

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCCAS LACERDA HELUY

**PROJETOS ESTRUTURAIS DE UM EDIFÍCIO DE CINCO PAVIMENTOS EM
TRÊS SISTEMAS ESTRUTURAIS**

São Luís
2018

LUCAS LACERDA HELUY

**PROJETOS ESTRUTURAIS DE UM EDIFÍCIO DE CINCO PAVIMENTOS EM
TRÊS SISTEMAS ESTRUTURAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de graduação
em Engenharia Civil – UEMA, como
requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Luciano Reis.

São Luís

2018

Heluy, Luccas Lacerda.

Projetos estruturais de um edifício de cinco pavimentos em três sistemas estruturais /
Luccas Lacerda Heluy. – São Luís, 2018.

130 f

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do
Maranhão, 2018.

Orientador: Prof. Me. Luciano Carneiro Reis.

1.Sistemas estruturais. 2.Eficiência estrutural. 3.Deslocamento horizontal. I.Título

CDU: 69.032.2

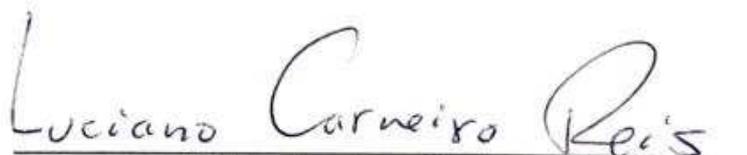
LUCCAS LACERDA HELUY

**PROJETOS ESTRUTURAIS DE UM EDIFÍCIO DE CINCO PAVIMENTOS EM TRÊS
SISTEMAS ESTRUTURAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de graduação em
Engenharia Civil – UEMA, como requisito
para obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Luciano Reis.

Aprovado em: 03 / 12 / 2018



Prof. Msc. Luciano Carneiro Reis
Prof. Orientador
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar
Membro titular
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Msc. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira
Membro titular
Universidade Estadual do Maranhão

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por permitir ter guiado e iluminado toda a minha trajetória da melhor forma possível.

Aos meus pais Carlos Jorge Reis Heluy e Silvia Coelho de Lacerda, por tudo que têm feito por mim e pelos meus irmãos, dando todo o carinho, amor e educação que me trouxeram até aqui.

Aos meus irmãos Davvi e Carolinna pela amizade e apoio ao longo dos anos.

A minha namorada e amiga Beatriz por esta sempre ao meu lado, incentivando na minha formação profissional.

Ao meu amigo, professor e orientador Luciano Reis, por todos os ensinamentos e o apoio fundamentais nessa jornada acadêmica.

A todos meus amigos do curso de engenharia civil, em especial ao André, Carol Rosa, Eduardo e Gabriel.

RESUMO

Este trabalho discorre sobre o dimensionamento e análise de três sistemas estruturais diferentes em um projeto de edifício residencial de cinco pavimentos, cada qual com seu próprio modelo estrutural. Para o primeiro, será utilizando o concreto armado aporticado. O segundo, será exposto um edifício em estrutura metálica. E o terceiro e último, será composto por alvenaria de bloco estrutural. Esses três materiais são comumente expostos em diversas estruturas no Brasil, sendo preferível a escolha de cada um, pelo calculista, de acordo com as ações solicitantes na superestrutura. As análises dos sistemas restringem-se à concepção estrutural do edifício, não sendo abordado e verificado a questão econômica e orçamentária das mesmas. Os dimensionamentos dos três edifícios, cujo a arquitetura é a mesma, foi realizado com a utilização do software CYPECAD 2016, paralelamente as normas brasileiras NBR 6120:1980, NBR 6123:1988, NBR 6118:2014, NBR 8800:2008 e NBR 6136:2016. É realizado todas as verificações dos resultados. Os esforços, momentos e deslocamentos obtidos são comparados e analisados os quesitos de eficiência estrutural (peso próprio da estrutura, carga permanente, sobrecarga e cargas de vento) e deslocamento horizontal dos sistemas estruturais. Verificou-se que a estrutura metálica apresenta maior eficiência estrutural, seguida pela de concreto armado e por último a em alvenaria de bloco estrutural. Já nos parâmetros da deslocabilidade horizontal, verificou-se menor deslocamento no topo do edifício em alvenaria de bloco estrutural, seguido pela estrutura de concreto armado e por último, um maior deslocamento na estrutura metálica.

Palavras-chave: Sistemas estruturais. Concreto armado aporticado. Estrutura metálica. Alvenaria de bloco estrutural. Eficiência estrutural. Deslocamento horizontal.

ABSTRACT

This work deals with the design and analysis of three different structural systems in a five-storey residential building project, each with its own structural model. For the first, it will be using reinforced concrete. The second, will be exposed a building in metal structure. And the third and last, will be composed of structural block masonry. These three materials are commonly exposed in various structures in Brazil, being preferable the choice of each, by the calculator, according to the requesting actions in the superstructure. The analysis of the systems is restricted to the structural design of the building, not being addressed and verified the economic and budgetary question of the same. The design of the three buildings, whose architecture is the same, was carried out with the use of the CYPECAD 2016 software, in parallel with the Brazilian standards NBR 6120: 1980, NBR 6123: 1988, NBR 6118: 2014, NBR 8800: 2008 and NBR 6136: 2016. All checks of results are performed. Efforts, moments and displacements obtained are compared and analyzed the structural efficiency requirements (structure weight, permanent load, overload and wind loads) and horizontal displacement of the structural systems. It was verified that the metallic structure presents greater structural efficiency, followed by the one of reinforced concrete and finally the one of structural block masonry. On the horizontal displacement parameters, there was a lower displacement at the top of the building in structural block masonry, followed by the reinforced concrete structure and, finally, a greater displacement in the metallic structure.

Keywords: Structural systems. Aperticated reinforced concrete. Metal structure. Structural block masonry. Structural efficiency. Horizontal displacement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Edifício Monadnock	23
Figura 2 – Edifício Home Insurance Building – Em construção e Pronto	24
Figura 3 – Edifício de Hennebique – Em Concreto Armado	24
Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas	26
Figura 5 – Estado limite de descompressão parcial	37
Figura 6 – Planta baixa do pavimento térreo	52
Figura 7 – Planta baixa do pavimento tipo	53
Figura 8 – Planta baixa da cobertura	54
Figura 9 – Planta baixa do reservatório superior	55
Figura 10 – Corte AA'	56
Figura 11 – Corte BB'	57
Figura 12 – Dados gerais do edifício em concreto armado	60
Figura 13 – Dados gerais do edifício em estrutura metálica	61
Figura 14 – Dados gerais do edifício em bloco estrutural	62
Figura 15 – Detalhe do revestimento na laje maciça	69
Figura 16 – Dimensões do edifício	75
Figura 17 – Isopletas de velocidade básica V_0	76
Figura 18 – Categoria do terreno	77
Figura 19 – Classes da edificação	77
Figura 20 – Fator topográfico S_1	79
Figura 21 – Direções do vento para cálculo de C_a	81
Figura 22 – Fachada de menor área	83
Figura 23 – Fachada de maior área	83
Figura 24 – Ações do vento	84
Figura 25 – Planta de pilares concreto armado	85
Figura 26 – Detalhe Pilar W610X125	87
Figura 27 – Planta de pilares concreto armado	87
Figura 28 – Planta de pilares concreto armado Térreo	88
Figura 29 – Planta de parede de bloco estrutural Pav.Tipo	88
Figura 30 – Planta de vigas concreto armado Térreo	90
Figura 31 – Planta de vigas concreto armado Pav.Tipo	91
Figura 32 – Detalhe Viga W460X74	92

Figura 33 – Detalhe Viga W310x38,7.....	92
Figura 34 – Detalhe Viga W310x32,7.....	93
Figura 35 – Detalhe Viga W250x17,9.....	93
Figura 36 – Planta de vigas metálicas.....	94
Figura 37 – Planta de vigas concreto armado Térreo	94
Figura 38 – Planta de vigas e cintas concreto armado Pav.Tipo.....	95
Figura 39 – Planta de lajes concreto armado.....	96
Figura 40 – Planta de lajes concreto armado.....	97
Figura 41 – Planta de lajes concreto armado.....	97
Figura 42 – Características da escada em concreto armado	98
Figura 43 – Características da escada em concreto armado	99
Figura 44 – Vista 3D da escada em concreto armado	99
Figura 45 – Vista 3D da escada em perfil metálico	100
Figura 46 – Empuxo na parede do reservatório	101
Figura 47 – Reservatório em concreto armado	101
Figura 48 – Reservatório em estrutura metálica.....	102
Figura 49 – Reservatório em alvenaria estrutural.....	103
Figura 50 – Vista 3D do edifício em Concreto Armado Aporticado	104
Figura 51 – Vista 3D do edifício em Estrutura Metálica.....	105
Figura 52 – Vista 3D do edifício em Alvenaria Estrutural	106
Figura 53 – Deslocamento horizontal do pórtico	107
Figura 54 – Deslocamentos em X,Y e Z do edifício em concreto armado.....	113
Figura 55 – Deslocamentos em X,Y e Z do edifício em Alvenaria Estrutural	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	25
Tabela 2 – Diâmetros nominais conforme a NBR 7480 (2007)	25
Tabela 3 – Propriedades Mecânicas de Aços-Carbono	26
Tabela 4 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração	28
Tabela 5 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$, para concreto armado	42
Tabela 6 – Valores do coeficiente γ_{f2} , para concreto armado	42
Tabela 7 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$, para aço metálico.....	43
Tabela 8 – Valores do coeficiente γ_{f2} , para aço metálico	44
Tabela 9 – Combinações Últimas.....	46
Tabela 10 – Combinações de Serviço.....	49
Tabela 11 – Classes de agressividade ambiental (CAA)	58
Tabela 12 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto	59
Tabela 13 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	59
Tabela 14 – Peso específico dos materiais de construção	64
Tabela 15 – Valores mínimos das cargas verticais	72
Tabela 16 – Valores mínimos das cargas verticais (continuação).....	73
Tabela 17 – Fator estatístico S_3	78
Tabela 18 – Fator estatístico S_3	80
Tabela 19 – Dimensões pilares concreto armado	86
Tabela 20 – Dimensões pilares concreto armado térreo	89
Tabela 21– Limites para deslocamento.....	108
Tabela 22 – Ações do vento no edifício	109
Tabela 23– Limites para deslocamento.....	110
Tabela 24 – Deslocamentos em X, Y e Z do edifício em concreto armado.....	111
Tabela 25 – Limites para deslocamento.....	112
Tabela 26 – Comparações dos deslocamentos e segurança.....	115
Tabela 27 – Cargas do edifício em concreto armado.....	117
Tabela 28 – Cargas do edifício em metálicas.....	119

Tabela 29 – Cargas do edifício em alvenaria estrutural	120
Tabela 30 – Comparações das eficiências estruturais	122

LISTA DE ÁBACOS

Ábaco 1 – Direções do vento para cálculo de C_a	82
---	----

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparação dos deslocamentos horizontais	116
Gráfico 2 – Comparação do coef.de segurança	116
Gráfico 3 – Comparação da eficiência estrutural.....	122

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASMT – American Society for Testing and Materials
C20 – Concreto com resistência a compressão de 20 Mpa
C25 – Concreto com resistência a compressão de 25 Mpa
CA – Concreto Armado
CAA – Classe de Agressividade Ambiental
CF – Combinações Frequentes
CP – Concreto Protendido
CQP – Combinações Quase Permanentes
CR – Combinações Raras
ELS – Estado Limite de Serviço
ELS-CE – Estado Limite de Compressão Excessiva
ELS-D – Estado Limite de Descompressão
ELS-DEF – Estado Limite de Descompressão Excessiva
ELS-DP – Estado Limite de Descompressão Parcial
ELS-F – Estado Limite de Formação de Fissuras
ELS-VE – Estado Limite de Vibração Excessiva
ELS-W – Estado Limite de Abertura de Fissuras
ELU – Estado Limite Último
EM – Normas Europeia
NBR – Norma Brasileira

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	JUSTIFICATIVA.....	19
1.2	OBJETIVO GERAL.....	20
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	20
2	METODOLOGIA.....	22
3	ESTRUTURAS EM ALVENARIA DE BLOCO ESTRUTURAL, METÁLICA E CONCRETO ARMADO.....	23
3.1	BREVE HISTÓRICO.....	23
3.2	MATERIAIS.....	24
3.2.1	Concreto.....	25
3.2.2	Aço para concreto armado	25
3.2.3	Perfis Metálicos Laminados	26
3.2.4	Blocos estruturais em concreto.....	27
3.3	VANTAGENS.....	28
3.3.1	Concreto Armado	28
3.3.2	Perfis de estrutura metálica.....	29
3.3.3	Bloco estrutural em concreto.....	29
3.4	DESVANTAGENS	29
3.4.1	Concreto Armado	30
3.4.2	Perfis de estrutura metálica.....	30
3.4.3	Bloco estrutural em concreto.....	30
4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	31
4.1	DADOS INICIAIS.....	31
4.2	SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	31
4.3	CAMINHO DAS AÇÕES	32
4.4	POSIÇÃO DOS PILARES.....	32
5	NORMAS TÉCNICAS.....	33
6	DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA.....	34

6.1 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES.....	34
6.1.1 Estados limites últimos (ELU)	34
6.1.1.1 Norma para estrutura em concreto armado.....	34
6.1.1.2 Norma para estrutura de aço.....	35
6.1.2 Estados limites de serviço (ELS)	36
6.1.2.1 Norma para estrutura em concreto armado.....	36
6.1.2.1.1 Estados limites de formação de fissuras (ELS-F)	36
6.1.2.1.2 Estados limites de abertura das fissuras (ELS-W).....	36
6.1.2.1.3 Estados limites de deformações excessivas (ELS-DEF)	36
6.1.2.1.4 Estados limites de descompressão (ELS-D).....	36
6.1.2.1.5 Estados limites de descompressão parcial (ELS-DP).....	37
6.1.2.1.6 Estados limites de compressão excessiva (ELS-CE)	37
6.1.2.1.7 Estados limites de vibrações excessivas (ELS-VE)	37
6.1.2.2 Norma para estrutura de aço.....	37
6.2 AÇÕES.....	38
6.2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES	38
6.2.1.1 Ações Permanentes	38
6.2.1.2 Ações Variáveis.....	39
6.2.1.3 Ações Excepcionais	39
6.2.2 Valores representativos das ações.....	40
6.2.3 Valores de cálculo	41
6.3 PONDERAÇÃO DAS AÇÕES.....	41
6.3.1 Coeficientes de ponderação para os estados limites últimos.....	42
6.3.2 Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite de serviço (ELS) 45	
6.4 COMBINAÇÃO DAS AÇÕES.....	45
6.4.1 COMBINAÇÃO ÚLTIMA.....	45
6.4.2 COMBINAÇÃO SERVIÇO	48
7 PROJETO ARQUITETÔNICO E A DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA	50
7.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO MODELO	50
7.2 PLANTAS BAIXAS PROJETO ARQUITETÔNICO	51
8 PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO.....	58
8.1 MATERIAS.....	58

8.2 AÇÕES E CARGAS NO EDIFÍCIO	62
8.2.1 Ações Permanentes	62
8.2.2 Ações Variáveis	71
8.2.3 Ação do vento	74
8.2.3.1 Dados característicos do edifício.....	74
8.2.4 Outras ações	84
8.3 FUNDAÇÃO.....	84
8.4 PILAR E PILAR-PAREDE	85
8.5 VIGA E CINTA	89
8.6 LAJE.....	95
8.7 ESCADA.....	98
8.8 RESERVATÓRIO SUPERIOR.....	100
8.9 VISTAS 3D DOS EDIFÍCIOS	104
9 RESULTADOS	107
9.1 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E AÇÕES DO VENTO	107
9.1.1 Deslocamento horizontal do edifício em concreto armado	109
9.1.2 Deslocamento horizontal do edifício em estrutura metálica	111
9.1.3 Deslocamento horizontal do edifício em alvenaria estrutural	113
9.1.4 Comparação dos deslocamento horizontais e segurança.....	114
9.2 ANÁLISE DA EFICIÊNCIA ESTRUTURAL.....	116
9.2.1 Eficiência do edifício em concreto armado.....	117
9.2.2 Eficiência do edifício em estrutura metálica	118
9.2.3 Eficiência do edifício em alvenaria estrutural.....	120
9.2.3.1 Correção da carga permanente e peso próprio.....	120
9.2.4 Comparação das eficiências estruturais	122
10 CONCLUSÕES.....	123
11 BIBLIOGRAFIA	124
ANEXOS	126
ANEXOS A – Planta Arquitetônica	127
ANEXOS B – Planta Estrutural Concreto Armado	128
ANEXOS C – Planta Estrutural Metálica	129
ANEXOS D – Planta Estrutural Alvenaria em Bloco Estrutural de Concreto ...	130

1 INTRODUÇÃO

A área da engenharia civil de projeto estrutural vem crescendo cada vez mais ao longo dos anos, sendo de grande importância para os projetistas um estudo detalhado dos materiais a serem utilizados juntamente com os modelos estruturais.

Conforme Giongo (2007) “a estrutura de um edifício tem como papel principal, transmitir as cargas verticais e horizontais para o solo através dos seus elementos estruturais”. Essa estrutura representa uma boa parte do custo global da obra. Devido a isso, cada vez mais os engenheiros de estruturas têm a necessidade de se aprofundar no assunto e propor medidas econômicas para um projeto estrutural, sem desconsiderar a segurança e desempenho da estrutura.

Segundo Alio Kimura:

A elaboração de um projeto estrutural de um edifício é um trabalho complexo e que envolve uma série de particularidades. Assim, cabe ao projetista conhecer cada etapa minuciosamente para chegar a um produto final de qualidade, econômico, com capacidade resistente da estrutura e bom desempenho em serviço. (KIMURA, 2007).

Nesse sentido, é importante ressaltar que os principais tipos de estruturas utilizadas mundialmente são as de pórticos de concreto armado, estruturas metálicas e alvenaria estrutural. Em decorrência disto, é pertinente comparar os três modelos. Dessa forma, analisar-se-á a característica do peso próprio de cada material na estrutura e o quanto ela suporta, a fim de encontrar a eficiência estrutural. Além disso, comparar-se-á os deslocamentos horizontais verificados em cada uma das estruturas projetadas.

Este trabalho apresentará, portanto, três projetos de um edifício residencial com cinco pavimentos: em concreto armado, em estrutura metálica e em alvenaria estrutural. Os dimensionamentos serão feitos com auxílio do software CYPECAD 2016 e, ao final do trabalho, os resultados referentes a cada modelo serão comparados com o intuito de encontrar aquele que possui o menor deslocamento horizontal e a maior eficiência estrutural.

1.1 JUSTIFICATIVA

Um dos principais motivos para a realização deste trabalho é compreender as diferenças de eficiência de cada estrutura, relacionando o peso próprio dos materiais

utilizados com as cargas suportadas por eles, além de verificar os deslocamentos horizontais de cada um.

Vale ressaltar que, para o estudo em questão, um incentivo primordial é dispor do conhecimento na modelagem de estruturas em softwares de análise e dimensionamento estrutural, pois o mercado de trabalho atual já impõe a necessidade de um conhecimento amplo por parte dos engenheiros nesta área.

Destaca-se também que o interesse e o incentivo em compreender como os materiais estruturais se aprimoraram durante o passar dos tempos, para aperfeiçoar ainda mais a eficiência estrutural, que é fator relevante na realização deste trabalho, pois além de estudar o comportamento da estrutura diante os demais tipos de materiais, é importante também verificar a análise nos edifícios perante as ações encontradas.

Esse trabalho tem por função incentivar as pesquisas na área da análise de edifícios perante distintos modelos estruturais apresentados, para que se tenha uma melhor eficiência na opção escolhida pelo projetista em relação a estrutura apresentada.

1.2 OBJETIVO GERAL

Verificar qual das três estruturas é a mais eficiente estruturalmente. Além de verificar qual deles apresenta menor deslocamento horizontal no topo do edifício.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Dimensionar um edifício residencial de cinco pavimentos com três tipos diferentes de estruturas (alvenaria estrutural, concreto armado aporcado e metálica);
- Analisar individualmente a concepção estrutural de cada edifício (Cargas, Momentos, Peso Próprio, entre outros);
- Comparar os deslocamentos horizontais dos três edifícios;
- Comparar a eficiência estrutural dos três projetos (Carga portante por peso próprio).

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho foi dividido em dez capítulos, sendo a introdução o primeiro, o segundo a metodologia, o terceiro, quarto, quinto e sexto para a fundamentação teórica,

sétimo para exposição do projeto arquitetônico, o oitavo para exposição do projeto estrutural, o nono para análise e resultados da estrutura a ser estudada e o décimo para as conclusões sobre o assunto abordado.

O capítulo 1, Introdução, mostra os primeiros aspectos sobre o tema. Além disto, são apresentados os objetivos e a justificativa do trabalho.

O capítulo 2, Metodologia, apresenta os métodos utilizados para realização deste trabalho.

O capítulo 3, apresenta um breve histórico dos tipos de edifícios estudados juntamente com as características dos materiais utilizados, apresentando suas vantagens e desvantagens.

Os capítulos 4, 5 e 6 apresentam toda a fundamentação teórica para o dimensionamento do edifício, desde a sua concepção estrutural até as combinações de ações.

O capítulo 7, apresenta todas as informações gerais do edifício, além de expor o projeto arquitetônico.

O capítulo 8, apresenta os dados estruturais dos três edifícios, expondo a fundação, os pilares, as vigas, as lajes, os reservatórios e as escadas. Além da vista 3D dos edifícios.

O capítulo 9, apresenta os resultados do edifício após o dimensionamento, verificando os deslocamentos e as eficiências estruturais dos três edifícios.

O capítulo 10, apresenta as conclusões do trabalho, dos resultados obtidos, e considerações finais.

Por fim, apresentam-se as referências bibliográficas e anexos, completando a estrutura do trabalho mostrando as fontes do trabalho e complementos de detalhamento dos projetos em pranchas.

2 METODOLOGIA

Este Trabalho de Conclusão de Curso será elaborado a partir de revisões a livros e artigos de autores renomados da área considerada, Normas Brasileiras como a 6118:2014, 6120:1980, 6123:1988, 8800:2008 e 6136:2016. A partir das consultas bibliográficas é conceituado e especificado as vantagens e desvantagens dos três edifícios. Analisado e exposto as características estruturais dos projetos, individualmente.

Posteriormente, as informações obtidas serão utilizadas para o dimensionamento de um prédio em concreto armado, um em estrutura metálica e um em alvenaria estrutural com blocos de concreto. Com auxílio de programas como os softwares CYPECAD 2016.

Por fim, serão feitas análises dos resultados como, deslocamentos horizontais e esforços solicitantes obtidos, além de compará-los entre si.

3 ESTRUTURAS EM ALVENARIA DE BLOCO ESTRUTURAL, METÁLICA E CONCRETO ARMADO

3.1 BREVE HISTÓRICO

As primeiras obras da construção civil foram introduzidas pelas civilizações assírias e persas por volta de 10.000 a.C, utilizando alvenarias em tijolos queimados ao sol. Entre os séculos XIX e XX, obras de maior porte foram construídas em alvenaria com base em modelos mais racionais, servindo como exemplo clássico o edifício “Monadnock”, Figura 1, construído em Chicago entre 1889 e 1891 com 16 pavimentos e 65 metros de altura. (Campos, sem data)

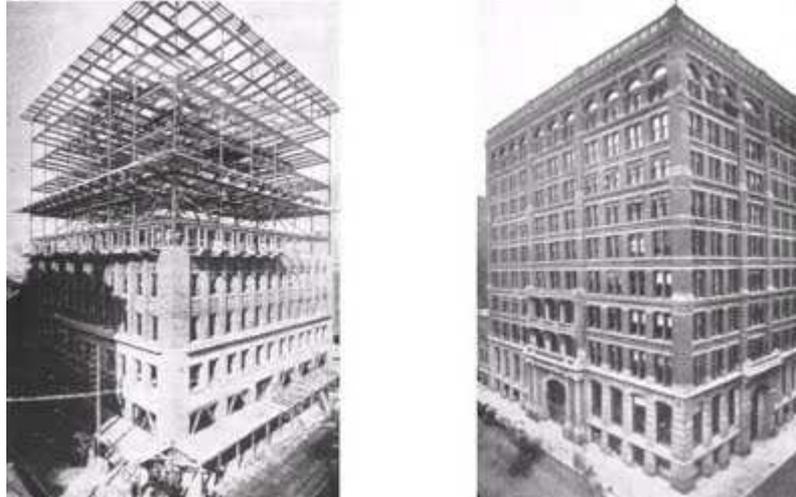
Figura 1 – Edifício Monadnock



Fonte: Associação Brasileira da Construção Industrializada (1990)

Segundo o Centro de Estudos de Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto da UFMG (CEAM-UFMG) (2009), os edifícios de andares múltiplos em estrutura metálica começaram a aparecer no início da segunda metade do século XIX. Em 1885, foi terminada a construção em Chicago, pelo engenheiro Willian le Baron Jenney, do Home Insurance Building, um edifício com dez pavimentos e o primeiro do mundo com estrutura de aço.

Figura 2 – Edifício Home Insurance Building – Em construção e Pronto



Fonte: CEAM-UFMG (2009)

Tratando-se de estruturas em concreto armado, Hennebique projetou e construiu o primeiro edifício totalmente de concreto armado, com pilares, vigas e lajes, similar ao que hoje pratica-se em todas as nações do mundo. Inaugurando em 1901 um prédio de 7 andares. (Helene, 2012)

Figura 3 – Edifício de Hennebique – Em Concreto Armado



Fonte: Ibracon (2012)

3.2 MATERIAIS

Para execução de edifícios em concreto armado aporticado, os materiais utilizados são concreto e aço CA-50. Edifícios em aço para estrutura metálica são compostos por perfis em aço laminados de alta resistência e com mesas paralelas. Por

fim, a estrutura em alvenaria estrutural apresenta como material principal o bloco de concreto, além do próprio concreto e aço CA-50 para armadura.

3.2.1 Concreto

O concreto a ser utilizado nas estruturas de concreto armado devem atender os requisitos mínimos estabelecidos pela NBR 6118:2014, devendo utilizar em geral, concreto de alta resistência a compressão, como mostra a Tabela 1. A norma estabelece que para o uso do CA, a qualidade e resistência do concreto deve atender as características, no mínimo, do C20. Na tabela abaixo, é apresentado a relação entre a classe de agressividade do meio e a qualidade do concreto.

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	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

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

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

3.2.2 Aço para concreto armado

Os aços utilizados no concreto armado, também denominados de armaduras passivas, devem atender aos requisitos da NBR 7480:2007. O material em aço CA-50 é constituído por barras em diferentes bitolas.

Tabela 2 – Diâmetros nominais conforme a NBR 7480 (2007)

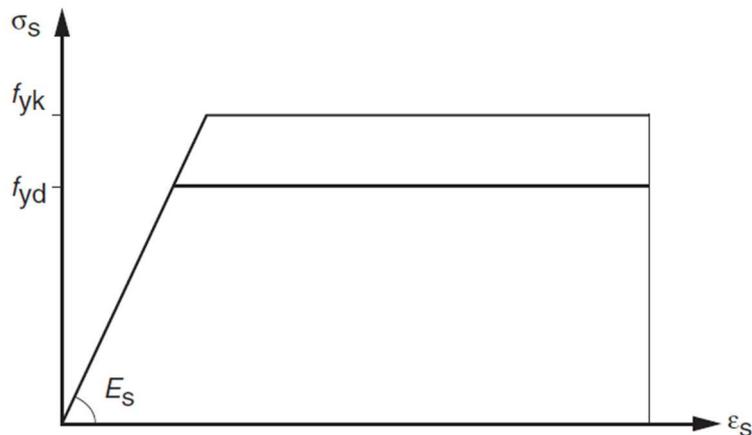
BARRAS Ø ≥ 5 Laminação a Quente									
CA - 25					CA - 50				
6,3	8	10	12,5	16	20	22	25	32	40

Fonte: Apostila Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios, L.M.Pinheiro (2010)

As características mecânicas mais importantes para a definição de um aço são: o limite elástico, a resistência e o alongamento na ruptura. Essas características são determinadas em ensaios de tração. (Pinheiro, 2010).

A NBR 6118:2014 recomenda que para cálculo e análises nos estados limites de serviço e estados limites último, pode ser utilizado o diagrama simplificado, conforme a Figura 4.

Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

3.2.3 Perfis Metálicos Laminados

Conforme Pfeil (2009), os principais tipos de aço-carbono usados em estruturas, segundo os padrões da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), da ASTM (American Society for Testing and Materials) e das normas europeias EM, são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Propriedades Mecânicas de Aços-Carbono

Especificação	Teor de carbono ‰	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ABNT MR250	baixo	250	400
ASTM A7		240	370-500
ASTM A36	0,25-0,29	250 (36 ksi)	400-500
ASTM A307 (parafuso)	baixo	—	415
ASTM A325 (parafuso)	médio	635 (min)	825 (min)
EN S235	baixo	235	360

Fonte: Livro Estruturas de Aço, W.Pfeil e M.Pfeil (2009)

Segundo a especificação NBR 7007:2016 – Aços para perfis laminados para uso estrutural da ABNT, os aços podem ser enquadrados nas seguintes categorias, designadas a partir do limite de escoamento do aço f :

MR250, aço de média resistência ($f = 250$ Mpa; $f_{t,} = 400$ Mpa);

AR350, aço de alta resistência ($f = 350$ Mpa; $f_{t,} = 450$ Mpa);

AR-COR415, aço de alta resistência ($f = 415$ Mpa; $f_{t,} = 520$ Mpa, resistente à corrosão).

Existem diversos tipos de perfis metálicos, porém iremos tratar somente dos obtidos diretamente por laminação. Os perfis laminados são peças únicas, produzidos por meio de deformação a quente, tendo como características principais as abas paralelas e a uniformidade estrutural por não possuir soldas ou emendas, o que representa um baixo nível de tensões residuais localizadas, de acordo com Luiz Andrade de Matos Dias (2006).

As conexões para as ligações entre os perfis metálicos podem ser em conexões parafusadas ou em conexões soldadas.

3.2.4 Blocos estruturais em concreto

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. As alvenarias podem ser não armadas, armadas e protendidas. Porém, os materiais em protensão não serão avaliados neste trabalho.

A alvenaria não armada utiliza armadura apenas por aspectos construtivos, usados para evitar patologias como trincas e fissuras provenientes da acomodação da estrutura.

A alvenaria armada detém de armadura passiva entre os furos do bloco, devido exigências estruturais. Exige-se a utilização de graute antes do preenchimento dos blocos com concreto.

Conforme apresentado na NBR 6136:2016, possuem diferentes tipos de blocos com suas funções específicas. Os blocos vazados de concreto simples podem ou não obter função estrutural. Os blocos tipo canaleta podem ou não ser vazados e tem função de racionalizar a execução de vergas, contravergas e cintas. E, por fim, o bloco compensador que é destinado para ajuste de modulação.

Segundo Nonato (2013), a resistência do bloco é especificada pelo f_{bk} , sendo que o índice mínimo para paredes internas e externas com revestimento é 4,5 MPa e o índice mínimo para paredes externas sem revestimento é 6 MPa.

Tabela 4 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração

Classificação	Classe	Resistência característica à compressão axial ^a MPa	Absorção %				Retração ^d %
			Agregado normal ^b		Agregado leve ^c		
			Individual	Média	Individual	Média	
Com função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 9,0$	$\leq 8,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
	B	$4,0 \leq f_{bk} < 8,0$	$\leq 10,0$	$\leq 9,0$			
Com ou sem função estrutural	C	$f_{bk} \geq 3,0$	$\leq 11,0$	$\leq 10,0$			

^a Resistência característica à compressão axial obtida aos 28 dias.
^b Blocos fabricados com agregado normal (ver definição na ABNT NBR 9935).
^c Blocos fabricados com agregado leve (ver definição na ABNT NBR 9935).
^d Ensaio facultativo.

Fonte: Adaptado da NBR 6136:2016

3.3 VANTAGENS

Como todo material que se utiliza para determinada finalidade, o concreto armado, perfis de estrutura metálica e alvenaria estrutural em bloco de concreto apresentam vantagens quanto ao seu uso, são eles:

3.3.1 Concreto Armado

No quesito de vantagens do concreto armado, o autor Roberto Chust Carvalho (2014, p. 21) expõe:

- Apresenta boa resistência à maioria das solicitações;
- Tem boa trabalhabilidade, e por isso se adapta a várias formas, podendo, assim, ser escolhida a mais conveniente do ponto de vista estrutural, dando maior liberdade ao projetista;
- Permite obter estruturas monolíticas, o que não ocorre com as de aço, madeira e pré-moldadas. Existe aderência entre o concreto já endurecido e o que é lançado posteriormente, facilitando a transmissão de esforços;
- As técnicas de execução são razoavelmente dominadas em todo o país;

- Em diversas situações, pode competir com as estruturas de aço em termos econômicos;
- É um material durável, desde que seja bem executado, conforme as normas, e evitado o uso de aceleradores de pega, cujos produtos químicos podem corroer as armaduras;
- Apresenta durabilidade e resistência ao fogo superiores em relação à madeira e ao aço, desde que os cobrimentos e a qualidade do concreto estejam de acordo com as condições do meio em que está inserida a estrutura;
- Possibilita a utilização da pré-moldagem, proporcionando maior rapidez e facilidade de execução;
- É resistente a choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos.

3.3.2 Perfis de estrutura metálica

No quesito de vantagens da estrutura metálica, o autor Ildony H. Bellei (2008, p. 23) expõe:

- Alta resistência do aço em comparação com outros materiais;
- O aço é um material homogêneo de produção controlada;
- As estruturas são produzidas em fábricas por processos industrializados seriados, cujo efeito de escala favorece a menores prazos e menores custos;
- Os elementos das estruturas metálicas podem ser desmontados e substituídos com facilidade e permitem também reforço quando necessário;
- A possibilidade de reaproveitamento do material que não seja mais necessário à construção;
- Menor prazo de execução se comparado com outros materiais.

3.3.3 Bloco estrutural em concreto

No quesito de vantagens do bloco estrutural em concreto, o autor Marcio A. Ramalho (2003, p. 11) expõe:

- Economia de fôrmas;
- Redução significativa nos revestimentos;
- Redução nos desperdícios de material e mão-de-obra;
- Redução do número de especialidades (deixam de ser necessários armadores e carpinteiros);
- Flexibilização no ritmo de execução da obra;
- Menor prazo de execução se comparado com outros materiais.

3.4 DESVANTAGENS

Além dos pontos positivos, as estruturas em concreto armado, metálica e bloco estrutural em concreto apresentam pontos negativos, como listados abaixo:

3.4.1 Concreto Armado

No quesito de desvantagens do concreto armado, o autor Roberto Chust Carvalho (2014, p. 21) expõe:

- Resulta em elementos com maiores dimensões que o aço, devido ao peso específico elevado ($\gamma \approx 25 \text{ kN/m}^3$), acarreta em peso próprio muito grande, limitando seu uso em determinadas situações ou elevando bastante seu custo;
- As reformas e adaptações são, muitas vezes de difícil execução;
- É bom condutor de calor e som, exigindo, em casos específicos, associação com outros materiais para sanar esses problemas;
- São necessários um sistema de fôrmas e a utilização de escoramentos (quando não se faz uso da pré-moldagem) que geralmente precisam permanecer no local até que o concreto alcance resistência adequada.

3.4.2 Perfis de estrutura metálica

No quesito de desvantagens do aço em estrutura metálica, o autor Zacarias Martin Chamberlain Pravia (2013, p. 12) expõe:

- Dependendo do planejamento da obra, pode custar mais caro que uma estrutura de concreto equivalente;
- Exige mão de obra altamente especializada;
- Em algumas regiões, às vezes é difícil encontrar determinados aços e perfis;
- Muitas regiões do Brasil não têm tradição em utilizar estruturas de aço
- Necessita de mercado de componentes desenvolvido (fachada pré-moldada, dry-wall, etc.);
- Viabiliza somente elementos lineares, para lajes necessita da associação com concreto.

3.4.3 Bloco estrutural em concreto

No quesito de desvantagens do bloco estrutural em concreto, o autor Marcio A. Ramalho (2013, p. 11) expõe:

- Dificuldade de se adaptar arquitetura para um novo uso;
- Interferência entre projetos de arquitetura/estruturas/instalações;
- Necessidade de uma mão-de-obra bem qualificada.

4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Conforme descreve o autor Libânio M. Pinheiro (2010, p.40), a concepção estrutural, também chamada de lançamento da estrutura, consiste em escolher um sistema estrutural que constitua a parte resistente do edifício. Essa etapa implica em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições, de modo a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação.

4.1 DADOS INICIAIS

A concepção deve levar em conta a finalidade da edificação e atender, tanto quanto possível, às condições impostas pela arquitetura. O projeto estrutural tem como base para elaboração o projeto arquitetônico, porém, a estrutura também deve ser coerente com as características do solo ao qual ele se apoia. O sistema estrutural tem de estar em harmonia com os demais projetos complementares, como os de instalações elétricas, hidráulicas, telefonia e outros, de modo a permitir a coexistência, com qualidade, de todos os sistemas.

Os edifícios residenciais podem ser constituídos por subsolo, térreo, pavimentos tipo, cobertura, casa de máquinas e os reservatórios inferiores e superiores.

Para se definir a configuração estrutural, deve-se de início estabelecer a locação dos pilares, seguindo o posicionamento das vigas e lajes, sempre levando em conta a compatibilização com o projeto arquitetônico.

4.2 SISTEMAS ESTRUTURAIIS

Existem várias opções de sistemas estruturais que podem ser utilizados. Para as lajes em edifícios, as mais comuns são as lajes maciças ou nervuradas, moldadas in-loco ou pré-moldadas. Diante as distâncias dos vãos, solicitações nas vigas, entre outros critérios, cabe ao projetista escolher qual tipo de peça estrutural utilizar, aplicando geralmente alvenaria de bloco estrutural para pequenos vãos, concreto armado para vãos intermediários e vigas metálicas ou protendidas em concreto para grandes distancias entre os pilares.

A escolha do sistema estrutural depende de fatores técnicos e econômicos, dentre eles: capacidade do meio técnico para desenvolver o projeto e para executar a obra, e disponibilidade de materiais, mão-de-obra e equipamentos necessários para execução. (PINHEIRO, 2010).

4.3 CAMINHO DAS AÇÕES

O sistema estrutural de um edifício deve ser projetado de modo que seja capaz de resistir não só às ações verticais, mas também às ações horizontais que possam provocar efeitos significativos ao longo da vida útil da construção (PINHEIRO, 2010).

As ações verticais são constituídas por: peso próprio dos elementos estruturais, peso de revestimentos e de paredes divisórias, além de outras ações permanentes; ações variáveis decorrentes da utilização, cujos valores vão depender da finalidade do edifício, e outras ações específicas, como por exemplo, o peso de equipamentos (PINHEIRO, 2010).

As ações horizontais, onde não há ocorrência de abalos sísmicos, constituem-se, basicamente, da ação do vento e do empuxo em subsolos (PINHEIRO, 2010).

4.4 POSIÇÃO DOS PILARES

Conforme Pinheiro (2010, p.43), recomenda-se iniciar a localização dos pilares pelos cantos e, em seguida, pelas áreas comuns a todos os pavimentos (área de elevadores, escadas, casa de máquinas e reservatório superior). Por fim, posicionam-se os pilares de extremidade e os internos. Deve-se, sempre que possível, dispor os pilares alinhados, a fim de formar pórticos com as vigas que os unem. Os pórticos contribuem significativamente na estabilidade global do edifício.

5 NORMAS TÉCNICAS

Com o intuito de promover uma padronização na confecção de projetos, na execução e no controle das obras e dos materiais que garanta a segurança adequada e a qualidade do produto final, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) regulamenta os procedimentos a serem empregados por meio de normas específicas. No caso de projetos em estruturas de concreto armado, metálica e alvenaria estrutural em bloco de concreto, as mais importantes são:

- ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto - procedimento;
- ABNT NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- ABNT NBR 6136:2016: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – requisitos;
- ABNT NBR 6120:1980: Cargas para cálculo de estruturas de edificações – procedimento;
- ABNT NBR 6123:1988: Forças devidas ao vento em edificações – procedimento.

6 DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA

O cálculo, ou dimensionamento de uma estrutura deve garantir que ela suporte, de forma segura, estável e sem deformações excessivas, todas as solicitações a que estará submetida durante sua execução e utilização. (CARVALHO, 2014)

De acordo com o item 14.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviços. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos em uma parte ou em toda a estrutura.

A finalidade do cálculo estrutural é garantir, com segurança adequada, que a estrutura mantenha certas características que possibilitem a utilização satisfatória da construção, durante sua vida útil, para as finalidades às quais foi concebida. (CARVALHO, 2014)

6.1 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

Antigamente, os cálculos das estruturas eram feitos por métodos clássicos das tensões admissíveis em que existia um único coeficiente de segurança englobando as ações e materiais. Atualmente, utiliza-se o método dos estados limites para definir a segurança da estrutura.

As normas NBR 6118:2014 e NBR 8800:2008 descrevem sobre esse método.

6.1.1 Estados limites últimos (ELU)

6.1.1.1 Norma para estrutura em concreto armado

A norma ABNT NBR 6118:2014, expõe no item 3.2.1: estados limites relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura

A segurança das estruturas de concreto deve ser sempre verificada em relação aos seguintes estados limites últimos, conforme item 10.3 da norma:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;

- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica;
- c) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Colapso progressivo;
- f) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo;
- g) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas;
- h) Casos especiais.

6.1.1.2 Norma para estrutura de aço

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 item 4.6.2.1, os estados-limites último estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional.

Conforme o item 4.6.3.2 da norma, a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes, as condições de segurança tomam a seguinte forma simplificada:

$$R_d \geq S_d \quad (1)$$

Onde:

S_d é o valor de cálculo dos esforços atuantes, obtidos com base nas combinações últimas das ações;

R_d é o valor de cálculo dos esforços resistentes.

6.1.2 Estados limites de serviço (ELS)

6.1.2.1 Norma para estrutura em concreto armado

Conforme o item 10.4 da NBR 6118:2014, os estados limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns estados limites de serviço.

Em construções especiais pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados-limites de serviço não definidos nesta Norma.

6.1.2.1.1 Estados limites de formação de fissuras (ELS-F)

Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingindo quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$, conforme item 3.2.2 da norma.

6.1.2.1.2 Estados limites de abertura das fissuras (ELS-W)

Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados, conforme item 3.2.3 da norma.

6.1.2.1.3 Estados limites de deformações excessivas (ELS-DEF)

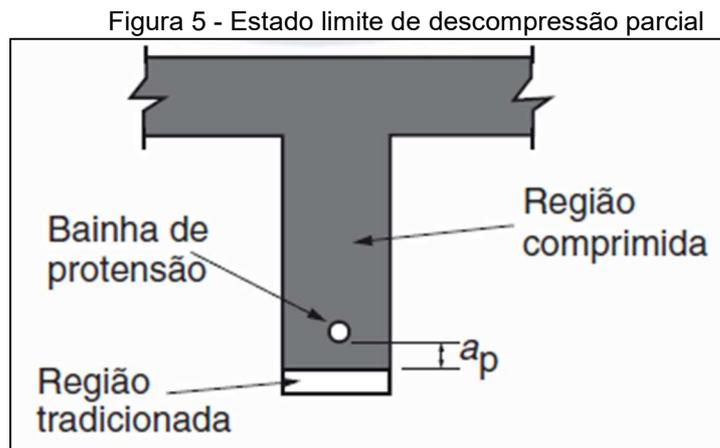
Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, conforme item 3.2.4 da norma.

6.1.2.1.4 Estados limites de descompressão (ELS-D)

Estado no qual, em um ou mais ponto da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção, conforme item 3.2.5 da norma.

6.1.2.1.5 Estados limites de descompressão parcial (ELS-DP)

Estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão, conforme item 3.2.6 da norma.



Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

6.1.2.1.6 Estados limites de compressão excessiva (ELS-CE)

Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão, conforme item 3.2.7 da norma.

6.1.2.1.7 Estados limites de vibrações excessivas (ELS-VE)

Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção, conforme item 3.2.8 da norma.

6.1.2.2 Norma para estrutura de aço

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 item 4.6.2.1, os estados-limites de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

Conforme o item 4.6.4.1 da norma, as condições usuais referentes aos estados-limites de serviço são expressas por desigualdades do tipo:

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad (2)$$

Onde:

S_{ser} é o valor dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço das ações;

S_{lim} é o valor-limite adotados para esses efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço das ações.

6.2 AÇÕES

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limites últimos e os de serviço. (Item 11.2.1 da NBR 6118:2014)

6.2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Segundo a norma ABNT NBR 8681:2003, item 4.2.1, para o estabelecimento das regras de combinação das ações, estão classificadas segundo sua variabilidade no tempo em três categorias:

- a) Ações permanentes;
- b) Ações variáveis;
- c) Ações excepcionais.

6.2.1.1 Ações Permanentes

A ABNT NBR 6118:2014, item 11.3.1, define como as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção, e também as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante.

Conforme o item 4.2.1.1 da norma ABNT NBR 8681:2003, consideram-se como ações permanentes:

a) Ações permanentes diretas: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;

b) Ações permanentes indiretas: a protensão, os recalques e apoio e a retração dos materiais.

6.2.1.2 Ações Variáveis

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, item 4.2.1.2, consideram-se como ações variáveis as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como forças de frenação, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais:

a) Ações variáveis normais: ações com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;

b) Ações variáveis especiais: ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidades especiais.

6.2.1.3 Ações Excepcionais

Consideram-se como ações excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais, segundo a ABNT NBR 8681:2003, item 4.2.1.3.

6.2.2 Valores representativos das ações

Pelo método de cálculo dos estados limites, os valores característicos F_k das ações são estabelecidos em função da variabilidade de suas intensidades, conforme item 11.6.1 da ABNT NBR 6118:2014.

a) Valores característicos:

Os valores característicos das ações (F_k) são estabelecidos em função da variabilidade de suas intensidades. Para as ações permanentes, esses valores estão definidos em normas específicas, como a ABNT NBR 6120:1980.

Os valores característicos das ações variáveis (F_{qk}) correspondem aos que têm probabilidade de 25% a 35% de serem ultrapassados no sentido desfavorável durante um período de 50 anos (conduz a um período médio de retorno de 200 a 140 anos, respectivamente). Também estão definidos em normas específicas, como a ABNT NBR 6120:1980. (CARVALHO,2014)

b) Valores convencionais excepcionais

São arbitrados para as ações excepcionais, e não podem ser definidos em norma, pois dependem de cada caso particular. (CARVALHO,2014)

c) Valores reduzidos

São definidos em função da combinação de ações para as verificações de estados limites últimos e de serviço.

- Verificações de estados limites últimos, quando a ação considerada é combinada com a ação principal, os valores reduzidos são determinados admitindo ser muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de natureza diferentes;

- Verificações de estados limites de serviço, os valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos, por expressões que estimam valores frequentes e quase permanentes de uma ação que acompanha a ação principal. (CARVALHO,2014)

6.2.3 Valores de cálculo

Os valores de cálculo (F_d) das ações são obtidos, para várias combinações, a partir da multiplicação dos valores representativos pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f , definidos a seguir.

6.3 PONDERAÇÃO DAS AÇÕES

Segundo o item 11.7 da ABNT NBR 6118:2014, as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação γ_f , obtido pelo equação:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (3)$$

Em que:

γ_{f1} - considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} - considera a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} - considera os possíveis desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

O índice do coeficiente γ_f pode ser alterado para identificar a ação considerada, com os símbolos γ_g , γ_q , γ_p e γ_ϵ , para as ações permanentes, variáveis diretas (acidentais), protensão e efeitos de deformações impostas (ações indiretas), respectivamente.

6.3.1 Coeficientes de ponderação para os estados limites últimos

Conforme o item 11.7.1 da ABNT NBR 6118:2014 e item 4.7.6.1 da ABNT NBR 8800:2008, os valores base dos coeficientes para verificação nos estados limites últimos são apresentados nas tabelas abaixo:

Tabela 5 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$, para concreto armado

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

Tabela 6 – Valores do coeficiente γ_{f2} , para concreto armado

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

Tabela 7 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$, para aço metálico

Combinações	Ações permanentes (γ_p) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8800:2008

Tabela 8 – Valores do coeficiente γ_{f2} , para aço metálico

Ações		γ_{f2}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3. ^b Edificações residenciais de acesso restrito. ^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0. ^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8800:2008

Em que:

ψ_0 – fator de redução de combinação para estado limite último;

ψ_1 – fator de redução de combinação frequente para estado limite de serviços;

ψ_2 – fator de redução de combinação quase permanente para o estado limite de serviço.

Os valores das Tabelas 5 e 6 podem ser modificados em casos especiais, de acordo com a ABNT NBR 8681:2003.

O valor do coeficiente de ponderação, de cargas permanentes de mesma origem, em um dado carregamento, deve ser o mesmo ao longo de toda a estrutura. A única exceção é o caso da verificação da estabilidade como corpo rígido.

6.3.2 Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite de serviço (ELS)

Conforme o item 11.7.2 da ABNT NBR 6118:2014 e item 4.7.6.2 da ABNT NBR 8800:2008, o coeficiente de ponderação das ações para estados-limites de serviço é dado pela equação 4:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (4)$$

Onde:

γ_{f2} - tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer (ver Tabela 6 e/ou Tabela 8):

$\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

6.4 COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

Seguindo o modelo de cálculo pelo método dos estados limites, a NBR 6118:2014 e a NBR 8800:2008 recomendam que suas verificações sejam feitas por combinações de ações.

A ABNT NBR 6118:2014, item 11.8.1, cita que um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura em um tempo determinado.

A verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço.

6.4.1 COMBINAÇÃO ÚLTIMA

Uma combinação última de ações pode ser classificada em normal, especiais ou de construção e excepcionais.

a) Combinações últimas conforme ABNT NBR 6118:2014, para concreto armado:

Tabela 9 - Combinações Últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\text{máx}}$ e $P_{k\text{min}}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s, \text{min}}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
Excepcionais		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{q1\text{exc}} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

Onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ definido de acordo com a Tabela 5;

$\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$ definido de acordo com a Tabela 6;

F_{sd} representa as ações estabilizantes;

F_{nd} representa as ações não estabilizantes;

G_{nk} é o valor característico da ação permanente instabilizante;

G_{sk} é o valor característico da ação permanente estabilizante;

R_d é o esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;

$$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}$$

Q_{nk} é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;

Q_{1k} é o valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;

ψ_{oj} e Q_{jk} são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;

$Q_{s,min}$ é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.

b) Combinações últimas conforme ABNT NBR 8800:2008, para estrutura metálica:

- Combinações últimas normais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{oj} \cdot F_{Qj,k}) \quad (5)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{Gi,k}$ representa as ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ representa a ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa as ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

$\gamma_{gi}, \gamma_{q1}, \gamma_{qj}$ definido de acordo com a Tabela 7;

ψ_{oj} definido de acordo com a Tabela 8.

- Combinações últimas especiais e de construção:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{oj,ef} \cdot F_{Qj,k}) \quad (6)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{Gi,k}$ representa as ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ representa a ação variável especial para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa as ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

$\gamma_{gi}, \gamma_{q1}, \gamma_{qj}$ definido de acordo com a Tabela 7;

$\psi_{oj,ef}$ definido de acordo com a Tabela 8.

- Combinações últimas excepcionais

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{oj,ef} \cdot F_{Qj,k}) \quad (7)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{Gi,k}$ representa as ações permanentes;

$F_{Q,exc}$ representa a ação transitória excepcional;

$F_{Qj,k}$ representa as ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ_{gi}, γ_{qj} definido de acordo com a Tabela 7;

$\psi_{oj,ef}$ definido de acordo com a Tabela 8.

6.4.2 COMBINAÇÃO SERVIÇO

As combinações de serviços são classificadas como combinações quase permanentes de serviço (CQP), combinações frequentes de serviço (CF) e combinações raras de serviço (CR).

a) Combinações de serviço conforme ABNT NBR 6118:2014, para concreto armado:

Tabela 10 - Combinações de Serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

Onde:

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Os coeficientes γ_f e Ψ_o , são estabelecidos pela Tabela 5 (Tabela 11.1 da NBR 6118:2014) e Tabela 6 (Tabela 11.2 da NBR 6118:2014)., respectivamente.

b) Combinações de serviço conforme ABNT NBR 8800:2008, para estrutura metálica:

As combinações últimas de serviço descritas na norma ABNT NBR 8800:2008 apresenta os mesmos cálculos e equações da norma ABNT NBR 6118:2014, podendo assim, ser considerada nos cálculos das combinações de ações no ELS das estruturas metálicas.

7 PROJETO ARQUITETÔNICO E A DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA

7.1 Descrição do edifício modelo

O edifício analisado neste trabalho é composto por um pavimento térreo mais quatro pavimentos tipo.

O pavimento térreo possui estacionamento para carros, além da entrada para os andares superiores com elevadores de serviço, social e escada.

O pavimento tipo possui dois apartamentos idênticos por andar, no qual cada um possui 02 quartos, 01 banheiro, 02 varandas em balanço, 01 área sala jantar e estar, 01 área de serviço, 01 cozinha. Além do hall dos elevadores social e de serviço e 01 escada.

Na cobertura do edifício, encontra-se a casa de máquinas dos elevadores, juntamente com a escada.

No topo do prédio, possui um reservatório superior com dimensões 4,77m x 2,50m x 1,50m.

O edifício em questão tem uma arquitetura muito simples, mas contém os elementos básicos presentes nos prédios residenciais. Desse modo, o projeto estrutural do mesmo contemplará todas as etapas do projeto de um edifício de pequeno porte, com exceção do cálculo de fundações, que não será dimensionada neste trabalho.

O prédio estará localizado no bairro da forquilha, na cidade de São Luís – MA, Brasil.

As dimensões dos elementos estruturais foram escolhidas de modo a se obter a maior uniformidade de dimensões possíveis, o que facilita a execução.

Para todas as lajes do edifício, adotou-se laje maciça com 10cm de espessura revestida com forro em placas de gesso suspensas, contrapiso em argamassa e revestimento cerâmico.

As características das vigas do pavimento tipo são distintas em cada projeto estrutural, apresentando vigas com maiores vãos em estrutura metálica, com menores vãos em concreto armado e cintas em alvenarias de bloco estrutural de concreto.

Para os pilares, também há diferenças em relação aos três projetos estruturais, diferenciando nas dimensões de cada tipo de estrutura.

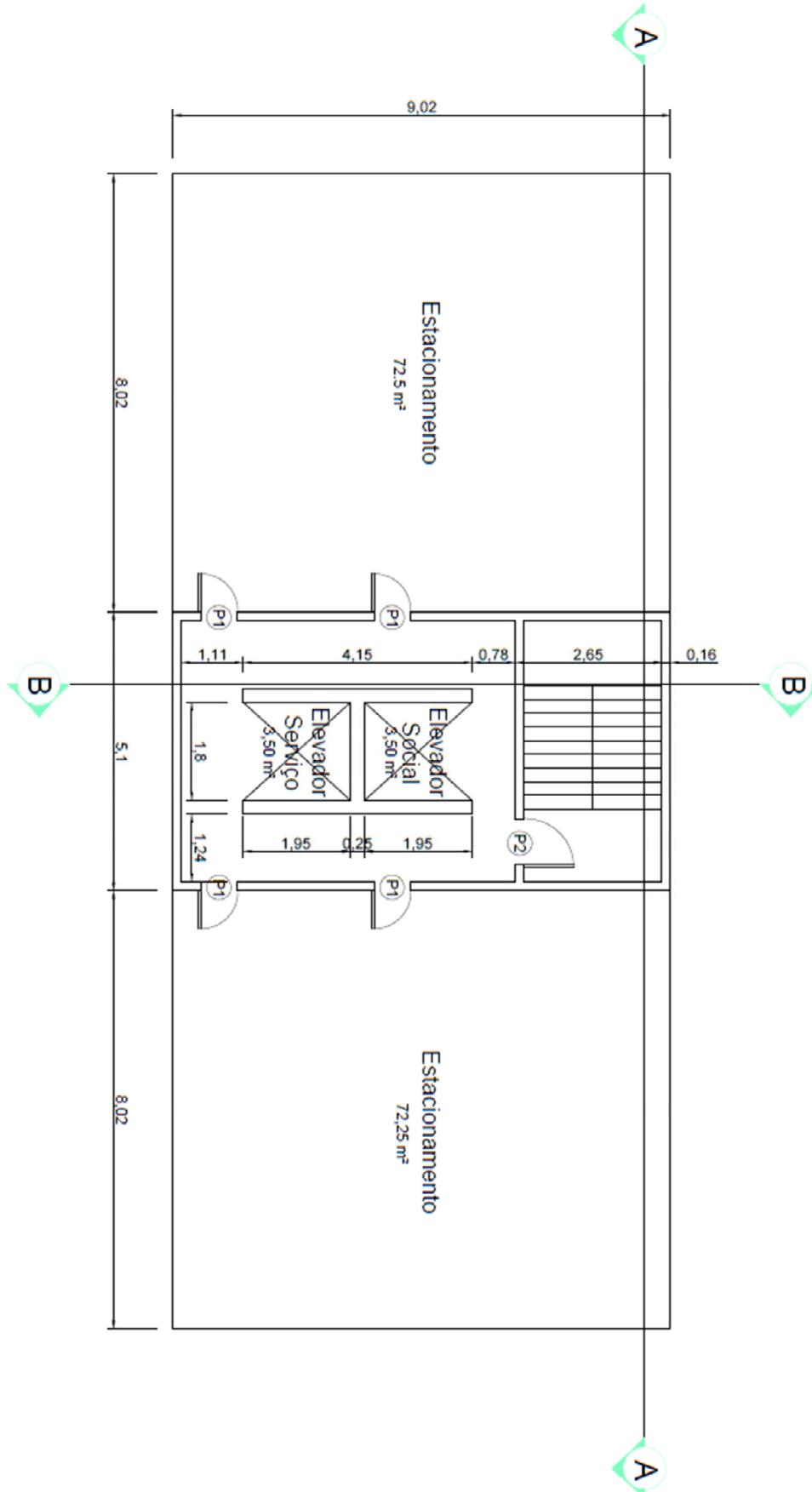
As paredes em alvenaria de bloco cerâmico possuem 14cm de espessura com reboco de 1cm em cada lado, tendo 16cm de espessura no total.

7.2 Plantas baixas projeto arquitetônico

Na Figura 6, apresenta-se a planta baixa do pavimento térreo. Na Figura 7, apresenta-se a planta baixa do pavimento tipo. Na Figura 8, apresenta-se a planta baixa da cobertura. Na Figura 9, apresenta-se a planta baixa do reservatório. Na Figura 10, apresenta-se o corte AA'. Na Figura 11, apresenta-se o corte BB'.

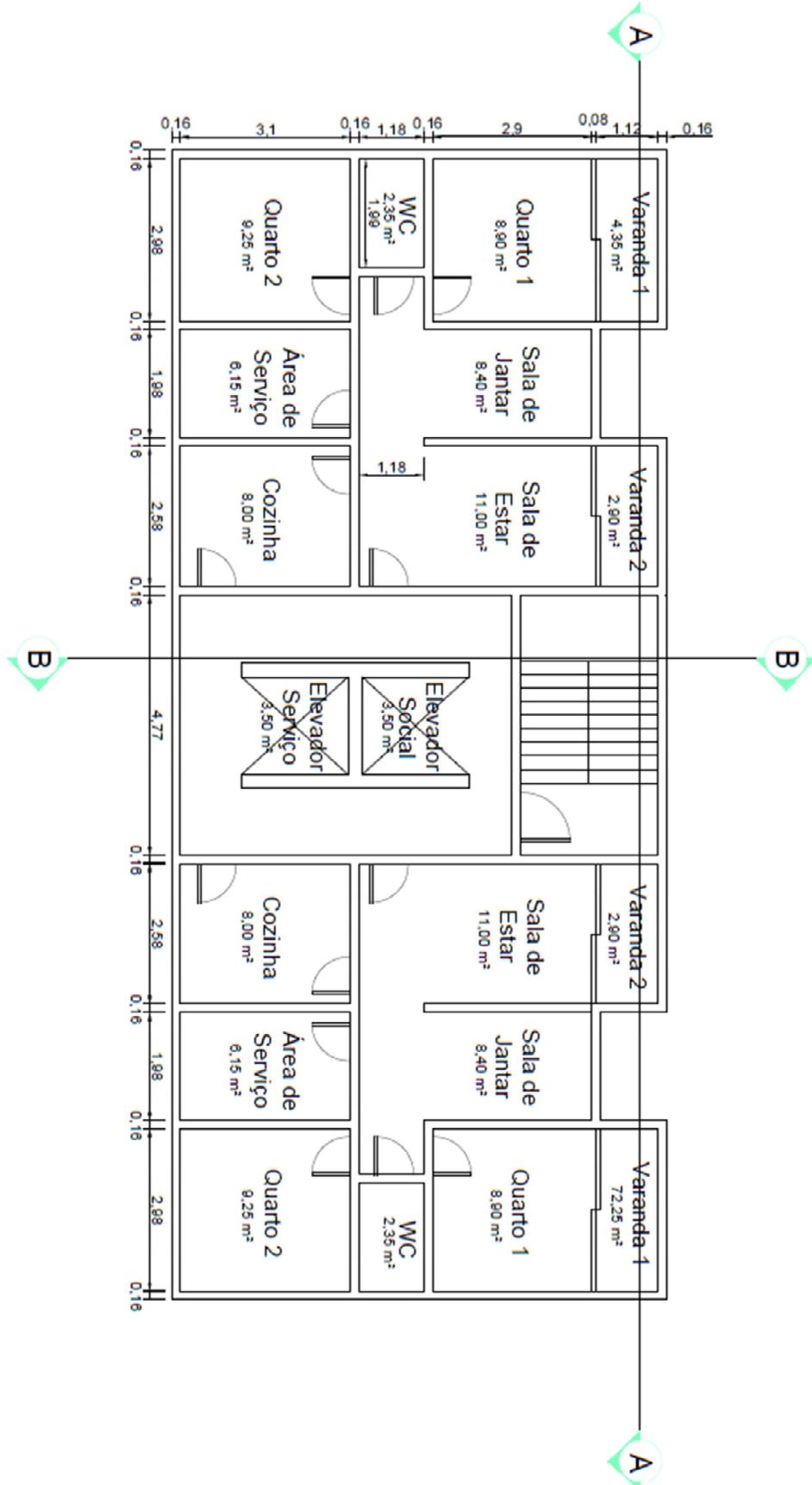
E, no anexo A são apresentadas as plantas arquitetônicas mais detalhadas.

Figura 6 – Planta baixa do pavimento térreo



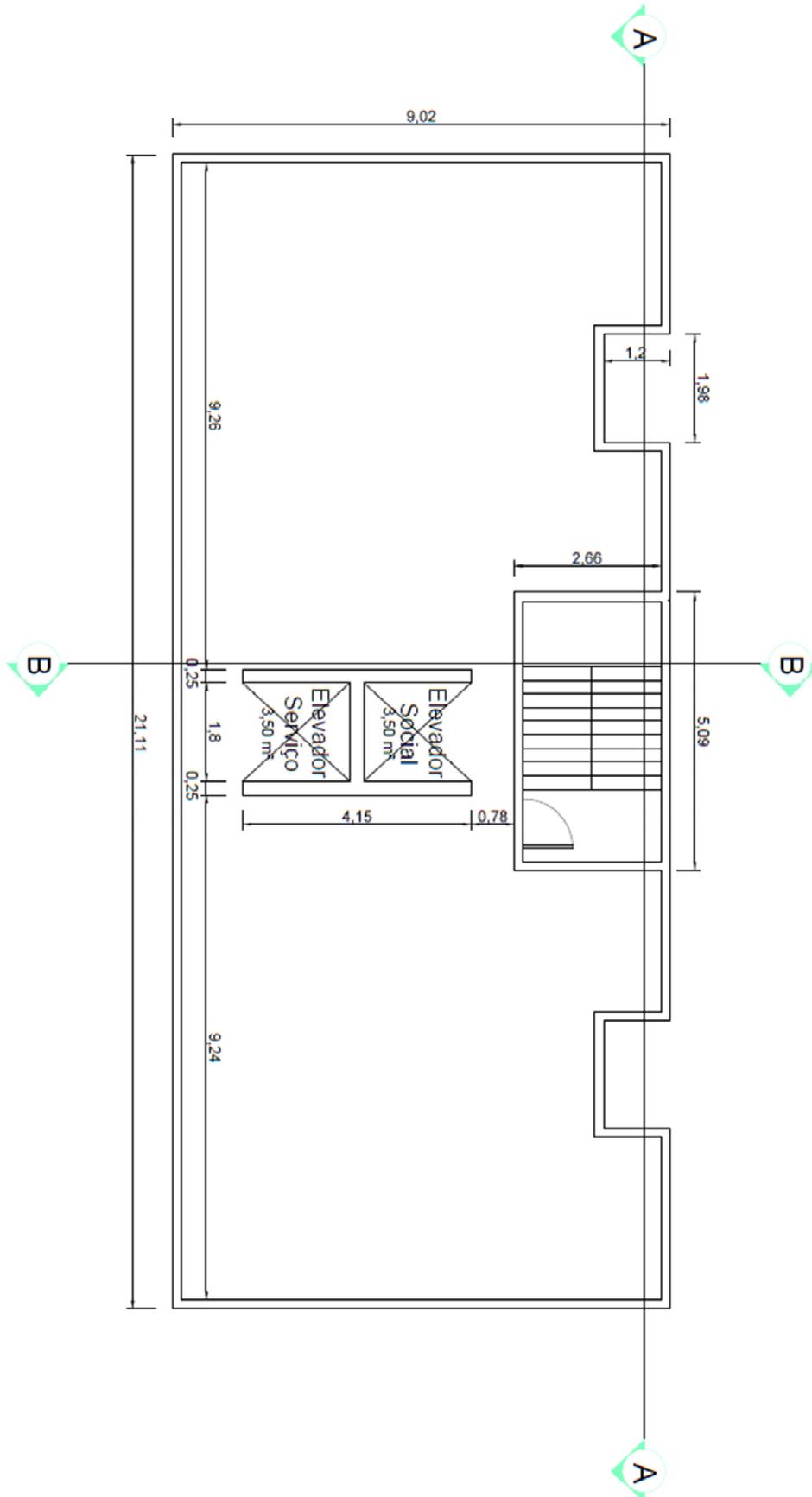
Fonte: Autor (2018)

Figura 7 – Planta baixa do pavimento tipo



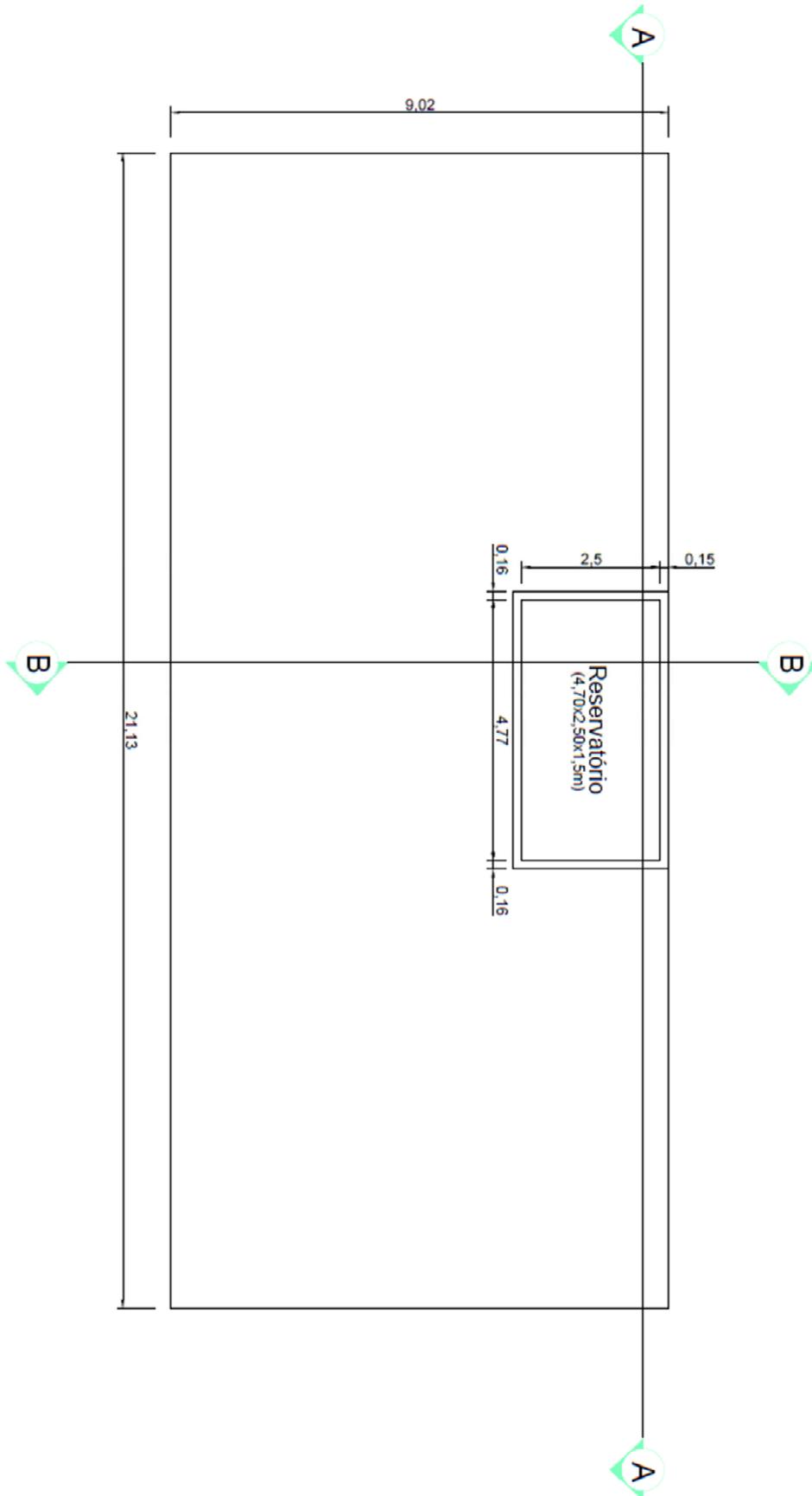
Fonte: Autor (2018)

Figura 8 – Planta baixa da cobertura



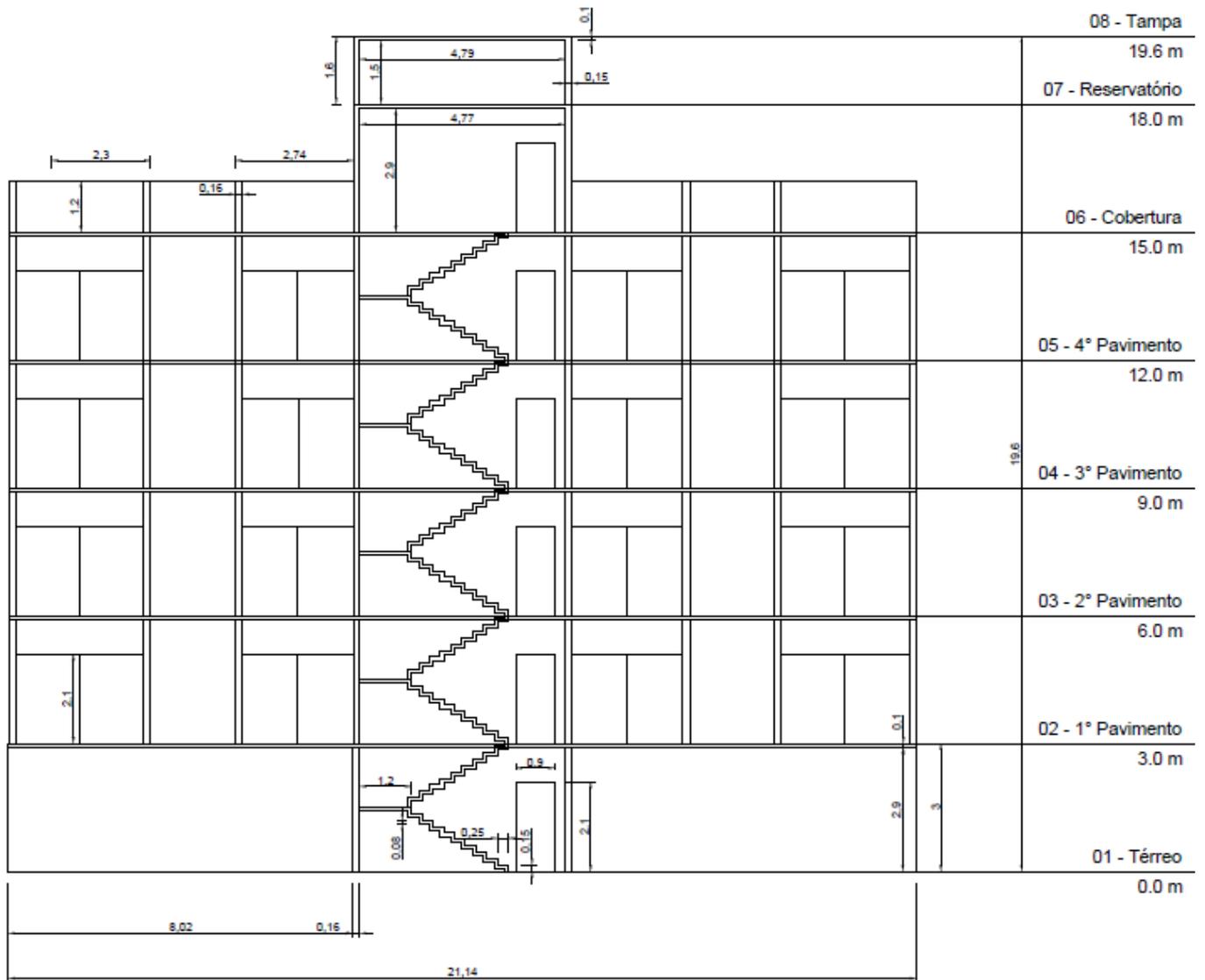
Fonte: Autor (2018)

Figura 9 – Planta baixa do reservatório superior



Fonte: Autor (2018)

Figura 10 – Corte AA'



Fonte: Autor (2018)

8 PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

8.1 Materiais

- Para Concreto armado

Concreto: classe C25 ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ aos 28 dias) para toda a estrutura; relação água-cimento menor ou igual a 0,60; consumo mínimo de cimento = 280 kg/m³.

Foi escolhido a classe do concreto em C25 devido a classe de agressividade ao qual está sujeita a estrutura, sendo a do terreno de classe II. Além, do reservatório superior ser caracterizado como um ambiente interno úmido (Classe II).

As Tabelas 11 e 12 da ABNT NBR 6118:2014, demonstra esse fato.

Tabela 11 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

^a 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).

^b 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.

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

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

Tabela 12 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		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

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

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

Os cobrimentos de concreto adotados para os elementos estruturais são 2,5 cm para lajes, 3,0cm para vigas, pilares e elementos em contato com o solo. A Tabela 13 da ABNT NBR 6118:2014 apresenta esses dados.

Tabela 13 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

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

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

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

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

Aço CA-50: barras de diâmetros variados, empregadas como armadura longitudinal de vigas, pilares, lajes, escadas, elementos de fundação, etc.

Aço CA-60: fios de 5mm de diâmetro, empregado como armadura e estribos.

Segue abaixo os dados gerais dos materiais do edifício na Figura 12:

Figura 12 – Dados gerais do edifício em concreto armado

The screenshot shows the 'Dados gerais' window with the following details:

- Chave:** Edifício TCC
- Descrição:** Edifício Residencial 5 Pavimentos em Concreto Armado
- Normas:** ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9
- Concreto armado**
 - Concreto**
 - Pisos: C25, em geral
 - Fundação: C25, em geral
 - Tubulões: C25, em geral
 - Pilares: C25, em geral
 - Cortinas: C25, em geral
 - Características do agregado: Granito (15 mm)
 - Aço**
 - Barra: CA-50 e CA-60
 - Parafusos: ISO 898.C4.6
- Perfis**
 - Aço**
 - Laminados e soldados: A-36 250Mpa
 - Dobrados: CF-26
 - Madeira**: Serrada - Coníferas - C20
 - Alumínio extrudado**: EN AW-5083 - F
- Ações**
 - Carga permanente e sobrecarga
 - Com ação do vento (NBR 6123 (Brasil))
 - Com ação sísmica
 - Verificar resistência ao fogo
 - Estados limites (combinações)
 - Ações adicionais (cargas especiais)
- Coeficientes de flambagem**
 - Pilares de betão e mistos: $\beta_x = 1.000$, $\beta_y = 1.000$
 - Pilares em aço: $\beta_x = 1.000$, $\beta_y = 1.000$
- Ambiente**
 - Vigas: CAA II (Abertura máxima de fissura: 0.30 mm)
 - Blocos de coroamento: CAA II

Fonte: Autor (2018)

- Para Estrutura Metálica

Igualmente a estrutura de concreto armado, será utilizado concreto C25 com classe de agressividade tipo CAA II e aço CA-50, CA-60 nas lajes de concreto armado.

Para os demais elementos em estrutura metálica, considera-se aço laminado tipo ASTM A36 250Mpa.

Segue abaixo os dados gerais dos materiais do edifício, na Figura 13:

Figura 13 – Dados gerais do edifício em estrutura metálica

Dados gerais

Normas: ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9

Perfis

Aço laminado	A-36 250Mpa
Aço dobrado	CF-26
Madeira	Serrada - Coníferas - C20
Alumínio	EN AW-5083 - F
Concreto	C25, em geral

Concreto armado

Betão para pilares	C25, em geral
Betão para vigas de laje	C25, em geral
Betão para elementos de fundação	C25, em geral
Aço de varões	CA-50 e CA-60
Características do agregado	Granito (15 mm), 30 mm

Recobrimentos Desperdícios de aço

Ações

Com sismo dinâmico

Resistência ao fogo

Estados limites (combinações)

Hipóteses adicionais

Fundação

Processo construtivo

Opções

Pilares	Fundação
Vigas	Ligações

Terreno de fundação

Verificar deslizamento de sapatas

Aderência (a') 0.000 MPa

Ângulo de atrito terreno-sapata (d') 25.00 graus

Combinações fundamentais 0.200 MPa

Combinações sísmicas e acidentais 0.300 MPa

Ambiente

Vigas	CAA II
Blocos	CAA II

Aceitar

Fonte: Autor (2018)

- Para Alvenaria Estrutural

Igualmente a estrutura de concreto armado, será utilizado concreto C25 com classe de agressividade tipo CAA II e aço CA-50, CA-60 nas placas de concreto armado.

Para os demais elementos em alvenaria estrutural de bloco em concreto, considera-se blocos armados de concreto com dimensão 40x20x15, apoiados sobre vigas com 25 cm de altura.

Segue abaixo os dados gerais dos materiais do edifício, na Figura 14:

Figura 14 – Dados gerais do edifício em bloco estrutural

Referência C5

Até: COBERTURA

De: Fundação

Bloco Blocos básicos 40x20x15

Empuxos Sem empuxos

Com coeficiente de rigidez axial diferente

Fundação - Apoio

Com vinculação exterior

Sem vinculação exterior

Aceitar Copiar de Cortina Cancelar

Fonte: Autor (2018)

8.2 Ações e cargas no edifício

8.2.1 Ações Permanentes

A NBR 6120:1980 prescreve este tipo de ação é constituída pelo peso próprio da estrutura e todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

No caso de edifícios as ações permanentes são constituídas pelos pesos próprios dos elementos estruturais como as lajes, vigas, pilares, blocos ou sapatas de fundações, dos elementos de vedação, das paredes de alvenaria cerâmica e de bloco estrutural, revestimentos, entre outros.

Para revestimentos horizontais devem ser considerados o forro suspenso sobre a parte inferior a laje, o contrapiso, argamassa de revestimento e o próprio revestimento do piso.

O engenheiro projetista deve utilizar de catálogos específicos dos materiais utilizados, além da NBR 6120:1980 na falta de determinação experimental, para adotar pesos específicos aparentes dos materiais indicados na tabela abaixo:

Tabela 14 – Peso específico dos materiais de construção

	Materiais	Peso específico aparente (kN/m ³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos silico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Fonte: Adaptado da NBR 6120:1980

Para o edifício em estudo, as cargas permanentes atuantes são:

- Cargas de parede alvenaria

Para as paredes linearmente distribuídas sobre as vigas e lajes, a sua carga é dada pela equação 8:

$$g_{parede,lin} = \gamma_{parede} \cdot h \quad (8)$$

Onde:

$g_{parede,lin}$ é a carga linear da parede (kN/m);

γ_{parede} é o peso específico da parede (kN/m^2);

h é a altura da parede (m).

No projeto, é considerado bloco cerâmico furado com peso específico (γ_{alv}) de $13 kN/m^3$ e reboco em argamassa com peso específico (γ_{arg}) de $19 kN/m^3$, segundo a NBR 6120:1980.

Com isso, o peso específico da parede em alvenaria de bloco cerâmico de 14 cm com 1 cm em cada lado de reboco é de:

$$\gamma_{parede} = \gamma_{alv} \cdot e_{alv} + \gamma_{arg} \cdot e_{arg} \quad (9)$$

Onde:

γ_{parede} é o peso específico da parede (kN/m^2);

γ_{alv} é o peso específico da alvenaria (kN/m^3);

e_{alv} é a espessura da parede (m);

γ_{arg} é o peso específico da argamassa de reboco (kN/m^3);

e_{arg} é a espessura da argamassa de reboco (m);

Assim:

$$\gamma_{parede} = 13 \cdot 0,14 + 19 \cdot 0,02 \quad (10)$$

$$\gamma_{parede} = 2,2 \text{ kN/m}^2 \quad (11)$$

A carga linear da parede é:

$$g_{parede,lin} = 2,2 \cdot h \quad (12)$$

No edifício, possuem paredes de altura em 1,10m, 2,60m, 2,70m e 2,90m, dessa forma:

Para paredes com 1,10m, têm-se:

$$g_{parede,lin} = 2,2 \cdot 1,1 \quad (13)$$

$$g_{parede,lin} = 2,42 \text{ kN/m} \quad (14)$$

Para paredes com 2,60m, têm-se:

$$g_{parede,lin} = 2,2 \cdot 2,6 \quad (15)$$

$$g_{parede,lin} = 5,72 \text{ kN/m} \quad (16)$$

Para paredes com 2,70m, têm-se:

$$g_{parede,lin} = 2,2 \cdot 2,7 \quad (17)$$

$$g_{parede,lin} = 5,94 \text{ kN/m} \quad (18)$$

Para paredes com 2,90m, têm-se:

$$g_{parede,lin} = 2,2 \cdot 2,9 \quad (19)$$

$$g_{parede,lin} = 6,38 \text{ kN/m} \quad (20)$$

- Cargas de porta correr vidro

Para as portas de vidro linearmente distribuídas sobre as vigas, a sua carga é dada pela equação 21:

$$g_{vidro,lin} = \gamma_{vidro} \cdot e_{vidro} \cdot h \quad (21)$$

Onde:

$g_{parede,lin}$ é a carga linear da parede (kN/m);

γ_{vidro} é o peso específico da parede (kN/m^3);

e_{vidro} é a espessura do vidro (m);

h é a altura da parede (m).

No projeto, é considerado parede de 2,60 m de altura com espessura de 8 mm com vidro plano cujo peso específico (γ_{vidro}) de 26 kN/m^3 , segundo a NBR 6120:1980.

Com isso, a carga da porta de vidro linear é:

$$g_{vidro,lin} = 26 \cdot 0,008 \cdot 2,60 \quad (22)$$

$$g_{vidro,lin} = 0,54 \text{ kN/m} \quad (23)$$

- Cargas de parede em bloco estrutural de concreto

Para um projeto específico, será utilizado paredes com função estrutural de bloco em concreto 14x19x39 cm, meio bloco 14x19x19 cm, canaleta 14x19x39 cm e meia canaleta 14x19x19 cm. Existe uma camada de reboco em 1 cm de cada lado da parede.

Conforme a ABNT NBR 6120:1980, os blocos estruturais 14 cm em argamassa possuem peso específico aparente (γ_{bloco}) de 22 kN/m^3 . Além do peso específico aparente do reboco em argamassa com peso específico (γ_{arg}) de 19 kN/m^3

Com isso, calcula-se o peso específico aparente da parede de bloco estrutural de acordo com a equação 24:

$$\gamma_{parede\ bloco} = \gamma_{bloco} \cdot e_{bloco} + \gamma_{arg} \cdot e_{arg} \quad (24)$$

Onde:

$\gamma_{parede\ bloco}$ é o peso específico da parede de bloco estrutural (kN/m^2);

γ_{bloco} é o peso específico do bloco estrutural (kN/m^3);

e_{bloco} é a espessura do bloco estrutural (m);

γ_{arg} é o peso específico da argamassa de reboco (kN/m^3);

e_{arg} é a espessura da argamassa de reboco (m);

Assim:

$$\gamma_{parede\ bloco} = 22 \cdot 0,14 + 19 \cdot 0,02 \quad (25)$$

$$\gamma_{parede\ bloco} = 3,46 \text{ kN/m}^2 \quad (26)$$

Por fim, calcula-se a carga linear da parede em bloco estrutural:

$$g_{parede\ bloco,lin} = \gamma_{parede} \cdot h \quad (27)$$

Onde:

$g_{parede\ bloco,lin}$ é a carga linear da parede de bloco estrutural (kN/m);

$\gamma_{parede\ bloco}$ é o peso específico da parede de bloco estrutural (kN/m^2);

h é a altura da parede de bloco estrutural (m).

Para paredes com 2,70m, têm-se:

$$g_{parede,lin} = 3,46 \cdot 2,70 \quad (28)$$

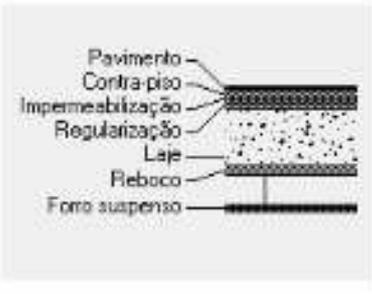
$$g_{parede,lin} = 9,34 \text{ kN/m} \quad (29)$$

- Cargas de revestimento na laje

Para as cargas de revestimento inferior a laje, será utilizado forro suspenso em argamassa de gesso com 1cm de espessura e peso específico ($\gamma_{forro \text{ gesso}}$) de $12,5 \text{ kN/m}^3$. Na parte superior da laje, será revestido com 3 cm de contrapiso em argamassa com peso específico ($\gamma_{arg \text{ contrapiso}}$) de 21 kN/m^3 e revestimento cerâmico com espessura 1,5cm cujo peso específico ($\gamma_{revest \text{ cerâmico}}$) de 18 kN/m^3 , conforme a NBR 6120:1980.

Figura 15 – Detalhe do revestimento na laje maciça

Revestimento	Espessura	Peso específico
Pavimento	1,5 cm	18 kN/m^3
Contra-piso	3 cm	21 kN/m^3
Impermeabilização	0 cm	12 kN/m^3
Regularização	0 cm	21 kN/m^3
Reboco	0 cm	21 kN/m^3
Forro suspenso	1 cm	12,5 kN/m^3



Fonte: Suporte Alto Qi (Sem Data)

Com isso, calcula-se a carga superficial permanente do revestimento na laje pela equação 30:

$$g_{revest} = \gamma_{forro \text{ gesso}} \cdot e_{forro \text{ gesso}} + \gamma_{arg \text{ contrapiso}} \cdot e_{contrapiso} + \gamma_{revest \text{ cerâmico}} \cdot e_{revest \text{ cerâmico}} \quad (30)$$

$$g_{revest} = 12,5 \cdot 0,01 + 21 \cdot 0,03 + 18 \cdot 0,015 \quad (31)$$

$$g_{revest} = 1,025 \text{ kN/m}^2 \quad (32)$$

Onde:

g_{revest} é a carga superficial permanente do revestimento (kN/m^2);

$\gamma_{forro \text{ gesso}}$ é o peso específico do forro de gesso (kN/m^3);

$e_{\text{forro gesso}}$ é a espessura do forro de gesso (m).

$\gamma_{\text{arg contrapiso}}$ é o peso específico do contrapiso em argamassa (kN/m^3);

$e_{\text{arg contrapiso}}$ é a espessura do contrapiso em argamassa (m).

$\gamma_{\text{revest cerâmico}}$ é o peso específico do revestimento cerâmico (kN/m^3);

$e_{\text{revest cerâmico}}$ é a espessura do revestimento cerâmico (m).

- Carga hidrostática no reservatório superior

Para a carga no reservatório superior, será calculada como uma carga permanente superficial na laje, de acordo com a equação 33:

$$g_{\text{reserv}} = \frac{\gamma_{H2O} \cdot V_{\text{reserv}}}{A_{\text{laje, rever}}} \quad (33)$$

$$g_{\text{reserv}} = \frac{\gamma_{H2O} \cdot l_{\text{reserv}} \cdot c_{\text{reserv}} \cdot h_{\text{reserv}}}{l_{\text{reserv}} \cdot c_{\text{reserv}}} \quad (34)$$

$$g_{\text{reserv}} = \gamma_{H2O} \cdot h_{\text{reserv}} \quad (35)$$

Onde:

g_{reserv} é a carga permanente superficial na laje do reservatório (kN/m^2);

γ_{H2O} é o peso específico da água (kN/m^3);

l_{reserv} é a largura do reservatório (m);

c_{reserv} é o comprimento do reservatório (m);

h_{reserv} é a altura do reservatório (m).

Assim:

$$g_{\text{reserv}} = 10 \cdot 1,50 \quad (36)$$

$$g_{\text{reserv}} = 15,0 \text{ (} kN/m^2 \text{)} \quad (37)$$

8.2.2 Ações Variáveis

A ação variável nas lajes é tratada pelo item 2.2 da NBR 6120:1980 como carga acidental. Na prática também é chamada de sobrecarga.

Segundo a NBR 6120:1980, a carga acidental é definida como toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.). As cargas verticais que se consideram atuando nos pisos de edificações, além das que se aplicam em caráter especial, referem-se a carregamentos devidos a pessoas, móveis, utensílios materiais diversos e veículos, e são supostas uniformemente distribuídas, com os valores mínimos indicados nas Tabelas 15 e 16 abaixo.

Tabela 15 – Valores mínimos das cargas verticais

		Unid.: kN/m ²
	Local	Carga
1	Arquibancadas	4
2	Balcões	-
3	Bancos	2 1,5
4	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livros	4
	Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	6
5	Casas de máquinas	7,5
6	Platéia com assentos fixos	3
	Estúdio e platéia com assentos móveis	4
	Banheiro	2
7	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos	3
	Sala de assembléia com assentos móveis	4
	Salão de danças e salão de esportes	5
	Sala de bilhar e banheiro	2
8	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
9	Cozinhas não residenciais	3
10	Depósitos	-
11	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	2
12	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7)	3
	Sem acesso ao público	2,5
13	Anfiteatro com assentos fixos	3
	Corredor e sala de aula	2
	Outras salas	2
14	Escritórios	2
15	Forros	0,5
16	Galerias de arte	3
17	Galerias de lojas	3
18	Garagens e estacionamentos	3
19	Ginásios de esportes	5

Fonte: Adaptado da NBR 6120:1980

Tabela 16 – Valores mínimos das cargas verticais (continuação)

/continuação		Local	Carga
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro		2
	Corredor		3
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo		3
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos		3
23 Lojas			4
24 Restaurantes			3
25 Teatros	Palco		5
	Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas		-
26 Terraços	Sem acesso ao público		2
	Com acesso ao público		3
	Inacessível a pessoas		0,5
	Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica		-
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público		1,5
	Com acesso ao público		3

Fonte: Adaptado da NBR 6120:1980

Assim, de acordo com a NBR 6120:1980 e o projeto em questão, age sobre o edifício sobrecargas como:

Casa de máquinas: com carga de uso igual a $7,5 \text{ kN/m}^2$;

Edifícios residenciais: com carga de uso igual a $1,5 \text{ kN/m}^2$ para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro, e $2,0 \text{ kN/m}^2$ para despensa, área de serviço e lavanderia;

Escadas sem acesso ao público: com carga de uso igual a $2,5 \text{ kN/m}^2$;

Casa de máquinas: com carga de uso igual a $7,5 \text{ kN/m}^2$;

Terraço sem acesso ao público: com carga de uso igual a $2,0 \text{ kN/m}^2$.

OBS: as cargas de uso de garagens e estacionamentos são desconsideradas nesse projeto pelo fato de se encontrar no pavimento térreo, sendo assim a sobrecarga irrelevante.

Ao longo dos parapeitos e balcões devem ser aplicadas uma carga vertical mínima de $2,0 \text{ kN/m}$, de acordo com a norma NBR 6120:1980.

8.2.3 Ação do vento

A NBR 6118:2014 indica que a consideração da ação de vento nas estruturas é obrigatória e recomenda que devem ser determinadas com as prescrições da NBR 6123:1988.

A NBR 6123:1988 prescreve que as forças relativas ao vento atuantes em uma edificação devem ser calculadas separadamente para:

- a) Elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc.);
- b) Partes da estrutura (telhados, paredes, etc.);
- c) Estrutura como um todo.

A NBR 6123:1988 estabelece que as estruturas de edifícios paralelepípedicos o projeto deve levar em conta:

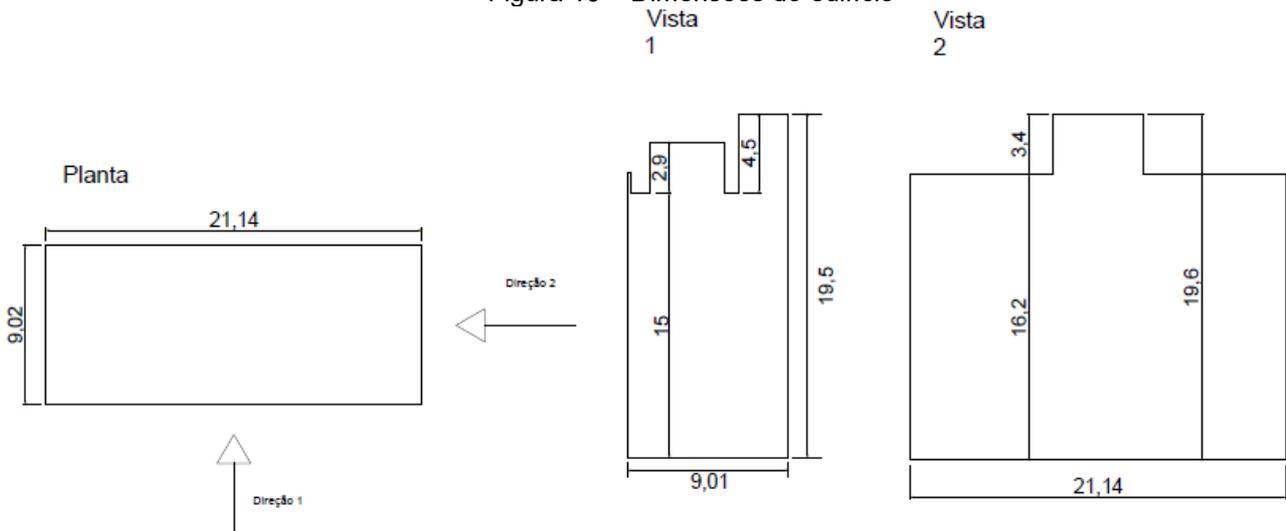
- a) As forças de vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas;
- b) As excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. Os momentos de torção são calculados considerando estas forças agindo com as excentricidades, em relação ao eixo geométrico, dadas na norma.

8.2.3.1 Dados característicos do edifício

O edifício em projeto possui formato paralelepípedo, com dimensões em planta de 9,01m por 21,14m e com 19,6m de altura, conforme visto na Figura 16.

A destinação é de edifício residencial e deve ocupar um terreno plano, em localização afastada da região central da cidade e tem casas de baixa altura ao seu redor. Para se determinar a velocidade básica do vento, informa-se que o edifício fica na cidade de São Luís, MA.

Figura 16 – Dimensões do edifício



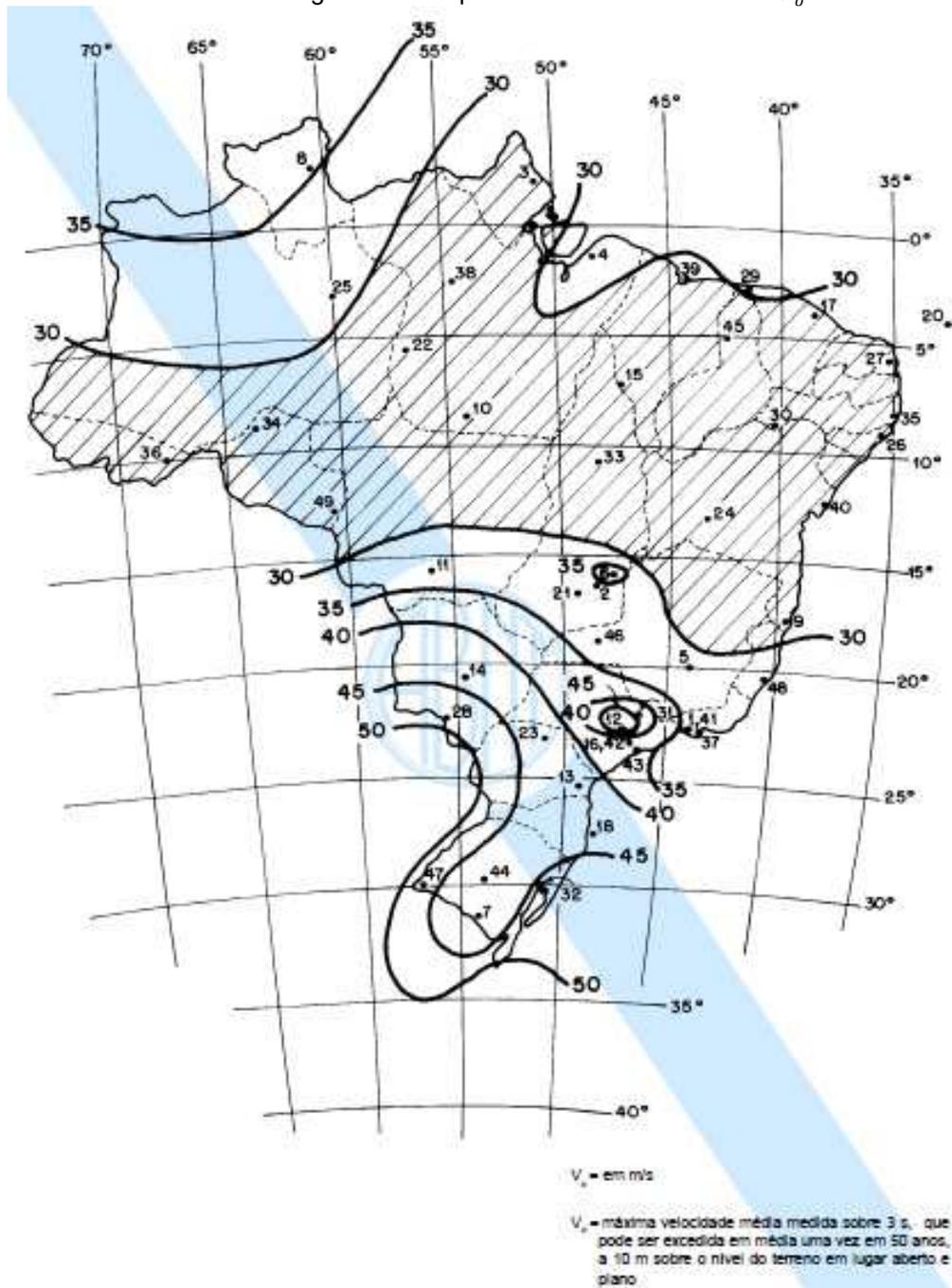
Fonte: Autor (2018)

As forças estáticas por causa do vento são determinadas considerando a velocidade básica do vento, dadas pelas isopleias de velocidade básica (V_0) fornecidas na norma. O coeficiente S_1 leva em conta o fator topográfico, o coeficiente S_2 representa a rugosidade do terreno e, o S_3 é o fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

- Velocidade Básica do Vento (V_0)

A velocidade básica do vento (V_0), para o caso deste edifício de acordo com a região da cidade de São Luís, MA é de 30 m/s, conforme mostra a Figura 17 abaixo.

Figura 17 – Isopletas de velocidade básica V_o



Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

- Categoria do terreno

O terreno ao qual encontra-se o edifício se enquadra na categoria IV possuindo uma cota de obstáculo média igual a 10 m em uma zona urbanizada. Esse fato é justificado pela Figura 18 abaixo referente a norma NBR 6123:1988.

Figura 18 – Categoria do terreno

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos:

- zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

- Classe da edificação

O edifício possui sua maior direção na horizontal, possuindo 21,14m de comprimento, sendo assim classificado como um edifício de classe B. Esse fato é justificado pela Figura 19 abaixo referente a norma NBR 6123:1988.

Figura 19 – Classes da edificação

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

- Fator probabilístico (S_3)

O fator estatístico considera o grau de segurança requerido e a vida útil prevista para a edificação. O edifício é caracterizado como residencial, enquadrando-se no grupo 2. Com isso, o fator estatístico S_3 igual a 1,00. Esse fato é justificado pela Tabela 17 abaixo referente a norma NBR 6123:1988.

Tabela 17 – Fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

- Fator topográfico (S_1)

O terreno onde encontra-se o edifício é caracterizado como terreno plano. Com isso, o fator topográfico S_1 é igual a 1,00. Esse fato é justificado pela Figura 20 abaixo referente a norma NBR 6123:1988.

Figura 20 – Fator topográfico S_1

5.2 Fator topográfico, S_1

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

a) terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;

b) taludes e morros:

- taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura 2;

- no ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes): $S_1 = 1,0$;

- no ponto B: [S_1 é uma função $S_1(z)$]:

$$\theta \leq 3^\circ: S_1(z) = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: S_1(z) = 1,0 +$$

$$+ \left(2,5 - \frac{z}{d} \right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\theta \geq 45^\circ: S_1(z) = 1,0 +$$

$$+ \left(2,5 - \frac{z}{d} \right) 0,31 \geq 1$$

[interpolando linearmente para $3^\circ < \theta < 6^\circ < 17^\circ < \theta < 45^\circ$]

Onde:

z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

θ = inclinação média do talude ou encosta do morro

Nota: Entre A e B e entre B e C, o fator S_1 é obtido por interpolação linear.

c) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

- Fator S_2

Esse fator considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura do terreno. Para este edifício têm-se terreno plano local urbanizado (Categoria IV), Classe B da edificação com maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal entre 20 a 50 metros.

Com isso, determinam-se os fatores S_2 , de acordo com a Tabela 18 abaixo da norma NBR 6123:1988.

Tabela 18 – Fator estatístico S_3

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

- Velocidade característica do vento (V_K)

Após determinar todos os fatores, calcula-se a velocidade característica do vento pela equação abaixo descrita pela norma NBR 6123:1988.

$$V_K = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (m/s) \quad (38)$$

- Pressão dinâmica (q_w)

A expressão da pressão dinâmica é dada pela equação abaixo descrita pela norma NBR 6123:1988.

$$q_w = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (N/m^2) \quad (39)$$

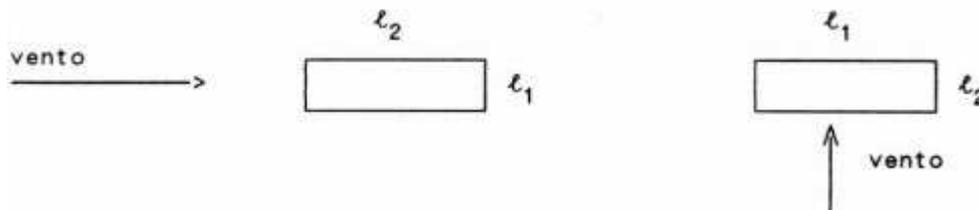
- Coeficiente de arrasto (C_a)

Considerando que l_1 é a largura da edificação, isto é, a dimensão horizontal perpendicular à direção do vento e l_2 é a profundidade, ou seja, a dimensão na direção do vento e, h é a sua altura, pode-se determinar o coeficiente de arrasto em função destas grandezas geométricas.

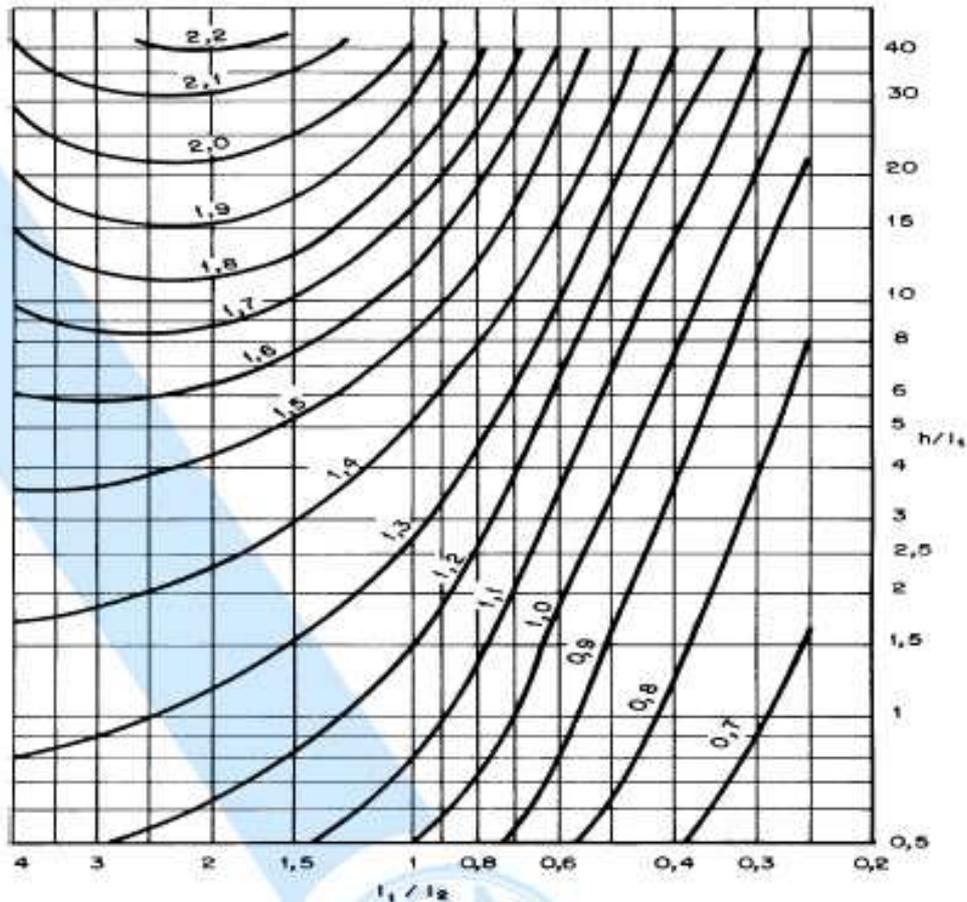
Os coeficientes de arrasto são determinados na NBR 6123:1988 para as relações l_1/l_2 e h/l_1 , por meio de Ábaco 1, abaixo.

As considerações geométricas para este exemplo são dadas pela Figura 21.

Figura 21 – Direções do vento para cálculo de C_a



Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

Ábaco 1 – Direções do vento para cálculo de C_a 

Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

- Determinação das forças relativas ao vento (w)

Conforme a NBR 6123:1988, as forças em virtude do vento são consideradas uniformemente distribuídas para cada segmento de altura da edificação. O módulo da força é calculado pelas expressões:

$$w = C_a \cdot q_w \cdot l_1 \quad (N/m) \quad (40)$$

$$w = C_a \cdot q_w \cdot l_2 \quad (N/m) \quad (41)$$

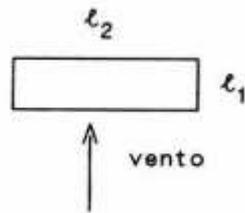
Sendo l_1 valor da dimensão horizontal da direção do vento perpendicular a fachada de menor área e l_2 o valor da dimensão horizontal da direção do vento perpendicular a fachada de maior área, como demonstra abaixo nas Figuras 22 e 23.

Figura 22 – Fachada de menor área



Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

Figura 23 – Fachada de maior área

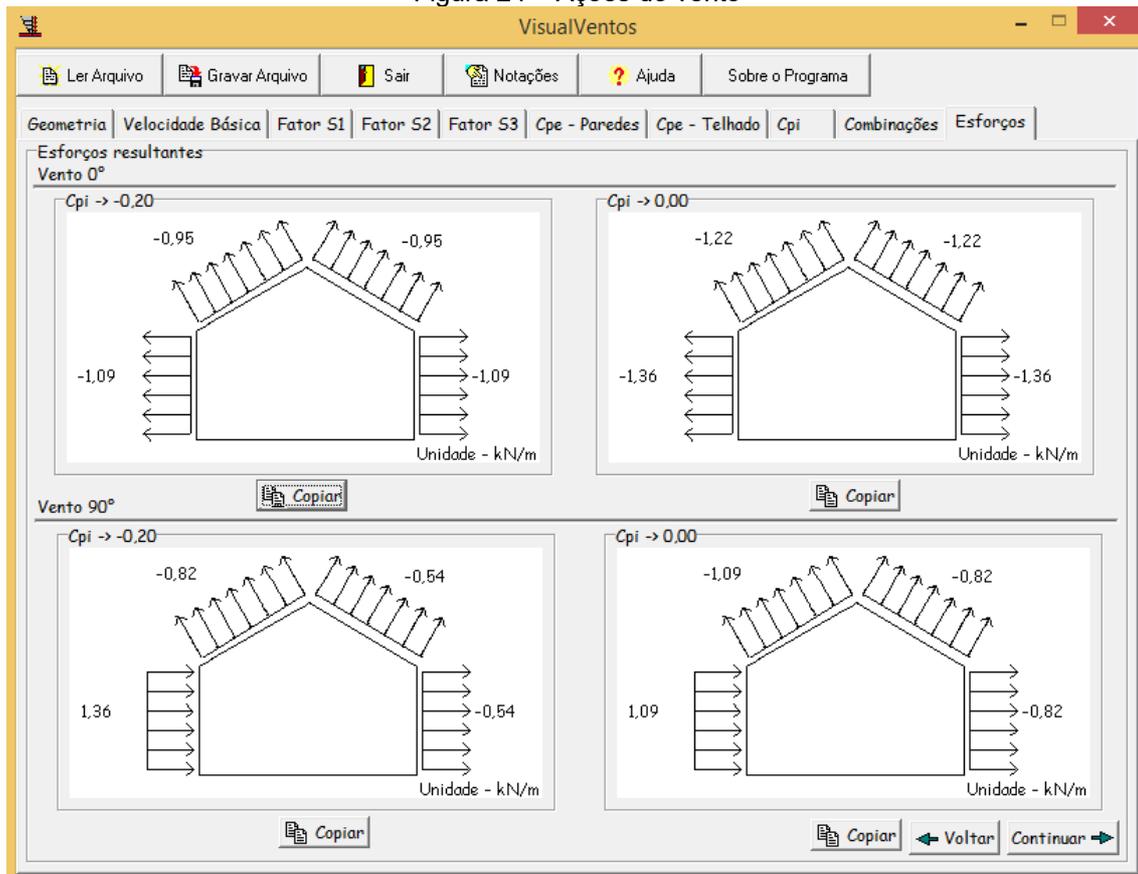


Fonte: Adaptado NBR 6123:1988

- Dimensionamento no software Visual Ventos

Foi calculado as ações de ventos com auxílio do software visual ventos para verificação das cargas na estrutura e seu posterior lançamento. Os resultados são demonstrados na Figura 24, abaixo:

Figura 24 – Ações do vento



Fonte: Autor (2018)

8.2.4 Outras ações

Entre as demais ações a serem consideradas, se for o caso, em estruturas de edifícios encontram-se: variação de temperatura, retração e fluência do concreto, choques, vibrações, ações repetidas e, aquelas provenientes de deslocamentos de apoio e processos construtivos, se as condições de projeto determinarem.

Porém, para o projeto em análise não serão consideradas o estudo e cálculo dessas ações.

8.3 Fundação

Para o edifício em questão, não será abordado o estudo e dimensionamento da fundação, devido a interação dele com a resistência do terreno que não é foco desse estudo. Ficando exposto somente o estudo e dimensionamento estrutural de lajes maciças, vigas, pilares, pilares-parede, escada e reservatório.

8.4 Pilar e Pilar-Parede

Os pilares foram alocados de acordo com as peculiaridades de demanda de resistência de cada material. Utilizando menor quantidade de pilares, deixando-os mais espaçados em edifício de estrutura metálica. E, determinando uma alocação com maior quantidade de pilares e pilaretes, com menor espaçamento entre eles, para as estruturas em concreto armado e alvenaria de bloco estrutural em concreto.

Segue abaixo o detalhamento da planta de pilares dos três edifícios em estudo:

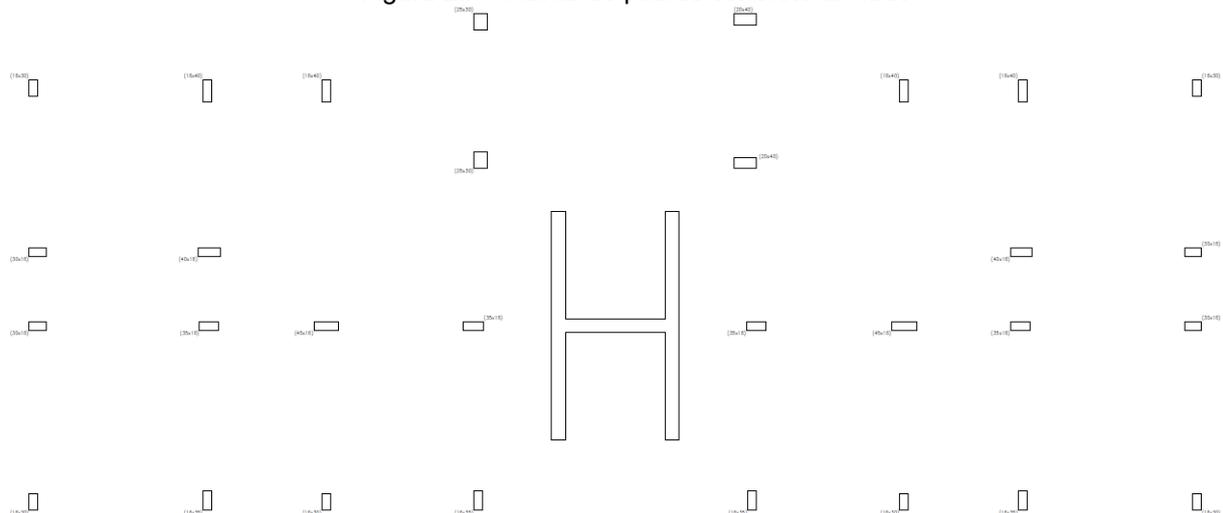
- Projeto em Concreto Armado

O edifício em concreto armado possui 30 pilares de diversas dimensões (P16x30, P16x35, P16x40, P16x45, P20x40 e P25x30) e 01 pilar-parede em forma H na área do elevador com espessura de 15 cm.

É apresentado abaixo a planta de pilares na Figura 25, além da planta no anexo B mais detalhada.

A Tabela 19 abaixo traz as características dos pilares, apresentando suas dimensões e coordenadas.

Figura 25 – Planta de pilares concreto armado



Fonte: Autor (2018)

Tabela 19– Dimensões pilares concreto armado

Implantação de pilares				
Pilar	Dimensão (cm)	Coordenadas do centro		Ângulo (graus)
		Coordenada X (cm)	Coordenada Y (cm)	
P1	16x30	8	15	0.000
P2	16x35	322	18	0.000
P3	16x30	536	15	0.000
P4	16x35	810	18	0.000
P5	16x35	1304	18	0.000
P6	16x30	1578	15	0.000
P7	16x35	1792	18	0.000
P8	16x30	2106	15	0.000
P9	30x16	15	334	0.000
P10	35x16	324	334	0.000
P11	45x16	536	334	0.000
P12	35x16	801	334	0.000
P13	35x16	1312	334	0.000
P14	45x16	1578	334	0.000
P15	35x16	1787	334	0.000
P16	30x16	2099	334	0.000
P17	30x16	15	468	0.000
P18	40x16	324	468	0.000
P19	40x16	1790	468	0.000
P20	30x16	2099	468	0.000
P21	25x30	814	636	0.000
P22	20x40	1292	631	90.000
P23	16x30	8	767	0.000
P24	16x40	322	762	0.000
P25	16x40	536	762	0.000
P26	16x40	1578	762	0.000
P27	16x40	1792	762	0.000
P28	16x30	2106	767	0.000
P29	25x30	814	887	0.000
P30	20x40	1292	892	90.000

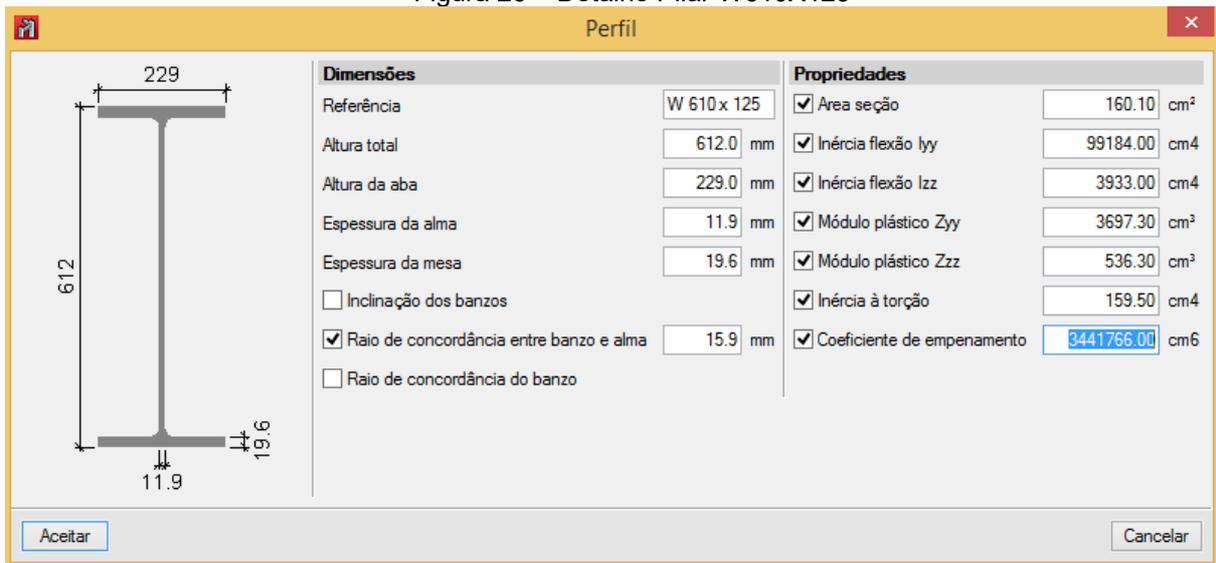
Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Estrutura Metálica

O edifício em estrutura metálica possui 20 pilares do tipo W610x125 de acordo com as solicitações. Na Figura 26 é observado os detalhes do perfil do pilar.

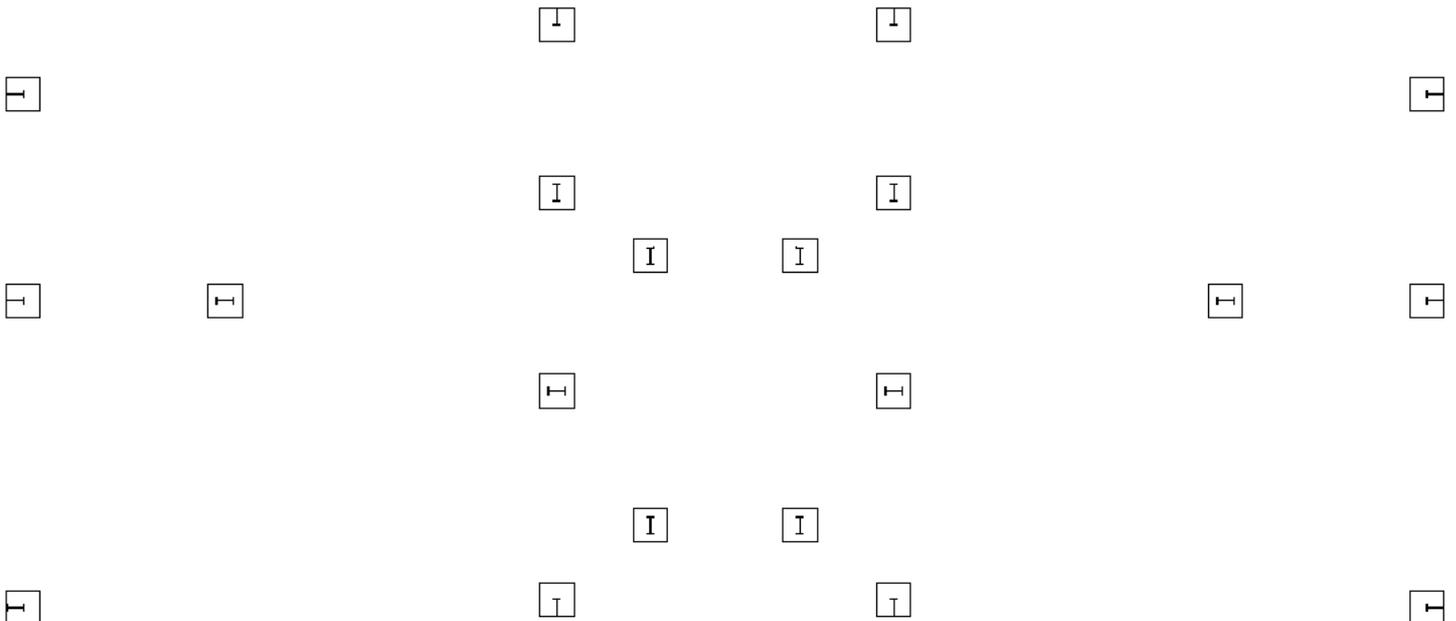
É apresentado abaixo a planta de pilares na Figura 27, além da planta no anexo C mais detalhada.

Figura 26 – Detalhe Pilar W610X125



Fonte: Autor (2018)

Figura 27 – Planta de pilares concreto armado



Fonte: Autor (2018)

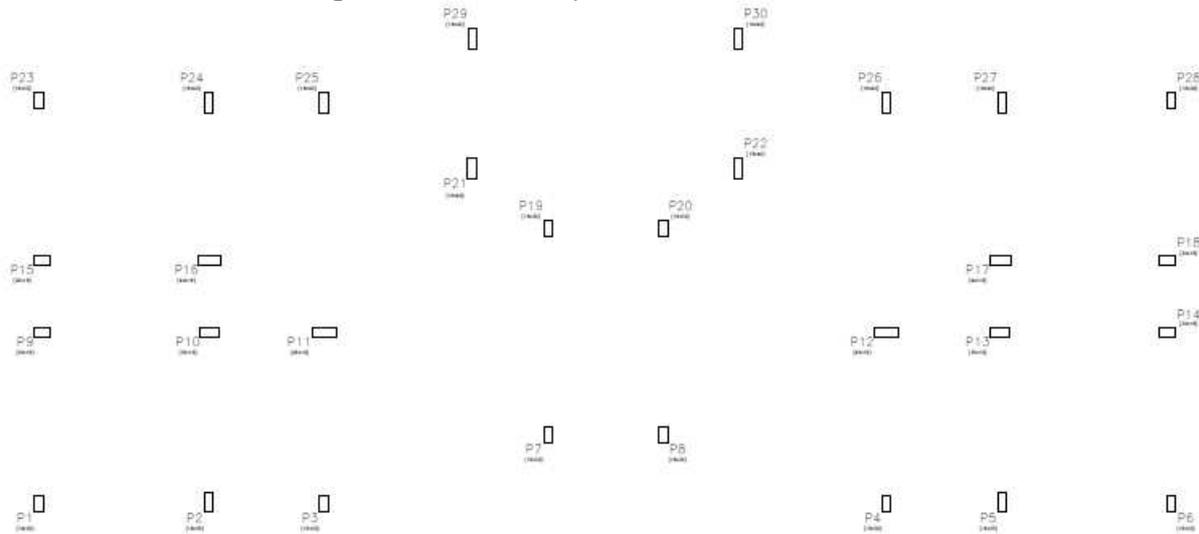
- Projeto em Alvenaria Estrutural

O edifício em alvenaria estrutural possui, no térreo, 30 pilares de diversas dimensões (P16x30, P16x35, P16X40, P16X45 e P20X40) de acordo com as solicitações. Devido ser área de estacionamento, foi impossibilitado colocar a estrutura em alvenaria estrutural. No primeiro pavimento em diante, é admitido a estrutura em alvenaria de bloco estrutural em concreto.

É apresentado abaixo a planta de pilares no térreo na Figura 28 e a planta de parede com alvenaria estrutural no pavimento tipo na Figura 29. Além das plantas no anexo D mais detalhadas.

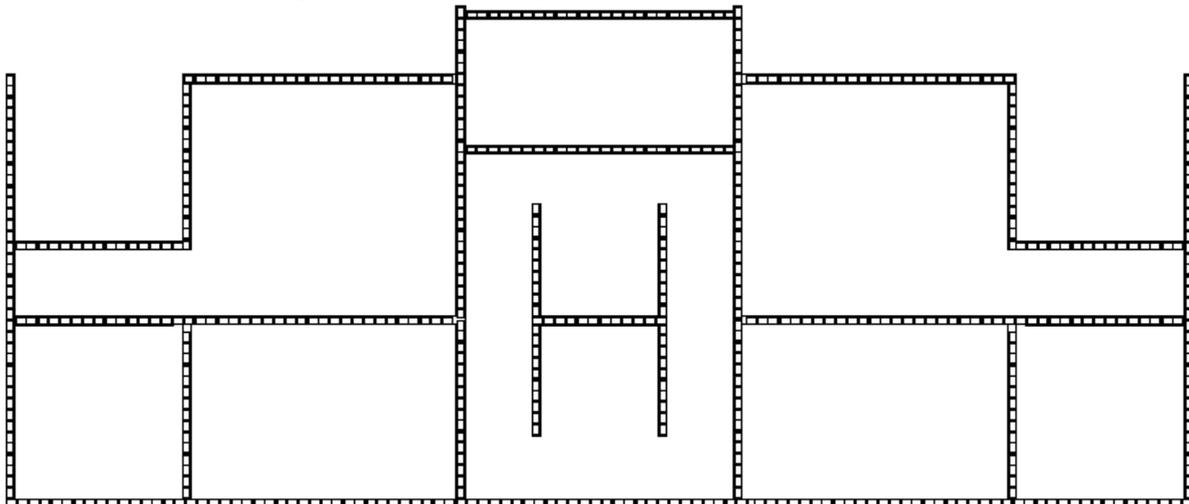
A Tabela 20 abaixo traz as características dos pilares, apresentando suas dimensões e coordenadas.

Figura 28 – Planta de pilares concreto armado Térreo



Fonte: Autor (2018)

Figura 29 – Planta de parede de bloco estrutural Pav.Tipo



Fonte: Autor (2018)

Tabela 20 – Dimensões pilares concreto armado térreo

Implantação de pilares – Térreo			
Pilar	Dimensão (cm)	Coordenadas do centro	
		Coordenada X (cm)	Coordenada Y (cm)
P1	16x30	8	15
P2	16x35	322	18
P3	16x30	536	15
P4	16x30	1578	15
P5	16x35	1792	18
P6	16x30	2106	15
P7	16x30	950	142
P8	16x30	1164	142
P9	30x16	15	334
P10	35x16	324	334
P11	45x16	536	334
P12	45x16	1578	334
P13	35x16	1787	334
P14	30x16	2099	334
P15	30x16	15	468
P16	40x16	324	468
P17	40x16	1790	468
P18	30x16	2099	468
P19	16x30	950	527
P20	16x30	1164	527
P21	16x40	810	641
P22	16x40	1304	641
P23	16x30	8	767
P24	16x40	322	762
P25	16x40	536	762
P26	16x40	1578	762
P27	16x40	1792	762
P28	16x30	2106	767
P29	16x40	810	882
P30	16x40	1304	882

Fonte: Autor (2018)

8.5 Viga e cinta

As vigas e cintas foram posicionadas de acordo com as disposições dos pilares e pilaretes, apresentando bases e alturas diferentes de acordo com os vãos e cargas a suportarem em cada local. Elas são posicionadas entre pilar-pilar, pilar-viga, pilar-cinta, viga-viga e cinta-cinta. Com isso, cada estrutura de edifício possui uma planta de vigas e cintas diferentes.

Segue abaixo o detalhamento da planta de vigas e cintas dos três edifícios em estudo:

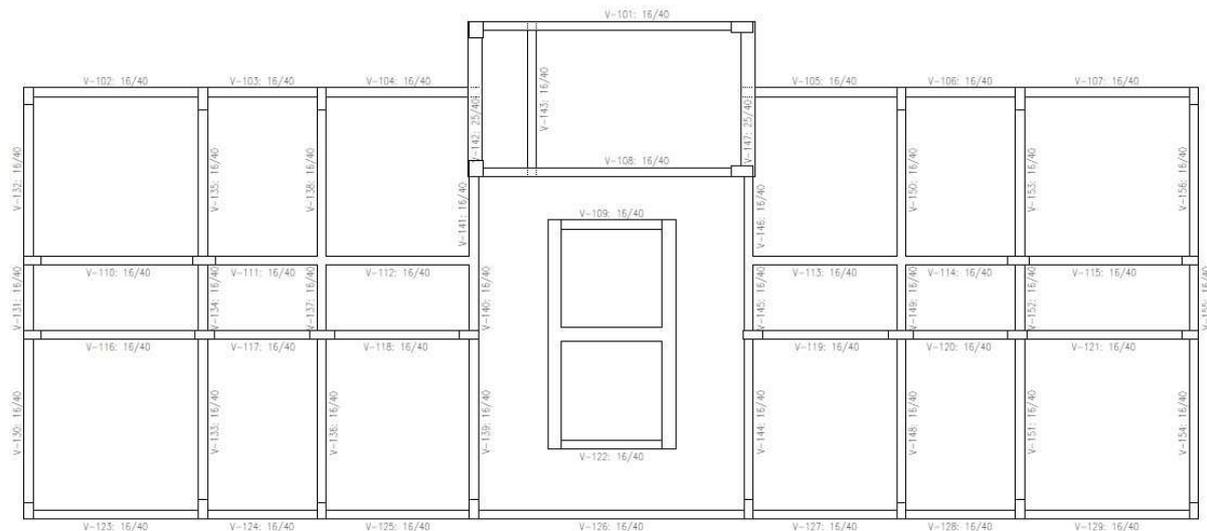
- Projeto em Concreto Armado

O edifício em concreto armado possui vigas com dimensões 16x40 cm e 25x40 cm no térreo com função de dar travamento aos pilares, apoiar a escada e as paredes em algumas áreas. No pavimento tipo, as vigas possuem vãos máximos de aproximadamente 5m no hall dos elevadores.

Devido as vãos que essas vigas suportam e para manter uma regularidade na estrutura, foram escolhidos as vigas de dimensão 16x30 cm nos menores vãos entre pilares na direção y e foi estabelecido vigas de dimensão 16x40 cm nos maiores vãos entre pilares na direção x.

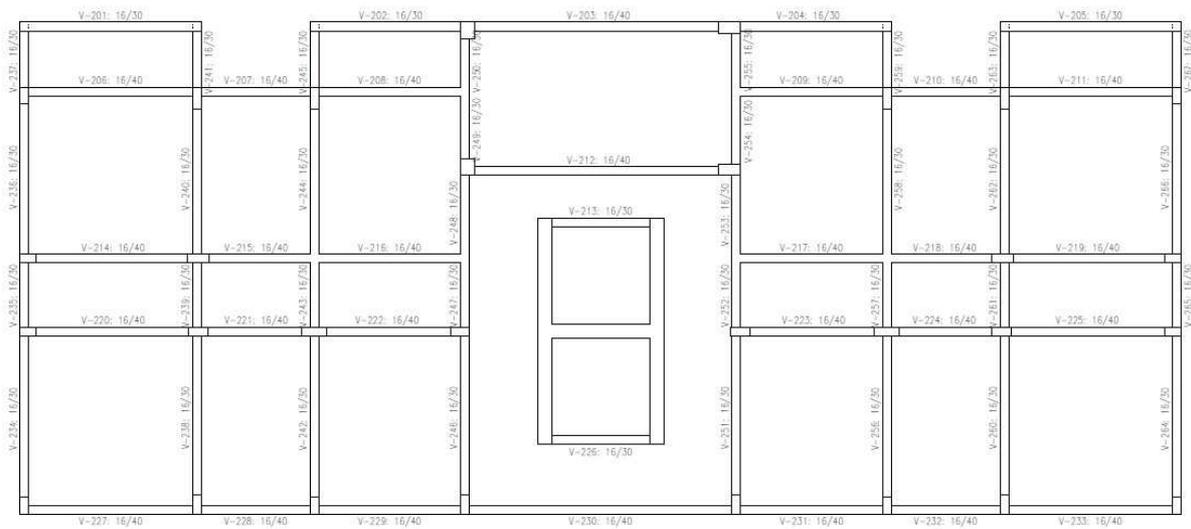
É apresentado abaixo a planta das vigas no térreo na Figura 30 e a planta das vigas no pavimento tipo na figura 31. Além das plantas no anexo B mais detalhadas.

Figura 30 – Planta de vigas concreto armado Térreo



Fonte: Autor (2018)

Figura 31 – Planta de vigas concreto armado Pav.Tipo



Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Estrutura Metálica

O edifício em estrutura metálica possui vigas principais e secundárias do tipo W460x74, W310x32,7 e W250x17,9 de acordo com as solicitações.

Não é necessário alocar vigas no térreo para esse tipo de estrutura, somente atrelar vínculos aos pilares como engastados e na escada como apoiada no solo.

No pavimento tipo, as vigas possuem vãos máximos de aproximadamente 8m entre pilares.

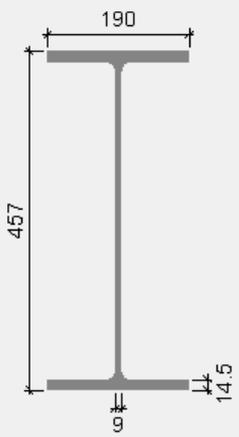
Devido as vãos que essas vigas suportam e para manter uma regularidade na estrutura, foram escolhidos as vigas W460x74 nos maiores vãos, vigas W310x32,7 na área do elevador e viga W250x17,9 para apoiar o patamar da escada. Na casa de máquinas, devido a uma maior solicitação de cargas, foi estabelecido vigas W310x38,7.

Nas Figuras 32, 33, 34 e 35 são observados os detalhes dos perfis das vigas citadas acima.

É apresentado abaixo a planta de vigas na Figura 36, além da plantas mais detalhadas das vigas em metálica no anexo C.

Figura 32 – Detalhe Viga W460X74

Perfil



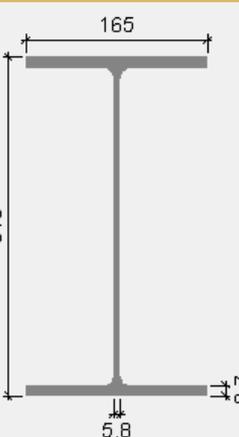
Dimensões		Propriedades	
Referência	W 460 x 74	<input checked="" type="checkbox"/> Área seção	94.90 cm ²
Altura total	457.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Inércia flexão I _{yy}	33415.00 cm ⁴
Altura da aba	190.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Inércia flexão I _{zz}	1661.00 cm ⁴
Espessura da alma	9.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Módulo plástico Z _{yy}	1657.40 cm ³
Espessura da mesa	14.5 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Módulo plástico Z _{zz}	271.30 cm ³
<input type="checkbox"/> Inclinação dos banzos		<input checked="" type="checkbox"/> Inércia à torção	52.97 cm ⁴
<input checked="" type="checkbox"/> Raio de concordância entre banzo e alma	12.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Coeficiente de empenamento	811417.00 cm ⁶
<input type="checkbox"/> Raio de concordância do banzo			

Aceitar Cancelar

Fonte: Autor (2018)

Figura 33 – Detalhe Viga W310x38,7

Perfil



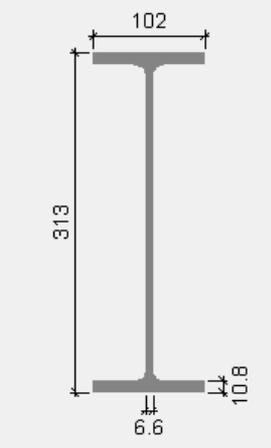
Dimensões		Propriedades	
Referência	W 310 x 38.7	<input checked="" type="checkbox"/> Área seção	49.70 cm ²
Altura total	310.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Inércia flexão I _{yy}	8581.00 cm ⁴
Altura da aba	165.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Inércia flexão I _{zz}	727.00 cm ⁴
Espessura da alma	5.8 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Módulo plástico Z _{yy}	615.40 cm ³
Espessura da mesa	9.7 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Módulo plástico Z _{zz}	134.90 cm ³
<input type="checkbox"/> Inclinação dos banzos		<input checked="" type="checkbox"/> Inércia à torção	13.20 cm ⁴
<input checked="" type="checkbox"/> Raio de concordância entre banzo e alma	9.8 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Coeficiente de empenamento	163728.00 cm ⁶
<input type="checkbox"/> Raio de concordância do banzo			

Aceitar Cancelar

Fonte: Autor (2018)

Figura 34 – Detalhe Viga W310x32,7

Perfil



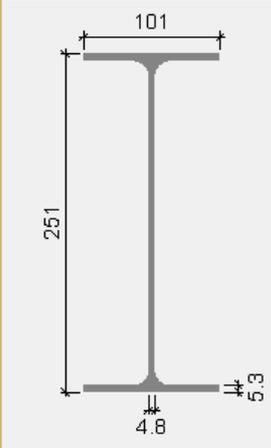
Dimensões		Propriedades	
Referência	W 310 x 32.7	<input checked="" type="checkbox"/> Área seção	42.10 cm ²
Altura total	313.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Inércia flexão I _{yy}	6570.00 cm ⁴
Altura da aba	102.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Inércia flexão I _{zz}	192.00 cm ⁴
Espessura da alma	6.6 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Módulo plástico Z _{yy}	485.30 cm ³
Espessura da mesa	10.8 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Módulo plástico Z _{zz}	59.80 cm ³
<input type="checkbox"/> Inclinação dos banzos		<input checked="" type="checkbox"/> Inércia à torção	12.91 cm ⁴
<input checked="" type="checkbox"/> Raio de concordância entre banzo e alma	10.2 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Coeficiente de empenamento	43612.00 cm ⁶
<input type="checkbox"/> Raio de concordância do banzo			

Aceitar Cancelar

Fonte: Autor (2018)

Figura 35 – Detalhe Viga W250x17,9

Perfil

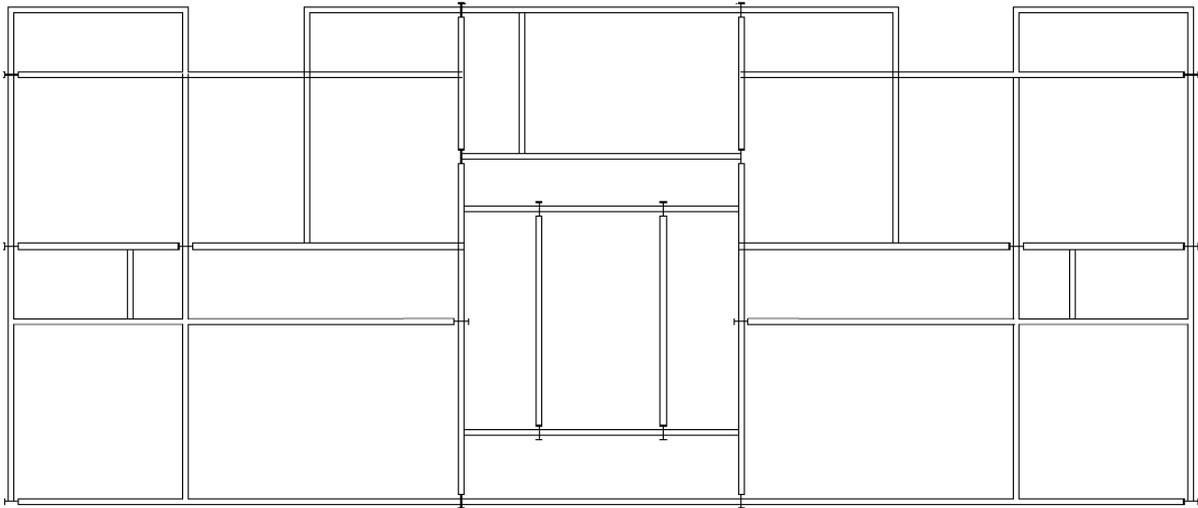


Dimensões		Propriedades	
Referência	W 250 x 17.9	<input checked="" type="checkbox"/> Área seção	23.10 cm ²
Altura total	251.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Inércia flexão I _{yy}	2291.00 cm ⁴
Altura da aba	101.0 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Inércia flexão I _{zz}	91.00 cm ⁴
Espessura da alma	4.8 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Módulo plástico Z _{yy}	211.00 cm ³
Espessura da mesa	5.3 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Módulo plástico Z _{zz}	28.80 cm ³
<input type="checkbox"/> Inclinação dos banzos		<input checked="" type="checkbox"/> Inércia à torção	2.54 cm ⁴
<input checked="" type="checkbox"/> Raio de concordância entre banzo e alma	10.2 mm	<input checked="" type="checkbox"/> Coeficiente de empenamento	13735.00 cm ⁶
<input type="checkbox"/> Raio de concordância do banzo			

Aceitar Cancelar

Fonte: Autor (2018)

Figura 36 – Planta de vigas metálicas



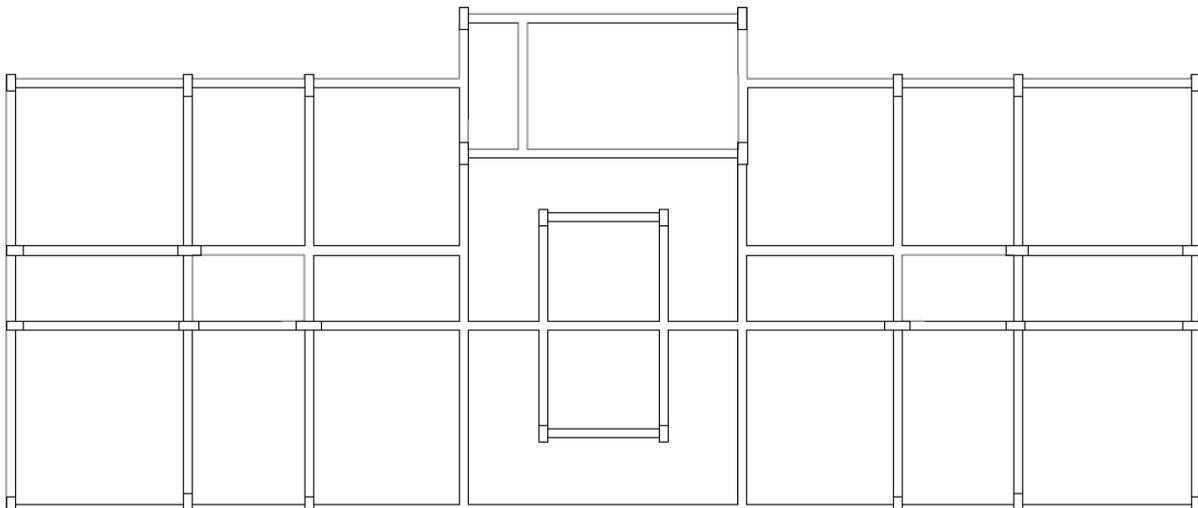
Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Alvenaria Estrutural

O edifício em alvenaria estrutural possui vigas em concreto armado com dimensões 16x40 cm no térreo com função de dar travamento aos pilares, apoiar a escada e as paredes em algumas áreas. No pavimento tipo possui cintas com dimensão 15x25 cm que apoiam as paredes estruturais, além de vigas 15x30 cm que apoiam as lajes em balanço.

É apresentado abaixo a planta das vigas no térreo na Figura 37 e a planta das vigas e cintas no pavimento tipo na Figura 38. Além das plantas mais detalhadas das vigas e cintas no anexo D.

Figura 37 – Planta de vigas concreto armado Térreo

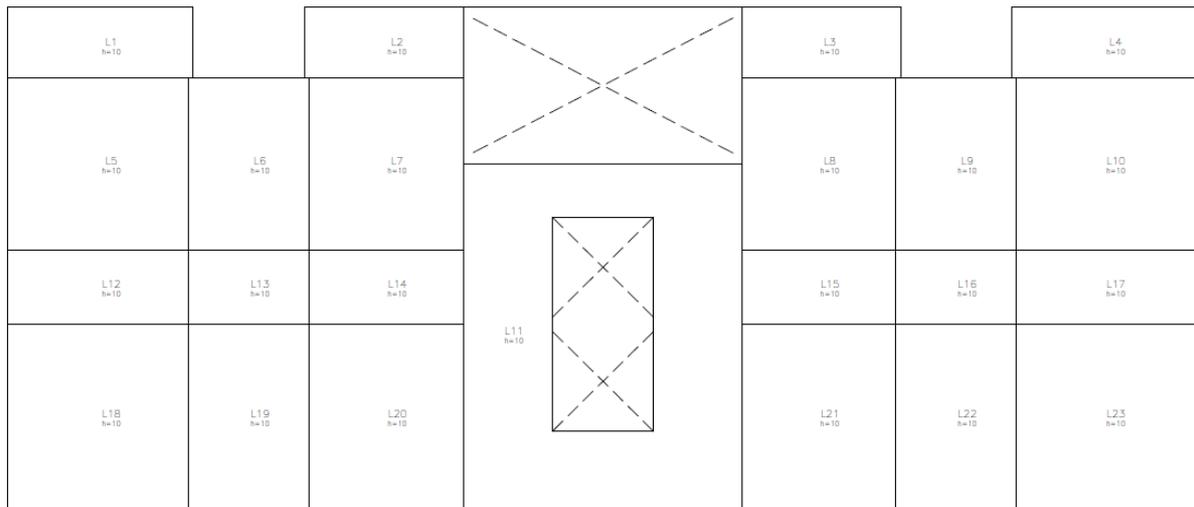


Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Concreto Armado

O projeto em concreto armado possui 23 tabuleiros de lajes no pavimento tipo com dimensões e vãos distintos. Na Figura 39 abaixo é apresentado a planta de lajes. Além da planta mais detalhada das lajes no anexo B.

Figura 39 – Planta de lajes concreto armado

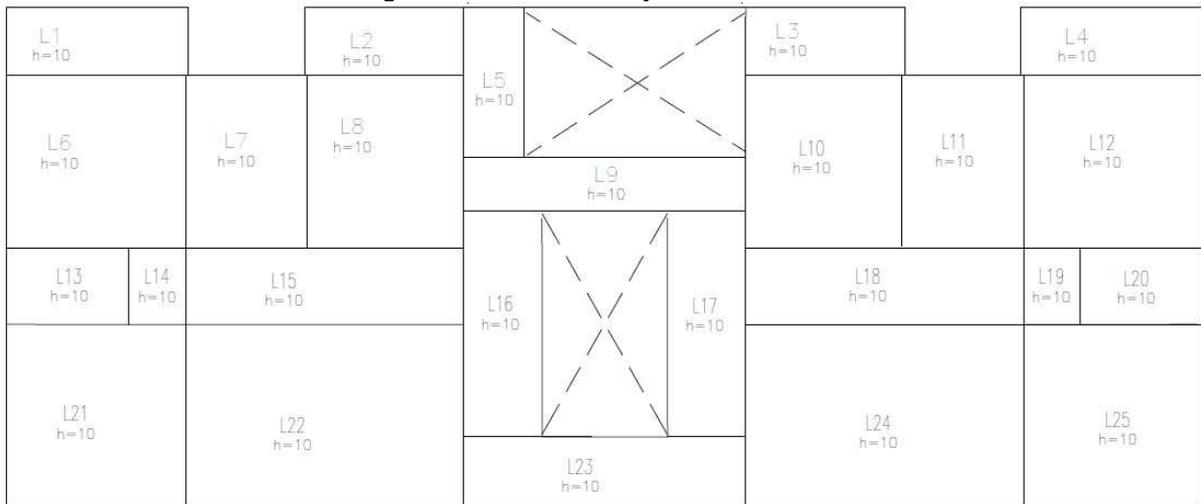


Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Estrutura Metálica

O projeto em estrutura metálica possui 25 tabuleiros de lajes em concreto armado no pavimento tipo com dimensões e vãos distintos. Na Figura 40 abaixo é apresentado a planta de lajes. Além da planta mais detalhada das lajes no anexo C.

Figura 40 – Planta de lajes concreto armado

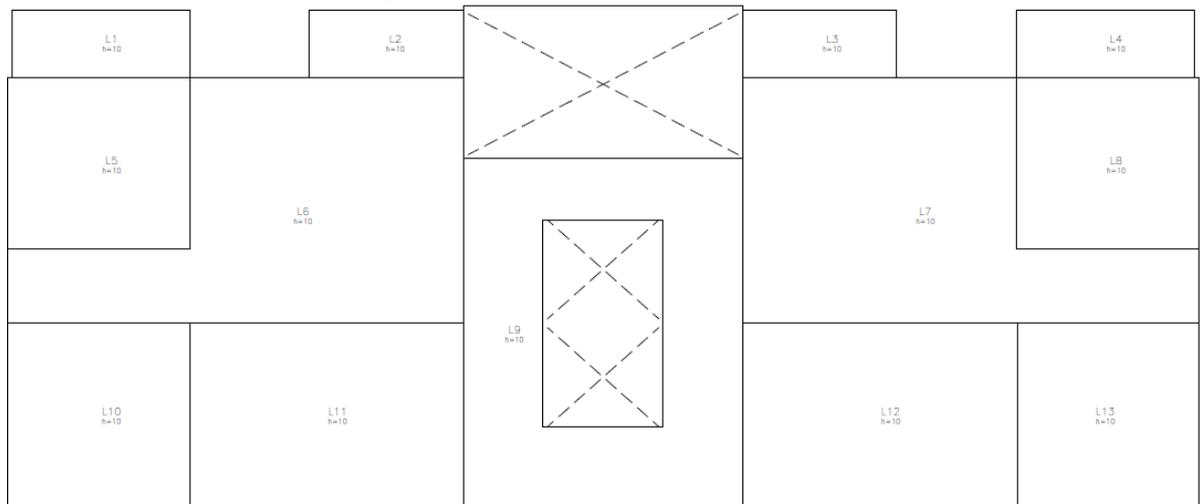


Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Alvenaria Estrutural

O projeto em alvenaria estrutural possui 13 tabuleiros de lajes em concreto armado no pavimento tipo com dimensões e vãos distintos. Na Figura 41 abaixo é apresentado a planta de lajes. Além da planta mais detalhada das lajes no anexo D.

Figura 41 – Planta de lajes concreto armado



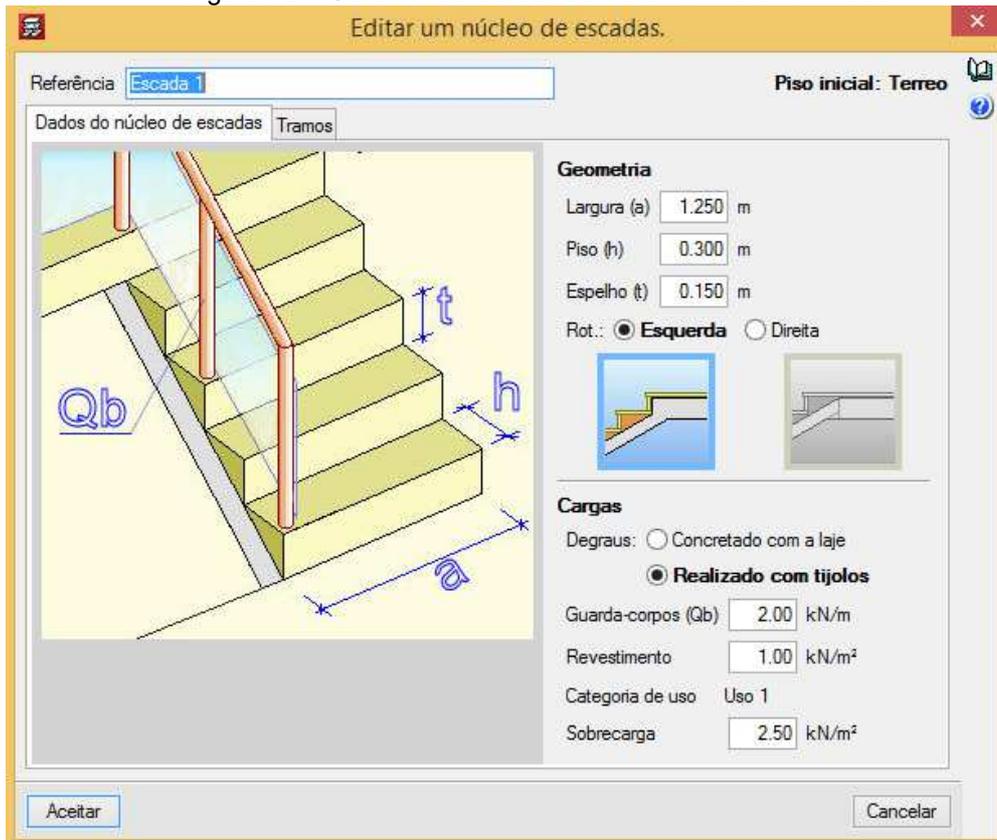
Fonte: Autor (2018)

8.7 Escada

- Projeto em Concreto Armado e Alvenaria Estrutural

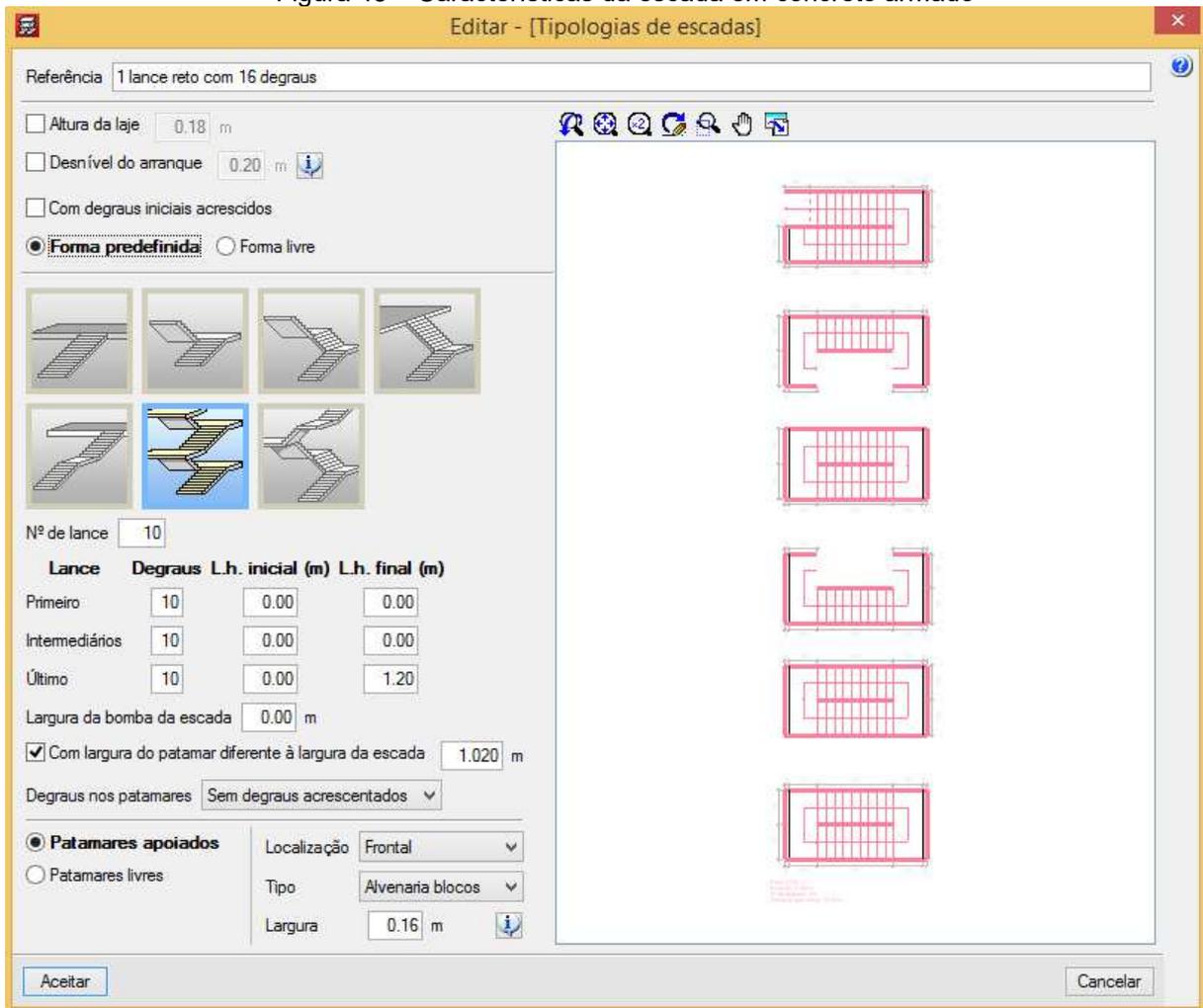
Para os projetos em concreto armado e em alvenaria estrutural, a escada é dimensionada em concreto armado como demonstrado nas Figuras 42 e 43 abaixo:

Figura 42 – Características da escada em concreto armado



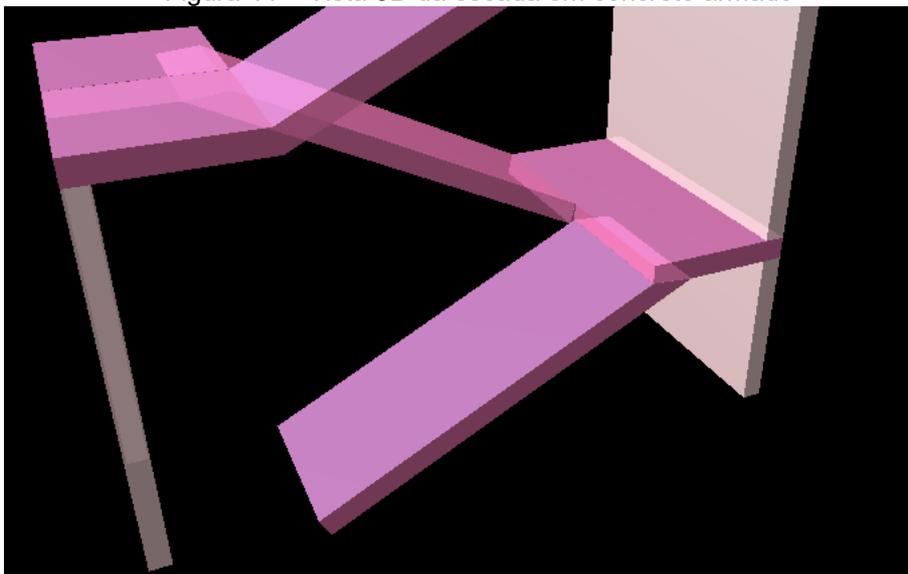
Fonte: Autor (2018)

Figura 43 – Características da escada em concreto armado



Fonte: Autor (2018)

Figura 44 – Vista 3D da escada em concreto armado

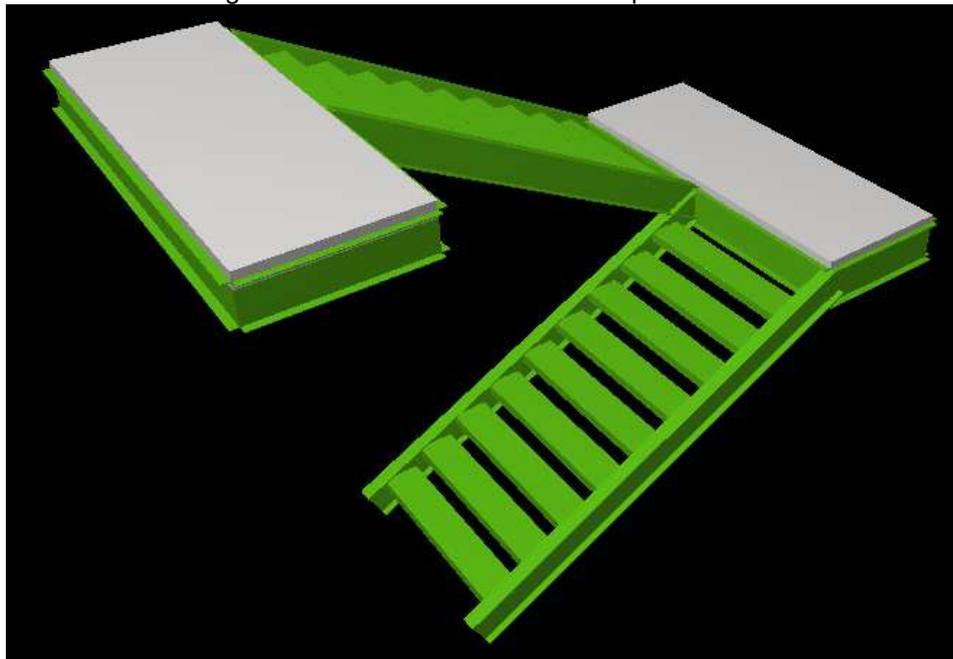


Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Estrutura Metálica

Para o projeto em estrutura metálica, a escada é dimensionada toda em perfis metálicos, com exceção do patamar em concreto armado. Foi utilizado perfil U250x75x2,65 para o degrau e perfil U127x50x1,52 para vigas de apoio dos degraus e patamares. A Figura 45 abaixo apresenta a vista 3D da escada:

Figura 45 – Vista 3D da escada em perfil metálico

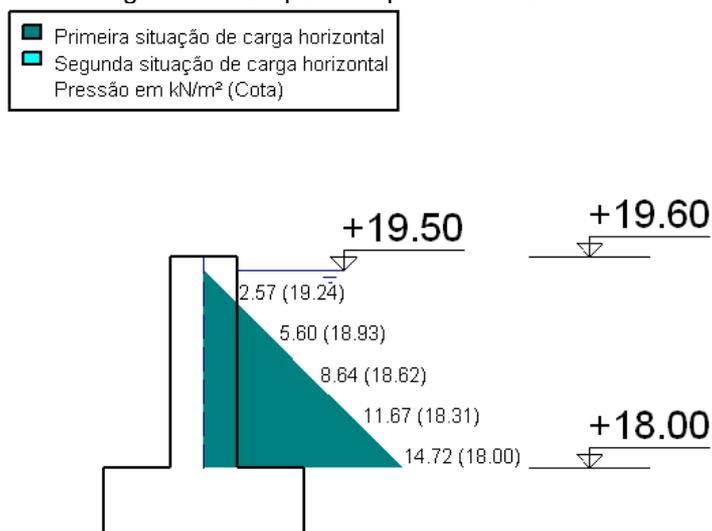


Fonte: Autor (2018)

8.8 Reservatório Superior

Os três projetos apresentam a mesma dimensão nos reservatório, modificando somente o material estrutural de cada um deles. O reservatório superior possui as dimensões 4,77x2,50x1,50 m, com empuxo agindo nas paredes, como especificado na Figura 46 abaixo:

Figura 46 – Empuxo na parede do reservatório

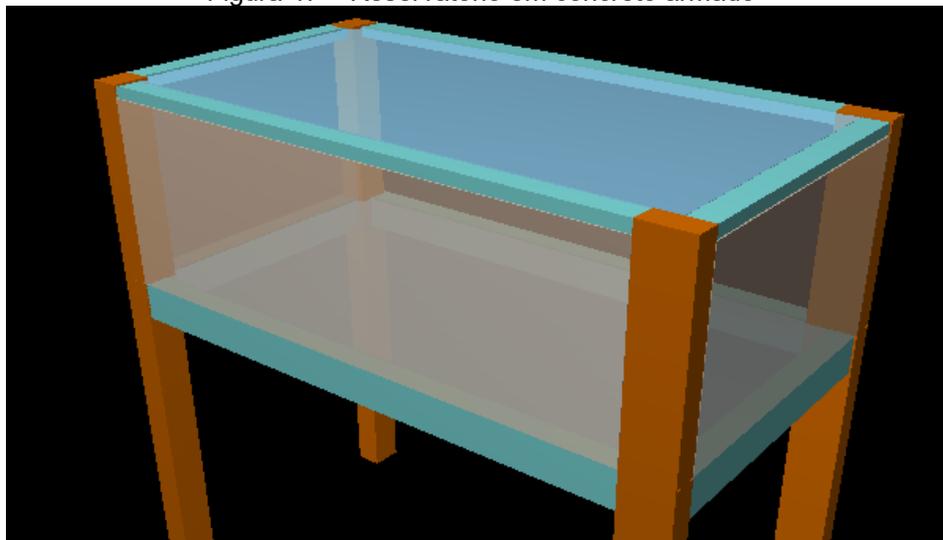


Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Concreto Armado

Para o projeto em concreto armado, foi estabelecido uma cortina de concreto armado vinculados no apoio por uma viga 20x30 cm. A Figura 47 abaixo apresenta este detalhamento.

Figura 47 – Reservatório em concreto armado



Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Estrutura Metálica

Para o projeto em estrutura metálica, foi estabelecido uma cortina de concreto armado vinculados no apoio por uma viga com perfil tipo W310x38,7. A Figura 48 abaixo apresenta este detalhamento.

Figura 48 – Reservatório em estrutura metálica

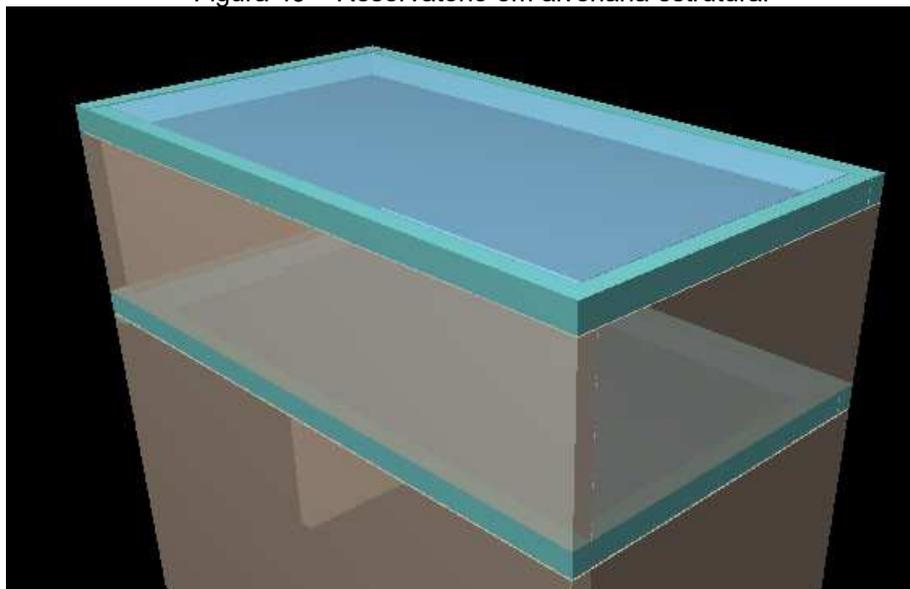


Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Alvenaria Estrutural

Para o projeto em alvenaria de bloco estrutural, foi estabelecido paredes de bloco em alvenaria estrutural apoiados sobre cintas de 15x15 cm. A Figura 49 abaixo apresenta este detalhamento.

Figura 49 – Reservatório em alvenaria estrutural

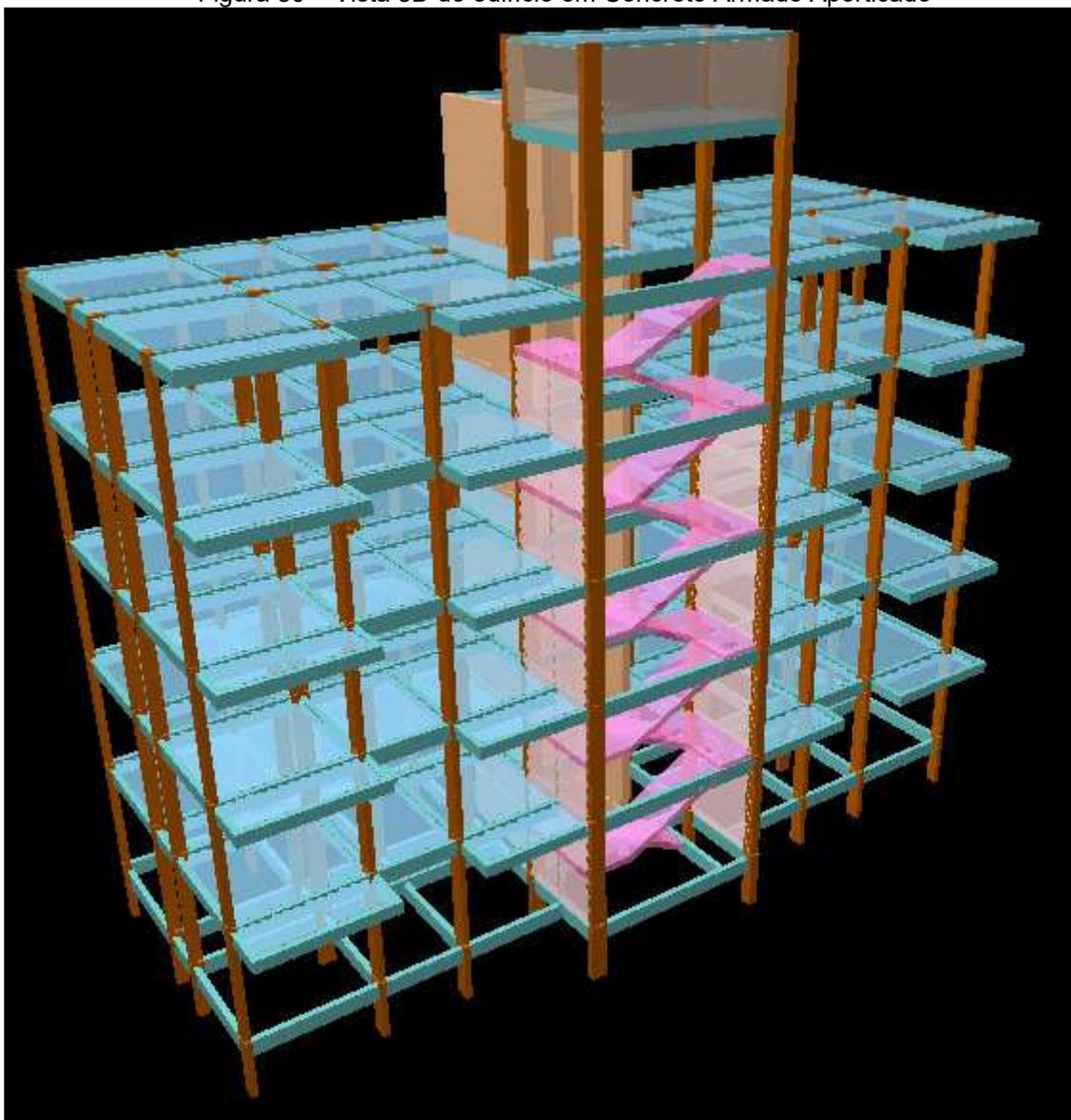


Fonte: Autor (2018)

8.9 Vistas 3D dos edifícios

- Projeto em Concreto Armado

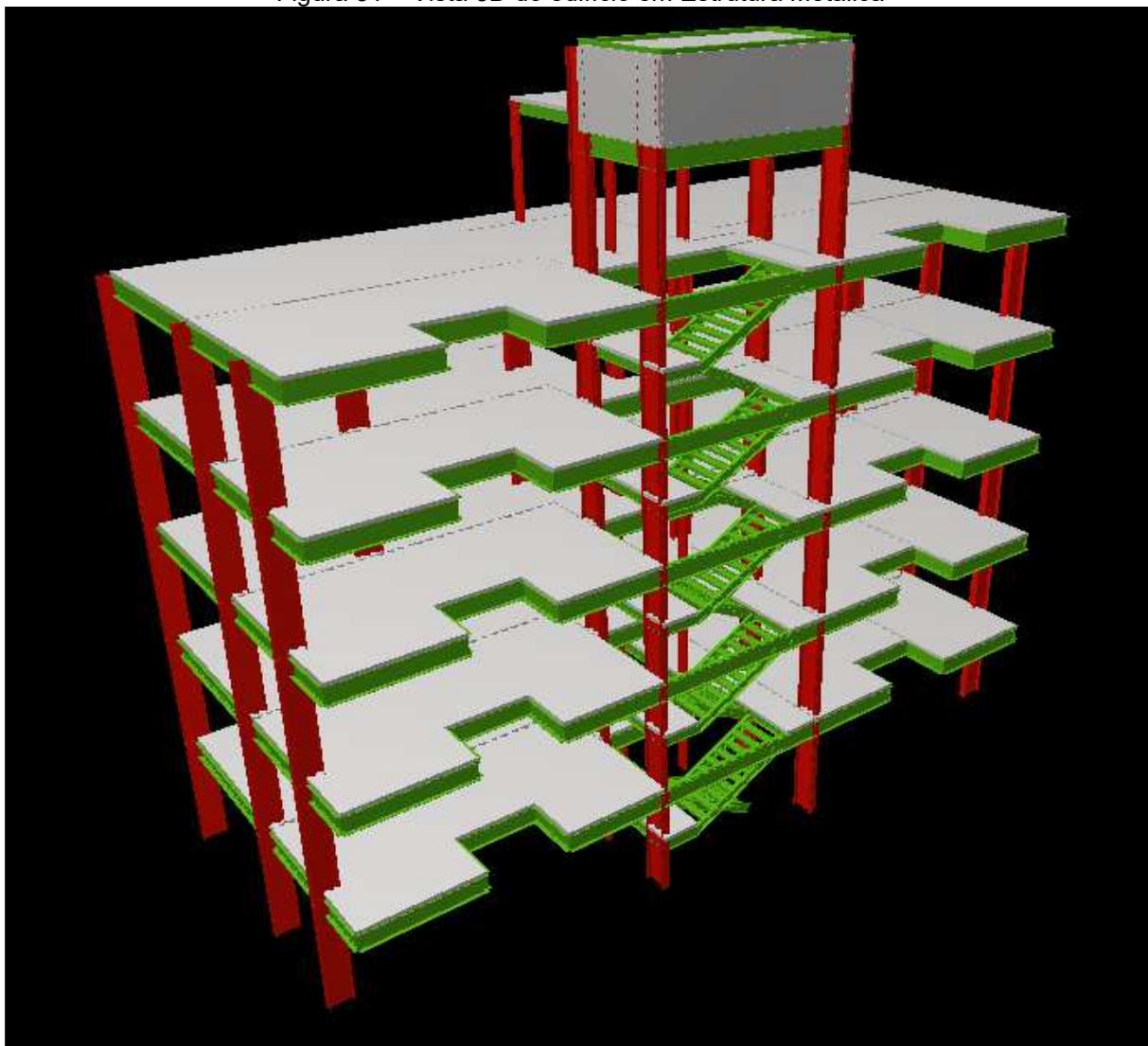
Figura 50 – Vista 3D do edifício em Concreto Armado Aporticado



Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Estrutura Metálica

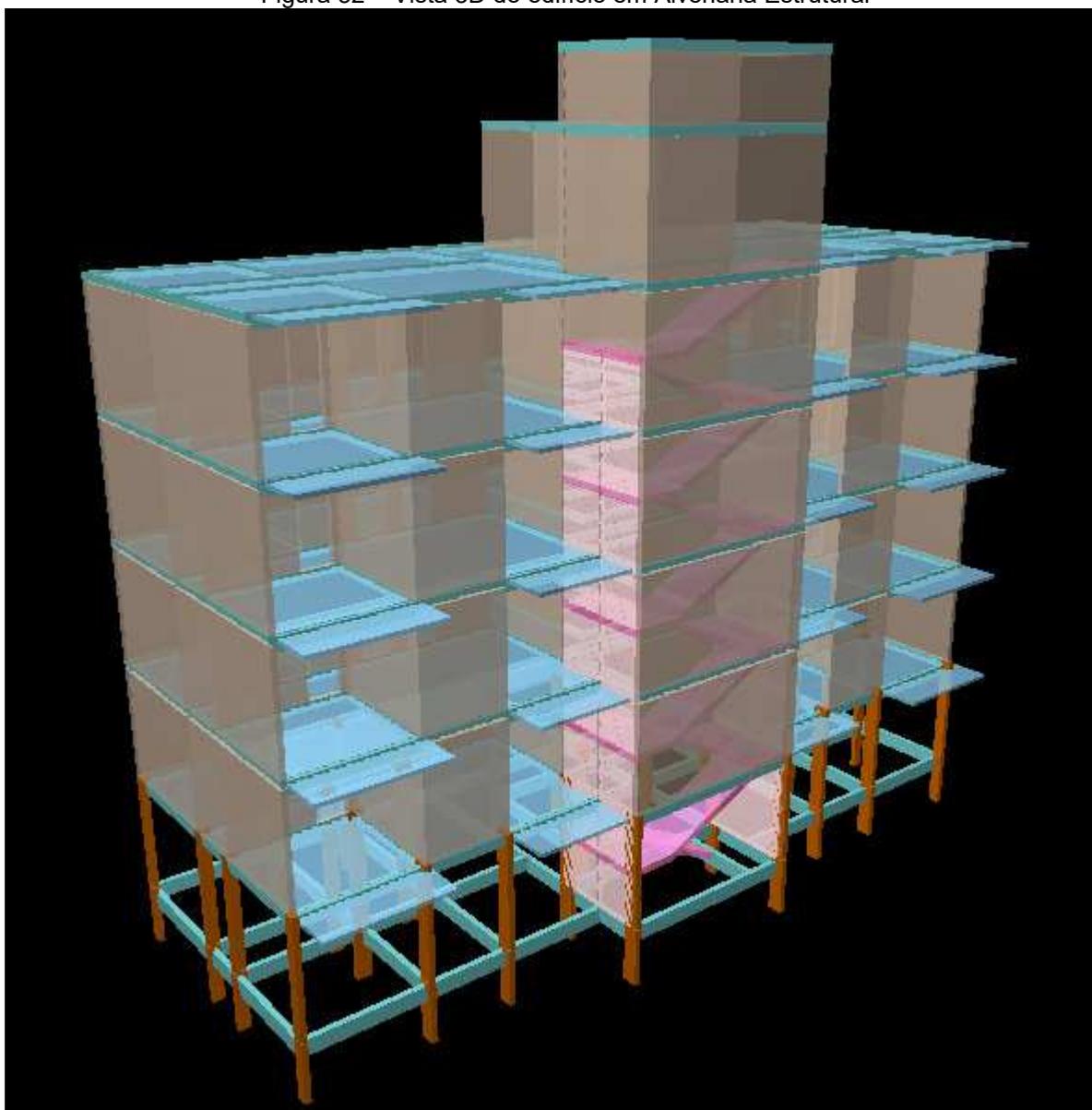
Figura 51 – Vista 3D do edifício em Estrutura Metálica



Fonte: Autor (2018)

- Projeto em Alvenaria Estrutural

Figura 52 – Vista 3D do edifício em Alvenaria Estrutural



Fonte: Autor (2018)

9 RESULTADOS

9.1 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E AÇÕES DO VENTO

Os deslocamentos horizontais na estrutura ocorrem devido as ações do vento que incidem sobre as faces do edifício. Além disso, a altura e rigidez dos pórticos também influenciam no deslocamento final. A equação 42 determina a relação do deslocamento no topo do edifício.

$$\delta_{p\acute{o}rtico} = \frac{F \times H^3}{3(EI)_{p\acute{o}rtico}} \quad (42)$$

Onde:

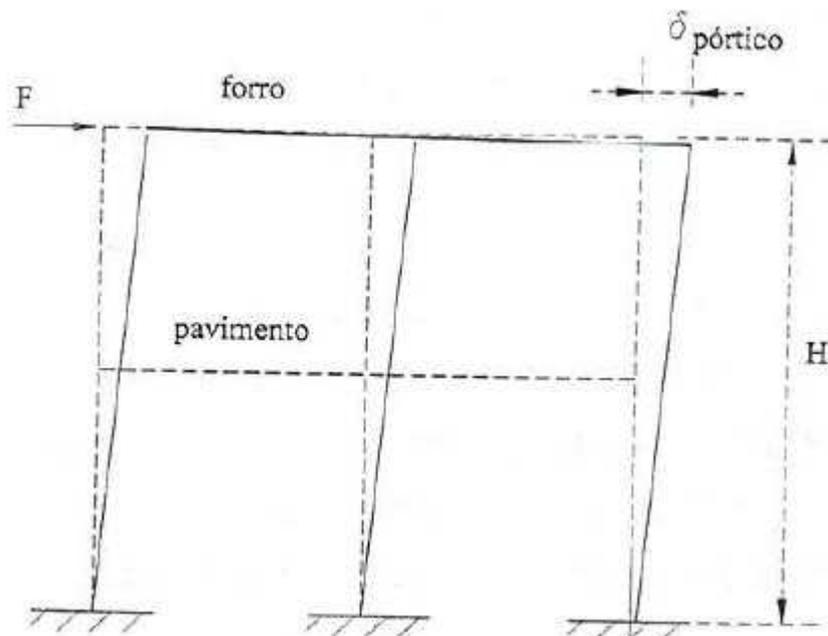
$\delta_{p\acute{o}rtico}$ é o deslocamento horizontal no topo do pórtico (m);

F é a força horizontal do vento (kN);

H é a altura do edifício (m);

$(EI)_{p\acute{o}rtico}$ é a rigidez à flexão do pórtico (kNm²).

Figura 53 – Deslocamento horizontal do pórtico



Fonte: CARVALHO e PINHEIRO (2009)

Em relação ao deslocamento horizontal limite admitido no topo da estrutura pela norma 15572-2:2013 de desempenho em edificações habitacionais segundo o estado limite de serviço, a Tabela 21 abaixo apresenta:

Tabela 21– Limites para deslocamento

Razão da limitação	Elemento	Deslocamento-limite	Tipo de deslocamento
Visual/insegurança psicológica	Pilares, paredes, vigas, lajes (componentes visíveis)	$L/250$ ou $H/300^{(1)}$	Deslocamento final incluindo fluência (carga total)
Destacamentos, fissuras em vedações ou acabamentos, falhas na operação de caixilhos e instalações	Caixilhos, instalações, vedações e acabamentos rígidos (pisos, forros etc.)	$L/800$	Parcela da flecha ocorrida após a instalação da carga correspondente ao elemento em análise (parede, piso etc.)
	Divisórias leves, acabamentos flexíveis (pisos, forros etc.)	$L/600$	
Destacamentos e fissuras em vedações	Paredes e/ou acabamentos rígidos	$L/500$ ou $H/500^{(1)}$	Distorção horizontal ou vertical provocada por variações de temperatura ou ação do vento, distorção angular devida ao recalque de fundações (deslocamentos totais)
	Paredes e acabamentos flexíveis	$L/400$ ou $H/400^{(1)}$	
<p>H é a altura do elemento estrutural L é o vão teórico do elemento estrutural ⁽¹⁾ Para qualquer tipo de solicitação, o deslocamento horizontal máximo no topo do edifício deve ser limitado a $H_{total} / 500$ ou 3 cm, respeitando-se o menor dos dois limites.</p> <p>NOTA Não podem ser aceitas falhas, a menos daquelas que estejam dentro dos limites previstos nas normas prescritivas específicas.</p>			

Fonte: Adaptado NBR 15572-2:2013

De acordo com a tabela de limite de deslocamento no E.L.S, têm-se a equação do deslocamento limite no edifício:

$$\delta_{h,tot} = \frac{H}{500} \quad (43)$$

$$\delta_{h,tot} = \frac{19600}{500} \quad (44)$$

$$\delta_{h,tot} = 39,2 \text{ mm ou } 3,9 \text{ cm} \quad (45)$$

$$\delta_{h,tot} = 30, \text{ mm ou } 3,0 \text{ cm} \quad (46)$$

O software CYPECAD 2016 verifica diversas combinações de cargas com vento a 0° e 90°, gerando um relatório das forças nas direções X e Y em cada piso do edifício. A Tabela 22 apresenta esses resultados.

Tabela 22– Ações do vento no edifício

Cargas de vento		
Planta	Vento X (kN)	Vento Y (kN)
Tampa Reserv	3.209	7.521
Reservatório	9.032	21.167
Cobertura	11.255	26.379
4 Pav	10.645	24.948
3 Pav	9.906	23.217
2 Pav	8.951	20.979
1 Pav	7.527	17.641
Terreo	0.000	0.000

Fonte: Autor (2018)

9.1.1 Deslocamento horizontal do edifício em concreto armado

Em relação ao deslocamento horizontal limite admitido no topo da estrutura segundo o estado limite de serviço, a Tabela 23 abaixo apresenta:

Tabela 23– Limites para deslocamento

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H_f/850^e$ entre pavimentos f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400^g$ e 15 mm

Fonte: Adaptado NBR 6118:2014

De acordo com a tabela de limite de deslocamento no E.L.S, têm-se a equação do deslocamento limite no edifício:

$$\delta_{h,tot} = \frac{H}{1700} \quad (47)$$

$$\delta_{h,tot} = \frac{19600}{1700} \quad (48)$$

$$\delta_{h,tot} = 11,529 \text{ mm} \quad (49)$$

Onde:

$\delta_{h,tot}$ é o deslocamento horizontal limite no topo do edifício (mm);

H é a altura do edifício (mm).

Os maiores deslocamentos calculados pelo software ocorrem nos pilares P22 e P30 na tampa do reservatório. A Tabela 24 abaixo apresenta as características dos deslocamentos nesses pilares.

Tabela 24 – Deslocamentos em X, Y e Z do edifício em concreto armado

Combinações permanentes ou transitórias					
Pilar	Piso	Cota (m)	Desl. X (mm)	Desl. Y (mm)	Desl. Z (mm)
P22	Tampa Reserv	19.55	0.99	2.76	1.18
	Reservatório	17.85	1.01	2.70	1.17
	Cobertura	14.80	0.71	1.09	1.09
	4 Pav	11.80	0.56	0.81	0.98
	3 Pav	8.80	0.41	0.54	0.84
	2 Pav	5.80	0.27	0.31	0.67
	1 Pav	2.80	0.13	0.12	0.45
	Terreo	-0.20	0.04	0.05	0.19
	Fundação	-1.50	0.00	0.00	0.00
P30	Tampa Reserv	19.55	1.20	2.76	1.22
	Reservatório	17.85	1.22	2.70	1.21
	Cobertura	14.80	0.93	1.09	1.12
	4 Pav	11.80	0.74	0.81	1.00
	3 Pav	8.80	0.55	0.54	0.85
	2 Pav	5.80	0.36	0.31	0.66
	1 Pav	2.80	0.18	0.12	0.44
	Terreo	-0.20	0.05	0.05	0.18
	Fundação	-1.50	0.00	0.00	0.00

Fonte: Autor (2018)

Como o deslocamento limite admitido de 11,592 mm é maior que o calculado no edifício de 2,76 mm, essa verificação passa na norma do E.L.S.

9.1.2 Deslocamento horizontal do edifício em estrutura metálica

Em relação ao deslocamento horizontal limite admitido no topo da estrutura segundo o estado limite de serviço, a Tabela 25 abaixo apresenta:

Tabela 25 – Limites para deslocamento

Descrição	δ^a
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura ^{g)}	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura ^{g)}	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ^{j)}	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$

Fonte: Adaptado NBR 8800:2008

De acordo com a tabela de limite de deslocamento no E.L.S, têm-se a equação do deslocamento limite no edifício:

$$\delta_{h,tot} = \frac{H}{400} \quad (50)$$

$$\delta_{h,tot} = \frac{19600}{400} \quad (51)$$

$$\delta_{h,tot} = 49,00 \text{ mm} \quad (52)$$

Porém, como a equação 46 define um valor máximo de 3 cm para deslocamento horizontal em edificações, deve-se adotar $\delta_{h,tot} = 30 \text{ mm}$ ou 3 cm.

Os maiores deslocamentos calculados pelo software ocorrem nos pilares P22 e P30 na tampa do reservatório. A Figura 54 abaixo apresenta as características dos deslocamentos nesses pilares.

Figura 54 – Deslocamentos em X,Y e Z do edifício em Metálica



Fonte: Autor (2018)

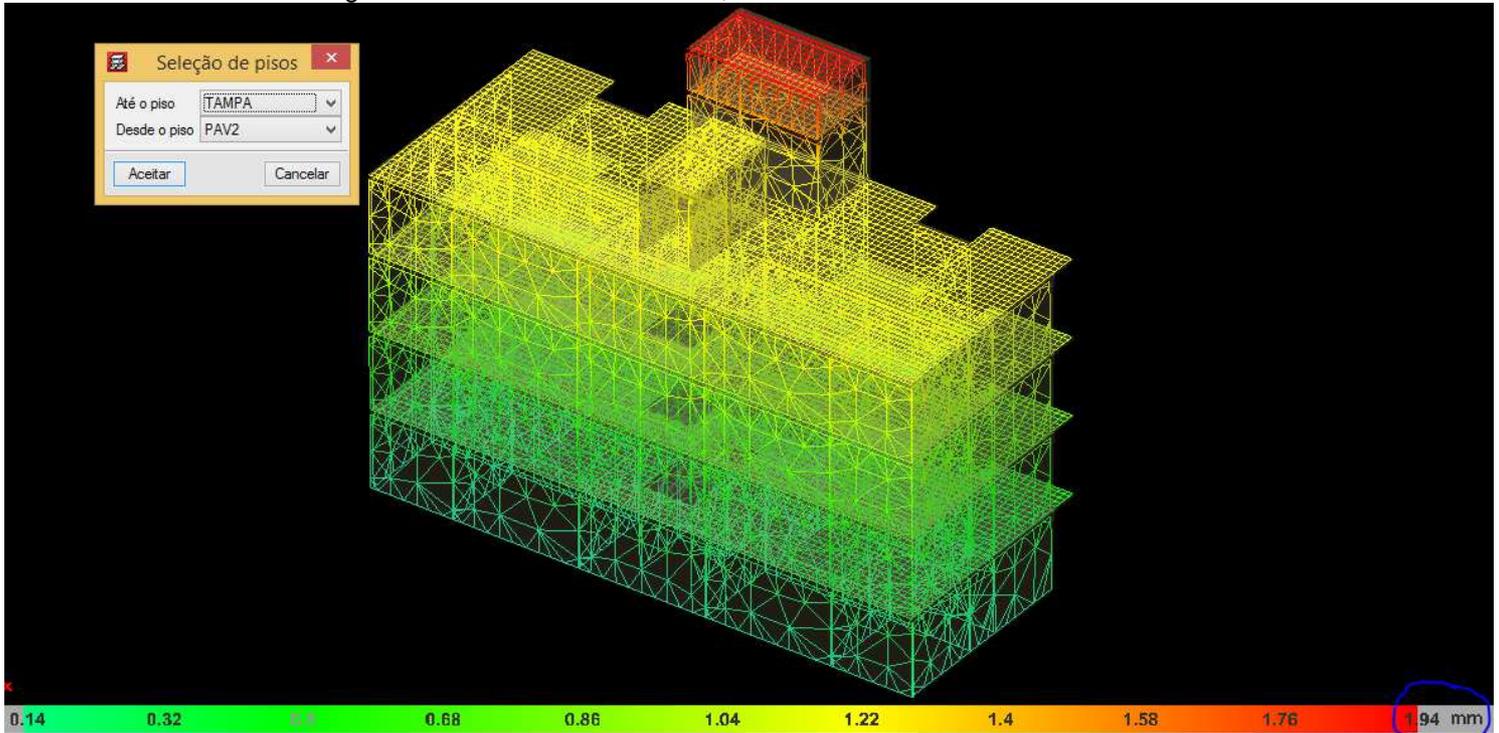
Como o deslocamento limite admitido de 30,00 mm é maior que o calculado no edifício de 2,92 mm, essa verificação passa na norma do E.L.S.

9.1.3 Deslocamento horizontal do edifício em alvenaria estrutural

Para o deslocamento horizontal limite no topo do edifício em alvenaria estrutural deve-se adotar o da equação 46, pois esse sistema não possui uma norma específica para cálculo do deslocamento limite. Assim, o deslocamento limite horizontal limite é de $\delta_{h,tot} = 30 \text{ mm}$ ou 3 cm .

Os maiores deslocamentos calculados pelo software ocorrem nos pilares P22 e P30 na tampa do reservatório. A Figura 55 abaixo apresenta as características dos deslocamentos nesses pilares.

Figura 55 – Deslocamentos em X,Y e Z do edifício em Alvenaria Estrutural



Fonte: Autor (2018)

Como o deslocamento limite admitido de 30,00 mm é maior que o calculado no edifício de 1,94 mm, essa verificação passa na norma do E.L.S.

9.1.4 Comparação dos deslocamento horizontais e segurança

A equação 53, apresenta o cálculo do coeficiente de segurança ou folga ao deslocamento horizontal:

$$\% \text{Segurança} = \left(1 - \frac{\text{Desloc. Proj}}{\text{Desloc. Limite}}\right) \times 100 \quad (53)$$

Assim, para o edifício em concreto armado, temos:

$$\% \textit{Seguran\c{c}a} = \left(1 - \frac{2,76}{11,53}\right) \times 100 \quad (54)$$

$$\% \textit{Seguran\c{c}a} = 76,1\% \quad (55)$$

Para o edifício em estrutura metálica, temos:

$$\% \textit{Seguran\c{c}a} = \left(1 - \frac{2,92}{30,00}\right) \times 100 \quad (56)$$

$$\% \textit{Seguran\c{c}a} = 90,26\% \quad (57)$$

Para o edifício em alvenaria estrutural, temos:

$$\% \textit{Seguran\c{c}a} = \left(1 - \frac{1,94}{30,00}\right) \times 100 \quad (58)$$

$$\% \textit{Seguran\c{c}a} = 93,53\% \quad (59)$$

As comparações dos sistemas são apresentados na Tabela 26 e Gráficos 1 e

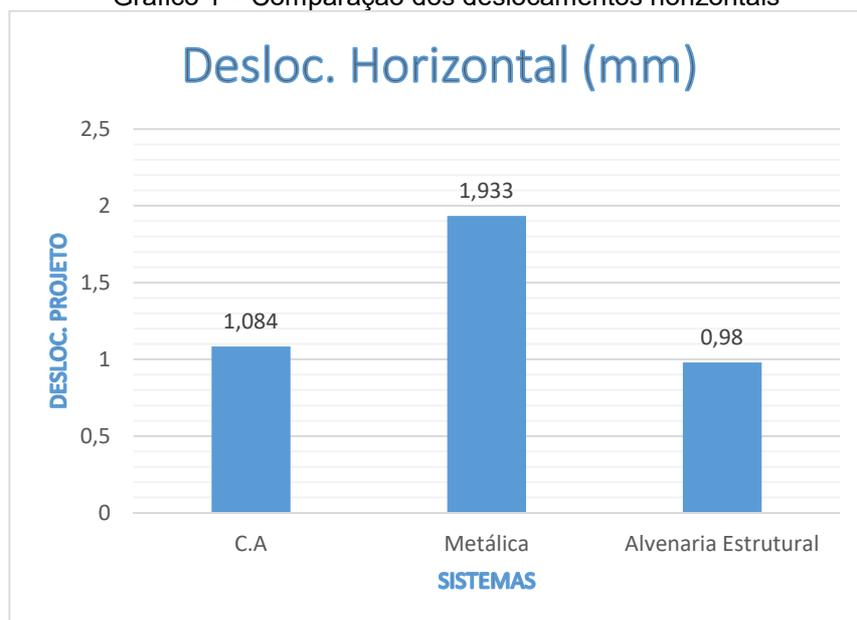
2

Tabela 26 – Comparações dos deslocamentos e segurança

Sistemas	Desloc. Projeto (mm)	Desloc. Limite (mm)	% Segurança
C.A	2,76	11,53	76,10%
Metálica	2,92	30,00	90,26%
Alvenaria Estrutural	1,94	30,00	93,53%

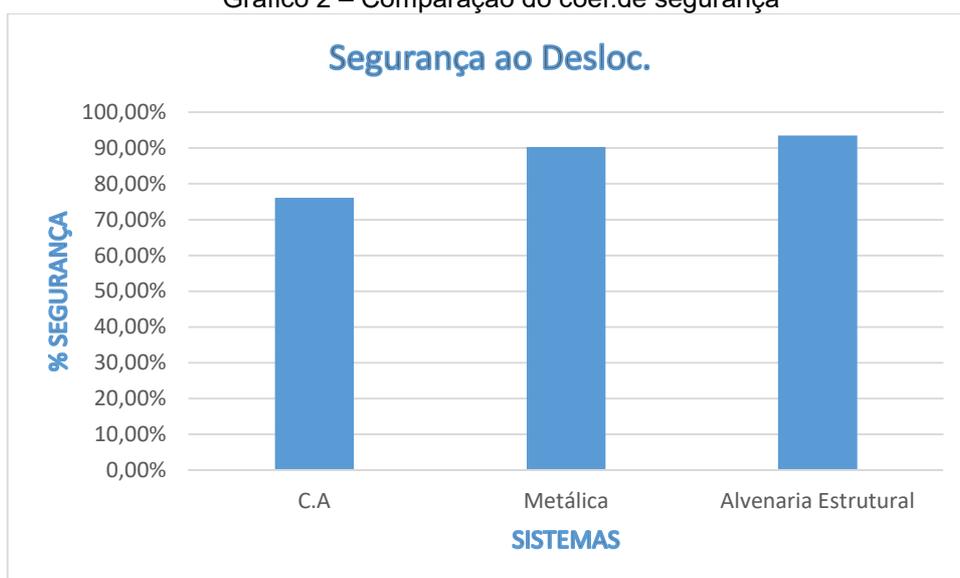
Fonte: Autor (2018)

Gráfico 1 – Comparação dos deslocamentos horizontais



Fonte: Autor (2018)

Gráfico 2 – Comparação do coef.de segurança



Fonte: Autor (2018)

9.2 ANÁLISE DA EFICIÊNCIA ESTRUTURAL

A eficiência das estruturas tem por finalidade verificar a resistência suportada pela estrutura, comparando este valor pelo peso próprio da mesma. Este trabalho elaborou três edifício com arquitetura idêntica, porem arranjos estruturais diferentes de acordo com o comportamento mecânico de cada material.

Para determinar a eficiência estrutural dos edifícios, deve-se utilizar a equação 60:

$$e_{f_{estrutural}} = \frac{P_{resistente}}{P_{próprio}} \quad (60)$$

$$P_{resistente} = P_{CP} + P_{SCU} \quad (61)$$

Onde:

$e_{f_{estrutural}}$ é o coeficiente de eficiência estrutural do edifício;

$P_{resistente}$ é o peso resistente que a estrutura suporta (kN);

$P_{próprio}$ é o peso próprio da estrutura (kN);

P_{CP} é o peso da carga permanente na estrutura (kN);

P_{SCU} é o peso da sobrecarga na estrutura (kN).

9.2.1 Eficiência do edifício em concreto armado

O software CYPECAD 2016 após o cálculo e atingido todas as verificações, gera um relatório com os dados de cargas e esforços solicitantes no edifício. As cargas de peso próprio, cargas permanentes, sobrecarga e vento são apresentadas na Tabela 27, abaixo:

Tabela 27 – Cargas do edifício em concreto armado

Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
Fundação	-1.50	Peso próprio	5778.8	61154	25886	0.0	-0.0	0.0
		Cargas permanentes	4032.7	42705	17941	2.2	-0.0	-16.9
		Sobrecarga	2233.4	23628	10750	-0.0	-0.0	0.0
		Vento +X	0.0	778.3	0.0	60.5	-0.0	-288.0
		Vento -X	-0.0	-778.3	-0.0	-60.5	0.0	288.0
		Vento +Y	0.0	0.0	1824.0	-0.0	141.9	1499.4
		Vento -Y	-0.0	-0.0	-1824	0.0	-141.9	-1499

Fonte: Autor (2018)

Com esses valores obtidos, pode-se calcular o coeficiente de eficiência estrutural de acordo com as equações 60 e 61 acima. Assim, teremos:

$$P_{resistente} = 4032.7 + 2233.4 \quad (62)$$

$$P_{resistente} = 6266.1 \text{ kN} \quad (63)$$

$$ef_{estrutural} = \frac{6266.1}{5778.8} \quad (64)$$

$$ef_{estrutural} = 1.084 \quad (65)$$

9.2.2 Eficiência do edifício em estrutura metálica

O software CYPE3D 2016 diferentemente do CYPECAD 2016, não gera um relatório final detalhado com os dados de cargas. Gera reações nos engastes no térreo das cargas de peso próprio, cargas permanentes, sobrecarga e vento. Com isso, foi-se necessário expor os resultados na Tabela 28, abaixo:

Tabela 28 – Cargas do edifício em metálicas

	Peso Próprio (kN)	Carga Permanente (kN)	Sobrecarga (kN)
N1	134.606	191.237	78.119
N2	136.965	178.553	74.725
N3	161.374	142.364	142.093
N4	160.828	212.616	94.058
N5	163.186	214.184	98.375
N6	133.028	187.013	75.437
N12	209.922	195.931	141.170
N14	206.451	223.734	225.766
N15	305.068	283.101	197.407
N18	197.707	260.110	249.455
N19	41.782	73.739	31.627
N21	49.743	82.646	44.862
N23	41.293	73.511	29.660
N25	48.663	81.309	42.735
N28	207.711	194.893	134.099
N30	197.510	218.630	190.617
N32	174.877	231.274	203.529
N34	308.028	288.701	203.342
N37	139.542	179.456	79.625
N39	166.861	149.544	158.114
RESULTADO	3.185.145	3.662.546	2.494.815

Fonte: Autor

Com esses valores obtidos, pode-se calcular o coeficiente de eficiência estrutural de acordo com as equações 60 e 61. Assim, temos:

$$P_{resistente} = 3662,55 + 2494,82 \quad (66)$$

$$P_{resistente} = 6157,37 \text{ kN} \quad (67)$$

$$e_{f_{estrutural}} = \frac{6157,37}{3185,15} \quad (68)$$

$$e_{f_{estrutural}} = 1.933 \quad (69)$$

9.2.3 Eficiência do edifício em alvenaria estrutural

O software CYPECAD 2016 após o cálculo e atingido todas as verificações, gera um relatório com os dados de cargas e esforços solicitantes no edifício. As cargas de peso próprio, cargas permanentes, sobrecarga e vento são apresentadas na Tabela 29, abaixo:

Tabela 29 – Cargas do edifício em alvenaria estrutural

Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
Fundação	0.00	Peso próprio	7655.6	80982	31692	-0.6	-1.5	-7.9
		Cargas permanentes	762.1	8092.7	5245.6	-0.1	-0.4	-3.3
		Sobrecarga	2008.8	21230	9618.9	-0.2	-0.4	-0.5
		Vento +X	-0.4	680.3	-1.7	60.5	0.0	-287.3
		Vento -X	0.4	-680.3	1.7	-60.5	-0.0	287.3
		Vento +Y	-2.8	-23.7	1582.6	-0.0	141.4	1494.4
		Vento -Y	2.8	23.7	-1583	0.0	-141.4	-1494

Fonte: Autor

No cálculo do peso próprio, o software em alvenaria estrutural considera as paredes como peso próprio e não carga permanente. Porém, para a verificação da eficiência estrutural, deve-se considerar parte da parede como função estrutural (peso próprio) e parte como função de vedação (carga permanente) para realizar o cálculo da eficiência estrutural corretamente.

9.2.3.1 Correção da carga permanente e peso próprio

Com isso, foi estabelecido o peso da parede em bloco cerâmico como vedação da estrutura. Pela equação 70 abaixo calcula-se o peso da parede como vedação:

$$P_{parede,vedação} = g_{parede,lin} \times l \times n \quad (70)$$

Onde:

$P_{parede,vedação}$ é o peso da parede de vedação (kN);

$g_{parede,lin}$ é o peso linear da parede de vedação (kN/m);

l é o comprimento da parede de vedação por pavimento (m);

n é o número de pavimentos de parede com vedação.

A parede do edifício possui 2,70m de altura, com isso a equação 18 acima estabelece que a carga por metro linear ($g_{parede,lin}$) deve ser de 5,94 kN/m . E, pela planta foi verificado 100,8 m de parede com função de vedação por pavimento.

Assim, temos:

$$P_{parede,vedação} = 5.94 \times 100.8 \times 4 \quad (71)$$

$$P_{parede,vedação} = 2395.008 \text{ kN} \quad (72)$$

Com esses valores obtidos, pode-se calcular a nova carga permanente e peso próprio do edifício.

$$P_{próprio,adequado} = P_{próprio,anterior} - P_{parede,vedação} \quad (73)$$

$$P_{CP,adequado} = P_{CP,anterior} + P_{parede,vedação} \quad (74)$$

Assim, com os dados da tabela 29 e da equação 74, tem-se:

$$P_{próprio,adequado} = 7665.6 - 2395.008 \quad (75)$$

$$P_{próprio,adequado} = 5270.592 \text{ kN} \quad (76)$$

$$P_{CP,adequado} = 762.1 + 2395.008 \quad (77)$$

$$P_{CP,adequado} = 3157.108 \quad (78)$$

Com esses valores obtidos, pode-se calcular o coeficiente de eficiência estrutural de acordo com as equações 60 e 61 acima. Assim, teremos:

$$P_{resistente} = 3157,108 + 2008,8 \quad (79)$$

$$P_{resistente} = 5165,908 \text{ kN} \quad (80)$$

$$ef_{estrutural} = \frac{5165,908}{5270,592} \quad (81)$$

$$ef_{estrutural} = 0,980 \quad (82)$$

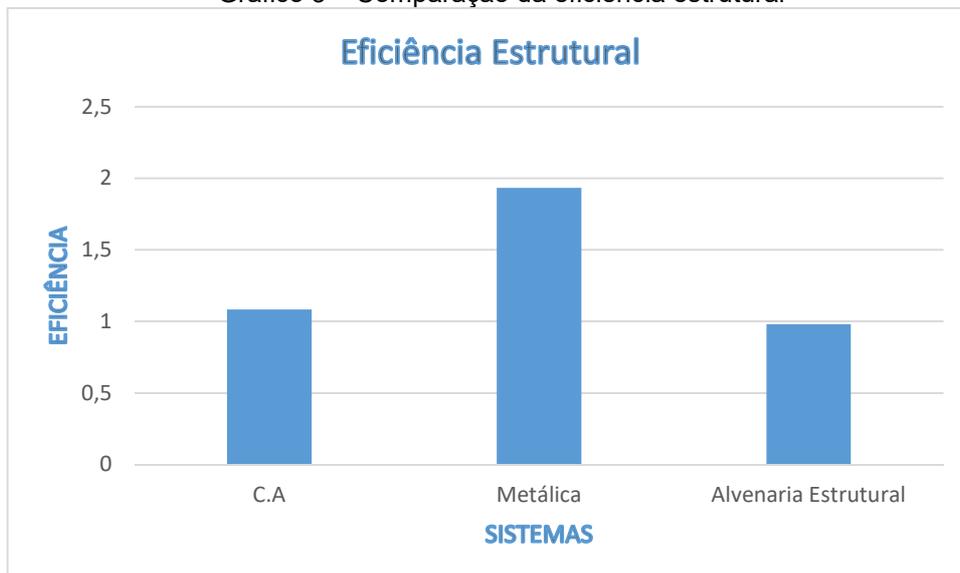
9.2.4 Comparação das eficiências estruturais

Tabela 30 – Comparações das eficiências estruturais

Sistemas	Eficiência Estrutural
C.A	1,084
Metálica	1,933
Alvenaria Estrutural	0,98

Fonte: Autor

Gráfico 3 – Comparação da eficiência estrutural



Fonte: Autor (2018)

10 CONCLUSÕES

Este trabalho explicitou os procedimentos de dimensionamento de um edifício residencial em cinco pavimentos em concreto armado aporticado, estrutura metálica e alvenaria estrutural em bloco de concreto, englobando todas as recomendações das NBRs.

Os deslocamentos nos três edifícios apresentaram comportamentos bem parecidos e com valores baixos, pelo fato de a deslocabilidade horizontal está ligada principalmente a altura do edifício (como exposto na equação 42), que em questão foi considerado como um edifício de baixo porte.

Assim, o edifício com maior deslocamento horizontal foi o em metálica devido a menor rigidez (EI) da estrutura. E o com menor deslocamento foi em alvenaria estrutural, apresentando a maior rigidez dos três edifícios.

Em relação ao peso próprio, o edifício em alvenaria estrutural apresentou um maior valor em relação aos demais, visto ao peso específico do bloco de concreto e a sua quantidade no projeto. Já o prédio em estrutura metálica possui uma estrutura mais leve que as em concreto, assim seu peso próprio foi o menor dos três edifícios.

Como o peso próprio é inversamente proporcional ao coeficiente de eficiência estrutural, o edifício em estrutura metálica foi o que apresentou melhor resultado dos três, sendo 78,32% mais eficiente que o edifício em concreto armado aporticado e 97,24% mais eficiente que a estrutura em alvenaria estrutural. Além disso, os edifícios em concreto armado e alvenaria estrutural apresentaram uma eficiência estrutural similar, devido a semelhança de materiais entre eles.

O edifício em estrutura metálica apresentou um maior peso resistente em relação ao seu peso próprio devido as características de resistência desse material em relação aos demais. Dessa forma, foram alocados uma menor quantidade de pilares e vigas, aumentando assim a sua eficiência perante a estrutura.

Para trabalhos futuros, sugere-se que sejam realizados dimensionamentos e verificações em edifícios de médio e grande porte. Pode-se também, considerar outros métodos estruturais com diferentes tipos de materiais, afim de comparar os valores obtidos dos deslocamentos horizontais e eficiência estrutural.

11 BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de Edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos**. Rio de Janeiro. 2016

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7007: Aço-carbono e aço microligado para barras e perfis laminados a quente para uso estrutural – Requisitos**. Rio de Janeiro. 2016

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008

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

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifício de múltiplos andares em aço, 2 ed.** São Paulo, Editora Pini, 2008.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – segundo a NBR 6118:2014**, 4 ed. São Carlos, Editora EdUFSCar. 2015.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, Volume 2**. São Paulo, Editora Pini. 2009.

CHAMBERLAIN, Z.; FICANHA, R.; FABEANE, R. **Projeto e cálculo de estruturas de aço**, 1 ed. Rio de Janeiro, Editora Elsevier, 2013.

CAMPOS, J. C. **Alvenaria Estrutural: Especialização em Engenharia de Estruturas**. Faculdade de Engenharia Unesp Bauru. Bauru, p. 101. Sem data.

GIONGO, J. S. **Projeto estrutural de edifícios**, 1 ed. São Carlos, Editora USP São Carlos, 2014.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais**. 1 ed. São Paulo, Editora PINI LTDA, 2007.

NONATO, L. F. C. **Alvenaria estrutural e suas implicações**. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte , p. 74. 2013.

FAKURY, R. H. **Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço**. CEAM - UFMG. Belo Horizonte , 20

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural, 1 ed**. São Paulo, Editora Pini, 2003.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, p. 282. 2010.

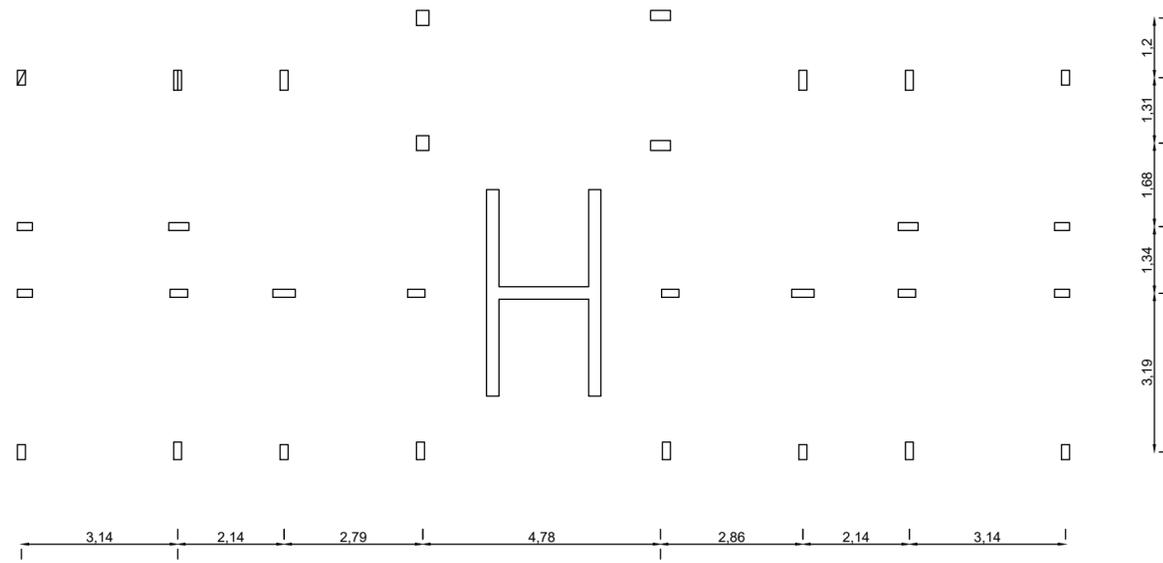
PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008, 8 ed**. Rio de Janeiro, Editora LTC, 2009.

ROSSATTO, B. M. **Estudo comparativo de uma edificação em estrutura metálica/concreto armado: estudo de caso**. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, p. 90. 2015.

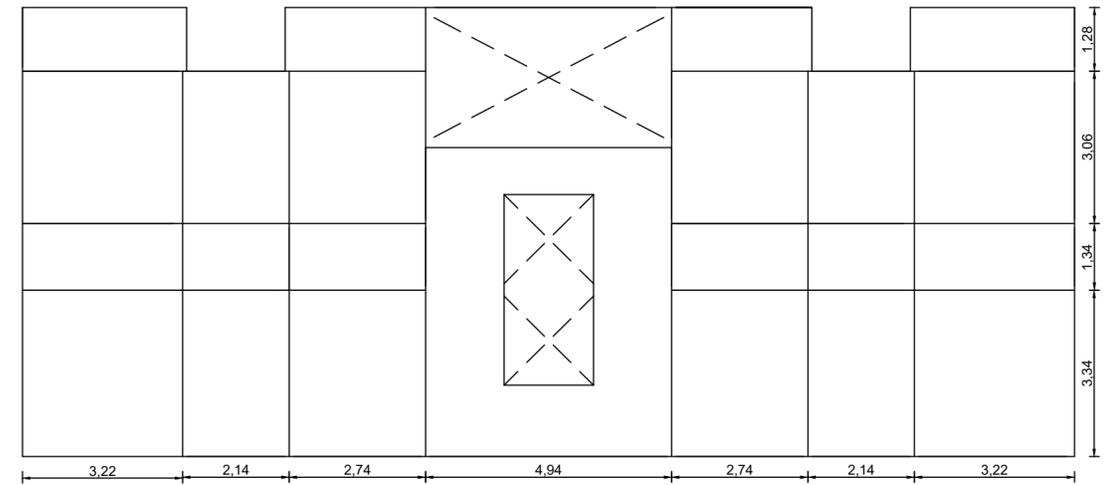
ANEXOS

ANEXO B - Planta Estrutural C.A

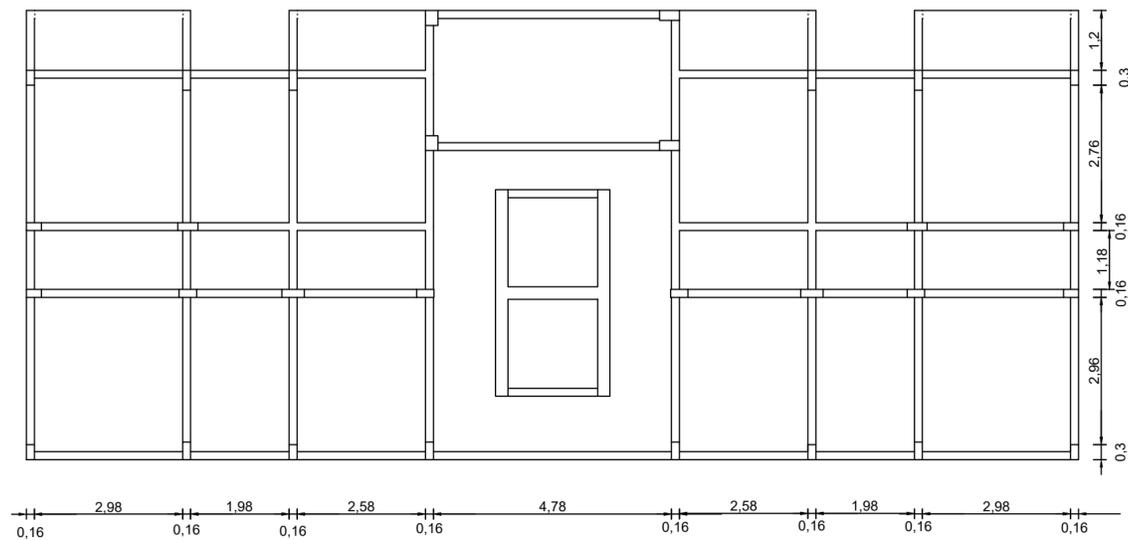
Planta de pilares em C.A
Térreo



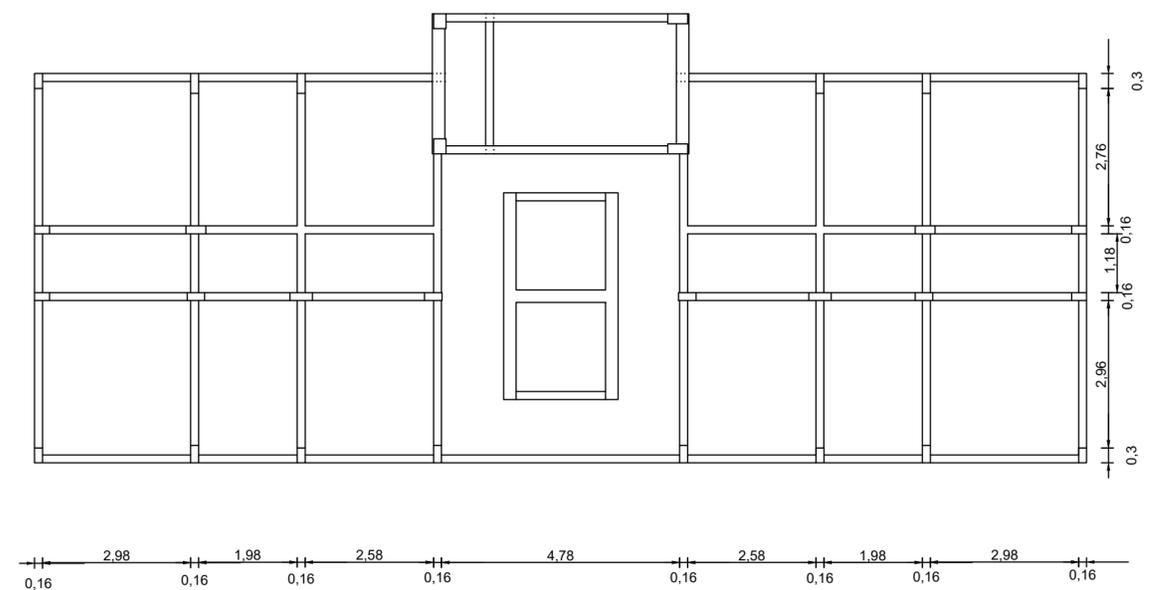
Planta de Lajes C.A
Pav. tipo



Planta de Vigas C.A
Pav. tipo

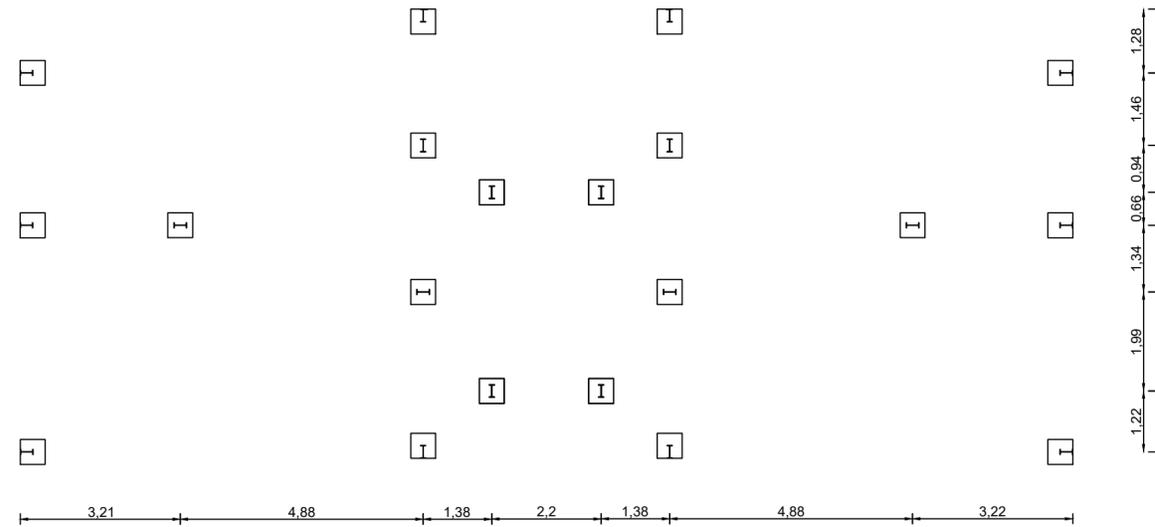


Planta de Vigas C.A
Térreo

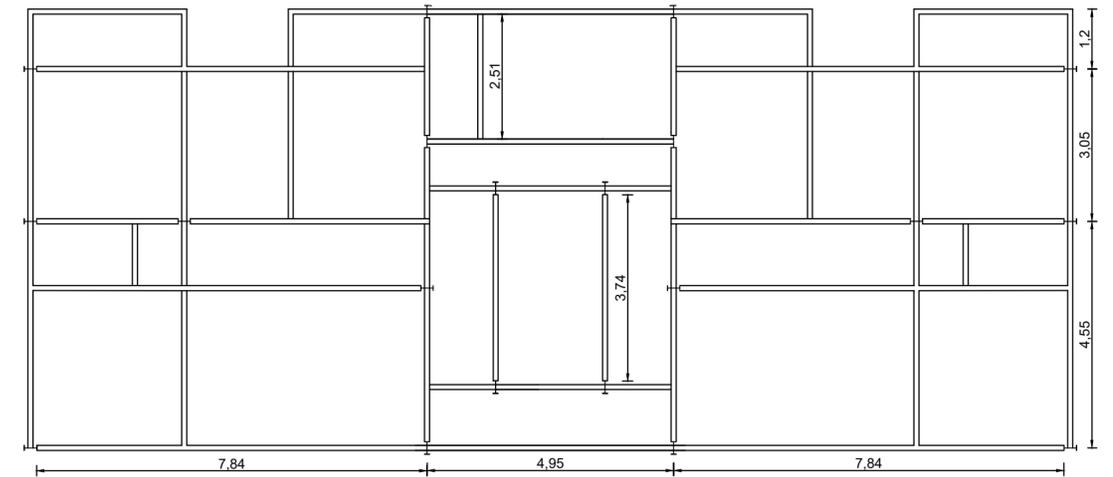


ANEXO C - Planta Estrutural Metálicas

Planta de pilares em metálica
Térreo



Planta de Vigas Metálicas
Pav. tipo



Planta de Lajes C.A
Pav. tipo

