável que se tenha uma conexão rígida, de acordo com Silva e Pannoni (2010). Esse tipo de conexão não permite rotação, sendo assim o ângulo de rotação nas partes conectadas é zero. Essa conexão pode ser constituída tanto com a utilização de parafusos quanto solda. É necessário que seja implantado nos pilares de apoio chapas de extremidade para o desempenho completo da ligação sendo engastada, com a função de unir a viga ao pilar através de uma chapa soldada.

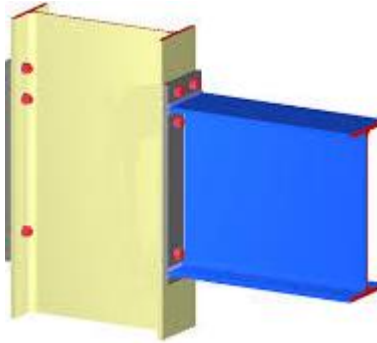
Segundo Silva e Pannoni (2010), os parafusos das ligações rígidas com chapa de extremidade estão submetidos a receber os esforços de tração e cisalhamento, por

---

<sup>1</sup> Material Isotrópico – De acordo com Silva (2010) é aquele que possui as mesmas propriedades físicas e mecânicas em todas as direções.

esse motivo se tem mais parafusos na parte superior da ligação conforme mostra a figura 2-4.

Figura 2-4: Chapa de extremidade



Fonte: Silva e Pannoni (2010)

## 2.4 Orçamento

Orçar uma atividade, seja ela qual for, faz com que um cliente tenha uma economia financeira e tenha previsão das despesas da execução de um projeto, sabendo analisar onde o dinheiro está sendo gasto. Muitas das atividades em uma obra civil apresentam algumas características de urgência, como, dificuldade de acesso, dificuldade de encontrar peças no mercado, dentre outras, estas atividades fazem com que a realização da tarefa tenha um valor mais alto, devido a isso tem-se a importância de comparar e analisar os custos e preços encontrados para realizar a atividade de maneira mais econômica.

Para Frezatti (2009), o orçamento pode ser visto como uma ferramenta que proporciona os benefícios para incrementar a eficiência através do planejamento e pode apoiar tanto o controle como o aprendizado pela comparação entre previsto e realizado

Segundo Formoso (1986), os custos de produção são formados por cinco elementos primordiais: materiais (60% do custo total), mão-de-obra (aproximadamente 35% do total), equipamentos (2% do total), custos gerais diretos da obra e custos indiretos de produção. O levantamento desses custos pode ser feito através de estimativas ou orçamentos.

Segundo Sampaio (2005), o orçamento pode tomar as seguintes terminologias:

Estimativa de custo: realizada na etapa de estudo preliminar do projeto. Avalia o custo obtido através de estimativa de quantidades de materiais e serviços, pesquisa de preços médios e aplicação de percentagens estimativas ou coeficientes de correlação.

Orçamento preliminar: avaliação de custo obtida através de levantamento e estimativa de quantidade de materiais e de serviços e pesquisa de preços médios, efetuada na fase de anteprojeto.

Orçamento analítico ou detalhado: avaliação de custo obtida através de levantamento de quantidades de materiais e de serviços e da composição de preços unitários, efetuada na etapa de projeto executivo.

## **2.5 Dimensionamento**

O dimensionamento na engenharia civil consiste em realizar estudos para apresentar ao cliente um projeto satisfatório, que atenda às suas necessidades com o melhor custo benefício, economia, conforto, segurança e vida útil do empreendimento.

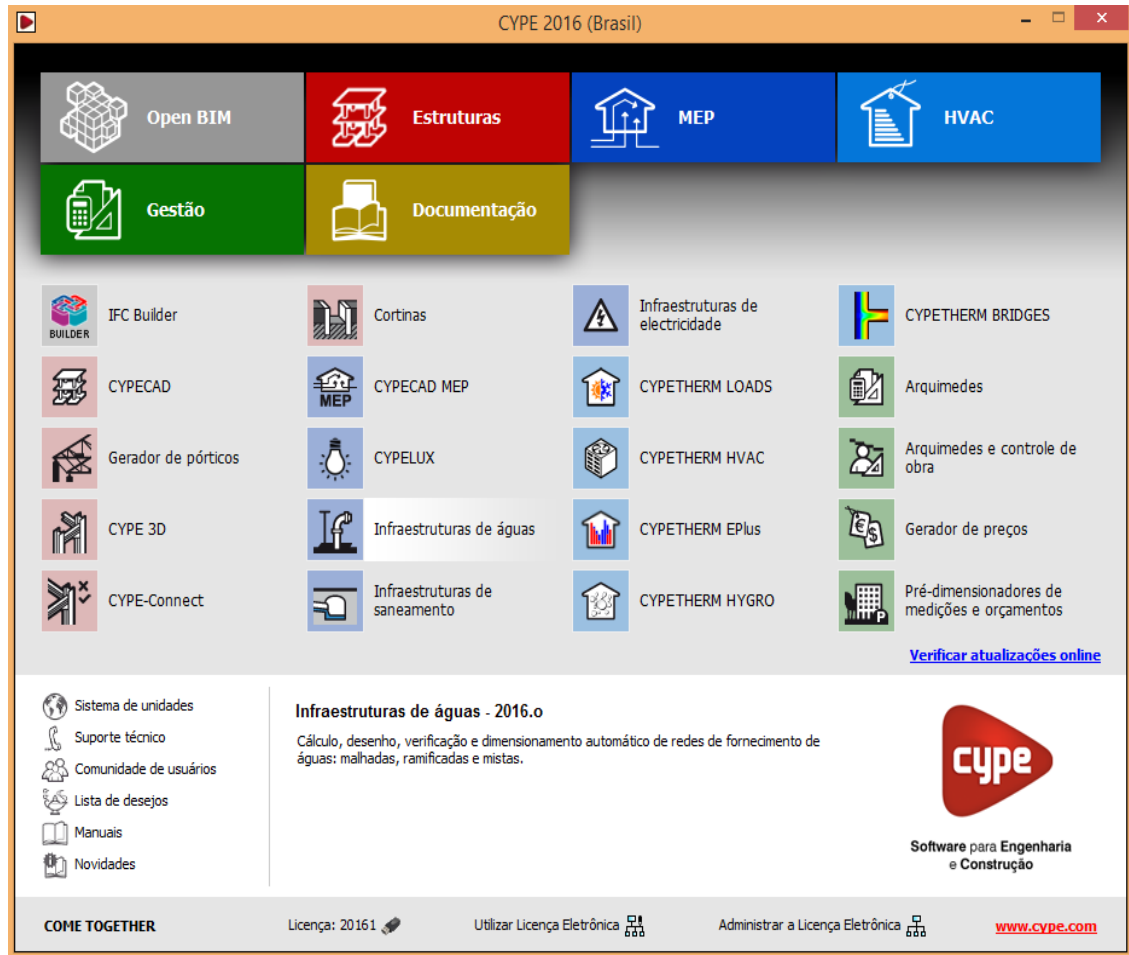
### **2.5.1 Dimensionamento dos pilares e da viga em concreto armado com a utilização do software CYPECAD 2016**

O software de cálculo estrutural CYPECAD é um software para projeto estrutural que engloba as etapas de lançamento do projeto, análise e cálculo estrutural, dimensionamento e detalhamento final dos elementos, com recursos de detalhamento e dimensionamento de acordo com as normas técnicas brasileiras. As normas de concreto armado ABNT NBR 6118:2014, normas técnicas para fundações ABNT NBR 6122:1986, normas técnicas de carregamento ABNT NBR 6120:1980, norma técnica de barras ABNT NBR 7480:2007, normas técnicas de ventos ABNT NBR 6123:1990 e normas técnicas de ações e combinações, ABNT NBR 8681:2003 são todas utilizadas pelo software na elaboração do projeto (MULTIPLUS, 2018).

O software realiza o dimensionamento de toda a estrutura baseado no lançamento dos elementos (vigas, pilares, lajes e demais) pelo projetista que realiza esse lançamento através do projeto arquitetônico importado para o software. Após o lançamento da estrutura, o software executa o processamento, conferindo a resistência de cada elemento lançado, calculando as flechas das vigas e lajes, executando o cálculo das armaduras, gerando as plantas de formas e detalhamento

de cada elemento lançado na estrutura, resumo de materiais e memoriais de cálculo. A figura 2-5 abaixo mostra a interface do software CYPECAD 2016.

Figura 2-5: Interface do software CYPECAD 2016



Fonte: Adaptado do Software CYPECAD 2016

Conforme ABNT NBR 6118:2014, a durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e atitudes coordenadas de todos os envolvidos nos processos de projeto. A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas e origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas. Nos projetos estruturais, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, como fraca, moderada, forte ou muito forte e pode ser avaliada, simplificadamente, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, conforme mostrado no quadro 2-1. Portanto, a definição da classe de

agressividade ambiental (CAA) é fundamental na concepção do projeto estrutural, pois influenciará nos valores mínimos de resistências características que devem ser respeitados, no valor mínimo do cobrimento de armadura e na máxima abertura de fissura permitida.

Quadro 2-1: Classes de agressividade ambiental (CAA)

<b>Classe de agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a,b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a,b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a,c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

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

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que as condições ambientais sejam previstas ao realizar o projeto, para assim conservar a segurança e estabilidade da construção durante à sua vida útil. Para isso adota-se as relações expressas no quadro 2-2, adaptado da ABNT NBR 6118:2014 mostrado a seguir. Onde a NBR 6118:2014 afirma que vida útil de projeto é o tempo no qual a estrutura mantém suas características originais, sem apresentar intervenções significativas, como surgimento de patologias, desde que sejam atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor. Portanto, para praticamente todas as CAA (exceto CAA IV – respingos de maré) a norma permite que se admita uma classe de agressividade um nível mais brando quando se tratar de ambientes internos secos revestidos com argamassa. No caso de ambientes

urbanos e industriais, uma redução em um nível na CAA também pode ser justificada se a região apresentar clima seco.

Quadro 2-2: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b,c</sup>	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.  
<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.  
<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

O risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras de flexão transversais à armadura principal dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobertura da armadura. Para garantir o cobrimento mínimo ( $C_{mín}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $C_{nom}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ), conforme estabelecidos no quadro 2-3 abaixo.

Quadro 2-3: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

**Quadro 2-3:** Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm (Continuação)

<p><sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.</p> <p><sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal <sup>3</sup> 15 mm.</p> <p><sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.</p> <p><sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal <sup>3</sup> 45 mm.</p>
--

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Como verificações para analisar se os esforços atendem a realidade do projeto o software CYPECAD 2016 emite relatórios baseando-se nas normas de cálculo, as verificações estão no Anexo B deste trabalho. As verificações são relativas às disposições das armaduras, dimensões mínimas da seção transversal, onde a seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 100 mm, conforme Eq. 01 e também o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais  $s_b$ , medido no plano da seção transversal, na direção horizontal, deve ser igual ou superior a  $s_{min}$ , conforme mostrado na Eq. 02. Os estribos não podem ser menores que 5 mm, garantindo um combate maior ao cisalhamento e espaçamento entre as barras, a verificação dos estribos é apresentada na Eq. 03, conforme (ABNT NBR 6118:2014).

$$b \geq 100 \text{ mm} \quad (01)$$

$$s_b \geq s_{min} \quad (02)$$

$$\phi t \geq 5 \text{ mm} \quad (03)$$

Onde:

b: Dimensões mínimas da seção transversal

$s_b$ : Espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais

$\phi t$ : Verificação dos estribos



A soma das armaduras de tração e de compressão não deve ter valor maior que  $A_{s,max}$ , calculada na região fora da zona de emendas, portanto  $A_s$  representado na Eq. 04 deve ser menor ou igual ao  $A_{s,max}$ , mostrado na Eq. 05 e o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal (ABNT NBR 6118:2014).

$$A_{s, \text{mín}} = 0,15 \left( \frac{N_d}{F_{yd}} \right) > 0,004 \cdot A_c \quad (04)$$

$$A_{s, \text{max}} = 0,08 \cdot A_c \quad (05)$$

Onde:

$A_{s,mín}$ : Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

$N_d$ : Força normal de cálculo

$f_{yd}$ : Resistência de cálculo ao escoamento do aço

$A_c$ : Área da seção transversal de concreto

$A_{s,max}$ : Taxa geométrica máxima de armadura longitudinal de vigas e pilares

O software verifica também o estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) conforme o efeito das imperfeições locais nos pilares e pilares-parede pode ser substituído em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem conforme mostrado na Eq. 06, verifica-se também se os cálculos atendem ao dimensionamento relacionados a armadura de cisalhamento nas vigas, as vigas em geral são submetidas simultaneamente a momento fletor e força cortante, devido a isso todos os elementos lineares submetidos a força cortante devem conter armadura transversal mínima, constituída de estribos, conforme mostrado na Eq. (07), segundo a ABNT NBR 6118:2014.

$$M_{1d, \text{min}} = N_d (0,015 + 0,03h) \quad (06)$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \omega s \text{ sen} \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{yk}} \quad (07)$$

Onde:

$M_{1d,mín}$ = Momento total de 1ª ordem de cálculo mínimo que possibilita o atendimento da verificação das imperfeições localizadas de um lance de pilar

$N_d$ = Força normal de cálculo

$h$ = É a altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros (m)

$\rho_{sw}$ = Taxa geométrica de armadura transversal

$A_{sw}$ = É a área da seção transversal dos estribos

$b_w$ = É a largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção

$s$ = É o espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural

$f_{ct,m}$ = Resistência à tração

$f_{yw,k}$ = É a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, as solicitações normais, ruptura por torção (compressão oblíqua e tração na alma, tração nas armaduras longitudinais, interação relativa a força cortante em torno do eixo Y e X) o software só as calcula quando necessário, ou seja, quando a peça dimensionada apresenta momento torçor a resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto deve ser obtida conforme mostrado na Eq. 08. As flechas, que são os deslocamentos perpendiculares da seção da estrutura o software verifica, considerando as combinações de ações da estrutura, sendo o conjunto da estrutura, peso próprio, cargas permanentes, combinações de vento, onde as flechas máximas não podem ser maior que a flecha limite, conforme mostrado na Eq.09.

$$TRd2 = 0,50 \cdot \alpha_v^2 \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin 2\theta \quad (08)$$

$$f_{a,max} \leq f_{a,lim} \quad (09)$$

Onde:

$TRd2$ = Momento resistente de cálculo à torção, que representa o limite de resistência das diagonais comprimidas de concreto

$f_{cd}$ = Resistência de cálculo do concreto à compressão

$A_e$ = É a área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada

$h_e$ = É a espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado

$\theta =$  É o ângulo de inclinação das diagonais de concreto, arbitrado no intervalo  $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

$f_{a, \max}$  = Flechas máximas

$f_{a, \lim}$  = Flecha limite

## 2.5.2 Critérios da viga em estruturas metálicas

Segundo Souza (2015), o dimensionamento e execução de uma estrutura precisa atender as solicitações, sendo verificadas o estado limite último e estado limite de serviço, para garantir sua durabilidade. O método dos estados limites deve ser adotado como parâmetro de projeto.

Conforme Souza (2015), a viga metálica em estudo ASTM A36, apresenta resistência ao escoamento  $f_y$  de 250 MPa, resistência à ruptura  $f_u$  de 400 a 550 MPa, conforme definido as especificações da ASTM. Os principais aços utilizados são os ASTM-A-36 e ASTM-A-570 (especificados pela American Society for Testing and Materials), e os NBR 6648/CG-26, NBR 7007/MR-250 e NBR 6650/CF-26 (especificados pela ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas), que são produzidos pela maioria das usinas siderúrgicas brasileiras. Portanto o dimensionamento da viga metálica deste trabalho seguirá o roteiro da ABNT NBR 8800:2008 “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”.

Conforme ABNT NBR 8800:2008, o dimensionamento de perfis metálicos deve respeitar a alegação de que os esforços resistentes devem ser sempre superiores aos solicitantes. Para garantir estabilidade na estrutura, deve ser considerado também o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS). Os estados limites últimos relacionam a segurança da estrutura sujeita as combinações mais desfavoráveis previstas durante sua vida útil, e os estados limites de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de serviço, sendo as condições de aparência, conforto e usabilidade. A ABNT NBR 8800:2008 afirma ainda que para o dimensionamento de peças metálicas, sendo subdividido para cada um dos esforços, o dimensionamento deve atender aos esforços de tração, compressão, flexão e corte.

Para Pinheiro (2005), nas vigas podem ocorrer tensões internas oscilando do campo elástico ao campo plástico, com isso pode ser classificado as seções transversais das vigas quanto à flambagem local em quatro tipos de classes, sendo elas:

- CLASSE 1 – Seções Supercompactas

Seções que admitem que seja atingido o momento de plastificação e seguido pela redistribuição dos momentos fletores.

- CLASSE 2 – Seções Compactas

As seções são atingidas pelo momento de plastificação, porém não ocorre a redistribuição dos momentos fletores, não podendo afirmar que o momento fletor será sustentado após ser atingido pelo momento de plastificação, que com isso o ângulo de rotação aumenta.

- CLASSE 3 – Seções Semicompactas

As seções onde os elementos que compõem não sofrem flambagem local no regime elástico podem sofrer flambagem inelástica.

- CLASSE 4 – Seções Esbeltas

Nestas seções os elementos que a compõem estão sujeitos a sofrer flambagem no regime elástico.

Souza (2015) afirma que as seções transversais são classificadas em concordância com o valor do parâmetro de esbeltez  $\gamma$  dos elementos comprimidos relativamente à  $\gamma_p$  e  $\gamma_r$ , podendo ser:

- Compactas: Seções onde os elementos comprimidos apresentam  $\gamma$  não superiores a  $\gamma_p$  onde as mesas são ligadas sempre as almas.
- Semicompactas: Seções que apresentam um ou mais elementos comprimidos com  $\gamma$  ultrapassando  $\gamma_p$ , mas não  $\gamma_r$ .
- Esbeltas: Seções que dispõem um ou mais elementos comprimidos com  $\gamma$  superando  $\gamma_r$ .

## 2.6 Aços estruturais

Aços estruturais são aqueles que devido às suas propriedades, são ideais para o uso em elementos estruturais de edificações e obras de arte. Esses podem ser

classificados de acordo com suas propriedades e possuem as características que o diferem um do outro.

### **2.6.1 Aço-carbono**

Segundo a ABNT NBR 6215, o aço carbono é aquele que contém elementos de baixa liga em teores residuais máximos admissíveis, esses elementos são o Cromo, Níquel, Alumínio, Cobre, Silício e Manganês, estes são denominados aços de média resistência mecânica em função do teor de carbono presente nas composições químicas dos mesmos. Em função do teor de carbono presente, os aços-carbono são divididos em três classes:

- Baixo – Carbono:  $C \leq 0,30\%$
- Médio – Carbono:  $0,30\% < C < 0,50\%$
- Alto – Carbono:  $C \geq 0,50\%$

Conforme especifica Souza (2015), um alto teor de carbono prejudica a soldabilidade das peças. Portanto, os aços mais adequados à construção civil são os Baixo-Carbono, que podem ser soldados sem precauções especiais que prejudiquem a funcionalidade da peça.

### **2.6.2 Aços de baixa liga**

Almeida (2008) afirma que os aços com composições químicas mais variadas, de baixa liga, são aqueles que apresentam média e alta resistência mecânica, resistência à corrosão atmosférica e excelente soldabilidade.

O uso dos aços com alta resistência mecânica proporciona uma redução de espessura das peças estruturais, se comparado aos aços-carbono, o que implica um menor consumo de material, sendo muito recomendado para a construção civil. Em contrapartida, esse tipo de aço possui uma maior complexidade na fabricação, ocasionando custos maiores, sendo necessário um estudo da viabilidade econômica para sua utilização, um orçamento comparado com demais os demais aços, ou se for o caso com uma estrutura de concreto armado.

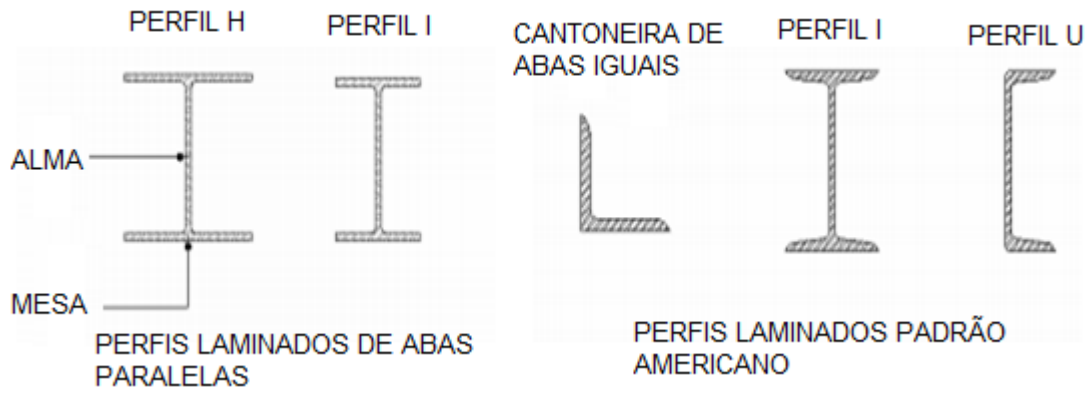
### **2.6.3 Aços resistentes ao fogo**

Os aços resistentes ao fogo foram criados com o objetivo de oferecer maior segurança a evacuação de construções. Aços mais resistentes possuem um tempo maior de início de deformação da estrutura. Os aços resistentes ao fogo são basicamente resultantes da modificação de aços resistentes à corrosão atmosférica, estas adições são ajustadas sempre no limite mínimo possível, para garantir um valor elevado de resistência mecânica à tração, sem prejudicar sua soldabilidade e a resistência à corrosão atmosférica, sendo estes tratados quimicamente. Aços de alto carbono possuem mais do que 0,6% de carbono e apresentam elevada dureza e resistência, são comumente utilizados em trilhos, molas, engrenagens, componentes agrícolas sujeitos ao desgaste onde apresentam boa trabalhabilidade, conforme a tensão de escoamento especificada (ALMEIDA, 2008).

### **2.7 Perfis estruturais de aço**

Os perfis de aço produzidos para a construção civil possuem diversos tipos e dimensões, além de possibilitar diversas conformações. Os perfis laminados são fabricados diretamente da linha de produção através de blocos, que são trabalhados a quente até chegarem à forma “I”, “H” ou cantoneiras. Esses perfis podem possuir abas paralelas ou ser de padrão americano com abas inclinadas, como mostrado na figura 2-6. Dias (2002), afirma que a oferta de perfis laminados de padrão americano no Brasil é bastante restrita. Portanto, eles possuem uma limitação quanto à disponibilidade de tipos e à variedade de tamanhos, e a sua aba inclinada dificulta a execução de ligações. Apesar da variedade e da qualidade dos perfis laminados padrão brasileiro e americano, seu uso ainda não é tão grande se comparado ao concreto, mesmo em estruturas mistas. Para a pesquisa deste trabalho houve-se uma dificuldade para encontrar tanto o perfil quanto a mão de obra qualificada para estar realizando sua instalação, observando assim a real dificuldade de utilizar os perfis metálicos em cidades do interior apesar do seu crescente uso, embora apresente número bem menores se comparados com outros países como Japão e Estados Unidos, países estes que usam os perfis metálicos nos mais diversos empreendimentos representando uma grande versatilidade.

Figura 2-6: Perfis laminados



Fonte: Dias (2002)

### 3 METODOLOGIA

A metodologia busca responder os objetivos desse trabalho, para que seja solucionado os problemas abordados. Para realizar esse trabalho foi escolhido o estudo de caso como método de pesquisa. Quanto a finalidade, esta é uma pesquisa exploratória e descritiva, que segundo Gil (2008) é feito a análise do local para coleta de dados e familiaridade com o problema, observação participante e alinhando a revisão bibliográfica com o caso em estudo, descrevendo os processos com técnicas padronizadas. Algumas vantagens do método de pesquisa estudo de caso de acordo com Gil (1995), apud LEITE, (2008) são:

- A busca por novas descobertas, já que o mesmo consiste em um planejamento flexível;
- Foco na qualidade, em decorrência a complexidade do estudo em um problema característico, fugindo dos pensamentos baseados na filosofia do pesquisador;
- Facilidade na análise e coleta de dados, relatórios com vocabulário mais compreensível.

Portanto, no estudo de caso abordado apresenta-se a patologia, as duas formas de reforço estrutural, com perfis metálicos e concreto armado, que serão comparadas afim de mostrar qual a mais viável para a situação em estudo, bem como custo e prazo para realização da atividade, o dimensionamento será realizado seguindo as normas brasileiras ABNT 6118:2014, ABNT 6120:1980, ABNT 8800:2008 e com apoio dos livros **“Dimensionamento de elementos estruturais em Aço. Segundo a NBR 8800:2008”**, do autor Alex Sander Clemente de Souza, e também o livro **“Cálculo e Detalhamento usuais de Estruturas Usuais de Concreto Armado. Segundo a NBR 6118:2014 – Volume 1”**, dos autores Roberto Chust Carvalho e Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho.

O estudo de caso em questão aborda uma edificação situada no centro da cidade de Caratinga-MG, que apresenta problemas decorrentes da falta de manutenção preventiva e descaso com a estrutura, sendo estes, patologias como infiltração, bolor ou mofo, juntamente com a ausência de vigas e pilares na edificação. Segundo Machado (2002), os motivos que levam uma estrutura a necessitar de reforço estrutural são:

- Falta de manutenção da edificação, ou mesmo a utilização incorreta;
- Projeto inadequado ou método construtivo incorreto;
- Erro humano em uma ou mais fases do projeto e/ou construção;
- Aumento das exigências de segurança;



- Agressividade do meio onde está a edificação, o que pode comprometer o correto desempenho dos materiais utilizados com o passar do tempo;
- Ocorrência de acidentes de causa humana (explosões, choques, incêndios, entre outros) ou naturais;
- Aumento das cargas destinadas à estrutura, tanto por sobrecarga quanto por mudança da utilização da construção.

A edificação em estudo apresenta problemas como já citados, mas o principal dentre eles foi o esmagamento de paredes devido ao aumento de cargas sobre a estrutura, que segundo Machado (2002), o aumento de cargas em estruturas, é um dos principais problemas enfrentados atualmente nas edificações. Este aumento de carga ocasionou o esmagamento da alvenaria do andar inferior, como mostrado na figura 3-1.

Figura 3-1: Parede danificada por esmagamento da alvenaria



Fonte: Acervo dos autores (2018)

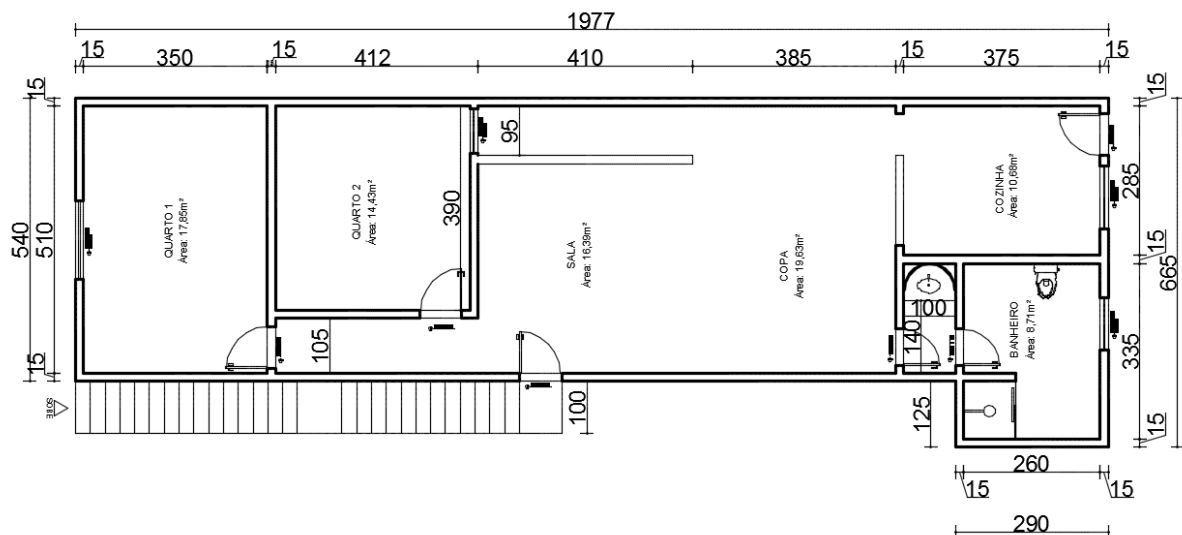
O dimensionamento para recuperação da edificação no local danificado seguirá a ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 6120:1980 e a ABNT NBR 8800:2008, sendo realizado o levantamento de cargas da estrutura, com um pré-dimensionamento, afim de analisar e distribuir as cargas atuantes neste ponto para as vigas, para os pilares e conseqüentemente para fundação.

Para a escolha do perfil ideal em aço foi utilizado o catalogo da Gerdau e a tabela do Anexo C do autor Souza (2015). Perfis em estrutura metálica podem ser

obtidos por laminação ou a partir de operações de conformação a frio ou soldagem, além disso para a execução dos perfis em aço é importante que a ligação entre a estrutura seja feita corretamente, utilizando uma conexão onde haja a transferência de esforços da viga para o pilar, de forma que a ligação permita que a viga e o pilar trabalhem em conjunto, pilar estes que serão feitos de concreto armado.

Foram feitas visitas no local da estrutura danificada, representada pelas figuras 3-2 e 3-3 abaixo. A parte demarcada na figura 3-2 é o local onde as paredes foram esmagadas, esta é a região a ser reforçada com objetivo de promover segurança e a recuperação da integridade física da estrutura.

Figura 3-2: Planta baixa da edificação



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

A edificação em estudo é uma construção antiga, com ausência de vigas e pilares em seus andares superiores, com um pé esquerdo de 3,0 m, paredes sobre paredes, lajes de vigota, e a parede danificada em estudo esteve exposta por intempéries no decorrer de anos por ser uma parede externa, causando perda de eficiência das paredes que estão funcionando como paredes estruturais, sendo que os blocos cerâmicos não são blocos estruturais. O desaprumo nas paredes da edificação ocorreu devido ao excesso de carga no pavimento superior e foi esmagando lentamente a parede inferior ao ponto de quase ocasionar ruína. Os procedimentos utilizados para realização dessa monografia foram estudar o local, realizando várias visitas e recolhimento de dados.

A figura 3-3 mostra essa parede já demolida e estrutura devidamente escorada para não ocasionar um desabamento e promover segurança para os colaboradores. A parede se encontrava danificada por intemperismo e pelo acréscimo de carga aplicado no andar superior por uma reforma sem acompanhamento técnico profissional de um Engenheiro civil, visto que o Engenheiro é de suma importância e responsabilidade para realização de reforma de obras civis.

Figura 3-3: Edificação escorada e com parede demolida



Fonte: Acervo dos autores (2018)

Este trabalho tem o objetivo de analisar tecnicamente o problema, devolver a funcionalidade, promover a segurança e durabilidade ideal dessa edificação, apresentando o dimensionamento das vigas em concreto armado e em aço, analisando qual das opções tem melhor custo benefício, e também dimensionar os pilares em concreto armado para recebimento das cargas.

O lançamento da estrutura para cálculo será feito com auxílio do software CYPECAD 2016, da empresa Cype Ingenieros, com intuito de dimensionar a estrutura e encontrar os esforços nos pilares P9, P10 e P11 conforme mostrado no Apêndice C, onde encontra-se o esmagamento da alvenaria, após dimensionamento será realizada a comparação da viga metálica e concreto armado para apresentar qual a mais viável economicamente. O presente dimensionamento em concreto armado está resumido no quadro 3-1:

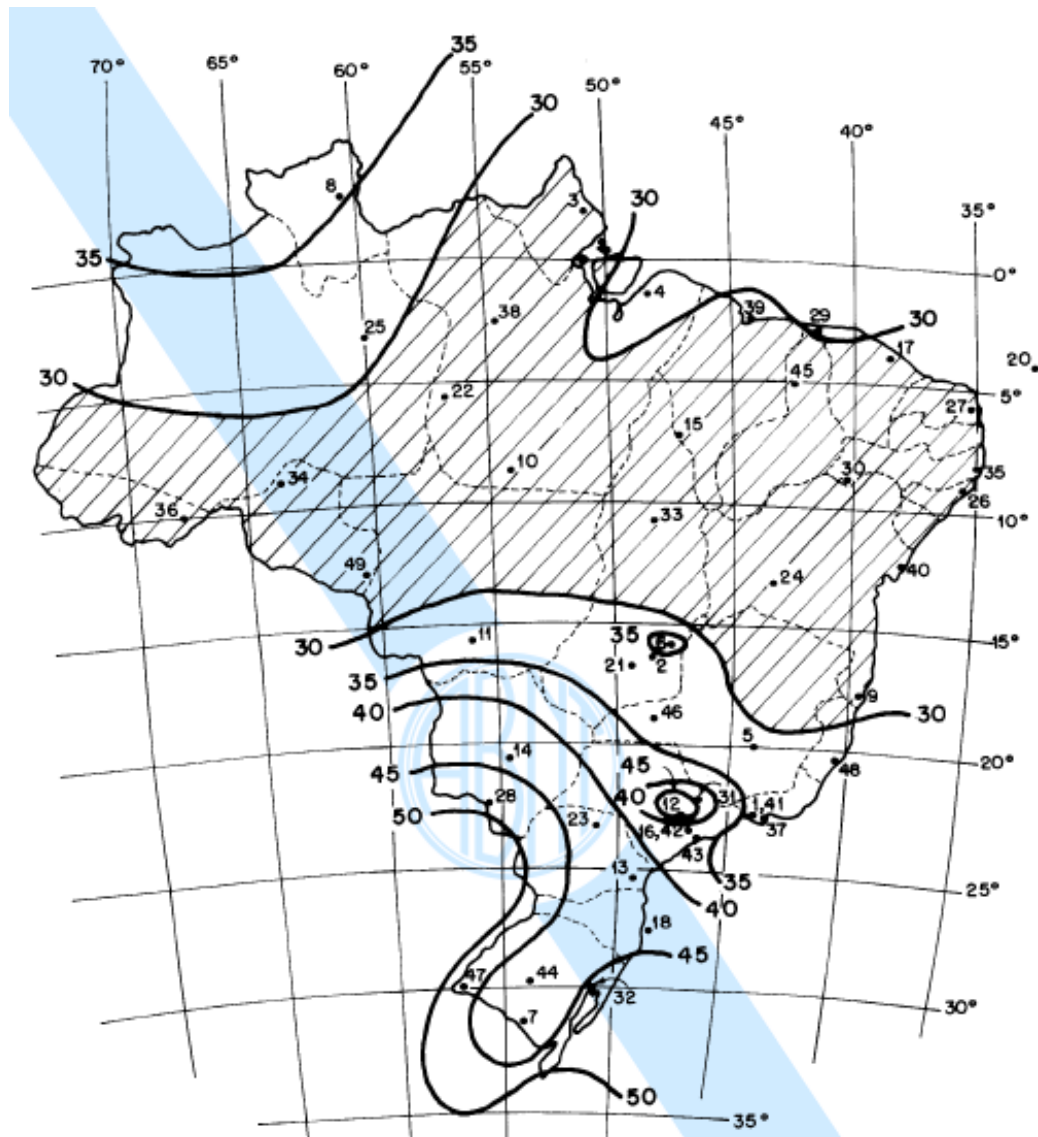
Quadro 3-1: Roteiro para dimensionamento em concreto armado

Realização de visitas na Edificação afim de coletar dados como: problemas relacionados a patologias e esmagamento da alvenaria, tipo da laje, tipo da alvenaria, material utilizado para revestimento, altura da laje, pé esquerdo da edificação, imagens e contato visual para realização da planta baixa e coleta das dimensões dos cômodos.
Realizar levantamento das cargas que estão agindo na estrutura e realizar um pré-dimensionamento das vigas e pilares.
Realizar a configuração do software, acrescentando os dados climáticos, o concreto utilizado, o agregado e as cortinas de alvenaria.
Realizar o lançamento da estrutura em concreto armado no programa CYPECAD 2016.
Lançamento das cargas lineares das paredes sobre as vigas.
Análise dos dados e dos resultados obtidos no dimensionamento da estrutura, afim de observar se os valores são coerentes com as verificações exigidas.

Fonte: Adaptado Ribeiro (2011)

Lançou-se a edificação no software CYPECAD 2016 utilizando o concreto de 20 MPa nas vigas e pilares, e aço CA-50 e CA-60, sendo estes os mais utilizados na construção civil. O agregado utilizado foi o granito (19 mm) para todos os elementos. Para efeitos de deslocabilidade e segunda ordem, lançou-se os ventos na estrutura. Os ventos podem trazer danos estruturais e deslocamentos. Configurou-se os ventos com velocidade igual a 30 m/s, sendo esta a velocidade do vento na região sudeste do país, como mostrado na figura 3-4. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015), os efeitos de segunda ordem sob atuação de ações horizontais fazem com que os pilares percam a sua verticalidade, fazendo com que o esforço axial devido à carga vertical produza um momento em relação à base do pilar (efeito P-delta), cujo resultado é a amplificação da ação horizontal. Este efeito pode chegar a ser muito importante no caso de estruturas esbeltas e muito altas, por esse motivo foi considerado. Portanto, segundo a ABNT NBR 6118:2014 Efeitos de segunda ordem são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

Figura 3-4: Ventos no Brasil



Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Lançou-se os grupos com as vigas baldrame, fundações e as lajes 01, 02, 03 e 04, como mostrado na figura 3-5. Como carga permanente utilizou-se CP como a espessura do revestimento x peso específico do material argamassa, conforme ABNT NBR 6120:1980. Lançou-se as vigas 25x30 no térreo da edificação, vigas estas já existentes, conforme fornecido pelo engenheiro responsável Nilton Rezende da Cruz, portador do CREA-MG: 135778-D, através de uma visita para vistoriar e coletar dados da edificação para realização do trabalho.

Para o cálculo da carga permanente utilizou-se a seguinte expressão, conforme mostrado na Eq.10 abaixo.

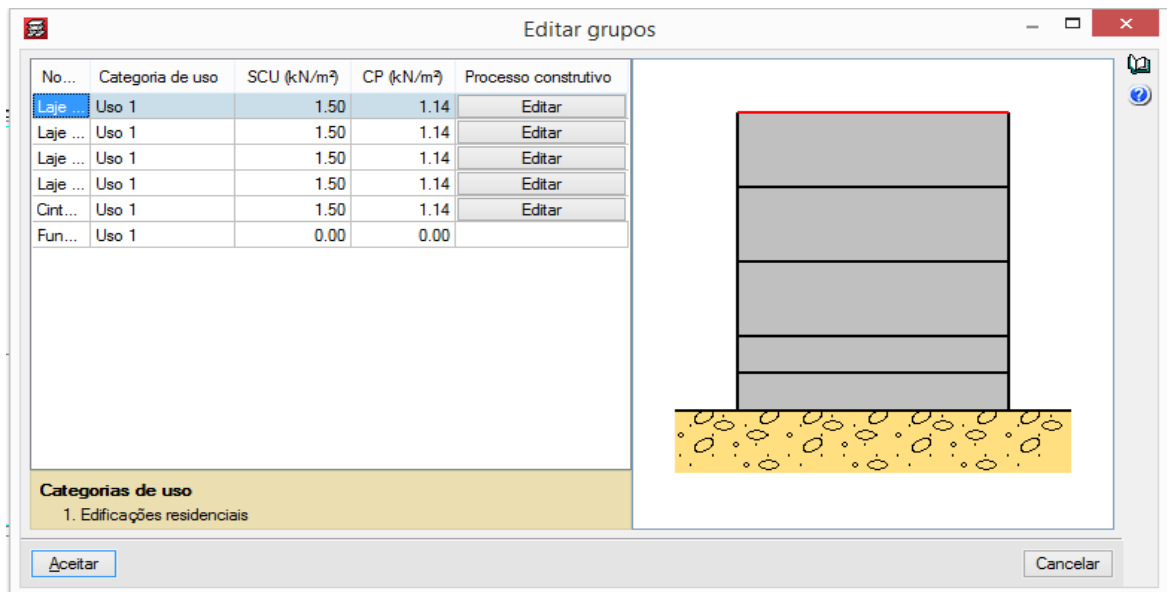
$$CP = Er \times \gamma a \quad (10)$$

Onde:

$Er$  = Espessura do revestimento

$\gamma a$  = Peso específico da argamassa

Figura 3-5: Grupos lançados no software CYPECAD 2016

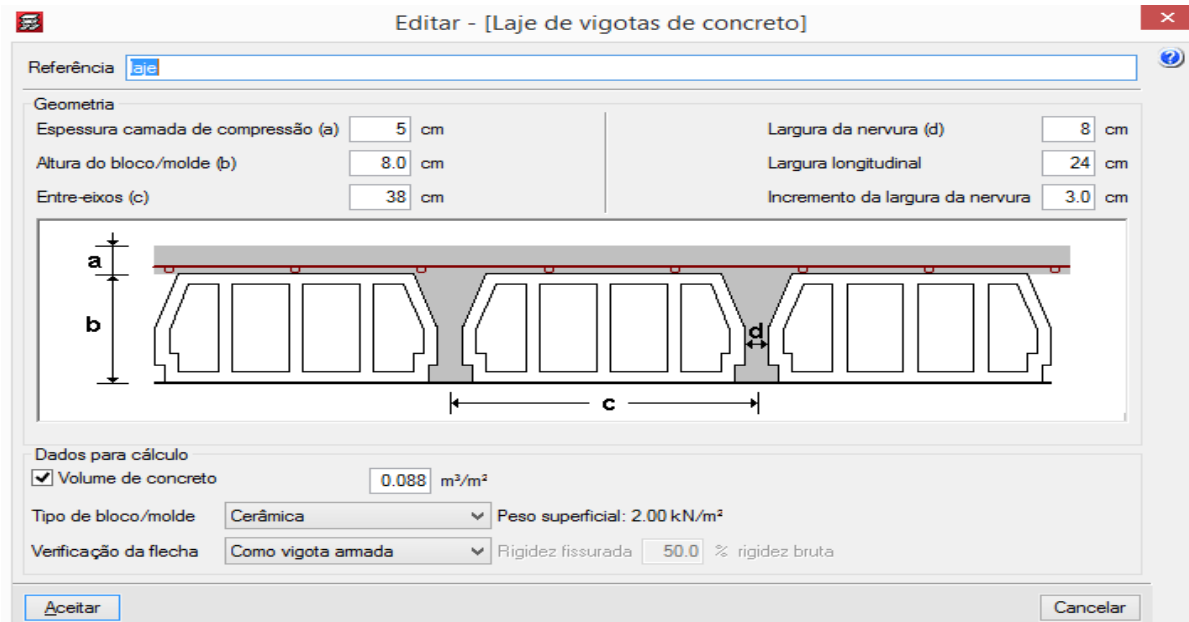


Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

Os pisos 02, 03 e 04 foram lançados com cortinas de alvenaria, configurou-se os blocos cerâmicos com seus respectivos tamanhos geométricos 09x14x19 e peso específico 13 kN/m<sup>3</sup> fornecido pela NBR 6120:1980. O lançamento da cortina foi realizado com intuito de descobrir a carga que está atuando na estrutura, e a carga que está atuando na parede C1 conforme mostrado no Apêndice C, afim de dimensionar os pilares e a viga sobre essa parede.

Lançou-se as lajes de vigotas com blocos cerâmicos, as vigotas em conjunto com a capa de concreto fornecem a resistência necessária à laje, atuando para resistir aos momentos fletores e as forças cortantes, servindo de apoio aos blocos cerâmicos. A laje lançada tem as seguintes características geométricas: Espessura da camada de compressão 5 cm, altura do bloco molde 8 cm, bloco cerâmico, largura da nervura 8 cm, largura longitudinal 24 cm e incremento 3 cm para apoiar o bloco cerâmico, como mostrado na figura 3-6.

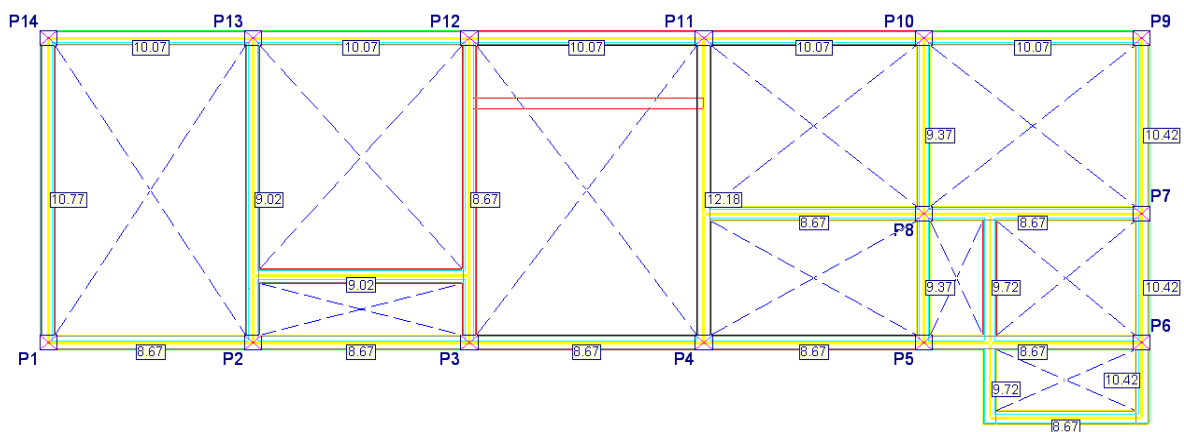
Figura 3-6: Características do bloco



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

Após a configuração lançou-se as cargas lineares sobre as vigas da edificação, cargas estas obtidas pelo levantamento de cargas na estrutura, sendo que na edificação encontra-se diferentes espessuras de paredes e conseqüentemente cargas diferentes como mostrado na figura 3-7.

Figura 3-7: Planta com cargas lançadas na estrutura



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

Com o objetivo de fazer uma comparação entre a viga em concreto armado e com perfil metálico, apresentando as melhores opções no quesito durabilidade, custo benefício e tempo de execução tem-se o dimensionamento da viga metálica, que

estará vinculada no pórtico dos pilares P9, P10 e P11. O aço ASTM A36 apresenta resistência ao escoamento  $f_y$  de 250 (MPa), resistência à ruptura  $f_u$  de 400 a 550 (MPa), conforme definido as especificações da ASTM. Segundo Souza (2015), seguindo a ABNT NBR 8800:2008 o dimensionamento da viga metálica será feito da seguinte forma:

- Pré-dimensionamento:

Realizara-se o pré-dimensionamento para encontrar a carga da estrutura através da modelagem e cálculo no software CYPECAD 2016, utilizando a carga encontrada na parede danificada da estrutura, parede C1, em sequência realizara-se as combinações de vento atuantes na estrutura, após encontrada a carga combinada com os ventos divide-se a carga pelo comprimento do vão da parede. A formula para realizar as combinações são dadas pela expressão, conforme citado na Eq. 11 e ABNT 6118/2014:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon} \psi_0 \varepsilon F_{\varepsilon qk} \quad (11)$$

Após descobrir a carga calcula-se a flambagem local de mesa (FLM), conforme ABNT 8800:2008, apresentada na Eq. 12.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f} \quad (12)$$

Onde:

$\lambda_f$ = Parâmetro de esbeltez

$b_f$ = Largura da mesa

$t_f$ = Espessura da mesa

Em seguida calcula-se o limite máximo de esbeltez da mesa, que garante o escoamento total da seção devido ao momento fletor, conforme ABNT 8800:2008, e mostrado na Eq. 13.



$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (13)$$

Onde:

$\lambda_p$ = Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

E= Módulo de elasticidade do aço

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

Portanto deve-se verificar se haverá flambagem local de mesa, os parâmetros de esbeltez dos elementos comprimidos em seção transversal é definido pela relação entre a largura e a espessura, portanto  $f_y$  e o escoamento do aço. Eq 14, portanto calcular o momento resistente de cálculo, Eq. 15, (ABNT 8800:2008).

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y \quad (14)$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}} \quad (15)$$

Onde:

$M_{pl}$ = Momento fletor de plastificação

$Z_x$ = Módulo de resistência plástico, relativo ao eixo X-X

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

$M_{rd}$ = Momento fletor de dimensionamento

$\gamma_{al}$ = Coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

Após calcula-se a flambagem local da alma, onde  $h$  é a distância entre as faces internas das mesas e  $t_w$  a espessura da alma, conforme Eq. 16 (ABNT NBR 8800:2008).

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad (16)$$

Onde:

$\lambda_w$ = Parâmetro de esbeltez

$h$ = Altura da alma

$t_w$ = Espessura da alma

Após verifica-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, conforme ABNT NBR 8800:2008, seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, conforme elucidado na Eq. 17.

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (17)$$

Onde:

$\lambda_p$ = Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

E= Módulo de elasticidade do aço

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

Em seguida verifica-se novamente se haverá flambagem local da alma. Logo calcular o momento resistente, conforme Eq. 18 (ABNT NBR 8800:2008).

$$M_{rd} = \frac{Z_x \cdot f_y}{\gamma_{al}} \quad (18)$$

Onde:

$M_{rd}$ = Momento fletor de dimensionamento

$Z_x$ = Módulo de resistência plástico, relativo ao eixo X-X

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

$\gamma_{al}$ = Coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

Após verifica-se a torção da viga, calcula-se o parâmetro de esbeltez da viga conforme ABNT NBR 8800:2008, elucidado na Eq. 19 e Eq. 20.

$$\lambda_b = \frac{L_b}{r_y} \quad (19)$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (20)$$

Onde:

$\lambda_b$ = Parâmetro de esbeltez

$r_y$ = Raio de giração relativo ao eixo Y-Y

$L_b$ = Comprimento do trecho sem contenção lateral (distâncias entre duas seções contidas lateralmente)

$\lambda_p$ = Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

$E$ = Módulo de elasticidade do aço

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

Em seguida verifica-se se haverá flambagem lateral, se houver calcula-se  $\lambda_r$  e  $\beta_1$ , conforme Eq. 21 correlacionando o eixo x da viga esbelta e as propriedades de torção (ABNT NBR 8800:2008).

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot I_t} \quad (21)$$

Onde:

$\beta_1$ = Coeficiente de dilatação térmica; fator em geral; coeficiente em geral

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

$\sigma_r$ = Resultado do processo de fabricação dos perfis

$W_x$ = Módulo de resistência elástico da seção ao eixo X-X

$E$ = Módulo de elasticidade do aço

$I_t$ = Momento de inércia a torção

Os valores  $\sigma_r$  adotado, Eq 22, é o resultado do processo de fabricação dos perfis e também são obtidos a partir de ensaios experimentais conforme ressalta Souza (2015).

$$\sigma_r = 0,3 \cdot f_y \quad (22)$$

Onde:

$\sigma_r$ = Resultado do processo de fabricação dos perfis

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

Para perfis sujeitos a flexão pura, a formulação para determinação da esbeltez limite, Eq. 23. que separa a flambagem elástica da mesa ao colapso em regime

inelástico para as tensões residuais, adotado para as barras axialmente comprimidas (ABNT NBR 8800:2008).

$$\lambda r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot c_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} \quad (23)$$

Onde:

$\lambda r$ = Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$I_y$ = Momento de inércia em relação ao eixo Y-Y

$I_t$ = Momento de inércia a torção

$r_y$ = Raio de giração relativo ao eixo Y-Y

$\beta_1$ = Coeficiente de dilatação térmica; fator em geral; coeficiente em geral

$c_w$ = Constante do empenamento da seção transversal

Diferente da Eq. 24 e Eq.25, a ABNT NBR 8800:2008 frisa que quando houver flambagem lateral com torção, o momento fletor será calculado pelas Eq. 14 e Eq. 15, quando o momento fletor de plastificação na seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástica ( $z$ ) pela resistência ao escoamento do aço  $f_y$ . Portanto verifica-se o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais em alguns casos.

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y \quad (24)$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W_x \quad (25)$$

Onde:

$M_{pl}$ = Momento fletor de plastificação

$Z_x$ = Módulo de resistência plástico, relativo ao eixo X-X

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

$M_r$ = Momento fletor correspondente ao início de escoamento

$\sigma_r$ = Resultado do processo de fabricação dos perfis

$W_x$ = Módulo de resistência elástico da seção ao eixo X-X

Conforme será utilizado em projeto, a viga a ser instalada será engastada nas extremidades e apoiada no meio, segundo a ABNT NBR 8800:2008 para vigas com

essa determinação o momento fletor resistente de dimensionamento de cálculo, Eq. 26, para o estado-limite FLT, pode ser necessário calcular um fator de modificação para o diagrama de momento não uniforme, para viga engastada e livre.

$$Mrd = \frac{c_b}{\gamma_{al}} \cdot [M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}] \quad (26)$$

Onde:

$Mrd$ = Momento fletor de dimensionamento

$c_b$ = É o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

$\gamma_{al}$ = Coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

$M_{pl}$ = Momento fletor de plastificação

$\lambda_b$ = Parâmetro de esbeltez

$M_r$ = Momento fletor correspondente ao início de escoamento

$\lambda_p$ = Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

$\lambda_r$ = Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

Após calculado faz-se a verificação de segurança, comparando se o momento fletor resistente de cálculo é maior que o momento fletor solicitante de cálculo, conforme mostrado na Eq. 27 (ABNT NBR 8800:2008).

$$Mrd \geq Msd \quad (27)$$

Onde:

$Mrd$ = Momento fletor de dimensionamento

$Msd$ = É o momento fletor solicitante de cálculo

Após verifica-se a resistência de cálculo à força cortante em vigas de seção tipo I é resistida apenas pela alma. Em virtude da esbeltez, a Eq. 28 correlaciona a altura da alma com a altura da viga e faz-se a verificação, Santos (2015).

$$\lambda_w = \frac{h}{tw} \quad (28)$$

Onde:

$\lambda_w$ = Parâmetro de esbeltez

$h$ = Altura da alma

$t_w$ = Espessura da alma

Para efeito de cálculo utiliza-se o comprimento da viga dividido pela alma do perfil, verificando a força cortante que pode agir sobre a peça, conforme elucidado na Eq. 29.

$$\frac{a}{h} \quad (29)$$

Onde:

$a$ = Distância

$h$ = Altura da alma

A ABNT NBR 8800:2008 também frisa que o coeficiente de flambagem de barra comprimida correlaciona o comprimento da viga usada em cálculo, o resultado deve ser maior que o resultado da Eq. 29, ou ainda maior que relação 01, verificando assim o enrijecimento para as almas transversais da peça, conforme Eq. 30.

$$\left( \frac{\frac{260}{h}}{t_w} \right)^2 \quad \text{Relação (01)}$$

$$K_v = (7,80 \text{ para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou } \frac{a}{h} > \left[ \frac{260}{t_w} \right]^2) \quad (30)$$

Onde:

$K_v$ = Coeficiente de flambagem de barra comprimidas

$a$ = Distância

$h$ = Altura da alma

$t_w$ = Espessura da alma

O parâmetro de esbeltez limite para seções compactadas é mostrada na Eq. 31, conforme ABNT NBR 8800:2008, este parâmetro acontece quando os elementos comprimidos apresentam  $\lambda$  não superior a  $\lambda_p$ , onde as mesas são sempre ligadas pela alma

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{L_b \cdot E}{f_y}} \quad (31)$$

Onde:

$\lambda_p$ = Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

$L_b$ = Comprimento do trecho sem contenção lateral (distâncias entre duas seções contidas lateralmente)

$E$ = Módulo de elasticidade do aço

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

Após todos parâmetros calculados a ABNT NBR 8800:2008 pede-se que haja a verificação novamente, analisando se haverá flambagem local da alma, se não houver o estado limite que se aplica é o escoamento da alma, e assim a resistência à força cortante será dada pelas correlações das Eq. 32, Eq. 33 e Eq. 34. Portanto a Eq. 32 calcula-se a área efetiva de cisalhamento, após calcula-se a força cortante correspondente a plastificação da alma por cisalhamento, Eq. 33, e verifica-se a resistência a força cortante de dimensionamento Eq. 34.

$$A_w = d \cdot t_w \quad (32)$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (33)$$

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \quad (34)$$

Onde:

$A_w$ = Área total

$d$  = Diâmetro; altura total da seção transversal; distância; dimensão

$t_w$ = Espessura da alma

$V_{pl}$ = Resistência à força cortante de plastificação

$f_y$ = Resistência ao escoamento do aço

$V_{rd}$ = Resistência à força cortante de dimensionamento

$\gamma_{al}$ = Coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

Conforme mostrado na ABNT NBR 8800:2008, por fim verifica-se se a força cortante de dimensionamento é maior que a resistência a força cortante de serviço, Eq.35.

$$V_{rd} \geq V_{sd} \text{ OK!} \quad (35)$$

Onde:

$V_{rd}$ = Resistência à força cortante de dimensionamento

$V_{sd}$ = Resistência à força cortante de serviço

Após cálculos concluídos, conforme mostrado nos Apêndices A e B realizou-se um orçamento, onde foi constatado qual a melhor opção a ser utilizada, apresentando as características e vantagens de cada uma. Para a realização do orçamento foi utilizado a planilha SINAPI de outubro de 2018, a fornecedora de perfis metálicas Gerdau e algumas empresas de Caratinga/ MG, com preço de insumos, honorários de pedreiro, ajudante de pedreiro, serralheiros e auxiliar de serralheiro.

Segundo Jacob (2017) quando for fazer um orçamento, estime a quantidade de dias necessários para a conclusão da obra, e multiplique pelo valor encontrado (custo diário x número de dias).

Carlos (2017) afirma que para o dimensionamento das equipes para realizar obras civis em concreto armado, é necessário ajustar a demanda por mão de obra calculada, retirando desta a perda de eficiência decorrente de imprevistos, considerando fatores como condições meteorológicas, formação e tamanho da equipe.



## 4 REFORÇO DA ESTRUTURA

Com intuito de promover a segurança, funcionalidade e durabilidade ideal da edificação em estudo, serão apresentados nesse capítulo, o levantamento de cargas, o detalhamento da viga de reforço em estruturas metálicas, o detalhamento dos três pilares em concreto armado e da viga de concreto armado, por fim a análise comparativa de preços entre as duas vigas, apresentando qual terá melhor custo benefício para a utilização, tendo em vista que ambas as vigas atendem ao caso estudado neste trabalho. O dimensionamento em concreto armado foi realizado com auxílio do software CYPECAD 2016 e o dimensionamento em aço foi baseando-se na ABNT NBR 8800:2008.

### 4.1 Levantamento de cargas

O levantamento de cargas de uma estrutura consiste em determinar o uso da edificação, o material, e revestimentos utilizados em sua concepção, conforme mostrado no quadro 4-1 abaixo, levantamento de cargas. Sabe-se que cada edificação tem uma finalidade e, portanto, cargas diferentes, juntamente com essa análise compreende-se a análise estrutural, que tem como objetivo estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos em uma estrutura.

Quadro 4-1: Levantamento de cargas

Elemento	Peso específico
Tijolo cerâmico furado	13 kN/m <sup>2</sup> (ABNT NBR 6120:1980)
Edificação de uso Residencial	1,5 kN/m <sup>2</sup> (ABNT NBR 6120:1980)
Laje de vigotas pré-fabricada	1,5 kN/m <sup>2</sup> (Carvalho e Figueiredo Filho, 2015)
$\lambda_c$ , peso específico do concreto armado	25 kN/m <sup>2</sup> (ABNT NBR 6120:1980)
Argamassa, cimento e areia	21 kN/m <sup>3</sup> (ABNT NBR 6120:1980)
Para a laje, argamassa de cal, cimento e areia	19 kN/m <sup>3</sup> (ABNT NBR 6120:1980)
Pé esquerdo	3 m
Revestimento	3 cm

Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

Afim de obter um resultado mais próximo ao simular a edificação no software de cálculo estrutural CYPECAD 2016 foram realizadas medidas de todas as paredes do primeiro pavimento da edificação, para cálculo, respeitando a altura da viga de 0,30 m do térreo, onde foi encontrado as seguintes dimensões, conforme apresentado no quadro 4-2:

Quadro 4-2: Espessura das paredes e cálculo de carga linear

<b>Elemento</b>	<b>Dimensões (m)</b>	<b>Cálculo de carga linear</b>
Parede 01	0,21	$2,70(0,21 \times 13 + 0,06 \times 21) = 10,77 \text{ kN/m}$
Parede 02	0,16	$2,70(0,16 \times 13 + 0,06 \times 21) = 9,02 \text{ kN/m}$
Parede 03	0,16	$2,70(0,16 \times 13 + 0,06 \times 21) = 9,02 \text{ kN/m}$
Parede 04	0,15	$2,70(0,15 \times 13 + 0,06 \times 21) = 8,67 \text{ kN/m}$
Parede 05	0,25	$2,70(0,25 \times 13 + 0,06 \times 21) = 12,18 \text{ kN/m}$
Parede 06	0,17	$2,70(0,17 \times 13 + 0,06 \times 21) = 9,37 \text{ kN/m}$
Parede 07	0,18	$2,70(0,18 \times 13 + 0,06 \times 21) = 9,72 \text{ kN/m}$
Parede 08	0,15	$2,70(0,15 \times 13 + 0,06 \times 21) = 8,67 \text{ kN/m}$
Parede 09	0,15	$2,70(0,15 \times 13 + 0,06 \times 21) = 8,67 \text{ kN/m}$
Parede 10	0,15	$2,70(0,15 \times 13 + 0,06 \times 21) = 8,67 \text{ kN/m}$
Parede 11	0,19	$2,70(0,19 \times 13 + 0,06 \times 21) = 10,07 \text{ kN/m}$
Parede 12	0,20	$2,70(0,20 \times 13 + 0,06 \times 21) = 10,42 \text{ kN/m}$

Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

Após ter calculado carga linear das paredes calculou-se a carga permanente da edificação, lançando a carga de utilização de  $1,50 \text{ kN/m}^2$ , conforme dados da ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 6120:1980, e altura dos seus respectivos pavimentos. Para o cálculo de carga permanente da estrutura utilizou-se a argamassa de cal, cimento e areia, conforme mostrado na equação 10 abaixo:

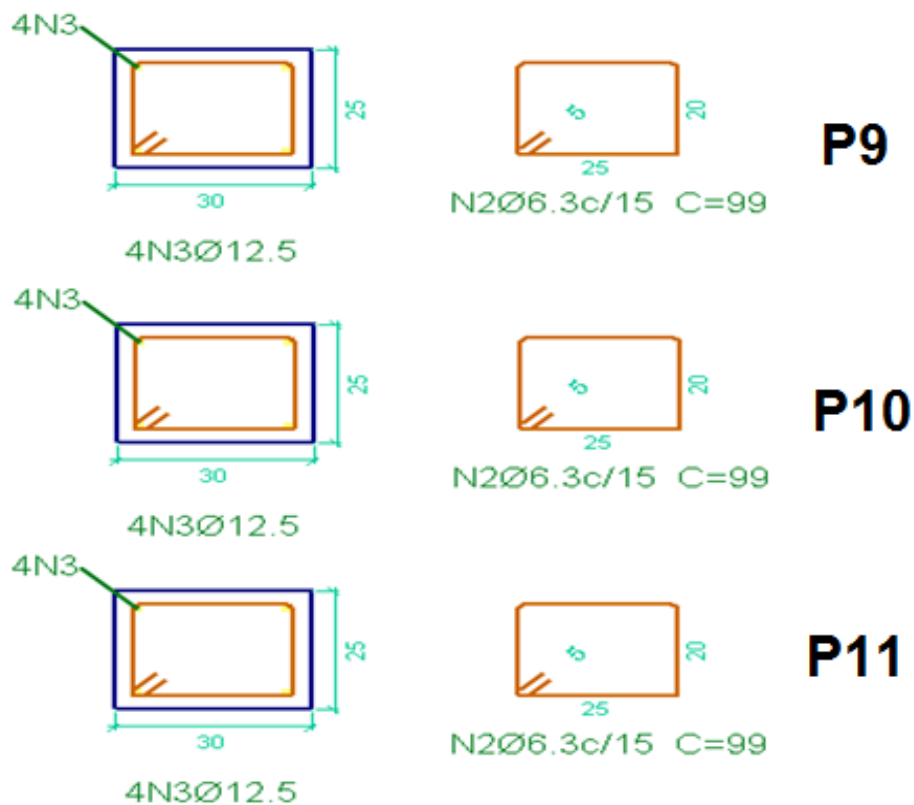
$$\text{CP: } 0,06 \times 19 = 1,14 \text{ kN/m}^2 \quad (10)$$

## 4.2 Dimensionamentos

### 4.2.1 Dimensionamento dos pilares

Para o dimensionamento dos pilares P9, P10 e P11 foram obtidos os seguintes resultados, conforme mostrado na figura 4-1. O cálculo foi realizado com apoio do software CYPECAD 2016. A memória de cálculo dos dimensionamentos dos pilares e da viga em concreto armado encontra-se no Anexo B, a viga em estruturas metálicas encontra-se no Apêndice B.

Figura 4-1: Detalhamento dos pilares P9, P10 e P11



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

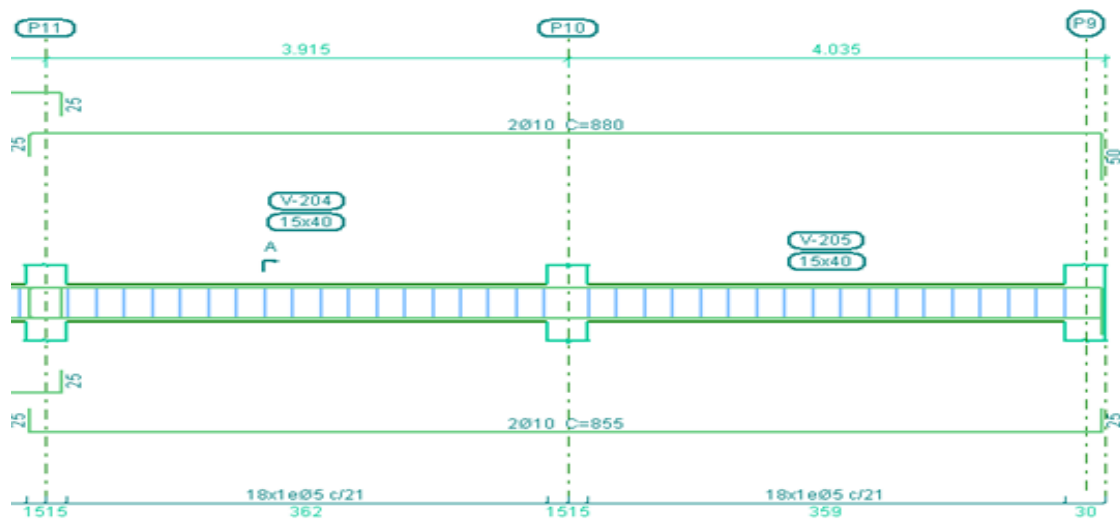
Os pilares P9, P10 e P11 passaram em todas as verificações do software CYPECAD 2016, verificações estas exigidas pela ABNT NBR 6118:2014. Todos os pilares foram armados com barras de aço com diâmetro de 12,5 mm e estribos de 6,3 mm, pelos resultados obtidos em cálculo essas armaduras com diâmetro de 12,5 mm garantem novamente a segurança, estabilidade e funcionalidade da edificação.

#### 4.2.2 Dimensionamento da viga em concreto armado

A viga em concreto armado assim como os pilares foi dimensionada com apoio do software CYPECAD 2016, e assim como os pilares, a viga também passou em todas as verificações exigidas. A viga foi dimensionada para combater aos esforços solicitantes no ponto em estudo, com objetivo de transferir as cargas para os pilares, sendo dimensionada com as medidas 0,15x0,40 m.

O detalhamento da viga obtido é mostrado na figura 4-2 sendo armada com 2 barras com diâmetro de 10 mm na parte superior e 2 barras com diâmetro de 10 mm na parte inferior, e com estribos com diâmetro de 5 mm.

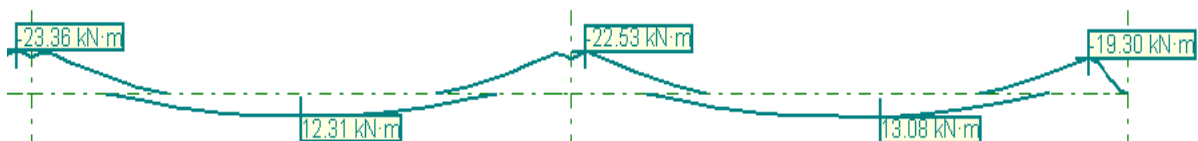
Figura 4-2: Detalhamento da viga



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

A figura 4-3 indica os esforços solicitantes de momento fletor na viga em estudo encontrado através do lançamento da estrutura no software CYPECAD 2016.

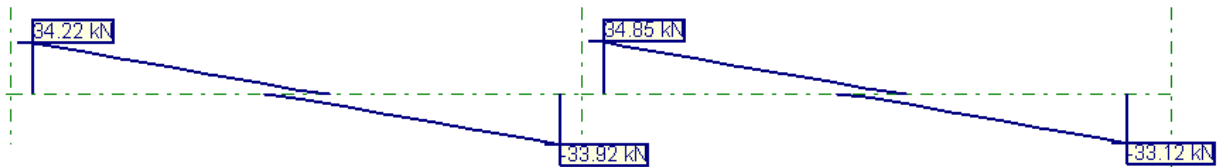
Figura 4-3: Diagrama de momentos fletores obtido pelo CYPECAD 2016



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

A figura 4-4 indica os valores de força cortante na viga em estudo encontrado através do lançamento da estrutura no software CYPECAD 2016.

Figura 4-4: Valores de força cortante obtido pelo CYPECAD 2016

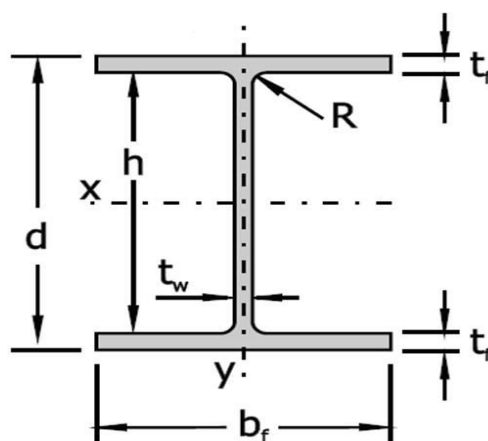


Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

#### 4.2.3 Dimensionamento em estruturas metálicas

Foram testados 3 perfis para o reforço, o perfil laminado W 360 x 51 Kg/m, o perfil laminado W 360 x 44 Kg/m e o perfil laminado W 310 x 97 kg/m, porém somente o perfil W 310 x 97 Kg/m atendeu as verificações exigidas pela norma ABNT NBR 8800:2008. O pré-dimensionamento foi realizado em relação a altura e tamanho do vão que a viga irá vencer, outro aspecto importante também foi o uso de perfis disponíveis no mercado, tendo em vista que utilizou-se o catalogo da Gerdau como referência. A figura 4-5 mostra as características do perfil I utilizado.

Figura 4-5: Perfil I



Fonte: Souza (2015)

O quadro 4-3 representa a tabela de aço para o perfil escolhido, W 310 x 97 Kg/m.

Quadro 4-3: Tabela de aço

DESIGNAÇÃO Altura X massa [mm x kg/m]	Massa Linear [kg/m]	Área A [cm <sup>2</sup> ]	DIMENSÕES					
			d [mm]	b <sub>f</sub> [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	h [mm]	d' [mm]
W 310 x 97,0	97,0	123,6	308	305	9,9	15,4	277,2	245,20

Fonte: Souza (2015)

Quadro 4-3: Tabela de aço (continuação)

EIXO X-X				EIXO Y-Y			
I <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	r <sub>x</sub> [cm]	Z <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	r <sub>y</sub> [cm]	Z <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]
22284	1447	13,43	1594	7286	478	7,68	725

Fonte: Souza (2015)

Quadro 4-3: Tabela de aço (continuação)

Propried. Torção		Esbeltez local		r <sub>t</sub> [cm]	F <sub>y</sub> = 34,5 kN/cm <sup>2</sup> λ <sub>r</sub> [cm]
I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	C <sub>w</sub> [cm <sup>6</sup> ]	B <sub>f</sub> /2t <sub>f</sub> [-]	d'/t <sub>w</sub> [-]		
92,12	1558682	9,90	24,77	8,38	140

Fonte: Souza (2015)

O quadro de Souza (2015) que representa a tabela de aço utilizado para realizar os cálculos do trabalho em estruturas metálicas encontra-se também no Anexo C, com os demais perfis além do perfil escolhido para o cálculo, sendo este o W 310 x 97 Kg/m.

Para obtenção do cálculo e cargas na viga foi necessário conhecer o carregamento sobre a parede danificada da estrutura, este foi obtido através do software CYPECAD 2016 onde foi lançada e calculada a estrutura. O carregamento neste ponto da parede C1 foram peso próprio, cargas permanentes e sobrecarga conforme mostrado na figura 4-6. Para encontrar a carga nesta parede foi necessário também calcular os efeitos do vento na estrutura, conforme apresentado no Apêndice A, fazendo as combinações. Após calcular as combinações necessárias utilizou-se a pior situação encontrada, dividindo o valor encontrado em cálculo pelo comprimento da parede 19,77 m, encontrando assim a carga em kN/m. Após encontrar a carga adicionou-se ao peso próprio do perfil escolhido para realizar o cálculo.

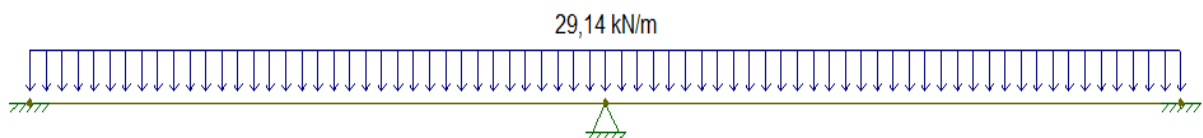
Figura 4-6: Esforços em elementos

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
C1	Peso próprio	258.7	-260.9	0.0	-2.7	0.0	-0.0
	Cargas permanentes	60.2	-94.6	0.0	-2.1	0.0	-0.0
	Sobrecarga	78.9	-122.7	0.0	-3.1	0.0	-0.0
	Vento +X	-0.0	73.6	0.0	16.3	0.0	0.0
	Vento -X	0.0	-73.6	-0.0	-16.3	-0.0	-0.0
	Vento +Y	0.5	4.0	-0.0	-0.5	-0.0	0.0
	Vento -Y	-0.5	-4.0	0.0	0.5	0.0	-0.0

Fonte: Adaptado do dimensionamento pelo software CYPECAD 2016

A figura 4-7 apresenta o carregamento encontrado na viga, e executados com apoio do software FTOOL, o software desenvolvido na Universidade PUC- Rio em um trabalho de pesquisa de alguns alunos, com auxílio do professor Luiz Fernando Martha é uma das ferramentas de análise estrutural mais utilizada para análise bidimensional e para auxílio no cálculo e na elaboração de diagrama de esforços de vigas e pórticos em 2D. A imagem abaixo apresenta também a forma que vai ser o modelo estrutural adotado para o reforço estrutural de acordo com o proposto para ser executado in loco, optando pela pior situação conforme apresentado nos cálculos no Apêndice A, portanto a peça metálica será engastada nos dois pilares das extremidades com o uso de parafusos, nos pilares P9 e P11, e apoiada no pilar do meio P10, fazendo assim com que os pilares das extremidades recebam uma grande parte dos momentos fletores solicitantes.

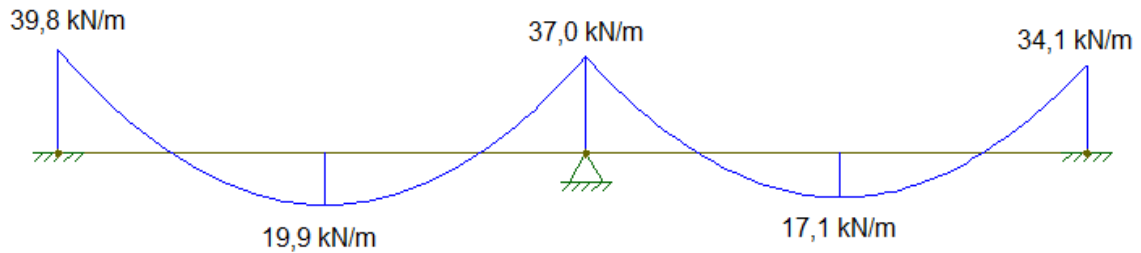
Figura 4-7: Lançamento da estrutura no software FTOOL



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

A figura 4-8 indica os esforços solicitantes de momento fletor encontrado através do cálculo com auxílio do software FTOOL. Os valores encontrados estão kN/m.

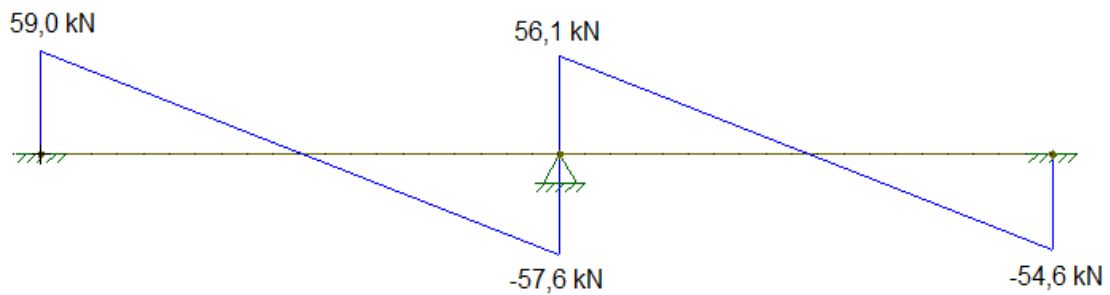
Figura 4-8: Diagrama de momentos fletores obtido pelo FTOOL



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

A figura 4-9 apresenta os valores de força cortante encontrados através de análise com apoio do software FTOOL. Os valores encontrados estão em kN/m.

Figura 4-9: Valores de força cortante obtido pelo software FTOOL



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

De posse de todos os valores obtidos na análise e com apoio dos softwares FTOOL e CYPECAD 2016, realizou-se o cálculo da viga em perfis metálicos conforme mostrado no Apêndice B.

### 4.3 Comparativo entre orçamentos

Para melhor compreender o valor real entre uma viga de estruturas metálicas e uma viga em concreto armado elaborou-se quadros para comparar os preços entre uma e outra, realizando orçamento em empresas da cidade de Caratinga/MG e região, e também consulta nas planilhas SINAPI, cuja sigla refere-se à Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil, criado pela Caixa Econômica Federal.



### 4.3.1 Orçamento em concreto armado

O orçamento da viga em concreto armado é mostrado no quadro 4-4, e tem como objetivo apresentar o menor valor para a realização rápida e segura do reforço estrutural.

Os insumos e custo unitário listados para realização do orçamento em concreto armado foram listados com base na tabela SINAPI de outubro de 2018, os valores quantitativos de aço e concreto foram retirados dos relatórios de cálculo do CYPECAD 2016. Para execução da atividade utilizou-se um pedreiro e um ajudante de pedreiro, para estarem realizando 0,468 m<sup>3</sup> de concreto para concretagem das vigas. Para concretarem esta viga seriam gastos cerca de 5 horas de trabalho, conforme relatado por profissionais que foram procurados para realizar o serviço, como na região não seria possível contratar os colaboradores por horas de trabalho utilizou-se um dia de serviço, considerando 8 horas trabalho de um ajudante e 8 horas de pedreiro.

Quadro 4-4: Concreto armado

Insumos	Quantidade	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
Concreto FCK 20 Mpa	0,468 (m <sup>3</sup> )	250,00 (m <sup>3</sup> )	117,00
Aço Ø 10,0	21,3 (Kg)	4,35 (Kg)	92,65
Aço Ø 5,0	2,8 (Kg)	4,86 (Kg)	13,61
Tábua 2,5 x 0,40 m	11 (Un)	24,82 (Un)	273,02
Escora de eucalipto H= 3 m	10 (Un)	8,27 (Un)	82,70
Pedreiro	01 (Dia)	130,00 (Dia)	130,00
Ajudante de pedreiro	01 (Dia)	70,00 (Dia)	70,00
Arame recozido	0,500 (Kg)	9,27 (Kg)	4,63
Prego de aço polido com cabeça 18x24 (2 1/4 X 10)	0,500 (Kg)	8,64 (Kg)	4,32
<b>Total</b>			<b>R\$ 787,93</b>

Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

A partir do levantamento de quantitativos constatou-se que para a realização do reforço em concreto armado necessita-se de um gasto de R\$ 787,93, incluindo materiais e mão de obra.

### 4.3.2 Orçamento em estrutura metálica

Segundo Pereira (2018), a estrutura metálica é composta de elementos estruturais em aço cuja seção é produzida totalmente em material metálico, sendo formado essencialmente por ferro e carbono, Pereira (2018) ainda afirma que a resistência da viga metálica depende da quantidade de carbono utilizado. O orçamento da viga em perfis metálicos foi realizado através de pesquisa de fornecedores mais próximos, onde foi orçado com a empresa Gerdau, situada em Governador Valadares, a Gerdau fornece os perfis em dois tamanhos padronizados, 6 e 12 m, e realiza a entrega mas não realiza a descarga do perfil do caminhão, portanto teve-se a necessidade de contratar 2 chapas para realizar esta atividade. Para o estudo em questão optou-se pelo perfil de 12 m, onde a necessidade é de 7,80 m, pelo fato da fornecedora realizar o corte e solda da peça sem estar cobrando pelo serviço, tendo em vista que a Gerdau fornece os perfis em 6 m e 12 m. Para a ligação das chapas será utilizado parafusos sextavado estrutural, o orçamento do conjunto de parafusos arruelas e porcas foi realizado em uma empresa especializada em parafusos situada em Caratinga/ MG. A mão de obra para estar realizando a instalação da peça foi orçada na cidade de Caratinga/ MG, com serralheiros, onde obteve-se os valores e a quantidade de horas, conforme apresentados no quadro 4-5 abaixo.

Quadro 4-5: Estrutura metálica

Insumos	Quantidade	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
Perfil W 310 x 97	01 (Peça 12 m)	3.201,70 (Peça 12 m)	3.201,70
Conjunto de Parafusos 5/8" 12,5 cm	12 (Un)	15,00 (Un)	180,00
Mão de obra (Chapa)	02 (Dias)	50,00 (Dia)	100,00
Serralheiro	04 (Horas)	140,00 (Hora)	560,00
Auxiliar de serralheiro	04 (Horas)	70,00 (Hora)	280,00
<b>Total</b>			<b>R\$ 4.321,70</b>

Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

O perfil escolhido tem 97 Kg/m de massa linear e 0.2772 m de altura conforme mostrado no Anexo C. Baseando no método de metros quadrados tem-se  $0.2772 \times 7,80 = 2,16\text{m}^2$  de perfil a ser instalado. A partir do levantamento de quantitativos constatou-se que para a realização do reforço em estrutura metálica necessita-se de um gasto de R\$ 4.321,70, incluindo materiais e mão de obra.

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Como resultados obtidos no estudo de caso realizado sobre o reforço estrutural do trecho danificado da estrutura, foi encontrado como resposta a possível utilização das vigas de reforço proposta pelo trabalho, tanto com a viga de concreto armado, quanto a viga metálica.

Para a viga metálica foi escolhido o perfil I laminado W 310 x 97 kg/m, com altura de 27,72 cm, largura de 30,05 cm e 7,80 m de comprimento. Para se executar o travamento da viga de reforço pilar, é feita a ligação rígida, parafusando a chapa da extremidade. A escolha por esse método de reforço tem como vantagem a rapidez de execução, tornando a edificação apta novamente em pouco tempo, porém como desvantagem existe dificuldade de manuseio da peça metálica, mão de obra especializada, alto custo da peça e a disponibilidade no mercado da cidade de Caratinga/ MG, tendo em vista que foi realizado um orçamento com a cidade mais próxima e a entrega seria realizada somente após 10 dias da compra efetuada.

A viga de concreto dimensionada para a situação possui as seguintes dimensões, 15 cm x 40 cm,  $f_{ck}$  do concreto de 20 Mpa e as armaduras são duas barras de  $\varnothing$  10 mm na parte inferior da viga, e duas barras de  $\varnothing$  10 mm na parte superior da viga. Esse método de reforço por se tratar de um elemento moldado in loco, não necessita de mão de obra especializada, ela se torna tecnicamente e economicamente a opção mais viável para se executar, uma desvantagem é o tempo que será gasto para que se execute, sendo maior que na utilização da viga metálica. Para execução, os pilares vão ser concretados até certa altura, deixando somente a parte superior exposta, em seguida será concretado a viga, a armação da viga no pilar será realizada dobrando as barras de aço da viga de reforço nas barras de aço dos pilares.

Adicionando todos serviços e materiais para execução das vigas tem-se uma diferença considerável do valor, conforme mostrado no quadro 5-1: Comparativo. Neste caso o cliente pode optar por um entre os dois métodos, tendo como parâmetro a agilidade e um custo mais elevado, ou por mais tempo demandado para execução e um custo inferior, tendo em vista que ambas as vigas dimensionadas estão aptas a reforçar a edificação, proporcionando assim a segurança e estabilidade.

Quadro 5-1: Comparativo

<b>Estrutura metálica</b>	<b>Concreto armado</b>
4.321,70 R\$	787,93 R\$

Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

Como análise de resultados será abordado casos onde foi utilizado vigas em concreto armado e estruturas metálicas para recuperação de estruturas danificadas por alguma patologia estrutural ou necessidade de reforço por utilização, tendo em vista o caráter econômico e a não interferência na arquitetura ambiente. A primeira situação ocorreu em um edifício de múltiplos andares situado na SQS 211, Bloco I, Brasília – DF, a estrutura inicial da edificação é composta por uma laje cogumelo apoiada em pilares de concreto armado, conforme mostra a figura 5-1, e uma escada também em concreto armado, nesta estrutura teve-se a necessidade de realizar um reforço estrutural para se instalar um elevador, a realização com estruturas metálicas foi a forma mais viável encontrada (MARTINATTI 2016).

Figura 5-1: Detalhe da laje, viga e pilar interno



Fonte: Martinatti, 2016

O reforço em estrutura metálica garante a agilidade da execução do projeto, com auxílio de programas pode-se constatar com maior rapidez e facilidade a análise das estruturas. Na estrutura em questão foram utilizados os perfis W 150x18 e W

200x22,5 nas grelhas e pilares. A grelha é uma estrutura reticulada plana submetida a carregamentos perpendiculares ao seu plano, este tipo de sistema estrutural é composto por um sistema de vigas, perpendiculares ou não entre si, que se interceptam, estando interligadas nos pontos de interseção, conforme afirma Lopes (2006), portanto neste ponto tinha-se a necessidade de rápida execução controle de qualidade, conforme mostrado na figura 5-2: Detalhe das vigas durante montagem e na figura 5-3: Estruturas de vigas interligadas (MARTINATTI 2016).

Figura 5-2: Detalhe das vigas durante montagem



Fonte: Martinatti, 2016

Para situações como esta relatada a melhor opção é o uso de perfis metálicos devido a sua praticidade de execução mesmo necessitando de mão de obra especializada e ser uma opção mais cara, a utilização de reforço em concreto neste projeto tornaria inviável devido a dificuldade da execução por ser a estrutura como um todo. Ripper e Souza (1998), afirma que o uso do concreto armado é a técnica mais utilizada e mais antiga utilizada para recuperar e reforçar estruturas, porém não a mais utilizada nos tempos de hoje. Os perfis metálicos apresentam um controle de qualidade rigoroso em sua fabricação, por isso tem-se uma garantia e qualidade muito maior do que o concreto realizado *in loco*. Além disso, em concreto algumas complicações podem surgir na hora da execução. Segundo Carlos (2016), obras de

concreto, por natureza, costumam se tornar mais sujas se comparadas com outros métodos de reparo e reforço, portanto estruturas metálicas, fibras de carbono e resina polimérica, que são métodos de reforço que fornecem menos sujeira no ambiente de trabalho, tem essa vantagem sobre o concreto armado.

Figura 5-3: Estruturas de vigas interligadas



Fonte: Martinatti, 2016

Portanto analisando o caso em estruturas metálicas estudado por Martinatti (2016), o autor adotou o uso de perfis metálicos devido a praticidade e a rápida execução da obra sem a necessidade de peças robustas. Analisando com os resultados encontrados neste trabalho, em termos financeiros com as duas vigas dimensionadas nota-se a diferença significativa encontrada no orçamento das vigas, portanto optou-se por utilizar a viga de concreto armado como reforço, conforme mostrado na figura 5-4, a parede já recuperada. Portanto, ressalta-se ainda que o orçamento é de suma importância, fazendo assim o papel do engenheiro apresentando as melhores opções, juntamente com o custo benefício, sendo que ao reforço em estruturas metálicas seria cerca de 5 vezes mais caro do que o concreto armado.

Figura 5-4: Edificação recuperada



Fonte: Acervo dos autores (2018)

Outro resultado importante analisado foi a dificuldade de executar o serviço neste caso, isto porque o concreto é aplicado nas fôrmas na extremidade, e com a laje já apoiando sobre a viga em concretagem, teve-se que escorar toda a laje e fôrmas e ir lançando o concreto em pequenas quantidades com auxílio de um recipiente. Outra grande dificuldade encontrada foi a “vibração” do material, para obter uma uniformidade entre os agregados e a pasta de cimento, dificuldades essas que poderiam ser evitadas caso fosse utilizado os perfis metálicos.

Devido a concepção estrutural da edificação, os pavimentos 1, 2 e 3 são constituídos somente com blocos cerâmicos, cujo peso específico é  $13 \text{ kN/m}^2$ , laje de vigotas e acabamento em argamassa, cimento e areia cujo peso específico é  $19 \text{ kN/m}^3$ . A edificação é de uso residencial e sua sobrecarga de utilização é  $1,50 \text{ kN/m}^2$  segundo a ABNT NBR 6120:1980. O carregamento da estrutura calculado através do software CYPECAD 2016 obteve valores de momento fletor e esforços cortantes menores, devido a análise estrutural do software ter sido realizado na edificação em um todo. O software calcula uma estrutura em pórticos e com métodos finitos, calculando todas as hipóteses, envoltórias e combinações, realizando o cálculo de análise de segunda ordem inúmeras vezes. Já a análise para estar obtendo o carregamento na parede danificada foi realizado através dos valores obtidos no relatório de “esforços e armaduras de pilares, pilares-parede e cortinas”, fornecidos



pelo CYPECAD 2016, os esforços encontrados na parede tem atuação dos ventos em X e em Y não combinados, portanto tem-se a necessidade de estar realizando as combinações para encontrar a carga em kN/m que está atuando sobre a parede. Após realizado os cálculos, que está representado no Apêndice A, encontrou-se o valor de 29,14 kN/m, a carga atuante na parede danificada da estrutura. Devido a necessidade de calcular as combinações houve a discrepância de valores das reações em concreto armado comparado com as estruturas metálicas, a edificação foi modelada de acordo com os seus carregamentos existentes, portanto ao aumentar seu carregamento consequentemente aumentará os esforços atuantes na parede danificada e consequentemente aumentará o valor da carga atuante nesta parede. Analisou-se também a estrutura com a viga em estudo seccionada, com o objetivo de notar se houve diferença dos valores de momentos e esforços cortantes, notou-se também que a diferença é muito pequena considerando então a situação com a viga engastada nas extremidades.

## 6. CONCLUSÃO

Como proposto no objetivo geral do trabalho, para a recuperação estrutural da parte danificada de uma edificação residencial, situada no centro de Caratinga/MG, dimensionou-se os pilares em concreto armado, a viga em concreto armado, e a viga em aço e foi realizado o orçamento das duas vigas propostas, com intuito de comparar os preços e comparar qual seria a opção mais viável para se utilizar.

As duas vigas e os pilares foram dimensionadas e passaram em todas as verificações de cálculo propostas pelas normas ABNT 6118:2014 e ABNT 8800:2008, a viga e os pilares em concreto armado foram dimensionados no software CYPECAD 2016, e a viga em aço foi dimensionada manualmente, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

Diante dos estudos e custos com orçamento descritos nos itens 4.3.1 e 4.3.2, demonstrou em termos financeiros, que a utilização de estrutura metálica apresentou custo mais elevado, em um percentual de 549 %, aproximadamente, em relação à estrutura de concreto armado, representando uma economia de R\$ 3.533,77 (três mil quinhentos e trinta e três reais e setenta e sete centavos), valores estes calculados com base na Tabela SINAPI de outubro de 2018, Minas Gerais e com orçamento realizados na cidade de Caratinga /MG.

Portanto, a economia de uma obra com estrutura metálica depende de diferentes fatores em comparação a uma obra em concreto armado, e por isso devem ser muito bem analisadas para que haja um melhor custo benefício na escolha do sistema construtivo para recuperação, ainda mais quando se trata de pequenas obras ou reparos em edificações. Como exemplo, estruturas metálicas geram cargas menores para a fundação, menor tempo de construção, maior área útil e maior velocidade de giro do capital investido, sendo indicadas quando tem-se a necessidade de uma rápida execução da obra e quando necessita-se vencer grandes vãos. Em contrapartida, sistemas de concreto armado exigem uma mão de obra menos especializada, o que é mais barato e acessível, sendo o concreto um material, economicamente, mais barato que o aço, mas, como possuem baixa resistência em relação a estrutura metálica, necessitam de grandes seções transversais para resistir

aos esforços atuantes, dando origem a conjuntos robustos, muita das vezes sendo fator limitante ao projeto arquitetônico.

Diante disto, conclui-se que o dimensionamento mais viável para a recuperação da parte danificada da estrutura em estudo será o concreto armado, pois apresenta em termos financeiros um custo mais econômico, e também possui material de fácil acesso e de fácil transporte na cidade de Caratinga/ MG. Tendo em vista que o perfil utilizado em aço W 310 x 97 Kg/m iria demorar cerca de dez dias para ser entregue na cidade, se a recuperação fosse de caráter urgente seria inviável a espera desse tempo, mesmo o perfil metálico sendo de execução mais rápida que o concreto armado.

Sugestiona-se para estudos futuros, uma análise mais ampla da edificação estudada, abordando a estrutura como um todo. Afim de avaliar e comparar se o custo benefício da recuperação em aço irá apresentar uma diferença muito significativa como mostrado neste trabalho, onde o custo em aço para a realização desta pequena recuperação foi cerca de 549% mais caro. Como limitações de estudo não foram estudadas as fundações da edificação, por falta de material e recurso para realizar a sondagem do solo, portanto não sabe-se a tensão admissível do solo, o limite de carga que este solo pode suportar devido ao acréscimo de cargas das vigas e pilares da edificação sem trazer problemas ao uso e estabilidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, A. C. B. **Análise Do Uso De Estruturas De Aço Em Edificações Habitacionais De Interesse Social**. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte. 2008. Disponível em: <  
<http://pos.demc.ufmg.br/novocecc/trabalhos/pg1/Monografia%20Adriana%20Almeida%20de%20Castro.pdf>>. Acessado em: 20 de novembro de 2018
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-1**. Lajes pré-fabricada – Requisitos Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de estrutura de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**. Cargas para cálculo de estruturas de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e execução de fundações - Procedimento. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**. Forças devidas ao vento em edificação - Procedimento. Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**. Aço destinado a armaduras para estrutura de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mista de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (CAIXA). **Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI**. Disponível em:  
<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>. Acessado em: 15 de outubro de 2018.
- CAMACHO, Jefferson Sidney. **Concreto Armado: Estados Limites de Utilização**. 2005. p. 48. Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2005. Disponível em:

<<http://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/estados-limites-de-servico.pdf>>. Acessado em: 18 de setembro 2018.

CARLOS, Christian Hansen. **Estudo comparativo entre estruturas de aço e de concreto armado para execução de uma ampliação de um caso real**. 2016. p. 74. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Santa Cecília, Santos – São Paulo, 2016. Disponível em: <<http://cursos.unisanta.br/civil/arquivos/aco-concreto7,0.pdf>>. Acessado em: 14 de outubro de 2018.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 4ª ed. São Carlos: EdUFSCar. 2015.

FERRARI V. J. PADARATZ I. J., LORIGGIO D. D. **Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos e sistemas de ancoragem**. In: XXX Jornadas Sul-americanas de Engenharia estrutural, 2002.

FORMOSO, Carlos Torres et al.li. **Estimativas de Custos de Obras de Edificação**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Caderno técnico do curso de pós-graduação em Engenharia Civil, 1986.

FREZATTI 2009 - FREZATTI, F.; RELVAS, T. R. S.; JUNQUEIRA, E. R.; NASCIMENTO, A. R. **Análise do perfil de planejamento associado ao ciclo de vida organizacional nas empresas**. In: 9o Congresso USP de Controladoria e Contabilidade, 2009, São Paulo. 9º Congresso USP de Controladoria e Contabilidade, 2009. v. 1.

FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto - Solicitações normais**. Rio de Janeiro, Ed. Guanabara Dois, 1981, 464p.

GERDAU AÇOMINAS. **Perfis Gerdau Açominas**. Catálogo Comercial, 2018.

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ed. São Paulo: Atlas, 2008.

JACOB, Felipe. **Orçamento rápido de estruturas metálicas**. 2017. Artigo científico. Site. Disponível em: <<http://calculistadeaco.com.br/orcamento-rapido-de-estruturas-metalicas/>>. Acessado em: 14 de novembro de 2018.

LEITE, Francisco Tarciso. **Metodologia Científica: métodos e técnicas de pesquisa: monografias, dissertações, teses e livros.** Aparecida-SP: Ideia & Letras. 2008.

LOPES, J.M.; BOGÉA, M. e REBELLO, Y (2006). **Arquiteturas da Engenharia ou Engenharias da Arquitetura**, Mandarim, 176 p., São Paulo.

LORDSLEEM JR., Alberto Casado; **Execução e inspeção de alvenaria racionalizada.** São Paulo: 2ª edição, Fevereiro 2001.

MACHADO, A. de P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono.** 282 p.1 Ed., São Paulo, 2002.

MARTINATTI, Yago Wilton Pacheco, **Modelagem numérica de reforço em perfis metálicos do tipo grelha e pórtico espacial para viabilização de projeto estrutural especial.** 2016. p. 17. Revista interdisciplinar de pesquisa em engenharia. Universidade de Brasília, Brasília, 2016. Disponível em: < <http://periodicos.unb.br/index.php/ripe/article/viewFile/24098/17179>>. Acesso em: 20 mar 2018.

METAFER, Comércio de ferro e aço LTDA. **Empresa de revenda de ferro e aço.** 2018. Site. Disponível em: < <http://www.acosmetafer.com.br/>>. Acessado em: 14 de novembro de 2018.

MULTIPLUS – **Site oficial da empresa Multiplus softwares, Cypecad.** Disponível em: < <http://www.multiplus.com/software/cypecad/>>. Acessado em: 02 de junho de 2018.

NARBAL, Marcellino. **Concreto armado é solução durável e econômica.** 1979. Artigo acadêmico – Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina. Disponível em: <[https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/concreto-armado-e-solucao-duravel-e-economica\\_6993\\_0\\_1](https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/concreto-armado-e-solucao-duravel-e-economica_6993_0_1)>. Acessado em: 04 de setembro de 2018.

OLIVEIRA, J. P. S. et al. **Dimensionamento de Ligações Rígidas com Chapas de Extremidade.** Engenharia Estudo e Pesquisa, Santa Maria, v. 12, n. 2, p. 39-45, 2012. Disponível em: <[http://www.revistaeep.com/imagens/volume12\\_02/cap04.pdf](http://www.revistaeep.com/imagens/volume12_02/cap04.pdf)>. Acessado em: 19 de outubro de 2018.

PANNONI 2010 - SILVA, Valdir Pignatta; PANNONI, Fabio Domingos. **Estruturas de aço para edifícios: aspectos tecnológicos e de concepção**. 1ª ed. São Paulo: Blucher, 2010.

PEREIRA, Caio. Estrutura Metálica: Processo executivo, vantagens e desvantagens. **Escola Engenharia**, 2018. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/estrutura-metalica/>>. Acessado em: 5 de novembro de 2018.

REIS, Andréa Prado Abreu. **Reforço de Vigas de Concreto Armado por meio de Barras de Aço Adicionadas ou Chapas de Aço e Argamassa de Alto Desempenho**. 1998. p. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. Disponível em: <[http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1998ME\\_AndreaPradoAbreuReis.pdf](http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1998ME_AndreaPradoAbreuReis.pdf)>. Acessado em: 15 de outubro de 2018.

REIS, L. S. N, (b). **Sobre a Recuperação e Reforço das Estruturas de Concreto Armado**. 2001. p. 114. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001. Disponível em: <[http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUDB-8AKG76/sobre\\_a\\_recupera\\_\\_o\\_e\\_refor\\_o\\_das\\_estruturas\\_do\\_concreto\\_armado.pdf;sequence=1](http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUDB-8AKG76/sobre_a_recupera__o_e_refor_o_das_estruturas_do_concreto_armado.pdf;sequence=1)>. Acessado em: 15 de setembro de 2018.

RIBEIRO, Ana. **Dimensionamento Estrutural De Um Edifício Multifamiliar Em Concreto Armado**. 2011. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Estadual Do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos Dos Goytacazes – RJ. Disponível em: <<http://uenf.br/cct/leciv/files/2015/11/Ana-Paula-Ribeiro-Sarmet-Smiderle-e-Laura-Rebel-Moreira-Alves.pdf>>. Acessado em: 13 de outubro de 2018.

SAMPAIO 2005- SAMPAIO, F. M. **Orçamento e custo da construção**. 2 ed. São Paulo: Hemus, 2005. 289 p.

SANTOS, Paulo Mascarenhas dos; **Comparação de Reforço com Chapas de Aço e Fibras de Carbono em Vigas de Concreto Armado Submetidas à Flexão Simples**. 2008. p. 61. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2008. Disponível em:

<<http://civil.uefs.br/DOCUMENTOS/PAULO%20MASCARENHAS%20DOS%20SANTOS.pdf>>. Acesso em: 20 mar 2018.

SOUZA, Alex Sander Clemente de. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de aço segundo a NBR 8800:2008**. São Carlos: EdUFSCar, 2015.

SOUZA, V.C.M., RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Editora Pini, 1998. 257 p.

STR, Empreendimentos construtora. **Empresa de engenharia**. 2012. Site. Disponível em: < <http://www.strengenharia.com.br/>>. Acessado em: 14 de novembro de 2018.

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. **Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Editora Pini, 2010. 183 p.

TEOBALDO, Izabela Naves Coelho. **Estudo do Aço como Objeto de Reforço Estrutural em Edificações Antigas**. 2004. p. 137. Dissertação (Pós Graduação em Engenharia de Estruturas). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004. Disponível em: <<http://pos.dees.ufmg.br/defesas/179M.PDF>>.

Acessado em: 14 de outubro de 2018.

VALLE, Juliana B S. **Patologia das alvenarias**. 2008. 72f. Monografia – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

ZUCCHI, F. L. **Técnicas para o Reforço de Elementos Estruturais**. 2015. p. 50 Dissertação (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria. 2015. Disponível em: <[http://coral.ufsm.br/engcivil/images/PDF/2\\_2015/TCC\\_FERNANDO%20LUIZ%20ZUCCHI.pdf](http://coral.ufsm.br/engcivil/images/PDF/2_2015/TCC_FERNANDO%20LUIZ%20ZUCCHI.pdf)>. Acessado em: 20 de agosto de 2018.



## APÊNDICES

### APÊNDICE A – Cálculo das combinações

As Combinações são dadas pela expressão seguinte, conforme ABNT NBR 6118:2014:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (11)$$

#### Combinação 01

Sobrecarga (Principal)

Vento X (Secundário)

$$F_d = 1,4 \times 318,9 + 1,4 (78,9 + 0,6 \times 0) \quad (11)$$

$$F_d = 556,92 \text{ kN}$$

#### Combinação 02

Vento X (Principal)

Sobrecarga (Secundário)

$$F_d = 1,4 \times 318,9 + 1,4 (0 + 0,5 \times 78,9) \quad (11)$$

$$F_d = 501,69 \text{ kN}$$

#### Combinação 03

Sobrecarga (Principal)

Vento Y (Secundário)

$$F_d = 1,4 \times 318,9 + 1,4 (78,9 + 0,6 \times 0,5) \quad (11)$$

$$F_d = 557,34 \text{ kN}$$

#### Combinação 04

Vento Y (Principal)

Sobrecarga (Secundário)

$$F_d = 1,4 \times 318,9 + 1,4 (0,5 + 0,5 \times 78,9) \quad (11)$$

$$F_d = 502,39 \text{ kN}$$

A Pior situação deu-se na combinação 03, portanto a carga encontrada:

$$C = 557,34/19,77$$

$$C = 28,19 \text{ kN/m}$$

## APÊNDICE B – Cálculo da viga metálica

Conforme solicitado, o perfil W 310 x 97 Kg/m apresenta:

Peso próprio da viga (PP): 97,0 Kg/m

$97,0 \text{ Kg/m} \times 9,81 = 951,57 \text{ Kg/m}$

$951,57/1000 = 0,9516 \text{ kN/m}$

7,80 m: Comprimento da viga a ser dimensionada

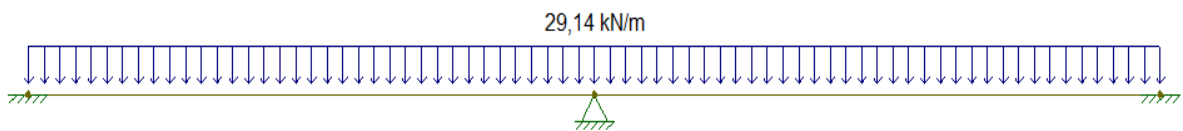
Portanto  $28,19 + 0,9516$ : 29,14 kN/m

Onde:

9,81= Aceleração da gravidade

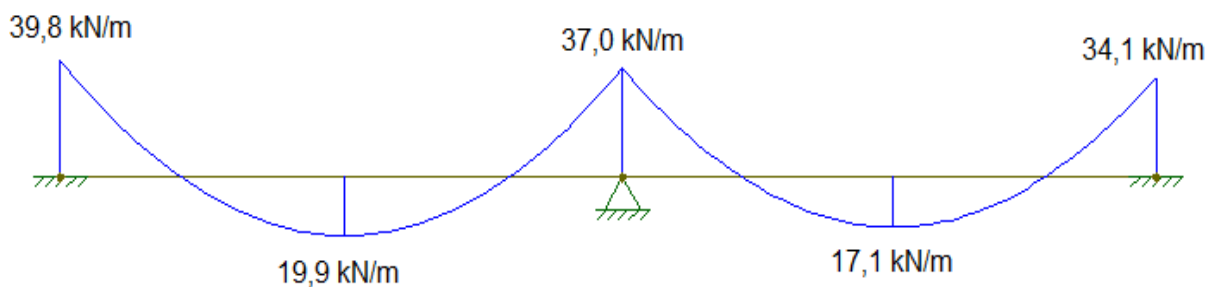
A seguir, as figuras com o carregamento encontrado na viga, esforços solicitantes de momento fletor e valores de força cortante encontrados com apoio do software FTOOL.

Carregamento na viga



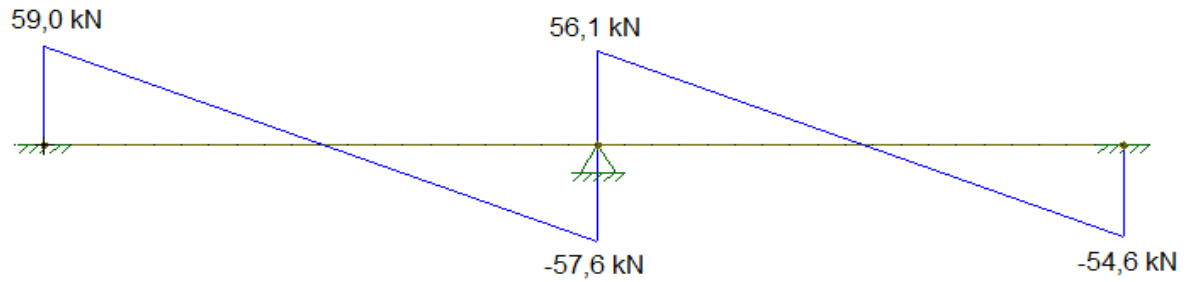
Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

Diagrama de momentos fletores



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

## Valores de força cortante



Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

Cálculo da flambagem local de mesa (FLM):

$$\bullet \lambda_f = \frac{\frac{305}{2}}{15,4} = 9,90 \quad (12)$$

$$\bullet \lambda_p = \frac{0,38\sqrt{20000}}{34,5} = 9,15 \quad (13)$$

Não haverá flambagem local de mesa, pois  $\lambda_f \leq \lambda_p$ , conforme ABNT NBR 8800:2008.  
Momento resistente:

$$\bullet M_{pl} = 1594 \times 34,5 = 54993 \text{ kN.cm} \quad (14)$$

$$\bullet M_{rd} = \frac{54993}{1,1} = 499993 \text{ kN.cm (500 kN.m)} \quad (15)$$

Cálculo da flambagem local da alma (FLA):

$$\bullet \lambda_w = \frac{277,2}{9,9} = 28 \quad (16)$$

$$\bullet \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53 \quad (17)$$

Não haverá flambagem local da alma, pois  $\lambda_w \leq \lambda_p$ , conforme ABNT 8800:2008.  
Momento resistente:

$$\bullet M_{rd} = \frac{54993 \times 34,5}{1,1} = 49993 \text{ kN.cm (500 kN.m)} \quad (18)$$

Cálculo da flambagem lateral com torção (FLT):

$$\bullet \lambda_b = \frac{780}{7,68} = 101,56 \quad (19)$$

$$\bullet \lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,37 \quad (20)$$

Haverá flambagem lateral pelo fato de  $\lambda_b \geq \lambda_p$ . Deve definir qual tipo de flambagem, regime elástico ou plástico, calculando  $\lambda_r$  e  $\beta_1$ , segundo ABNT NBR 8800:2008.

$$\bullet \beta_1 = \frac{(34,5-10,35) \times 1447}{20000 \times 92,12} = 0,019 \quad (21)$$

$$\bullet \sigma_r = 0,3 \times 34,5 = 10,35 \quad (22)$$

$$\bullet \lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{7286 \times 92,12}}{7,68 \times 92,12 \times 0,019} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 1558682 \times 0,019^2}{7286}}} = 139,64 \quad (23)$$

Haverá flambagem lateral com torção em regime inelástico, pois  $\lambda_p \leq \lambda_b \leq \lambda_r$ , conforme ABNT NBR 8800:2008. Momento fletor será dado por:

$$\bullet M_{pl} = 1594 \times 34,5 = 54993 \text{ kN.cm} \quad (24)$$

$$\bullet M_r = 0,7 \times 1447 \times 34,5 = 34945 \text{ kN.cm} \quad (25)$$

Para viga engastada e livre, com cargas uniformemente distribuídas utiliza-se  $C_b = 1,0$ , segundo a ABNT NBR 8800:2008.

$$\bullet M_{rd} = \frac{1,0}{1,1} \cdot \left[ 54993 - (54993 - 34945) \cdot \frac{(101,56 - 42,37)}{139,64 - 42,374} \right] = 38903 \text{ kN.cm} \quad 389 \text{ kN.m} \quad (26)$$

Portando a resistência de cálculo do momento fletor será a menor obtida para os estados limite de FLM, FLA e FLT, então foi realizado a verificação de segurança, conforme ABNT NBR 8800:2008.

- $M_{rd} (389 \text{ kN.m}) \geq M_{sd} (39,8 \text{ kN.m})$  (27)

- $\lambda_w = \frac{277,2}{9,9} = 28$  (28)

- $\frac{a}{h} = \frac{7800}{277,2} = 28,14$  (29)

- $K_v = (5,00 \text{ para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou } \frac{a}{h} > \left[ \frac{260}{\frac{h}{tw}} \right]^2)$  (30)

- $\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{7,80 \times 20000}{34,5}} = 73,97$  (31)

Portanto não haverá flambagem local da alma, pois  $\lambda_w \leq \lambda_p$ , conforme ABNT NBR 8800:2008.

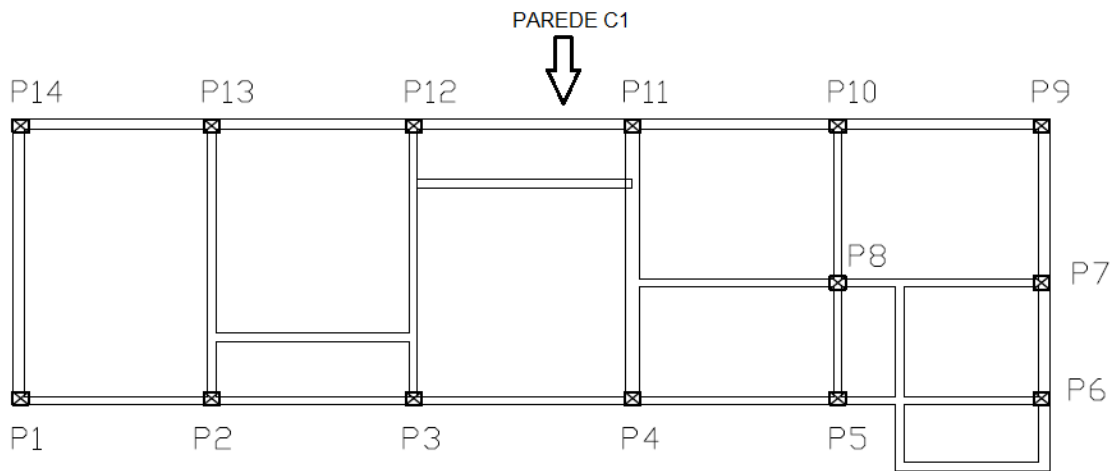
- $A_w = 30,8 \times 0,99 = 30,49 \text{ cm}^2$  (32)

- $V_{pl} = 0,60 \times 30,49 \times 34,5 = 631,14 \text{ kN}$  (33)

- $V_{rd} = \frac{631,14}{1,1} = 573,76 \text{ kN}$  (34)

Por fim foi feito a verificação de segurança, onde:

- $V_{rd} (573,76 \text{ kN}) \geq V_{sd} (59 \text{ kN})$  OK! (35)

**APÊNDICE C – Planta de forma**

Fonte: Elaborado pelos autores (2018)

## ANEXOS

## ANEXO A – LAUDO



Prefeitura Municipal de Caratinga  
Estado de Minas Gerais  
Secretaria Municipal de Defesa Social



Departamento de Defesa Civil  
Caratinga, 23/03/2018

## Parecer

Aos 23 (Vinte e Três) dias do mês de março de 2018, o Departamento de Engenharia desta Prefeitura, através de solicitação da COMPDEC (Coordenadoria Municipal de Proteção e Defesa Civil) vistoriou um imóvel na Praça Cesário Alvim – Nº 208 AP 101, Bairro Centro/Caratinga.

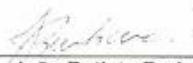
## Procedimento

Mediante a vistoria técnica realizada pelo engenheiro Sebastião Sergio Soares Barros - (Engenheiro Civil da Prefeitura), foi verificado que a um esmagamento da parede do primeiro pavimento deste imóvel, ainda indicou que com a reforma que esta sendo realizada foi verificado que o imóvel não possui pilares de contenção ficando assim em risco de desmoronamento.


## Indicação

A COMPDEC de Caratinga com o intuito de prevenir e preservar a integridade física e a vida de pessoas salienta sobre a urgência de evacuação do imóvel a partir desta data durante todo o período de reforma, pois há um risco iminente de desmoronamento das paredes, e indicado que seja feito o escoramento da laje para segurança dos trabalhadores

É o nosso parecer.

  
João Batista Barbara

Diretor De Departamento de Defesa Civil

  
Bartira Novais  
Proprietária ou responsável pelo imóvel  
CPF: 204.887.966-88

Recebi em:  / /



## ANEXO B – CÁLCULOS EM CONCRETO ARMADO

### Relatório quantitativos de vigas, fornecido pelo software CYPECAD 2016

Materiais: Concreto C20, em geral e Aço: CA-50 e CA-60

	Tipo	A.neg. kg	A.pos. kg	A.est. kg	Total kg	Ø5 kg	Ø6.3 kg	Ø8 kg	Ø10 kg	Ø12.5 kg	Ø16 kg	V.conc. m³
V-202(P13-P12)	Alta		10.7	2.6	13.3	2.6			10.7			0.231
V-203(P12-P11)	Alta	16.9	5.9	2.9	25.7	2.9			22.8			0.251
V-204(P11-P10)	Alta	10.8	10.5	2.8	24.1	2.8			21.3			0.235
V-205(P10-P9)	Alta			2.8	2.8	2.8						0.242

### Relatório arranques em pilares, pilares-paredes e muros por hipótese, fornecido pelo software CYPECAD 2016

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P1	Peso próprio	108.8	0.7	0.1	1.2	0.6	0.0
	Cargas permanentes	67.3	3.6	5.4	7.1	13.9	0.0
	Sobrecarga	31.2	0.1	-0.3	0.2	-0.6	0.0
	Vento +X	-10.5	-5.1	0.7	-4.9	0.6	-0.0
	Vento -X	10.5	5.1	-0.7	4.9	-0.6	0.0
	Vento +Y	-3.7	0.2	-2.1	0.2	-1.9	0.0
	Vento -Y	3.7	-0.2	2.1	-0.2	1.9	-0.0
P2	Peso próprio	180.9	0.2	-0.2	0.1	-0.1	0.0
	Cargas permanentes	114.8	1.1	7.9	1.4	18.9	0.0
	Sobrecarga	58.2	-0.0	-0.8	-0.1	-1.7	0.0
	Vento +X	1.4	-5.8	0.5	-6.5	0.4	-0.0
	Vento -X	-1.4	5.8	-0.5	6.5	-0.4	0.0
	Vento +Y	-4.0	0.3	-1.9	0.3	-1.7	0.0
	Vento -Y	4.0	-0.3	1.9	-0.3	1.7	-0.0
P3	Peso próprio	184.8	0.3	-0.3	0.3	-0.4	0.0
	Cargas permanentes	117.9	1.5	8.1	2.4	18.8	0.0
	Sobrecarga	60.2	0.1	-0.9	0.1	-2.0	0.0
	Vento +X	1.4	-5.7	0.3	-6.3	0.2	-0.0
	Vento -X	-1.4	5.7	-0.3	6.3	-0.2	0.0
	Vento +Y	-3.7	0.3	-1.6	0.3	-1.5	0.0
	Vento -Y	3.7	-0.3	1.6	-0.3	1.5	-0.0
P4	Peso próprio	166.2	0.0	0.2	-0.3	0.4	0.0
	Cargas permanentes	110.7	0.1	10.2	-0.9	22.6	0.0
	Sobrecarga	50.6	-0.1	-0.6	-0.3	-1.3	0.0
	Vento +X	-2.6	-5.7	-0.0	-6.2	-0.1	-0.0
	Vento -X	2.6	5.7	0.0	6.2	0.1	0.0
	Vento +Y	-3.3	0.3	-1.3	0.3	-1.3	0.0
	Vento -Y	3.3	-0.3	1.3	-0.3	1.3	-0.0
P5	Peso próprio	156.8	1.1	0.3	2.1	0.6	0.0
	Cargas permanentes	109.6	8.1	1.4	17.2	2.6	0.0
	Sobrecarga	38.6	0.1	0.1	0.2	0.1	0.0
	Vento +X	-2.6	-5.7	-0.2	-6.4	-0.2	-0.0
	Vento -X	2.6	5.7	0.2	6.4	0.2	0.0
	Vento +Y	-6.5	0.3	-1.3	0.3	-1.5	0.0
	Vento -Y	6.5	-0.3	1.3	-0.3	1.5	-0.0
P6	Peso próprio	126.7	-0.6	-0.4	-1.7	-1.2	0.0
	Cargas permanentes	85.9	-5.5	-3.1	-13.6	-8.1	0.0
	Sobrecarga	26.4	0.0	-0.1	-0.1	-0.2	0.0
	Vento +X	9.5	-5.0	-0.4	-4.8	-0.5	-0.0
	Vento -X	-9.5	5.0	0.4	4.8	0.5	0.0
	Vento +Y	-5.1	0.2	-1.0	0.2	-1.2	0.0
	Vento -Y	5.1	-0.2	1.0	-0.2	1.2	-0.0

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P7	Peso próprio	108.8	-0.1	0.4	-0.4	0.7	0.0
	Cargas permanentes	62.4	-2.2	3.0	-5.6	5.6	0.0
	Sobrecarga	28.2	0.2	0.1	0.4	0.1	0.0
	Vento +X	11.3	-4.9	-0.5	-4.7	-0.7	-0.0
	Vento -X	-11.3	4.9	0.5	4.7	0.7	0.0
	Vento +Y	1.3	0.0	-1.2	0.0	-1.6	0.0
	Vento -Y	-1.3	-0.0	1.2	-0.0	1.6	-0.0
P8	Peso próprio	201.2	0.0	0.2	-0.2	0.4	0.0
	Cargas permanentes	118.1	-2.4	1.4	-6.0	2.6	0.0
	Sobrecarga	67.2	0.2	0.1	0.3	0.1	0.0
	Vento +X	-5.5	-5.2	-0.2	-5.3	-0.3	-0.0
	Vento -X	5.5	5.2	0.2	5.3	0.3	0.0
	Vento +Y	2.1	0.0	-1.5	0.0	-2.0	0.0
	Vento -Y	-2.1	-0.0	1.5	-0.0	2.0	-0.0
P9	Peso próprio	69.9	-0.4	-0.1	-1.0	-0.5	0.0
	Cargas permanentes	46.6	-3.7	-1.0	-8.2	-3.5	0.0
	Sobrecarga	16.9	0.0	-0.0	-0.1	-0.1	0.0
	Vento +X	11.5	-4.7	-0.4	-4.4	-0.5	-0.0
	Vento -X	-11.5	4.7	0.4	4.4	0.5	0.0
	Vento +Y	3.9	-0.2	-0.9	-0.2	-1.1	0.0
	Vento -Y	-3.9	0.2	0.9	0.2	1.1	-0.0
P10	Peso próprio	124.6	-0.1	-0.2	-0.2	-0.6	0.0
	Cargas permanentes	81.5	0.0	-1.3	0.2	-3.6	0.0
	Sobrecarga	37.5	-0.0	-0.1	-0.1	-0.2	0.0
	Vento +X	-0.4	-5.3	-0.2	-5.9	-0.2	-0.0
	Vento -X	0.4	5.3	0.2	5.9	0.2	0.0
	Vento +Y	4.4	-0.3	-1.2	-0.3	-1.3	0.0
	Vento -Y	-4.4	0.3	1.2	0.3	1.3	-0.0
P11	Peso próprio	155.8	-0.3	-0.2	-0.7	-0.4	0.0
	Cargas permanentes	115.3	-0.8	-9.7	-1.6	-21.4	0.0
	Sobrecarga	52.0	-0.2	0.5	-0.4	1.1	0.0
	Vento +X	-1.9	-5.2	0.1	-5.7	0.1	-0.0
	Vento -X	1.9	5.2	-0.1	5.7	-0.1	0.0
	Vento +Y	3.2	-0.3	-1.3	-0.3	-1.3	0.0
	Vento -Y	-3.2	0.3	1.3	0.3	1.3	-0.0
P12	Peso próprio	173.7	0.0	0.4	-0.0	1.1	0.0
	Cargas permanentes	112.9	0.3	-6.9	0.9	-14.6	0.0
	Sobrecarga	62.4	0.0	1.0	-0.1	2.2	0.0
	Vento +X	0.4	-5.2	0.3	-5.8	0.2	-0.0
	Vento -X	-0.4	5.2	-0.3	5.8	-0.2	0.0
	Vento +Y	3.7	-0.3	-1.6	-0.3	-1.5	0.0
	Vento -Y	-3.7	0.3	1.6	0.3	1.5	-0.0
P13	Peso próprio	170.2	-0.0	0.1	-0.1	0.6	0.0
	Cargas permanentes	109.4	-0.1	-7.8	-0.2	-16.0	0.0
	Sobrecarga	59.5	-0.0	0.8	-0.1	1.9	0.0
	Vento +X	0.0	-5.4	0.5	-6.0	0.4	-0.0
	Vento -X	-0.0	5.4	-0.5	6.0	-0.4	0.0
	Vento +Y	4.0	-0.3	-1.9	-0.3	-1.7	0.0
	Vento -Y	-4.0	0.3	1.9	0.3	1.7	-0.0
P14	Peso próprio	106.3	0.4	-0.8	1.0	-1.2	0.0
	Cargas permanentes	71.1	3.0	-8.9	6.8	-17.9	0.0
	Sobrecarga	32.3	0.1	0.2	0.1	0.4	0.0
	Vento +X	-12.0	-4.7	0.6	-4.5	0.6	-0.0
	Vento -X	12.0	4.7	-0.6	4.5	-0.6	0.0
	Vento +Y	3.7	-0.2	-2.1	-0.2	-1.9	0.0
	Vento -Y	-3.7	0.2	2.1	0.2	1.9	-0.0

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN-m)
C1	Peso próprio	258.7	-260.9	0.0	-2.7	0.0	-0.0
	Cargas permanentes	60.2	-94.6	0.0	-2.1	0.0	-0.0
	Sobrecarga	78.9	-122.7	0.0	-3.1	0.0	-0.0
	Vento +X	-0.0	73.6	0.0	16.3	0.0	0.0
	Vento -X	0.0	-73.6	-0.0	-16.3	-0.0	-0.0
	Vento +Y	0.5	4.0	-0.0	-0.5	-0.0	0.0
	Vento -Y	-0.5	-4.0	0.0	0.5	0.0	-0.0
C2	Peso próprio	37.7	-0.0	-1.5	-0.0	-0.5	0.0
	Cargas permanentes	5.9	-0.0	0.6	-0.0	0.1	0.0
	Sobrecarga	8.1	-0.0	1.0	-0.0	0.2	0.0
	Vento +X	0.1	-0.0	-2.6	-0.0	-0.5	-0.0
	Vento -X	-0.1	0.0	2.6	0.0	0.5	0.0
	Vento +Y	0.0	0.0	8.7	0.0	1.8	0.0
	Vento -Y	-0.0	-0.0	-8.7	-0.0	-1.8	-0.0
C3	Peso próprio	25.1	0.0	1.5	0.0	0.8	0.0
	Cargas permanentes	1.2	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0
	Sobrecarga	2.4	0.0	0.3	0.0	-0.0	0.0
	Vento +X	-0.0	-0.0	-2.0	-0.0	-0.4	-0.0
	Vento -X	0.0	0.0	2.0	0.0	0.4	0.0
	Vento +Y	0.3	0.0	8.0	0.0	1.8	0.0
	Vento -Y	-0.3	-0.0	-8.0	-0.0	-1.8	-0.0
C4	Peso próprio	25.0	-0.0	-1.6	-0.0	-1.5	-0.0
	Cargas permanentes	1.1	-0.0	-0.4	-0.0	-0.7	-0.0
	Sobrecarga	2.2	-0.0	-0.6	-0.0	-0.9	-0.0
	Vento +X	-0.2	-0.0	-0.5	-0.0	0.1	-0.0
	Vento -X	0.2	0.0	0.5	0.0	-0.1	0.0
	Vento +Y	0.3	-0.0	7.5	-0.0	1.8	-0.0
	Vento -Y	-0.3	0.0	-7.5	0.0	-1.8	0.0
C5	Peso próprio	29.3	0.0	-7.2	0.0	-3.4	0.0
	Cargas permanentes	2.9	0.0	-0.3	0.0	-0.3	0.0
	Sobrecarga	4.9	0.0	0.0	0.0	-0.2	0.0
	Vento +X	-0.1	-0.0	0.2	-0.0	0.1	-0.0
	Vento -X	0.1	0.0	-0.2	0.0	-0.1	0.0
	Vento +Y	0.0	-0.0	7.1	0.0	1.8	-0.0
	Vento -Y	-0.0	0.0	-7.1	-0.0	-1.8	0.0
C6	Peso próprio	83.6	-0.0	-24.5	-0.0	-2.6	-0.0
	Cargas permanentes	18.6	-0.0	-3.1	-0.0	0.2	-0.0
	Sobrecarga	24.6	-0.0	-4.4	-0.0	0.2	-0.0
	Vento +X	-0.8	-0.0	1.2	0.0	0.3	0.0
	Vento -X	0.8	0.0	-1.2	-0.0	-0.3	-0.0
	Vento +Y	-0.1	0.0	5.4	0.0	1.7	0.0
	Vento -Y	0.1	-0.0	-5.4	-0.0	-1.7	-0.0
C8	Peso próprio	286.0	-223.5	-0.0	-21.1	-0.0	0.0
	Cargas permanentes	57.7	-94.1	-0.0	-5.2	-0.0	0.0
	Sobrecarga	75.3	-114.7	-0.0	-6.1	-0.0	0.0
	Vento +X	-0.3	88.2	0.0	18.0	0.0	-0.0
	Vento -X	0.3	-88.2	-0.0	-18.0	-0.0	0.0
	Vento +Y	-0.6	-5.1	-0.0	0.3	-0.0	0.0
	Vento -Y	0.6	5.1	0.0	-0.3	0.0	0.0
C9	Peso próprio	9.0	-3.9	-0.0	-2.9	-0.0	0.0
	Cargas permanentes	0.7	-1.6	-0.0	-1.2	-0.0	0.0
	Sobrecarga	1.1	-2.0	-0.0	-1.5	-0.0	0.0
	Vento +X	0.1	1.5	-0.0	1.3	-0.0	-0.0
	Vento -X	-0.1	-1.5	0.0	-1.3	0.0	0.0
	Vento +Y	-0.6	0.1	0.0	0.0	0.0	-0.0
	Vento -Y	0.6	-0.1	-0.0	-0.0	-0.0	0.0

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
C10	Peso próprio	29.2	-10.3	-0.0	-3.1	-0.0	0.0
	Cargas permanentes	3.5	-3.0	-0.0	-0.9	-0.0	0.0
	Sobrecarga	4.5	-4.2	-0.0	-1.4	-0.0	0.0
	Vento +X	2.3	11.9	-0.0	3.6	-0.0	0.0
	Vento -X	-2.3	-11.9	0.0	-3.6	0.0	-0.0
	Vento +Y	-0.1	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
	Vento -Y	0.1	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0
C11	Peso próprio	19.7	51.8	-0.0	26.3	-0.0	-0.0
	Cargas permanentes	0.9	14.2	-0.0	8.7	-0.0	-0.0
	Sobrecarga	1.3	18.4	-0.0	11.2	-0.0	-0.0
	Vento +X	2.7	5.5	0.0	2.0	0.0	0.0
	Vento -X	-2.7	-5.5	-0.0	-2.0	-0.0	-0.0
	Vento +Y	-0.1	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	-0.0
	Vento -Y	0.1	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
C14	Peso próprio	6.8	7.1	0.0	4.1	-0.0	-0.0
	Cargas permanentes	0.2	1.2	0.0	0.8	-0.0	-0.0
	Sobrecarga	0.4	1.6	0.0	1.0	-0.0	-0.0
	Vento +X	0.0	0.7	0.0	0.6	0.0	-0.0
	Vento -X	-0.0	-0.7	-0.0	-0.6	-0.0	0.0
	Vento +Y	0.1	0.2	-0.0	0.1	-0.0	-0.0
	Vento -Y	-0.1	-0.2	0.0	-0.1	0.0	0.0
C16	Peso próprio	6.6	-0.0	1.7	-0.0	-3.1	-0.0
	Cargas permanentes	0.9	-0.0	-0.6	-0.0	-1.2	-0.0
	Sobrecarga	1.2	-0.0	-0.9	-0.0	-1.7	-0.0
	Vento +X	-0.8	0.0	-0.1	0.0	0.1	0.0
	Vento -X	0.8	-0.0	0.1	-0.0	-0.1	-0.0
	Vento +Y	0.0	0.0	0.2	0.0	0.2	0.0
	Vento -Y	-0.0	-0.0	-0.2	-0.0	-0.2	-0.0
C17	Peso próprio	0.4	-0.0	3.0	0.0	4.7	0.0
	Cargas permanentes	-0.1	-0.0	-0.0	-0.0	0.3	0.0
	Sobrecarga	-0.1	-0.0	-0.0	-0.0	0.4	0.0
	Vento +X	-0.2	0.0	-0.4	-0.0	-0.3	-0.0
	Vento -X	0.2	-0.0	0.4	0.0	0.3	0.0
	Vento +Y	0.1	0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
	Vento -Y	-0.1	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
C18	Peso próprio	95.5	0.0	-16.0	-0.0	4.9	-0.0
	Cargas permanentes	15.9	0.0	1.0	-0.0	1.3	-0.0
	Sobrecarga	20.2	0.0	0.7	-0.0	1.5	-0.0
	Vento +X	-1.1	-0.0	1.8	0.0	0.7	0.0
	Vento -X	1.1	0.0	-1.8	-0.0	-0.7	-0.0
	Vento +Y	0.3	0.0	3.7	-0.0	1.6	-0.0
	Vento -Y	-0.3	-0.0	-3.7	0.0	-1.6	0.0

## Relatório de quantitativo de pilares, fornecido pelo software CYPECAD 2016

Tabela resumo - Cintamento							
Pilares	Dimensões (cm)	Fôrmas (m²)	Concreto C20, em geral (m³)	Armaduras CA-50 e CA-60			Taxa (kg/m³)
				Longitudinal Ø12.5 (kg)	Estribos Ø6.3 (kg)	Total +10 % (kg)	
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13 e P14	30x25	18.48	1.26	191.8	33.6	247.9	178.89
<b>Total</b>		<b>18.48</b>	<b>1.26</b>	<b>191.8</b>	<b>33.6</b>	<b>247.9</b>	<b>178.89</b>

Tabela resumo - Laje 01					
Pilares	Dimensões (cm)	Fôrmas (m²)	Concreto C20, em geral (m³)	Armaduras CA-50 e CA-60 Estribos Ø6.3 Ø10 (kg)	Taxa (kg/m³)
P1, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11 e P14	30x25	10.89	0.72	21.6	-
P2, P3 e P12	30x25	3.63	0.24	-	52.5
P4 e P13	30x25	2.42	0.16	-	29.0
<b>Total</b>		<b>16.94</b>	<b>1.12</b>	<b>21.6</b>	<b>81.5</b>

Tabela resumo - Laje 02							
Pilares	Dimensões (cm)	Fôrmas (m²)	Concreto C20, em geral (m³)	Armaduras CA-50 e CA-60			Taxa (kg/m³)
				Longitudinal Ø12.5 (kg)	Estribos Ø6.3 (kg)	Total +10 % (kg)	
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13 e P14	30x25	41.58	2.80	183.4	67.2	275.7	89.50
<b>Total</b>		<b>41.58</b>	<b>2.80</b>	<b>183.4</b>	<b>67.2</b>	<b>275.7</b>	<b>89.50</b>

## Relatório de armadura de pilares, fornecido pelo software CYPECAD 2016

Armadura de pilares									
Concreto: C20, em geral									
Pilar	Geometria			Armaduras				Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras		Estribos			
				Cantos	Taxa (%)	Descrição <sup>(1)</sup>	Espaçamento (cm)		
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	56.7	Passa
P5	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	39.9	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ6.3	15	76.5	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	82.5	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	54.6	Passa
P6	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	34.9	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ6.3	15	56.9	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	70.0	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	45.5	Passa
P7	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	35.3	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ6.3	15	38.2	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	34.8	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	34.8	Passa
P8	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	49.9	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ6.3	15	50.7	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	61.5	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	61.5	Passa
P9	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	28.9	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ6.3	15	30.0	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	46.0	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	29.3	Passa
P10	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	32.8	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ6.3	15	32.8	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	38.9	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	38.9	Passa
P11	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	45.6	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ6.3	15	99.0	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	77.9	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	55.7	Passa
P12	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	57.2	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ10	5	78.1	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	68.9	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	55.7	Passa
P13	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	56.5	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ10	6	73.5	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	66.7	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	54.2	Passa
P14	Laje 02	30x25	3.00/5.70	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	40.0	Passa
	Laje 01	30x25	1.50/2.60		0.65	1eØ6.3	15	68.5	Passa
	Cintamento	30x25	0.00/1.20	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	15	74.6	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	0.65	1eØ6.3	-	49.6	Passa

Notas:  
<sup>(1)</sup> e = estribo, r = ramo

## Relatório de verificação de estado de limite ultimo nos pilares P9, P10 e P11, paredes e muros/cortinas por ações e piso fornecido pelo software CYPECAD 2016

### 2.9.- P9

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Secção de betão													Estado
			Verificações					Esforços desfavoráveis								
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)	Qy (kN)		
Laje 02 (3 - 6 m)	30x25	Ext.Superior	Passa	Passa	17.8	23.3	23.3	AP, SCU, V <sup>(2)</sup>	Q,N,M	90.9	-2.2	-8.7	7.7	-1.5	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	17.8	28.9	28.9	AP, SCU, V <sup>(2)</sup>	Q,N,M	97.8	1.7	12.0	7.7	-1.5	Passa	
Laje 01 (1.5 - 3 m)	30x25	Ext.Superior	Passa	Passa	22.9	16.0	22.9	AP, SCU, V <sup>(3)</sup>	Q,N,M	131.8	-0.1	-5.1	12.7	-3.5	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	30.0	23.6	30.0	AP, SCU, V <sup>(2)</sup>	Q,N,M	128.5	3.7	9.5	12.8	-3.5	Passa	
Cintamento (0 - 1.5 m)	30x25	Ext.Superior	Passa	Passa	46.0	30.8	46.0	AP, SCU, V <sup>(2)</sup>	Q,N,M	189.2	-5.3	-11.1	19.5	-6.2	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	45.5	29.3	45.5	AP, SCU, V <sup>(2)</sup>	Q,N,M	192.3	2.1	12.3	19.5	-6.2	Passa	
Fundação	30x25	Elemento de Fundação	N.p. <sup>(1)</sup>	N.p. <sup>(1)</sup>	8.8	29.3	29.3	AP, SCU, V <sup>(2)</sup>	Q,N,M	192.3	2.1	12.3	19.5	-6.2	Passa	

Notas:  
 (1) A verificação não é necessária  
 (2) 1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·V(+X)  
 (3) 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(+X)

### 2.10.- P10

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Secção de betão													Estado
			Verificações					Esforços desfavoráveis								
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)	Qy (kN)		
Laje 02 (3 - 6 m)	30x25	Ext.Superior	Passa	Passa	13.9	28.9	28.9	AP, V <sup>(2)</sup>	Q	107.8	-1.8	5.5	-6.0	-0.9	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	14.3	32.8	32.8	AP, SCU, V <sup>(3)</sup>	N,M	189.1	-3.4	3.5	-3.9	-1.9	Passa	
Laje 01 (1.5 - 3 m)	30x25	3 m	N.p. <sup>(1)</sup>	N.p. <sup>(1)</sup>	2.7	32.8	32.8	AP, SCU, V <sup>(4)</sup>	Q,N,M	176.9	1.4	-11.1	-6.2	-1.6	Passa	
		Ext.Superior	Passa	Passa	16.4	27.8	27.8	AP, V <sup>(2)</sup>	Q	137.3	-0.1	4.7	-10.2	-2.1	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	21.9	29.2	29.2	AP, SCU, V <sup>(3)</sup>	N,M	241.5	-0.1	3.4	-7.6	-3.0	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	21.9	29.2	29.2	AP, V <sup>(2)</sup>	Q	139.3	2.3	-6.5	-10.2	-2.1	Passa	
Cintamento (0 - 1.5 m)	30x25	Ext.Superior	Passa	Passa	12.4	38.0	38.0	AP, SCU, V <sup>(5)</sup>	Q	309.7	-5.2	-2.8	8.5	-6.5	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	14.7	38.9	38.9	AP, SCU, V <sup>(6)</sup>	N,M	340.2	-5.6	-0.3	0.5	-7.5	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	14.7	38.9	38.9	AP, V <sup>(7)</sup>	Q	204.6	1.9	7.3	8.3	-4.6	Passa	
Fundação	30x25	Elemento de Fundação	N.p. <sup>(1)</sup>	N.p. <sup>(1)</sup>	4.7	38.9	38.9	AP, SCU, V <sup>(5)</sup>	Q	312.8	2.6	7.4	8.5	-6.5	Passa	
								AP, SCU, V <sup>(8)</sup>	N,M	339.1	2.6	4.6	5.3	-6.6	Passa	

### 2.11.- P11

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Secção de betão													Estado
			Verificações					Esforços desfavoráveis								
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)	Qy (kN)		
Laje 02 (3 - 6 m)	30x25	Ext.Superior	Passa	Passa	14.8	39.8	39.8	AP, SCU, V <sup>(2)</sup>	Q	213.2	-8.4	0.5	-0.7	-6.6	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	17.9	45.6	45.6	AP, SCU, V <sup>(3)</sup>	N,M	236.4	-8.0	4.0	-4.5	-6.0	Passa	
Laje 01 (1.5 - 3 m)	30x25	Ext.Superior	Passa	Passa	99.0	55.5	99.0	AP, SCU, V <sup>(4)</sup>	Q,N,M	218.3	6.8	-12.1	-6.7	-5.1	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	99.0	63.6	99.0	AP, SCU, V <sup>(3)</sup>	Q,N,M	315.6	-20.2	6.2	-10.4	-41.5	Passa	
Cintamento (0 - 1.5 m)	30x25	Ext.Superior	Passa	Passa	77.9	65.8	77.9	AP, V <sup>(5)</sup>	Q	380.1	-23.6	-2.4	3.6	-32.9	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	77.5	55.7	77.5	AP, SCU, V <sup>(6)</sup>	N,M	451.5	-22.4	-2.9	4.0	-30.7	Passa	
		Ext.Inferior	Passa	Passa	77.5	55.7	77.5	AP, V <sup>(5)</sup>	Q	383.2	15.9	1.8	3.6	-32.9	Passa	
Fundação	30x25	Elemento de Fundação	N.p. <sup>(1)</sup>	N.p. <sup>(1)</sup>	14.6	55.7	55.7	AP, SCU, V <sup>(6)</sup>	N,M	454.6	14.5	1.9	4.0	-30.7	Passa	
								AP, V <sup>(5)</sup>	Q	383.2	15.9	1.8	3.6	-32.9	Passa	
								AP, SCU, V <sup>(6)</sup>	N,M	454.6	14.5	1.9	4.0	-30.7	Passa	

**Relatório de somatório de esforços em pilares, paredes e muros/cortinas por ações e piso fornecido pelo software CYPECAD 2016**

<b>Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)</b>								
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
Laje 03	9.00	Peso próprio	566.5	6002.3	1402.3	-0.0	-0.0	-0.0
		Cargas permanentes	116.7	1169.7	311.1	0.0	-0.0	-0.0
		Sobrecarga	153.5	1539.1	409.3	0.0	-0.0	-0.0
		Vento +X	0.0	37.2	-0.0	12.4	-0.0	-25.7
		Vento -X	-0.0	-37.2	0.0	-12.4	0.0	25.7
		Vento +Y	0.0	0.0	10.2	0.0	3.4	33.8
		Vento -Y	-0.0	-0.0	-10.2	-0.0	-3.4	-33.8
Laje 02	6.00	Peso próprio	912.2	9837.2	2233.7	0.6	-0.9	3.7
		Cargas permanentes	169.5	1732.7	450.3	0.1	-0.4	-0.2
		Sobrecarga	224.8	2292.6	597.0	0.1	-0.4	-0.1
		Vento +X	1.7	200.9	3.5	41.5	0.0	-86.6
		Vento -X	-1.7	-200.9	-3.5	-41.5	-0.0	86.6
		Vento +Y	0.2	4.0	43.8	0.0	10.7	106.4
		Vento -Y	-0.2	-4.0	-43.8	-0.0	-10.7	-106.4
Laje 01	3.00	Peso próprio	1471.1	15523	3685.7	-0.0	0.0	-0.0
		Cargas permanentes	330.2	3297.3	885.8	-0.0	0.0	-0.0
		Sobrecarga	434.5	4338.5	1165.5	-0.0	0.0	-0.0
		Vento +X	0.0	313.8	0.0	56.6	-0.0	-118.0
		Vento -X	-0.0	-313.8	-0.0	-56.6	0.0	118.0
		Vento +Y	-0.0	-0.0	86.3	0.0	15.6	153.9
		Vento -Y	0.0	0.0	-86.3	-0.0	-15.6	-153.9
Cintamento	1.50	Peso próprio	1835.0	19318	4610.5	-0.0	0.0	-0.0
		Cargas permanentes	454.7	4557.4	1210.2	-0.0	0.0	-0.0
		Sobrecarga	598.3	5996.6	1592.4	-0.0	0.0	-0.0
		Vento +X	0.0	418.7	0.0	69.9	-0.0	-145.8
		Vento -X	-0.0	-418.7	-0.0	-69.9	0.0	145.8
		Vento +Y	-0.0	-0.0	115.2	0.0	19.2	190.3
		Vento -Y	0.0	0.0	-115.2	-0.0	-19.2	-190.3

## Relatório de alvenaria de blocos, fornecido pelo software CYPECAD 2016

Tabela de materiais para alvenarias de blocos de concreto				
Muros	Série de blocos		Bloco	
	Nome	Descrição	Nome	Geometria
Em todos os muros	Bloco 13	E: 0.78 GPa v: 0.25 γ: 13.00 kN/m <sup>3</sup> fd: 0.98 MPa fvd: 0.07 MPa	Sérif	Bloco: 19.0 x 9.0 x 14.0 1/2 Bloco: 9.0 x 9.0 x 14.0
<p>Notação:</p> <p>E: Módulo de elasticidade v: Módulo de poisson γ: Peso específico fd: Resistência de cálculo à compressão fvd: Resistência de cálculo ao esforço cortante fxd,v: Resistência de cálculo à flexão vertical (em torno do eixo horizontal) fxd,h: Resistência de cálculo à flexão horizontal (em torno do eixo vertical)</p>				

Laje 02				
Referência	Juntas verticais (mm)	Número	Reforços	
			Vertical	Horizontal
C1	9	98 + (1/2)	34Ø25	18 x 2Ø6.3
C2	10	26 + (1/2)		
C3, C4 e C5	9	25 + (1/2)		
C6	9	25 + (1/2)	10Ø12.5	18 x 2Ø6.3
C8	9	98		
C9	12	18 + (1/2)		18 x 2Ø6.3
C10	9	19		
C11	10	19		
C14	10	14		
C16	9	10 + (1/2)		
C17	9	6 + (1/2)		
C18	10	33	24Ø25	18 x 2Ø6.3
<p>Em todos os muros (Laje 02)</p> <p>Juntas horizontais: 15 mm Nº Fiadas: 18 Blocos: Sérif Nota: O número de blocos é orientativo, não se levam em conta as aberturas nem os encontros com outros muros.</p>				

Laje 03			
Referência	Juntas verticais (mm)	Número	Reforços horizontais
C1	9	98 + (1/2)	7 x 2Ø6.3
C2	10	26 + (1/2)	7 x 2Ø6.3
C3 e C4	9	25 + (1/2)	
C5 e C6	9	25 + (1/2)	18 x 2Ø6.3
C8	9	98	18 x 2Ø6.3
C9	12	18 + (1/2)	7 x 2Ø6.3
C10	9	19	18 x 2Ø6.3
C11	10	19	18 x 2Ø6.3
C14	10	14	7 x 2Ø6.3
C16	9	10 + (1/2)	7 x 2Ø6.3
C17	9	6 + (1/2)	7 x 2Ø6.3
C18	10	33	7 x 2Ø6.3
<p>Em todos os muros (Laje 03)</p> <p>Juntas horizontais: 15 mm Nº Fiadas: 18 Blocos: Sérif Nota: O número de blocos é orientativo, não se levam em conta as aberturas nem os encontros com outros muros.</p>			



## Relatório de verificação de resistência das vigas 204 e 205, fornecido pelo software CYPECAD 2016

Vigas	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)											Estado				
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TN <sub>M<sub>x</sub></sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>x<sub>s</sub>t</sub>		TV <sub>y<sub>s</sub>t</sub>	T <sub>Disp.sl</sub>	T <sub>Geom.sl</sub>	T <sub>Arm.sl</sub>
V-204: P11 - P10				x: 0 m Passa		N.P. <sup>(1)</sup>		x: 1.78 m Passa			N.P. <sup>(1)</sup>		N.P. <sup>(2)</sup>			<b>PASSA</b>
V-205: P10 - P9				x: 0 m Passa		N.P. <sup>(1)</sup>		x: 2.13 m Passa			N.P. <sup>(1)</sup>		N.P. <sup>(2)</sup>			<b>PASSA</b>

## Relatório de verificação de fissuração das vigas 204 e 205, fornecido pelo software CYPECAD 2016

Vigas	VERIFICAÇÕES DE FISSURAÇÃO (ABNT NBR 6118:2014)					Estado
	W <sub>k,F,sup.</sub>	W <sub>k,F,Lat.Dir.</sub>	W <sub>k,F,inf.</sub>	W <sub>k,F,Lat.Esq.</sub>	σ <sub>s</sub>	
V-204: P11 - P10	x: 0 m Passa	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 1.78 m Passa	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	<b>PASSA</b>
V-205: P10 - P9	x: 0 m Passa	N.P. <sup>(1)</sup>	x: 2.13 m Passa	N.P. <sup>(1)</sup>	N.P. <sup>(2)</sup>	<b>PASSA</b>

## Relatório de verificação de flechas das vigas 204 e 205, fornecido pelo software CYPECAD 2016

Verificações de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	No tempo infinito (Quase permanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Mín.}(10.00, L/500)$	Estado
V-204: P11 - P10	$f_{i,Q}$ : 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$ : 10.33 mm	$f_{T,max}$ : 0.41 mm $f_{T,lim}$ : 14.46 mm	$f_{A,max}$ : 0.03 mm $f_{A,lim}$ : 0.34 mm	<b>PASSA</b>
V-205: P10 - P9	$f_{i,Q}$ : 0.08 mm $f_{i,Q,lim}$ : 10.24 mm	$f_{T,max}$ : 0.39 mm $f_{T,lim}$ : 14.34 mm	$f_{A,max}$ : 0.07 mm $f_{A,lim}$ : 0.94 mm	<b>PASSA</b>

## ANEXO C – TABELA DE PERFIS

DESIGNAÇÃO	Massa Linear [kg/m]	Área A [cm <sup>2</sup> ]	DIMENSÕES										EIXO X - X				EIXO Y - Y				Propried. torção			Esbeltez local		f <sub>r</sub> =34,5kN/cm <sup>2</sup>	λ <sub>r</sub> [cm]
			d [mm]	b <sub>y</sub> [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	h [mm]	d' [mm]	i <sub>x</sub> [cm <sup>2</sup> ]	W <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	r <sub>x</sub> [cm]	Z <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm <sup>2</sup> ]	W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	r <sub>y</sub> [cm]	Z <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	I <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	C <sub>w</sub> [cm <sup>6</sup> ]	b <sub>y</sub> /2t <sub>w</sub> [-]	d'/t <sub>w</sub> [-]	r <sub>1</sub> [cm]						
W 310 x 28,3	28,6	36,5	309	102	6,0	8,9	291,2	271,20	5600	356	12,28	412	158	31	2,08	49	8,14	35441	5,73	45,20	2,55	127	131				
W 310 x 32,7	33,1	42,1	313	102	6,6	10,8	291,4	271,40	6670	420	12,49	485	192	38	2,13	60	12,91	43612	4,72	41,12	2,58	131	119				
W 310 x 38,7	36,0	49,7	310	165	5,8	9,7	290,6	270,60	8681	554	13,14	615	727	88	3,82	135	13,20	193728	8,51	46,06	4,38	119	124				
W 310 x 44,5	44,9	57,2	313	196	6,6	11,2	290,6	270,60	9697	639	13,22	713	855	103	3,87	158	19,90	194433	7,41	41,00	4,41	131	148				
W 310 x 52,0	52,6	67,0	317	167	7,6	13,2	290,6	270,60	11608	751	13,33	842	1026	123	3,91	189	31,81	236422	6,33	35,61	4,45	140	158				
W 310 x 97,0	97,0	123,6	308	305	9,9	15,4	277,2	245,20	22284	1447	13,43	1594	7286	478	7,68	725	92,12	1558682	9,90	24,77	8,38	140	148				
W 310 x 107,0	107,1	136,4	311	306	10,9	17,0	277,0	245,00	24839	1597	13,49	1768	8123	531	7,72	806	122,68	1754271	9,00	22,48	8,41	148	158				
W 310 x 117,0	117,7	149,9	314	307	11,9	18,7	276,6	244,80	27563	1756	13,56	1953	9024	588	7,76	893	181,61	1965950	8,21	20,55	8,44	158	121				
W 360 x 32,9	33,0	42,1	349	127	5,8	8,5	332,0	308,00	8358	479	14,06	548	261	46	2,63	72	9,15	84111	7,47	53,10	3,20	121	124				
W 360 x 39,0	39,4	50,2	353	128	6,5	10,7	331,6	307,60	10331	585	14,35	688	375	59	2,73	92	15,83	106551	5,98	47,32	3,27	124	120				
W 360 x 44,0	45,3	57,7	352	171	6,9	9,8	332,4	308,40	12259	696	14,58	794	818	96	3,77	148	16,70	239091	8,72	44,70	4,43	120	123				
W 360 x 51,0	50,9	64,8	355	171	7,2	11,6	331,8	307,80	14222	801	14,81	900	968	113	3,87	175	24,65	284994	7,37	42,75	4,49	123	127				
W 360 x 57,8	56,9	72,5	358	172	7,9	13,1	331,8	307,80	16143	902	14,92	1015	1113	129	3,92	200	34,45	330394	6,56	38,96	4,53	127	127				
W 360 x 64,0	64,1	81,7	347	203	7,7	13,5	320,0	288,00	17890	1031	14,80	1148	1885	186	4,80	285	44,57	523582	7,52	37,40	5,44	127	133				
W 360 x 72,0	71,7	91,3	350	204	8,6	15,1	319,8	287,80	20169	1152	14,88	1286	2140	210	4,84	322	61,19	590082	6,75	33,47	5,47	133	139				
W 360 x 79,0	79,4	101,2	354	205	9,4	16,8	320,4	288,40	22713	1283	14,98	1437	2416	236	4,89	362	82,41	665701	6,10	30,89	5,51	139	121				
W 410 x 38,8	38,5	50,3	399	140	6,4	8,8	381,4	357,40	12777	640	15,94	737	404	58	2,83	91	11,69	153190	7,95	55,84	3,49	121	123				
W 410 x 46,1	46,5	59,2	403	140	7,0	11,2	380,6	356,60	15690	779	16,27	891	514	73	2,95	115	20,06	196571	6,25	50,94	3,55	123	120				
W 410 x 53,0	53,7	68,4	403	177	7,5	10,9	381,2	357,20	18734	930	16,55	1052	1009	114	3,84	177	23,39	387194	8,12	47,63	4,56	120	122				
W 410 x 60,0	59,8	76,2	407	178	7,7	12,8	381,4	357,40	21707	1067	16,88	1201	1205	135	3,98	209	33,78	467404	6,95	46,42	4,65	122	126				
W 410 x 67,0	67,8	86,3	410	179	8,8	14,4	381,2	357,20	24678	1204	16,91	1363	1379	154	4,00	239	48,11	538546	6,22	40,59	4,67	126	131				
W 410 x 75,0	75,2	95,8	413	180	9,7	16,0	381,0	357,00	27616	1337	16,98	1519	1559	173	4,03	269	65,21	612784	5,63	36,80	4,70	131	122				
W 460 x 52,0	52,3	66,6	450	152	7,6	10,8	428,4	404,40	21370	950	17,91	1096	634	83	3,09	132	21,79	304837	7,04	53,21	3,79	122	123				
W 460 x 60,0	59,8	76,2	455	153	8,0	13,3	428,4	404,40	25652	1128	18,35	1292	766	104	3,23	183	34,80	387230	5,75	50,55	3,89	123	128				
W 460 x 68,0	68,8	87,6	459	154	9,1	15,4	428,2	404,20	29851	1301	18,46	1465	941	122	3,28	192	52,29	461163	5,00	44,42	3,93	128					

Fonte: Souza (2015)