

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS, UNIS-MG

ENGENHARIA CIVIL

DALINY ELIENAY NATAL GARCIA

**ESTUDO COMPARATIVO DE CUSTO COM MATERIAIS EM UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL ANALISANDO SISTEMAS ESTRUTURAIS DISTINTOS:
Concreto armado e Alvenaria estrutural**

Varginha

2016

DALINY ELIENAY NATAL GARCIA

**ESTUDO COMPARATIVO DE CUSTO COM MATERIAIS EM UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL ANALISANDO SISTEMAS ESTRUTURAIS DISTINTOS:
Concreto armado e Alvenaria estrutural**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel, sob orientação do Prof. Me. Antonio de Faria.

**Varginha
2016**

DALINY ELIENAY NATAL GARCIA

**ESTUDO COMPARATIVO DE CUSTO COM MATERIAIS EM UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL ANALISANDO SISTEMAS ESTRUTURAIS DISTINTOS:
Concreto armado e Alvenaria estrutural**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof.Me. Antonio de Faria

Prof. Me. Armando Belato Pereira

Prof. Esp. Max Filipe Ferreira Marques

OBS.:

Dedico este trabalho a minha família que sempre me apoiou, aos professores e mestres pelo valioso aprendizado, aos meus amigos que viveram comigo ao longo desses anos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, minha família, meu esposo Alessandro por todo apoio, aos meus colegas e professores por terem ajudado na construção deste trabalho.

“A mente que se abre a uma nova ideia jamais
voltará ao seu tamanho original.”
Albert Einstein

RESUMO

A definição do sistema estrutural para um projeto é de fundamental importância para o custo da obra, fazendo com que as construtoras busquem por diferentes alternativas que resultem na implantação e racionalização desse sistema. Entre estas alternativas temos as estruturas de concreto armado, que são estruturas que possuem uma ligação solidária de concreto com barras de aço colocadas em seu interior, essa associação propicia em elementos com alta resistência aos esforços de compressão e tração. Os elementos básicos que compõem este tipo de estrutura em edifícios são os pilares, vigas e lajes com a utilização de alvenaria de vedação. Outra opção é a utilização da alvenaria estrutural que é definida como um sistema estrutural onde as paredes são elementos resistentes capazes de suportarem outras cargas além do seu peso próprio. Os principais elementos constituintes da estrutura em alvenaria são: bloco, argamassa, graute e aço. Este trabalho tem como objetivo desenvolver uma comparação de custo com materiais por meio de projetos estruturais para um edifício residencial, projetado com estruturas de concreto armado arranjado por pilares, vigas, lajes maciças e blocos de concreto para vedação e outro em alvenaria estrutural de blocos de concreto com laje maciça. Os projetos estruturais serão desenvolvidos a partir do projeto arquitetônico de um edifício residencial que será implantado no município de Pouso Alegre – MG. Os dimensionamentos e detalhamentos seguirão as recomendações prescritas pelas normas regulamentadoras apresentadas no referencial bibliográfico. Na realização do comparativo, foram realizadas planilhas com o quantitativo e preços de cada composição existente, podendo assim indicar a diferença de custo dos sistemas estruturais. Assim, pode-se concluir que o sistema em alvenaria estrutural apresentou uma alternativa mais atraente, obtendo uma redução nos custos relacionados à superestrutura em relação ao sistema estrutural em concreto armado para o edifício em análise.

Palavras-chave: Concreto armado. Alvenaria estrutural. Dimensionamento. Custo.

ABSTRACT

The definition of the structural system for a project is of fundamental importance for the cost of the work, causing builders seek for alternatives that result in the implementation and rationalization of the system. These alternatives have the reinforced concrete structures, which are structures that have a joint connecting concrete with steel bars placed inside, this association provides elements with high resistance to compression and tensile stresses. The basic elements that make up this type of structure in buildings are pillars, beams and slabs with the use of sealing masonry. Another option is the use of masonry which is defined as a structural system where the walls are resilient elements capable of supporting other loads besides their own weight. The main components of the structure in masonry are: block, mortar, grout and steel. This work aims to develop a cost comparison with materials through structural designs for a residential building, designed with reinforced concrete structures arranged by columns, beams, solid slabs and concrete blocks for sealing and one in structural masonry blocks with concrete slab. Structural projects will be developed from the architectural design of a residential building that will be deployed in the city of Pouso Alegre - MG. The designs and details follow the recommendations prescribed by the regulatory norms of the bibliographic references. In carrying out the comparative spreadsheets were performed with the quantity and price of each existing composition, and thus can indicate the difference in cost of structural systems. Thus, it can be concluded that the system showed a masonry attractive alternative, obtaining a reduction in the costs related to the superstructure in relation to the structural system for reinforced concrete in the building in question.

Keywords: Reinforced concrete. Structural masonry. Dimensioning. Cost.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 – Elementos básicos da estrutura de concreto armado	23
Figura 02 – Modelo de pré-laje	24
Figura 03 – Imperfeições geométricas globais	35
Figura 04 – Situações de vinculação das placas isoladas.....	48
Figura 05 – Distância l_0 el.....	71
Figura 06 – Projeto modulado em um retículo espacial de referência.....	81
Figura 07 – Modulação vertical.....	81
Figura 08 – Família de blocos 14 x 39.....	83
Figura 09 – Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes	89
Figura 10 – Comprimento equivalente do flange	90
Figura 11 – Ensaio de prisma: padronizado com assentamento total	92
Figura 12 – Planta baixa do pavimento tipo	108
Figura 13 – Planta de forma reservatório	111
Figura 14 – Planta de forma do pavimento tipo 1 e 2.....	112
Figura 15 – Reação de apoio das lajes sobre as vigas do pavimento térreo, tipo (1e 2) e forro	125
Figura 16 – Reação de apoio das lajes sobre as vigas do reservatório	126
Figura 17 – Carregamento para estado limite último nas vigas V3 e V7	132
Figura 18 – Diagrama de esforços cortantes do estado limite último na viga V3 e V7.....	132
Figura 19 – Diagrama de momentos fletores do estado limite último na viga V3 e V7.....	133
Figura 20 – Diagrama de deslocamento nas vigas V3 e V7 para o estado limite de serviço com a combinação quase permanente	147
Figura 21 – Detalhamento vigas V3 e V7	149
Figura 22 – Corte da seção das vigas V3 e V7.....	149
Figura 23 – Momentos fletores iniciais nos pilares P1 e P22 em toda estrutura.....	154
Figura 24 – Verificação da armadura longitudinal nos pilares 01 e 22 conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).....	160
Figura 25 – Detalhamento final do pilar P1 e P22.....	163
Figura 26 – Corte A-A do pilar P1 e P22.....	163
Figura 27 – Esquema em planta dos pórticos na estrutura.....	169
Figura 28 – Deslocamentos laterais devido a ação lateral do vento	171
Figura 29 – Modulação vertical da parede 01	176

Figura 30 – Modulação horizontal da 1ª fiada.....	177
Figura 31 – Reação de apoio das lajes sobre as paredes estruturais do pavimento térreo, tipo (1e 2) e forro.....	186
Figura 32 – Reação de apoio das lajes sobre as paredes estruturais do reservatório.....	187
Figura 33 – Grupos e paredes estruturais nas direções X e Y.....	190
Figura 34 – Paredes de contraventamento na direção X.....	192
Figura 35 – Paredes de contraventamento na direção Y.....	193
Figura 36 – Deslocamentos laterais devido a ação lateral do vento.....	201
Figura 37 – Parede Px10.....	204
Figura 38 – Composição das tensões na base a parede PX10.....	208
Figura 39 – Detalhamento da verga.....	212

LISTA DE QUADROS

Quadro 01 – Classe de agressividade ambiental (CAA).....	31
--	----

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 – Custo global da estrutura em concreto armado e alvenaria estrutural..... 226

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Valores estimados de módulos de elasticidade	28
Tabela 02 – Propriedades mecânicas dos aços	29
Tabela 03 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	31
Tabela 04 – Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para estruturas de concreto armado.....	32
Tabela 05 – Cobrimento nominal para estruturas de concreto pré-moldado	32
Tabela 06 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	44
Tabela 07 – Principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais (ações agrupadas).....	45
Tabela 08 – Valores do coeficiente γ_{f2}	45
Tabela 09 – Combinação de ações no estado limite último	46
Tabela 10 – Combinação de ações no estado limite de serviço	46
Tabela 11 – Limites para deslocamentos	46
Tabela 12 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas	62
Tabela 13 – Diâmetro dos pinos de dobramento	68
Tabela 14 – Valores de coeficientes adicional γ_n para pilares e pilares-parede	71
Tabela 15 – Determinação de α_p	74
Tabela 16 – Dimensões nominais para blocos portantes	82
Tabela 17 – Dimensões nominais de blocos de concreto.....	83
Tabela 18 – Requisito para resistência característica à compressão, absorção e retração	84
Tabela 19 – Resistência à compressão da argamassa	85
Tabela 20 – Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C.....	93
Tabela 21 – Valores de γ_m	94
Tabela 22 – Propriedades de deformação da alvenaria.....	95
Tabela 23 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento.....	98
Tabela 24 – Valores característicos da resistência à tração na flexão - f_{tk} (MPa)	100
Tabela 25 – Carregamento das lajes	115
Tabela 26 – Determinação das armaduras.....	117
Tabela 27 – Determinação das armaduras.....	118
Tabela 28 – Verificação da flecha elástica.....	120

Tabela 29 – Verificação do estádio em que se encontra a seção	121
Tabela 30 – Verificação das flechas	123
Tabela 31 – Reações de apoio das lajes sobre as vigas.....	124
Tabela 32 – Reações finais nas vigas.....	129
Tabela 33 – Reações finais nas vigas.....	130
Tabela 34 – Solicitações de projeto	131
Tabela 35 – Verificação do estádio em que se encontra a seção.....	142
Tabela 36 – Verificação para o estado limite de abertura de fissuras para as vigas	144
Tabela 37 – Verificação do estádio qm que se encontra a seção.....	146
Tabela 38 – Verificação para o estado limite de deformação excessiva para as vigas	148
Tabela 39 – Características das vigas	150
Tabela 40 – Reação das vigas do pavimento térreo, tipo 1 e 2, e forro sobre os pilares	151
Tabela 41 – Reações das vigas do reservatório sobre os pilares	151
Tabela 42 – Características dos pilares	164
Tabela 43 – Coeficiente de arrasto (C_a) vento a 90° e 0°	165
Tabela 44 – Força de arrasto por pavimento para o vento a 90° e 0°	166
Tabela 45 – Ações verticais no baldrame.....	166
Tabela 46 – Ações verticais no pavimento térreo.....	166
Tabela 47 – Ações verticais nos pavimentos tipo.....	167
Tabela 48 – Ações verticais no forro	167
Tabela 49 – Ações verticais totais no edifício	168
Tabela 50 – Carga média do edifício	168
Tabela 51 – Força de arrasto do vento por andar.....	170
Tabela 52 – Momento de segunda ordem, ação acidental principal.....	171
Tabela 53 – Momento de segunda ordem, ação do vento principal	172
Tabela 54 – Momento de tombamento com o momento de segunda ordem considerando as ações acidentais como principal	173
Tabela 55– Momento de tombamento com o momento de segunda ordem considerando as ações do vento como principal	173
Tabela 56 – Coeficiente γ_z	173
Tabela 57 – Carregamento das pré-lajes	179
Tabela 58 – Carregamento das lajes finais.....	179
Tabela 59 – Determinação das armaduras.....	180
Tabela 60 – Determinação das armaduras.....	181

Tabela 61 – Verificação da flecha elástica para as pré-lajes	182
Tabela 62 – Verificação da flecha elástica para as lajes finais.....	182
Tabela 63 – Verificação do estádio em que se encontram as pré-lajes.....	183
Tabela 64 – Verificação do estádio em que se encontram as lajes finais	183
Tabela 65 – Verificação das flechas para as pré-lajes	184
Tabela 66 – Verificação das flechas para as lajes finais	184
Tabela 67 – Reações de apoio das lajes sobre as paredes estruturais	185
Tabela 68 – Características geométricas das paredes de contraventamento na direção X ...	194
Tabela 69 – Características geométricas das paredes de contraventamento na direção Y ...	194
Tabela 70 – Grupos de paredes e resultantes verticais no pavimento tipo/cobertura	196
Tabela 71 – Grupos de paredes e resultantes verticais no reservatório	196
Tabela 72 – Carga média do edifício	196
Tabela 73 – Cargas verticais acumuladas em cada grupo.....	197
Tabela 74 – Cargas verticais lineares acumuladas em cada grupo	197
Tabela 75 – Força e momento devido às ações horizontais em cada pavimento nas direções X e Y	199
Tabela 76 – Esforço cortante e momento fletor para cada parede em cada pavimento na direção X	199
Tabela 77 – Esforço cortante e momento fletor para cada parede em cada pavimento na direção Y	200
Tabela 78 – Deslocamentos e efeitos de segunda ordem.....	201
Tabela 79 – Dimensionamento à compressão, valores de f_{pk}	204
Tabela 80 – Verificações da resistência do bloco para as paredes na direção X.....	206
Tabela 81 – Verificações da resistência do bloco para as paredes na direção Y.....	207
Tabela 82 – Verificação da máxima tração nas paredes da direção X e Y no primeiro pavimento	209
Tabela 83 – Verificação da tensão de cisalhamento	210
Tabela 84 – Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento térreo	214
Tabela 85 –Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento tipo 1 e 2, forro e reservatório	214
Tabela 86 –Custo direto da superestrutura e paredes para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento térreo	215

Tabela 87 –Custo direto da superestrutura e paredes para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento tipo 1 e 2, forro e reservatório	216
Tabela 88 – Custo total para o sistema em concreto armado	217
Tabela 89 – Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento térreo	218
Tabela 90 – Quantitativo de materiais para o sistema em alvenaria estrutural pav. Tipo 1 e 2, forro e reservatório.....	218
Tabela 91 – Preços dos blocos.....	219
Tabela 92 – Custo direto da superestrutura e paredes para o pavimento térreo em concreto armado.....	220
Tabela 93 – Custo direto da superestrutura para o sistema em Alvenaria Estrutural	221
Tabela 94 – Custo total para o sistema em alvenaria estrutural	222
Tabela 95 – Comparativo de custo entre as estruturas para o pavimento térreo	223
Tabela 96 – Comparativo de custo entre as estruturas por porcentagem para o pavimento térreo	223
Tabela 97 – Comparativo de custo entre as estruturas para os pavimentos tipo 1 e 2, forro e reservatório.....	224
Tabela 98 – Comparativo de custo entre as estruturas por porcentagem para os pavimentos tipo 1 e 2, forro e reservatório	225

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	20
1.1 Justificativa	20
1.2 Objetivos.....	21
1.2.1 Objetivo geral.....	21
1.2.2 Objetivos específicos.....	21
2 SISTEMA ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO.....	22
2.1 Elementos estruturais.....	22
2.1.1 Laje	23
2.1.2 Viga	24
2.1.3 Pilar	24
2.2 Normas Técnicas	25
2.3 Principais constituintes do sistema estrutural convencional	25
2.3.1 Concreto.....	25
2.3.1.1 Resistência à compressão	26
2.3.1.2 Resistência à tração	26
2.3.1.3 Módulo de deformação longitudinal	27
2.3.2 Aço	28
2.3.3 Forma.....	29
2.4 Peso específico	30
2.5 Durabilidade.....	30
2.6 Vantagens e desvantagens do sistema de concreto armado	33
2.6.1 Vantagens	33
2.6.2 Desvantagens	33
2.7 Análise estrutural.....	34
2.7.1 Ações	34
2.7.1.1 Ações permanentes.....	34
2.7.1.1.1 Imperfeições geométricas globais	35
2.7.1.1.2 Ações variáveis	36
2.7.1.2.1 Vento	37
2.7.1.3 Ações excepcionais	38
2.7.2 Estabilidade global	38
2.7.2.1 Classificação das estruturas de contraventamento	39
2.7.2.2 Deslocabilidade das estruturas por processos simplificados	39
2.7.2.2.1 Parâmetro de instabilidade α	39
2.7.2.2.2 Parâmetro γ_z	40
2.8 Dimensionamento.....	42
2.8.1 Método dos Estados Limites	42
2.8.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências.....	43
2.8.1.2 Estados limites	44
2.8.1.3 Coeficientes de ponderação das ações.....	45
2.8.1.4 Combinação das ações no estado limite último	46
2.8.1.5 Combinação das ações no estado limite de serviço.....	46
2.8.2 Limites para as deformações.....	46
2.8.3 Lajes maciças	47
2.8.3.1 Determinação de esforços e deslocamentos por meio de séries.....	48
2.8.3.2 Verificações para o estado limite de serviço.....	53

2.8.3.3 Detalhamento	58
2.8.4 Viga	59
2.8.5 Pilares	70
3 ALVENARIA ESTRUTURAL	76
3.1 Normas Técnicas	77
3.2 Tipos de alvenaria estrutural.....	78
3.3 Elementos de reforço.....	78
3.3.1 Vergas.....	79
3.3.2 Contra-vergas.....	79
3.3.3 Cintas de amarração	79
3.3.4 Coxins.....	80
3.4 Coordenação modular.....	80
3.5 Componentes da alvenaria estrutural	81
3.5.1 Blocos.....	81
3.5.1.1 Blocos cerâmicos.....	82
3.5.1.2 Blocos de concreto	82
3.5.2 Argamassa.....	84
3.5.3 Graute	85
3.5.4 Aço	86
3.6 Peso específico	87
3.7 Vantagens e desvantagens do sistema de alvenaria estrutural	87
3.7.1 Vantagens	87
3.7.2 Desvantagens	88
3.8 Análise estrutural para cargas verticais.....	88
3.9 Análise estrutural para ações horizontais	89
3.10 Método de ensaios	92
3.10.1 Prisma	92
3.10.2 Relação entre resistência de parede e prisma.....	93
3.10.3 Relação entre resistência de pequenas paredes e prisma	93
3.11 Dimensionamento.....	94
3.11.1 Método dos Estados Limites.....	94
3.11.2 Deslocamentos – limite	94
3.11.3 Propriedades elásticas.....	95
3.11.4 Critérios de dimensionamento	95
3.11.5 Resistência à compressão	96
3.11.6 Resistência ao cisalhamento	97
3.11.7 Resistência à flexão simples	100
3.11.8 Resistência à flexo-compressão	101
3.12 Detalhamento.....	102
4 CUSTOS.....	103
4.1 Custos diretos	104
4.1.1 Composição de Custos Unitários	104
4.2 Custos indiretos.....	104
5 METODOLOGIA	105
5.1 Estudo de caso	106
5.2 Critérios adotados	109
5.2.1 Sistema estrutural em concreto armado.....	110

5.2.2 Sistema em alvenaria estrutural	110
---	-----

6 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DO EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO

.....	111
6.1 Concepção estrutural	111
6.2 Dados preliminares	113
6.3 Laje maciça.....	113
6.3.1 Determinação dos momentos fletores	115
6.3.2 Determinação das armaduras longitudinais	116
6.3.3 Determinação das flechas limites e elástica.....	119
6.3.4 Estado limite de deformação excessiva	120
6.3.5 Reações de apoio das lajes sobre as vigas	123
6.3.6 Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento	126
6.3.7 Detalhamento	128
6.4 Vigas	128
6.4.1 Determinação das reações nas vigas	128
6.4.2 Solicitação de projeto nas vigas	130
6.4.3 Dimensionamento	132
6.4.3.1 Determinação da armadura longitudinal.....	133
6.4.3.2 Determinação da armadura transversal.....	136
6.4.3.3 Estado limite de serviço	140
6.4.3.4 Detalhamento	148
6.5 Pilares	150
6.5.1 Dimensionamento	151
6.5.1.1 Momento fletor inicial	152
6.5.1.2 Índice de esbeltez	154
6.5.1.3 Momento mínimo	155
6.5.1.4 Excentricidade acidental.....	155
6.5.1.5 Momento acidental	156
6.5.1.6 Dimensionamento da armadura longitudinal	158
6.5.1.7 Detalhamento da armadura longitudinal.....	160
6.5.1.8 Detalhamento da armadura transversal.....	162
6.5.1.9 Detalhamento final	162
6.6 Análise da estabilidade global.....	165
6.6.1 Determinação da ação lateral do vento.....	165
6.6.2 Ações verticais	166
6.6.3 Determinação das estruturas de contraventamento	168
6.6.4 Coeficiente γ_z	169
6.6.5 Verificação das imperfeições globais.....	174

7 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DO EDIFÍCIO EM ALVENARIA

ESTRUTURAL	176
7.1 Modulação	176
7.2 Dados preliminares	178
7.3 Lajes.....	178
7.4 Definição dos elementos estruturais	189
7.4.1 Paredes estruturais.....	189
7.4.2 Paredes de contraventamento.....	191
7.4.2.1 Paredes na direção X	191
7.4.2.2 Paredes na direção Y	193

7.5 Análise estrutural.....	195
7.5.1 Ações verticais	195
7.5.1.1 Distribuição das cargas verticais	195
7.5.2 Ações horizontais	198
7.5.2.1 Desaprumo	198
7.5.2.2 Vento	198
7.5.2.3 Força horizontal total.....	198
7.5.2.4 Distribuição das ações horizontais	199
7.5.3 Análise da estabilidade global	200
7.6 Dimensionamento e verificação das paredes estruturais	202
7.6.1 Compressão simples.....	203
7.6.2 Flexo-compressão nas paredes.....	204
7.6.3 Verificação da tensão de cisalhamento.....	209
7.6.4 Dimensionamento das vergas	211
8 APRESENTAÇÃO DO COMPARATIVO DE CUSTO ENTRE ALVENARIA ESTRUTURAL E CONCRETO ARMADO.....	213
8.1 Sistema estrutural em concreto armado.....	213
8.2 Sistema em alvenaria estrutural	217
9 ANÁLISE DOS RESULTADOS	223
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS	227
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	228
ANEXO A – Projeto arquitetônico.....	233
APÊNDICE A – Projeto estrutural de concreto armado	235
APÊNDICE B – Projeto estrutural de lajes maciças para o sistema estrutural em concreto armado	237
APÊNDICE C – Projeto de alvenaria estrutural	238
APÊNDICE D – Projeto estrutural de lajes maciças para o sistema em alvenaria estrutural.....	241
APÊNDICE E – Composição de preços unitários – Estrutura em concreto armado	242
APÊNDICE F – Composição de preços unitários – Sistema em alvenaria estrutural... 	244

1 INTRODUÇÃO

Na situação atual de crescimento na construção civil e a busca constante pela redução de custos, têm motivado as construtoras a estudarem inovações tecnológicas. Tais estudos resultaram na implantação e racionalização de diferentes sistemas estruturais, tais como estruturas em concreto armado, alvenaria estrutural e outros.

O sistema estrutural em concreto armado é um sistema tradicional, difundido e amplamente utilizado há muito tempo em todos os tipos de edificações. Do outro lado está a alvenaria estrutural que vem ganhando grande impulso, nas últimas décadas no Brasil, em consequência da racionalização que este sistema proporciona, conforme defensores, o sistema reduz significativamente o consumo de materiais e o desperdício, porém requer a utilização de mão de obra qualificada, visto que as paredes possuem função estrutural e necessitam de adequado controle de execução (ARCARI, 2010). O presente estudo apresentará um comparativo de custo com materiais aplicando os sistemas estruturais acima mencionados em um edifício residencial com quatro pavimentos, analisando o custo com seus respectivos materiais e os quantitativos destes, por meio do dimensionamento dos elementos estruturais que compõem esses sistemas.

O trabalho está organizado de maneira que, em um primeiro instante é feito um referencial teórico sobre tópicos que envolvem o assunto, abrangendo as características dos sistemas estruturais, conceitos normativos, materiais empregados, vantagens e desvantagens de cada sistema, ações impostas nas estruturas e as formas de dimensionamento. Em seguida é apresentado o edifício residencial que serve de base para o estudo bem como a metodologia a ser adotada. No final, será feito o dimensionamento e detalhamento do edifício, o levantamento quantitativo e custo com materiais aplicando os sistemas estruturais acima mencionados, e assim será possível analisar qual sistema é mais vantajoso em relação ao custo final que envolve a etapa da superestrutura da edificação.

1.1 Justificativa

No atual cenário da construção civil, a busca por melhorias no processo de qualidade e técnicas construtivas é cada vez mais frequente, principalmente em relação à escolha do tipo de estrutura a ser utilizada, que apresenta grande participação no custo total de uma obra.

Os sistemas estruturais mais empregados na atualidade em edifícios são as estruturas em concreto armado e em alvenaria estrutural, onde o concreto armado é predominante, visto

que possui uma maior aceitação no mercado e mão de obra apta para sua execução, mas nem sempre é o mais adequado economicamente. Já a alvenaria estrutural tornou-se um sistema muito utilizado em várias regiões do país pelo fato que propicia a racionalização de materiais, baixo custo da obra e menor geração de resíduos. Por estes motivos, percebe-se a grande necessidade do desenvolvimento desta pesquisa. Obtendo posse dessas informações, será possível fornecer resultados que sirvam de referência para a realização de novos trabalhos.

1.2Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Desenvolver um estudo comparativo de custo com materiais em um edifício residencial entre o sistema estrutural de concreto armado e de alvenaria estrutural, analisando seus respectivos materiais e os quantitativos destes, através do dimensionamento dos elementos estruturais que compõem esses sistemas.

1.2.2Objetivos específicos

- a) Descrever os materiais e elementos estruturais empregados no sistema de concreto armado e alvenaria estrutural;
- b) Dimensionar e detalhar os elementos estruturais que compõem o sistema de uma edificação em concreto armado;
- c) Dimensionar e detalhar os elementos estruturais que compõem o sistema de uma edificação em alvenaria estrutural;
- d) Realizar o levantamento quantitativo de materiais e o respectivo custo, para o sistema em concreto armado (concreto, aço, fôrma e bloco) e o sistema em alvenaria estrutural (bloco, argamassa, graute e aço), a fim de obter a solução mais adequada para situação proposta.

2 SISTEMA ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO

Conforme Araújo (2010) o concreto armado é o material composto, obtido pela combinação do concreto com barras de aço colocadas em seu interior. As barras de aço exercem a função de absorver os esforços de tração na estrutura, devida a baixa resistência do concreto à tração, elas também servem para elevar a capacidade de carga das peças comprimidas.

À propriedade relevante do concreto é sua alta resistência aos esforços de compressão ligada a uma baixa resistência a tração. Também desempenha função de proteger as armaduras contra corrosão (DELLATORE, 2014).

O desempenho do conjunto desses dois componentes é devido à aderência. A aderência faz com que as deformações das barras de aço sejam bem próximas às deformações do concreto que as compreendem. Por causa da sua baixa resistência à tração, o concreto sofre fissuração na região tracionada do elemento estrutural. Nesse momento os esforços de tração começam a ser absorvidos pela armadura, impedindo a ruína brusca da estrutura (ARAÚJO, 2010).

2.1 Elementos estruturais

Os elementos estruturais são peças, usualmente com uma ou duas dimensões preponderantes em relação às demais, os elementos que compõe uma estrutura de concreto armado nos edifícios usuais são as lajes, vigas e pilares(CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014). Há também o emprego de outros elementos, que podem não ocorrer em todas as construções, tais como: sapatas e blocos de fundação, tubulões, estacas, vigas – parede, entre outros.

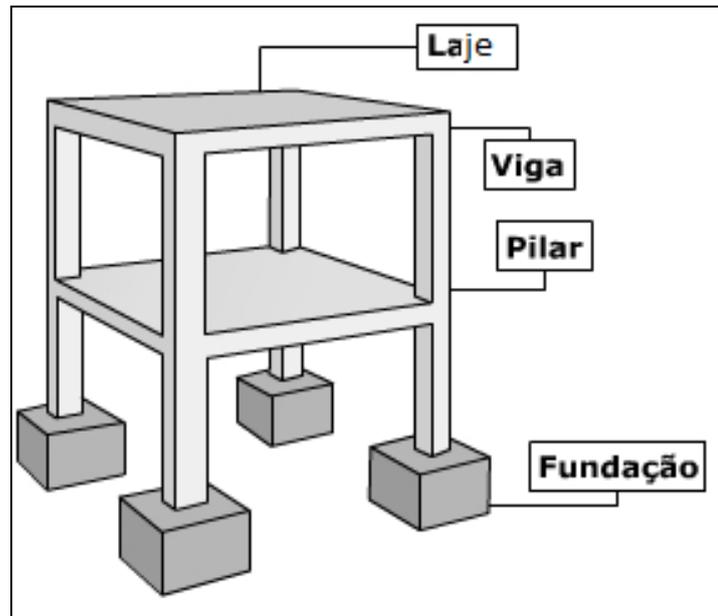
A discretização de uma estrutura em concreto armado composta por lajes, vigas e pilares pode ser feita da seguinte forma: a laje de concreto (plana) resiste a seu peso, os revestimentos e alguma outra carga acidental; as vigas recebem os esforços da laje (placa de concreto) e os transmitem, com seu peso próprio (e se houver, mais o peso de parede), aos pilares; os pilares recebem essas cargas transmitindo-as, juntamente com seu peso, para as fundações (blocos, estacas, etc) (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) podem admitir-se, para um modelo físico de funcionamento do sistema, que as vigas são apoios indeslocáveis no sentido vertical para as lajes; as lajes são apoiadas ou totalmente engastadas nas vigas; os pilares são apoios

indeslocáveis na vertical para as vigas, sendo considerados birrotulados em suas extremidades.

A figura 01 representa o sistema construtivo em concreto armado e seus elementos.

Figura 01- Elementos básicos da estrutura de concreto armado.



Fonte: (FERREIRA, 2016).

2.1.1 Laje

As lajes são elementos planos que recebem a maior parte das ações aplicadas numa construção, como de móveis, pessoas, paredes, pisos, entre outros tipos de carga que podem ser decorrentes da finalidade arquitetônica do espaço físico que a laje faz parte. As ações são geralmente perpendiculares ao plano da laje, e comumente transmitidas para as vigas de apoio, mas eventualmente também podem ser transmitidas diretamente aos pilares (BASTOS, 2006).

São diversos os tipos de lajes encontradas, mas existem dois tipos de lajes que são mais empregadas no Brasil:

a) Lajes maciças de concreto armado: Conforme Lopes (2012) as lajes maciças de concreto armado são placas de espessura regular constituída por concreto, contendo armaduras longitudinais de flexão e possivelmente armaduras transversais. De acordo com Barros e Sabbatini (2003) existe também o modelo de pré-laje maciça, mais utilizado em edifícios de alvenaria estrutural, que são peças pré-moldadas, podendo ou não ser feitas no canteiro de

obras, que são complementadas com concretagens locais, obtendo-se ligações monolíticas. Para a composição da laje, a pré-laje tem espessura definida em projeto estrutural e se constitui numa forma de concreto executada com a armadura positiva da laje. A figura 02 mostra um modelo de pré-laje.

Figura 02 –Modelo de pré-laje.



Fonte: (REIS, 2010).

b) Lajes nervuradas de concreto armado: Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) as lajes nervuradas são as lajes com nervuras pré-moldadas ou moldadas no local, da qual a zona de tração para momentos positivos está situada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.

2.1.2 Viga

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as vigas são elementos lineares, por apresentarem o comprimento longitudinal significativamente maior que as dimensões da seção transversal. Elas recebem ações das lajes, de paredes, de outras vigas, e eventualmente de pilares, entre outros, transmitindo as cargas para os pilares.

2.1.3 Pilar

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes (ABNT NBR 6118:2014).

Conforme Bastos (2006) os pilares transmitem as ações que nele atuam para as fundações, conquanto possam também transmitir para outros elementos de apoio. Essas ações geralmente são as das vigas, mas também podem ser as das lajes.

2.2 Normas Técnicas

Para padronização dos projetos, execução e controle de obras e materiais a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) regulamenta os procedimentos a serem empregados por meio de normas específicas. Para estruturas de concreto armado, as mais importantes são:

- ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto: procedimento;
- ABNT NBR 6120:1980 (versão corrigida de 2000): Cargas para o cálculo de estruturas de edificação: procedimento;
- ABNT NBR 6123:1988 (versão corrigida 2 de 2013): Forças devidas ao vento em edificações: procedimento;
- ABNT NBR 8681:2003 (versão corrigida de 2004): Ações e segurança nas estruturas: procedimento.

2.3 Principais constituintes do sistema estrutural convencional

Para a compreensão do comportamento das estruturas de concreto armado é necessário conhecer determinadas propriedades e características dos materiais que o compõe: o concreto e o aço (BASTOS, 2006). Também é fundamental a compreensão da utilização e propriedades das fôrmas, visto que elas desempenham um papel importante nesse sistema.

2.3.1 Concreto

Segundo Araújo (2010) o concreto é um material obtido através da mistura adequada dos agregados (britados ou naturais) com cimento e água. Em algumas situações, são acrescentados aditivos químicos (aceleradores ou retardadores de pega, superplastificantes, entre outros) e adições minerais (microssílica, escórias de alto-forno, etc.) que melhoram propriedades do concreto fresco ou endurecido.

2.3.1.1 Resistência à compressão

A principal característica do concreto é a resistência à compressão, a qual é determinada pelos ensaios de corpos de prova cilíndricos, aos 28 dias de idade, sendo estes ensaios padronizados por meio das normas ABNT NBR 5738:94 (Concreto: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova) e ABNT NBR 5739:94 (Concreto: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos).

Na prática, Carvalho e Figueiredo Filho (2014), afirmam que o calculista define um valor para a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) e adota nos cálculos. Cabe ao construtor fabricar ou comprar o concreto com as características definidas em projeto e utilizá-los na obra, o qual deverá ser controlado por meio de ensaios.

Com base na resistência característica, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define classes para os concretos, em conformidade com a ABNT NBR 8953:2015, da seguinte forma: Grupo I são os concretos da classe C20 até C50, em se tratando de concretos estruturais, e o grupo II os concretos C55 até C90, sendo os números indicadores representantes da resistência característica à compressão especificada em MPa para a idade de 28 dias.

2.3.1.2 Resistência à tração

O concreto é um material que resiste mal à tração, porém essa resistência pode estar relacionada com a capacidade resistente da peça como um todo, sendo necessário para isso, conhecê-la (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência à tração indireta $f_{ct,SP}$ e a resistência à tração na flexão $f_{ct,f}$ devem ser obtidos por meio de ensaios. Neste mesmo item também é definido a resistência à tração direta f_{ct} , a qual pode ser considerada igual a 0,9. $f_{ct,SP}$ ou 0,7. $f_{ct,f}$. Na ausência de ensaios para obtenção de $f_{ct,SP}$ e $f_{ct,f}$, pode ser considerado o valor médio ou característico por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ct,m} \quad (1)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ct,m} \quad (2)$$

Para concretos da classe até C50:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3)$$

2.3.1.3 Módulo de deformação longitudinal

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o módulo de deformação tangente inicial do concreto, deve ser estabelecido pelo método de ensaio citado na ABNT NBR 8522:2008, e considerando o valor obtido aos 28 dias de idade. Quando não forem realizados ensaios, ele pode ser estimado a partir das seguintes expressões:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (4)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa} \quad (5)$$

Onde:

- $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;
- $\alpha_E = 0,9$ para calcário;
- $\alpha_E = 0,7$ para arenito.

O módulo de deformação secante deve ser estabelecido pelo método de ensaio constante na ABNT NBR 8522:2008, ou também pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (6)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta os valores estimados arredondados para uso em projetos estruturais para E_{ci} (módulo de deformação tangente inicial do concreto) e para E_{cs} (módulo de deformação longitudinal a compressão), mostrados na tabela 01. Estes valores são estimados com a aplicação de granito como agregado graúdo.

Tabela 01 - Valores estimados de módulos de elasticidade.

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,92	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

2.3.2 Aço

O concreto apresenta baixa resistência à tração, portanto é necessário colocar aço em seu interior para absorção desses esforços. A norma que regulamenta as características do aço é a ABNT NBR 7480:2007 (Barras e fios de aço destinados a Armaduras para Concreto Armado).

Segundo a NBR 7480 (ABNT, 2007), classifica-se como barras os produtos cujo diâmetro nominal vão de 6,3 a 40 milímetros (mm), feitos através de laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica, e os fios são aqueles cujo diâmetro nominal é de 10 mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio.

As barras de aço são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50, e os fios de aço na categoria CA-60. Os aços empregados em estruturas de concreto armado são da categoria CA-50 e CA-60.

A sigla CA significa que é um aço destinado ao concreto armado. O 50 e 60 significam que os aços possuem 50 Kgf/mm² e 60 Kgf/mm² como valor característico de resistência de escoamento, respectivamente.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade longitudinal dos aços para concreto armado pode ser considerado igual a 210 GPa, e sua massa específica é igual a 7.850 quilos por metro cúbico (kg/m³).

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as características mais relevantes para definir um aço, obtidas em ensaio de tração, são: resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento na ruptura.

A resistência característica de escoamento do aço à tração (f_{yk}) é a tensão máxima que o fio ou a barra devem resistir, pois até este valor de tensão, ao parar o ensaio de tração de uma amostra, esta voltará a seu tamanho inicial, não apresentando deformação permanente; sendo o caso dos aços que apresentam patamar de escoamento definido, CA 50. Já o aço

CA60 não tem patamar definido, e o valor de f_{yk} é o da tensão correspondente a uma deformação específica permanente de 0,002 (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o limite de resistência (f_{stk}) é a maior força que o aço é capaz de suportar, e com a qual ele irá romper, ou seja, é a máxima resistência da barra. A tensão máxima é obtida pela relação entre a força de ruptura e a área da seção transversal inicial da amostra.

O alongamento na ruptura é o aumento do comprimento do corpo de prova correspondente à ruptura (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

A deformação específica de cálculo (ϵ_{yd}), correspondente ao início do patamar de escoamento, conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) é definida pela seguinte equação.

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (7)$$

Onde:

E_s = módulo de elasticidade do aço, admitido igual a 210.000 Mpa;

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo do aço, admitido a $f_{yk}/1,15$;

f_{yk} = resistência característica do aço a tração.

A tabela 02 apresenta algumas propriedades dos aços, de acordo com as prescrições da ABNT (NBR 6118:2014).

Tabela 02 - Propriedades mecânicas dos aços.

Aço	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ϵ_{yd} (%)
CA50	500	435	0,207
CA60	600	522	0,248

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

2.3.3 Fôrma

Segundo Calil et al (1998 apud PERES, 2013, p. 13), as fôrmas são estruturas provisórias responsáveis a dar a geometria e suporte ao lançamento e adensamento do concreto fresco até que esse adquira resistência, propiciando a obtenção das posições, dimensões, texturas, níveis e geometria das peças estruturais, conforme descritas em projeto.

Também devem garantir o posicionamento correto das armaduras e das instalações, permitindo a colocação de espaçadores para garantir os cobrimentos e servir de suporte para os serviços de concretagem e armação.

Para Araújo (2004 apud PERES, 2013, p. 13), os esforços atuantes nas fôrmas, como o peso próprio da estrutura, cargas de equipamentos, materiais e funcionários, devem ser suportados pelo cimbramento durante a sua execução, até que esta se torne autoportante.

Existe uma variedade de materiais utilizados na fabricação de fôrmas, como a madeira, o aço, o alumínio, o plástico, a fibra de vidro, a borracha e o papelão; cada um com suas respectivas qualidades de utilização, onde, cabe ao engenheiro escolher qual o melhor material a ser utilizado.

Conforme Barros e Melhado (1998) as fôrmas de madeira são muito utilizadas, onde se aplicam principalmente as chapas de madeira compensada, que podem apresentar diferentes características, dadas em função da sua espessura e do material de proteção aplicado à sua superfície durante a fabricação. As mais usuais são os de acabamento resinado, cuja proteção é apenas feita por uma camada de resina permeável, o que recomenda sua reutilização em até três vezes.

2.4 Peso específico

Atualmente, admite-se que o peso próprio da estrutura de concreto armado seja analisado com a massa específica de 2400 kg/m^3 para o concreto simples e de 2500 kg/m^3 para o concreto armado ou protendido (ABNT NBR 6118:2014).

2.5 Durabilidade

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) um dos fatores responsáveis pela perda de qualidade e durabilidade das estruturas de concreto é a agressividade do meio ambiente. Em projetos de estruturas de concreto, a agressividade ambiental pode ser classificada conforme prescrições do quadro 6.1 da ABNT NBR 6118:2014, mostrado no quadro 01.

Quadro 01 - Classe de agressividade ambiental (CAA).

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

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Nota:

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

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

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

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) é necessário adotar alguns fatores para garantir a qualidade e durabilidade do concreto, de acordo com a tabela 03 (tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014).

Tabela 03 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

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

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Estabelecida a classe de agressividade ambiental da estrutura analisada, pode ser definido o cobrimento da armadura em estruturas de concreto armado, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme a tabela 04.

Tabela 04 - Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para estruturas de concreto armado.

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

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Nota:

(a) Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabelos 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, respeitando 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.

O cobrimento da armadura em estruturas de concreto pré-moldado é definido de acordo com a NBR 9062 (ABNT, 2001), conforme a tabela 05.

Tabela 05 – Cobrimento nominal para estruturas de concreto pré-moldado.

Tipos de elementos pré-fabricados	Localização	
	No interior de edifícios	Ao ar livre
Lajes, mesas das vias T, placas de vedação não estruturais e elementos construtivos sujeitos a cargas até 3 kN/m ²	1,0	11,5
Vigas, pilares, arco, nervuras das vigas T e placas de vedação estruturais	1,5	2,0

Fonte: (ABNT NBR 9062:2001).

A NBR 9062 (ABNT, 2001), ainda prescreve que para elementos em meio medianamente agressivo e em meio muito úmido, tais como: cozinhas, lavanderias, estabelecimentos de banho e piscinas cobertas, os cobrimentos descritos na tabela 04 devem ser aumentados em 0,5 cm.

2.6 Vantagens e desvantagens do sistema de concreto armado

A seguir serão abordadas as vantagens e desvantagens na utilização do concreto armado em relação ao sistema convencional de alvenaria estrutural, de acordo com Clímaco (2008 apud DELLATORRE, 2014, p. 48).

2.6.1 Vantagens

- a) Materiais: há economia nas construções pela facilidade de obtenção de materiais nas proximidades da obra, por ser um sistema convencional;
- b) Mão de obra: grande disponibilidade no mercado, por ser uma técnica construtiva adotada em todo o país;
- c) Rapidez na construção: o processo construtivo ganha agilidade na execução, através de tecnologias avançadas para a execução de fôrmas e escoramentos, e uso de peças pré-moldadas, estruturais ou não;
- d) Resistência: possui uma elevada resistência as vibrações, choques, altas temperaturas e maneiras diversas de solicitações na estrutura;
- e) Arquitetura: existe uma maior facilidade na personalização dos projetos arquitetônicos, pois não há a necessidade de modulação em função dos blocos estruturais.

2.6.2 Desvantagens

- a) Fissuração inerente à baixa resistência a tração: esse sistema tem uma tendência à fissuração que se inicia desde a moldagem das peças, pela retração do concreto, e continua durante toda a vida útil da estrutura, pela movimentação térmica, pelas condições de utilização e ambientais, entre outras;
- b) Fôrmas de madeira e escoramentos: o tempo necessário para atender ao prazo mínimo de retirada do escoramento e das fôrmas dos componentes estruturais, e a quantidade de material utilizado aumenta seu custo final consideravelmente;
- c) Concreto: é necessário ser considerada uma espessura de cobertura em concreto, protegendo a armadura contra corrosão e oxidação e evitando possíveis patologias;
- d) Armadura: quando é utilizada uma grande quantidade de armadura, acarretará um peso próprio elevado do sistema, restringindo seu uso, em algumas situações, ou elevando significativamente seu custo;

e) Concreto armado: são necessários vários profissionais de áreas diferentes para execução de estruturas de concreto armado, tais como: pedreiro, eletricista, carpinteiro, armador, encanador, apontador, além de serventes. Seu peso específico é elevado ($\gamma \sim 25 \text{ kN/m}^3$), e também há um consumo de reboco alto para sua regularização, devido às irregularidades apresentadas no encontro entre paredes e estruturas necessitando de uma espessura grande de revestimento.

2.7 Análise estrutural

2.7.1 Ações

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003 (versão corrigida 2004)) na análise estrutural deve ser estimada a atuação de todas as ações que possam produzir efeitos expressivos para a segurança da estrutura, considerando os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

As ações a serem consideradas classificam-se, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003 (versão corrigida 2004)), em permanentes, variáveis e excepcionais e para cada tipo de obra devem ser avaliadas as particularidades envolvidas.

2.7.1.1 Ações permanentes

Ações permanentes de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003) são as ações que atuam com valores praticamente constantes durante todo o tempo de utilização da estrutura, elas devem ser consideradas com seus valores representativos mais prejudiciais em termos de segurança e são divididas em diretas e indiretas.

Dentro das ações permanentes diretas está o peso próprio da estrutura, o peso dos elementos fixos e das instalações permanentes, como equipamentos, revestimentos, telhados, entre outros (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

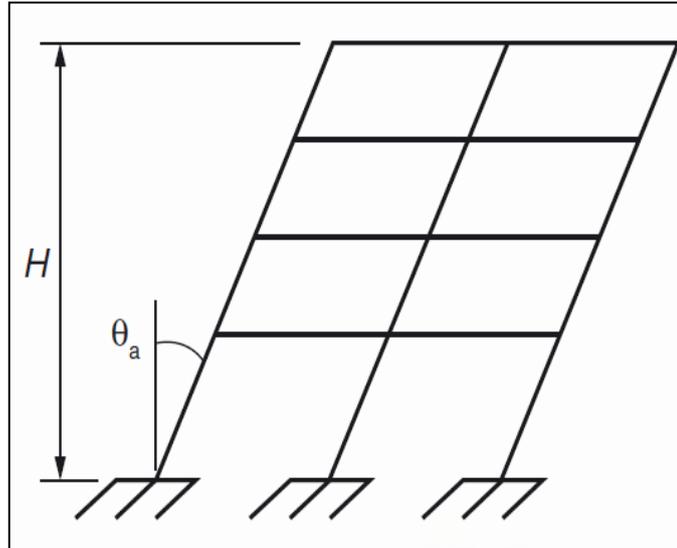
Vale destacar que para avaliação destas cargas devem-se utilizar as massas específicas dos materiais de construção correntes, ou avaliar com base nos valores indicados na NBR 6120 (ABNT, 1980 (versão corrigida 2000)).

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as ações permanentes indiretas são ocasionadas pelas deformações impostas pela fluência e retração do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas (globais e locais) e protensão.

2.7.1.1.1 Imperfeições geométricas globais

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), em edifícios deve ser considerado um desaprumo global, através do ângulo de desaprumo (θ_a), em radianos, conforme mostra a figura 03.

Figura 03 – Imperfeições geométricas globais.



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Onde:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (8)$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad (9)$$

Em que:

- H: altura total da edificação em metros;
- n: número de prumadas do pórtico;
- $\frac{1}{300} \leq \theta_1 \leq \frac{1}{200}$: para estruturas em concreto armado.

A excentricidade devido à imperfeição geométrica no topo da edificação é obtida pela fórmula:

$$e_{tp} = \theta_a \cdot H \quad (10)$$

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) através do ângulo de desaprumo pode-se estabelecer uma ação horizontal equivalente (F), a ser aplicada ao nível de cada pavimento, pela fórmula:

$$F = P \cdot \theta_a \quad (11)$$

Sendo P correspondente ao peso total.

ANBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a sobreposição de vento e desaprumo não é necessária quando o menor valor entre eles não for maior que 30% do maior valor.

2.7.1.2 Ações variáveis

A NBR 8681 (ABNT, 2003) divide as ações variáveis em: ações variáveis diretas e indiretas.

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003) as ações variáveis diretas são compostas pelas cargas acidentais, conforme o uso da construção; pela ação da água e do vento, respeitando as determinações feitas por normas brasileiras específicas.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as cargas acidentais correspondem normalmente a:

- a) Cargas verticais de uso da construção (pessoas, mobiliário, veículos, materiais depositados no local, etc.), são indicadas na ABNT NBR 6120:1980 e prescreve que a carga vertical a ser considerada é uma carga de 1,5 kN/m² e 2,0 kN/m², para edifícios residenciais, uniformemente distribuída, aplicada sobre a laje do pavimento;
- b) impacto lateral;
- c) cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- d) força centrífuga;
- e) força longitudinal de frenagem ou aceleração.

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), as ações variáveis indiretas são as ações ocasionadas por variações de temperatura e ações dinâmicas exercidas na estrutura.

2.7.1.2.1 Vento

Para determinação da ação do vento, devem-se utilizar as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988), conforme esta norma calcula-se as pressões do vento atuantes nas faces da edificação. Estas pressões mudam conforme a altura, multiplicadas pela área de obstrução de cada pavimento, que se alterem em forças estáticas ao nível de cada pavimento, que seguidamente serão distribuídas pelos painéis de contraventamento.

Abaixo é detalhado sucintamente o cálculo realizado para considerar o efeito do vento na estrutura, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988).

A força de arrasto (f_a), componente da força global na direção do vento, é obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (12)$$

Onde:

- C_a : coeficiente de arrasto;
- q : pressão dinâmica do vento;
- A_e : área frontal efetiva.

O coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência é encontrado por meio da figura 4 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

A pressão dinâmica do vento (q) é dada pela fórmula:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (13)$$

Onde V_k é a velocidade característica do vento, expressa por:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (14)$$

Sendo que:

- S_1 : é um fator topográfico que analisa as variações do relevo do terreno determinado através do item 5.2 da NBR 6123:1998;
- S_2 : analisa o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, determinado através do item 5.3 da NBR 6123:1998, e obtido pela fórmula:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (15)$$

- S_3 : conhecido como fator estatístico, é fundamentado em conceitos estatísticos e analisa o nível de segurança requerido e a vida útil da edificação;
- V_0 : conhecido como a velocidade básica do vento, obtida através do mapa das isopletas de velocidade básica do Brasil (Figura 1 da ABNT NBR 6123:1998), é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, ultrapassada em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

2.7.1.3 Ações excepcionais

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003) as ações excepcionais são ações que não podem ser controladas por outros meios, ou seja, são ações excepcionais com os valores estabelecidos, em cada caso particular, por normas brasileiras específicas.

2.7.2 Estabilidade global

Conforme Carvalho et al (2013) quando uma estrutura está submetida simultaneamente a uma carga vertical e uma ação horizontal haverá um acréscimo do momento fletor inicial, denominado de momento de primeira ordem, representado pelas cargas verticais atuando nos deslocamentos gerado pelas ações horizontais.

De acordo com Carvalho et al (2013) esse acréscimo, denominado momento de segunda ordem, ocorre devido a flexibilidade dos materiais.

2.7.2.1 Classificação das estruturas de contraventamento

Segundo Carvalho et al (2013) a deslocabilidade da estrutura pode ser classificada em deslocável ou indeslocável. A deslocabilidade da estrutura pode ser considerada como indeslocável quando o acréscimo de segunda ordem representar menos de 10% dos esforços de primeira ordem.

2.7.2.2 Deslocabilidade das estruturas por processos simplificados

Para estruturas consideradas indeslocáveis não existe a necessidade de ser realizada a análise em teoria de segunda ordem, podendo ser empregado um procedimento convencional em primeira ordem (CARVALHO et al, 2013).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define dois processos aproximados: o do parâmetro α e do coeficiente γ_z , que após a determinação dos deslocamentos horizontais, averigua-se a porcentagem do aumento dos momentos de segunda ordem e realiza-se a comparação com o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , classificando assim a estrutura como deslocável ou indeslocável.

2.7.2.2.1 Parâmetro de instabilidade α

Conforme Carvalho et al (2013) o parâmetro α pode ser avaliado de acordo com a expressão:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{P}{E \cdot I}} \quad (16)$$

Em que:

- H: altura total do edifício;
- P: peso total da edificação;
- E · I: rigidez à flexão do sistema de contraventamento.

De acordo com Carvalho et al (2013) considera-se que o acréscimo de esforços de segunda ordem será menor que 10% se o referido parâmetro for:

- $\alpha = 0,7$: para sistemas compostos apenas por pilares-parede;
- $\alpha = 0,6$: para sistemas mistos;
- $\alpha = 0,5$: para sistemas compostos apenas por pórticos.

Quando o parâmetro α ultrapassar os valores mostrados acima, o projetista deve realizar a análise do edifício em teoria de segunda ordem (CARVALHO et al, 2013).

2.7.2.2.2 Parâmetro γ_z

O parâmetro γ_z , trata-se de um estimador do acréscimo de esforços devidos à consideração da segunda ordem e dessa forma é mais adequado que o parâmetro de instabilidade α . Com o seu emprego consegue-se estimar o efeito de segunda ordem apenas com o resultado do cálculo da estrutura sujeita às ações horizontais e verticais (CARVALHO et al, 2013). O coeficiente γ_z é determinado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}} \quad (17)$$

O acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais(ΔM) é obtido pela fórmula:

$$\Delta M_{\text{tot,d}} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{qli} + \Psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{q21}) \cdot \delta_{hi} \quad (18)$$

Em que:

- Ψ_0 : coeficiente de combinação de ações normais de edifícios residenciais, que são mostrados na tabela 07 (Principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais), estabelecidos pela NBR 8681 (ABNT, 2003);
- δ_{hi} : deslocamento horizontal da estrutura;

- P: ações verticais na estrutura;
- γ_f : coeficiente de ponderação, mostrado na tabela 07 (Principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais), prescritos pela NBR 8681 (ABNT, 2003).

Conforme Carvalho et al (2013), o momento de tombamento, representa a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação a base da estrutura que pode ser calculado com base na seguinte expressão:

$$M_{1,tot} = \sum_{i=1}^n (H_{vi} \cdot h_i) \quad (19)$$

Onde:

- H_{vi} : altura total em cada ponto considerado;
- h_i : força devido ao vento em cada ponto considerado.

Segundo Carvalho et al (2013) dessa maneira, calculado o parâmetro pode-se analisar a deslocabilidade da estrutura, considerando o limite de 10%, podendo estabelecer:

- $\gamma_z = 1,10$: estrutura indeslocável;
- $\gamma_z > 1,10$: estrutura deslocável.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerado a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores:

- Para lajes:

$$E_{cs,lajes} = 0,3 \cdot E_c \cdot I_c \quad (20)$$

- Para vigas:

$$E_{cs,vigas} = 0,4 \cdot E_c \cdot I_c \quad (21)$$

- Para pilares:

$$E_{cs,pilares} = 0,8 \cdot E_c \cdot I_c \quad (22)$$

De acordo com Carvalho et al (2013) o valor de γ_z obtido entre o intervalo de 1,10 e 1,20, pode-se empregar o próprio parâmetro como multiplicador de esforços de primeira ordem para a obtenção dos de segunda ordem, ou seja:

$$M_2 = \gamma_z \cdot M_1 \quad (23)$$

Onde:

- M_1 : esforços de 1ª ordem;
- M_2 : esforços finais de 2ª ordem;
- γ_z : parâmetro com valor entre 1,10 e 1,20.

2.8 Dimensionamento

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a finalidade do dimensionamento estrutural é assegurar, com segurança adequada, que a estrutura mantenha características que proporcionem a utilização adequada da construção, durante sua vida útil, para as finalidades às quais foi projetada.

2.8.1 Método dos Estados Limites

A NBR 6118 (ABNT, 2014) adota como modelo de verificação da segurança estrutural o Método dos Estados Limites. De maneira geral, o comportamento de uma estrutura sob ação das cargas funcionais e ambientais é considerado adequado, quando:

- a) No estado limite último o sistema apresenta uma segurança adequada contra a ruptura;

b) no estado limite de serviço, as fissuras, os deslocamentos e as vibrações são compatíveis com as exigências funcionais ou de durabilidade da obra.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o dimensionamento é realizado no estado limite último fundamentando-se que as tensões devidas aos tipos de cargas, devidamente majoradas, não excedam as tensões resistentes minoradas. A condição de segurança a ser satisfeita é:

$$S_d \leq R_d \quad (24)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (25)$$

$$S_d = \gamma_f \cdot F_k \quad (26)$$

Onde:

- S_d : solicitação de cálculo;
- f_d : resistência de cálculo;
- f_k : valores característicos de resistência e ações;
- γ_m e γ_f : coeficientes de ponderação;
- F_k : ação característica.

2.8.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a resistência de cálculo, baseada nos estados limites últimos, é obtida pela resistência característica dividida pelo coeficiente de ponderação das resistências. Os valores para verificação no Estado Limite Último (ELU) estão indicados na tabela 06 para estruturas em concreto armado, conforme prescrições da norma.

Tabela 06 -Valores dos coeficientes γ_c e γ_s .

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

2.8.1.2 Estados limites

Os estados limites que devem ser considerados no dimensionamento das estruturas de concreto armado são os estados limites últimos e os de serviço.

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o estado limite último é aquele referente ao colapso ou a outra forma de ruína estrutural que provoque a suspensão, no todo ou em parte, do uso da estrutura.

Conforme o item 10.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), os estados limites de serviço são os relacionados à durabilidade das estruturas, ao conforto do usuário, à aparência e à adequada utilização funcional das mesmas.

O item 3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta os estados limites últimos de serviço que devem ser verificados, que são:

- a) Formação e abertura de fissuras;
- b) Deformação excessiva;
- c) Vibrações excessivas.

De acordo com o item 4.1.2.2 da NBR 8681 (ABNT, 2003), os estados limites de serviço decorrem de ações que podem ser estabelecidas de três formas, segundo o tempo de permanência na estrutura:

- a) Combinações quase permanentes: associações de ações que podem atuar sobre a estrutura durante mais da metade de sua vida útil;
- b) Combinações frequentes: associações de ações que se repetem no período de vida da estrutura, em torno de 10^5 vezes em 50 anos ou duração total que tenha igual a uma parte desse período da ordem de 5%;
- c) Combinações raras: associações de ações que podem atuar até algumas horas ao longo do período de vida da estrutura.

2.8.1.3 Coeficientes de ponderação das ações

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação γ_f , obtido pelo produto de três outros:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (27)$$

Em que:

- γ_{f1} : considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2} : considera a simultaneidade de atuação das ações ($\gamma_{f2} = \Psi_0, \Psi_1$ ou Ψ_2);
- γ_{f3} : considera os possíveis desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto em relação às solicitações.

As tabelas 07e 08 mostram os principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais, conforme NBR 8681 (ABNT, 2003):

Tabela 07 - Principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais (ações agrupadas).

Combinação	Tipo de ação	Desfavorável	Favorável
ELU - Normal	Permanente	$\gamma_{fg} = 1,4$	$\gamma_{fg} = 0,9 *$
	Variável	$\gamma_{fq} = 1,4$	$\gamma_{fq} = 0$
	Variável – carga acidental simultânea	$\Psi_0 = 0,5$	
	Variável – ação de vento simultânea	$\Psi_0 = 0,6$	
ELS – Quase permanente	Variável – carga acidental	$\Psi_0 = 0,4$	
	Variável – ação de vento	$\Psi_0 = 0,3$	
ELS - Frequente	Variável – carga acidental	$\Psi_0 = 0,3$	
	Variável – ação de vento	$\Psi_0 = 0$	

Fonte: (ABNT NBR 8681:2003), adaptado.

Tabela 08 – Valores do coeficiente γ_{f2} .

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1	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 (edifícios residências)	0,5	0,4	0,3
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à medida anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014), adaptado.

2.8.1.4 Combinação das ações no estado limite último

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003) as combinações últimas são classificadas como normais, especiais ou de construção e excepcionais. Sendo que as ações permanentes devem estar em todas as combinações de ações. A tabela 09 indica as combinações no estado limite último.

Tabela 09 - Combinação de ações no estado limite último.

Normal	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$
Especiais ou de construção	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$
Excepcionais	$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \cdot \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$

Fonte: (ABNT NBR 8681:2003).

2.8.1.5 Combinação das ações no estado limite de serviço

As combinações de serviço são classificadas conforme seu tempo de permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras (ABNT NBR 8681:2003). A tabela 10 indica as combinações no estado limite de serviço.

Tabela 10 - Combinação de ações no estado limite de serviço.

Quase permanente	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + (\sum \Psi_{2j} \cdot F_{qik})$
Frequente	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + (\sum \Psi_{2j} \cdot F_{qik})$
Rara	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + (\sum \Psi_{ij} \cdot F_{qik})$

Fonte: (ABNT NBR 8681:2003).

2.8.2 Limites para as deformações

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para se atender os limites de deformação excessiva são estabelecidos limites máximos, mostrados na tabela 11.

Tabela 11 - Limites para deslocamentos.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamento visível em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

2.8.3 Lajes maciças

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) lajes maciças são placas de concreto de superfície plana e maciça, que distribuem suas reações em todas as vigas que a contorna.

As lajes maciças podem ser utilizadas em diferentes sistemas estruturais, como no caso de estruturas em concreto armado e alvenaria estrutural.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as principais cargas atuantes nas lajes de edifícios residenciais podem ser divididas em dois grupos: cargas permanentes e cargas variáveis.

Quando a correlação entre o maior vão e o menor da laje é inferior ou igual a dois, considera-se, para efeito de cálculo, que essa laje funciona em duas direções ou é armada em duas direções; quando essa relação é superior a dois, a laje é considerada funcionando em apenas uma direção (a do menor vão) sendo armada apenas nessa direção (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Ainda de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a equação diferencial fundamental das placas submetidas a uma carga $p_{(x,y)}$ é descrita abaixo.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{p}{D} \quad (28)$$

Sendo:

- w: deslocamento vertical;
- x, y: coordenadas de um ponto genérico da placa;
- p: intensidade da carga atuante;
- $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$: é a rigidez à flexão da placa;
- E: módulo de deformação longitudinal do concreto;
- ν : coeficiente de Poisson.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a definição dos deslocamentos e esforços de placas pode ser feita fundamentando-se as cargas em serviço, com base na equação fundamental, ou montando outro tipo de modelo, já que essa equação tem solução analítica

para poucos casos. Dessa maneira, há quatro processos de resolução, sendo que no presente trabalho será empregado o último deles para o cálculo das lajes:

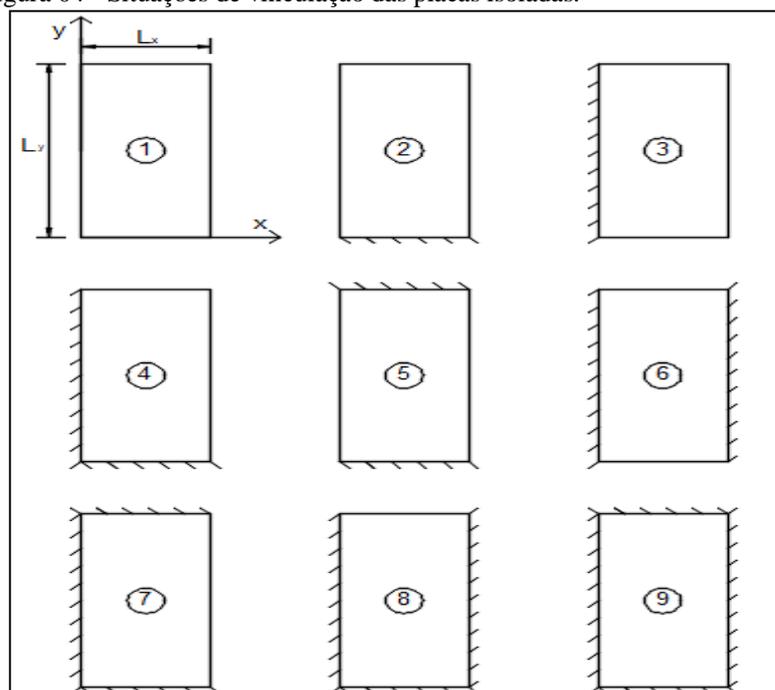
- a) Diferenças finitas;
- b) Elementos finitos;
- c) Grelha equivalente;
- d) Utilização de séries para a representação do valor de $p(x,y)$.

2.8.3.1 Determinação de esforços e deslocamentos por meio de séries

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o método de cálculo de placas por séries é adequado para a concepção de tabelas que possibilitam definir os momentos fletores máximos e deslocamentos máximos (flechas) por meio da geometria e das condições de vinculação da placa. Para o pavimento em estudo devem ser considerados que cada laje deve ser tratada individualmente, e suas vinculações com as demais são determinadas como engastada ou apoiada, de maneira geral as lajes menores e menos rígidas são engastadas nas maiores e mais rígidas.

A figura 04 apresenta as condições possíveis de vinculação das placas analisadas isoladamente.

Figura 04 - Situações de vinculação das placas isoladas.



Fonte: (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

O parâmetro λ , que é a relação entre a maior dimensão e a menor dimensão da laje, é dado por:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (29)$$

Em que:

- l_y : maior dimensão da laje em análise;
- l_x : menor dimensão da laje em análise.

Com o valor de λ determinado é possível estabelecer um roteiro de cálculo para determinar os demais itens necessários para a verificação e dimensionamento da laje em estudo.

- a) Altura das lajes;

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estipula valores limites mínimos para a espessura de lajes maciças que devem ser respeitados:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço.

- b) Determinação de flechas;

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a flecha para lajes com carregamento uniforme e com as condições de contorno de acordo com a figura 03 é determinada pela equação a seguir e pelos coeficientes (α) da tabela 7.2 da obra dos respectivos autores.

$$f = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} \cdot \frac{\alpha}{100} \quad (30)$$

Onde:

- p: carregamento uniformemente distribuído a placa;
- E: módulo de deformabilidade do concreto;
- h: altura ou espessura da placa.

c) Determinação dos momentos fletores;

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) os momentos fletores máximos são determinados pelas seguintes equações:

- Momentos máximos positivos, por unidade de comprimento:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (31)$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (32)$$

- Momentos máximos negativos, por unidade de comprimento:

$$x_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (33)$$

$$x_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (34)$$

Em que μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y coeficientes fornecidos na tabela 7.3, 7.4 e 7.5 encontrados na obra de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

d) Determinação das armaduras longitudinais

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as armaduras longitudinais na direção x e y podem ser determinadas da mesma maneira que se calculam as de uma viga. As equações a seguir satisfazem tais condições.

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (35)$$

$$A_s = \frac{M_d}{(k_z) \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (36)$$

Onde:

- M_d : Momento de cálculo;
- $k_{md} = 0,68 \cdot (k_x) - 0,272 \cdot (k_x)^2$: adimensional;
- k_x : aproveitamento da seção de concreto;
- b_w : largura da base;
- d : altura da base inferior até o centro de gravidade da barra de aço;
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto;
- A_s : área de aço;
- $k_z = 1 - 0,40 \cdot k_x$: adimensional;
- f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a área de aço mínima para lajes maciças como sendo:

$$A_{s \text{ mín}} = 0,15\% \cdot b_w \cdot H \quad (37)$$

e) Verificação do cisalhamento

Em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é permitido prescindir da armadura transversal para suportar aos esforços de tração devidos à força cortante, contanto que os critérios de ancoragem estejam atendidos, se a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) for menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}), ou seja:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} = [\tau_{Rd1} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (38)$$

Onde:

$$\tau_{Rd1} = 0,25 \cdot \left(\frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (39)$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \quad (40)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (41)$$

f) Reações das lajes nas vigas

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a reação das lajes nas vigas de apoio pode ser obtida utilizando-se a expressão fundamental e o processo de séries. A ação das lajes nas vigas, no estado elástico, ocorre por meio de um carregamento com intensidade variável ao longo do seu comprimento (depende, principalmente, da relação entre os vãos e das condições de apoio), e não uniforme.

Porém, de modo simplificado, pode-se adotar que a ação das lajes maciças nas vigas se faça de maneira uniforme. A NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 14.7.6.1, prescreve a respeito:

- As reações em cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas correspondentes à análise efetivada com os critérios de análise plástica, sendo que essas ações podem ser consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;
- Quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices com os seguintes ângulos:
 - 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
 - 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
 - 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Como consequência, a laje ficará dividida em regiões, e cada uma dessas regiões carregará a viga correspondente, com carregamento admitido uniforme, de acordo com sua área de influência (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as reações nas vigas, para certo carregamento (p) e sempre com l_x sendo o menor vão, também podem ser determinadas de acordo com as equações:

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (42)$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (43)$$

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (44)$$

$$q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (45)$$

Em que k_x, k_y, k'_x e k'_y são coeficientes fornecidos na tabela 7.8, 7.9 e 7.10 encontrados na obra de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

2.8.3.2 Verificações para o estado limite de serviço

a) Estado limite de deformação excessiva

O estado limite de deformação excessiva corresponde à verificação se o maior deslocamento do elemento estrutural não exceda ao limite prescrito na tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), e descrito na tabela 11 (Limites para deslocamento), do respectivo trabalho. A combinação utilizada para cálculo de flechas será a quase permanente.

b) Definição do estágio

A viga será admitida fissurada no momento em que o momento atuante ultrapassar o valor do momento de fissuração, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), dada pela seguinte equação:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (46)$$

Onde:

- $\alpha = 1,5$ para seções retangulares;
- $f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ para deformação excessiva;
- $f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ para formação de fissuras;
- $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$ momento de inércia da seção bruta de concreto;
- $y_t = \frac{h}{2}$ distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Portanto, se:

$M_a < M_R \rightarrow$ Estádio I, sem fissuração;

$M_a > M_R \rightarrow$ Estádio II, com fissuração.

De acordo com Kuhn (2015) existem duas hipóteses a considerar para a determinação do momento de inércia e posterior verificação das flechas logo após a determinação do momento de fissuração:

- $M_a < M_R$: quando o maior momento de serviço (M_a) atuante na laje for menor que o valor do momento de fissuração, considera-se que não há fissuras e a peça trabalha no estágio I, podendo ser usado o produto da rigidez no estágio I apenas;
- $M_a > M_R$: quando o momento atuante na laje é maior que o valor do momento de fissuração, admite-se que existam fissuras nas lajes e a mesma trabalha no estágio II, sendo necessário calcular o momento de inércia equivalente.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) um elemento de concreto tem seções trabalhando entre os estádios I e II, sendo necessário utilizar uma inércia média para calcular sua flecha. O modelo estabelecido por Branson admite para todo o elemento de concreto tem uma inércia única, representando os trechos fissurados e não fissurados.

Esse método pode ser empregado para se obter o valor da inércia, interposto ao valor no estágio I e no final do estágio II. A expressão obtida por Branson é dada por:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \cdot I_{II} \quad (47)$$

A posição da linha neutra no estágio II, segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), é dada por:

$$\frac{b}{2} \cdot x_2^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot x_2 - \alpha_e \cdot A_s \cdot d = 0 \quad (48)$$

$$X_{II} = \frac{-a_2 + \sqrt{(a_2)^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (49)$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot X_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - X_{II})^2 \quad (50)$$

O coeficiente de homogeneização da seção pode ser obtido pela expressão:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (51)$$

Em que:

- I_m : momento de inércia efetivo para uma seção ou para toda a peça, no caso de vigas simplesmente apoiadas; momento de inércia médio entre a seção do apoio e a seção do meio do vão, para o caso de vigas contínuas;
- I_I : momento de inércia da peça no estágio I (da seção bruta ou homogeneizada);
- I_{II} : momento de inércia da peça no estágio II puro;
- M_r : momento de fissuração do concreto;
- M_{at} : momento atuante, de serviço, na seção mais solicitada;
- n : índice de valor igual a 4, para situações em que a análise é feita em apenas uma seção da peça, ou igual a 3, quando se faz a análise da peça ao longo de todo o seu comprimento;

- d: altura útil da seção;
- b: largura da seção;
- A_s : área de aço (cm^2/m);
- E_s : módulo de elasticidade do aço;
- E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto.

c) Efeito da fluência do concreto: avaliação da flecha imediata

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) fluência é o evento em que acontecem deformações ao decorrer do tempo em um corpo solicitado por tensão contínua. Esse evento é parcialmente reversível, pois quando se retira o carregamento que resultou a deformação, uma parte desta deformação volta ao normal no mesmo instante, outra parcela volta ao normal com o passar do tempo e o restante se torna permanente.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) a flecha adicional diferida de vigas, decorrentes das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser determinada pela multiplicação da flecha imediata por um fator α_f dado por:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (52)$$

Com $\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$; onde:

- ξ : coeficiente em função do tempo, calculado pela expressão:

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32} \rightarrow \text{Para } t \leq 70 \text{ meses};$$

$$\xi(t) = 2 \rightarrow \text{Para } t > 70 \text{ meses};$$

t: tempo, em meses, ao qual se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 : é a idade, em meses, relativa à aplicação da carga de longa duração;

- $\rho' = \frac{A_s}{b \cdot d}$ taxa de armadura dupla.

O valor da flecha total no tempo infinito ($a_{t,\infty}$) será:

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) \quad (53)$$

Em que $a_{t,0}$ é a flecha imediata para a combinação de ações considerada e de caráter permanente.

d) Verificação da abertura de fissuras

Conforme Kuhn (2015) para que a durabilidade e a aceitação visual não sejam comprometidas são impostos valores limites pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para a abertura de fissuras, esses valores dependem da agressividade do meio onde a estrutura está inserida. Assim, para o projeto em questão situado em classe de agressividade II o valor limite é de 0,3 mm.

O valor característico da abertura de fissuras (w_k) é o menor entre os obtidos pelas expressões a seguir:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (54)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \quad (55)$$

Onde:

- Tensão na armadura no estágio II:

$$\sigma_{si} = \frac{M_{serviço}}{A_s \cdot \left(d - \frac{X_{II}}{3} \right)} \quad (56)$$

- Posição da linha neutra no estágio II:

$$X_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right) \quad (57)$$

- η_1 : coeficiente de conformação superficial da armadura (2,25 para barras nervuradas);

- Área crítica:

$$A_{\text{crítica}} = \left(c + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} + 7,5 \cdot \phi_1 \right) \cdot \left(c + \phi_t + \phi_1 + \frac{e_h}{2} \right) \quad (58)$$

- Taxa de armadura para a área crítica:

$$\rho_r = \frac{A_{\phi}}{A_{\text{crítica}}} \quad (59)$$

2.8.3.3 Detalhamento

O detalhamento das armaduras das lajes maciças deve seguir as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), que são:

- Cobrimento nominal da armadura;
- As armaduras positivas deverão ser colocadas em todo o vão das lajes;
- As barras ou telas soldadas da armadura positiva deverão penetrar 4,0 cm além do eixo teórico do apoio de acordo com o item 20.1;
- Nas lajes adjacentes poderá ser considerada armadura negativa referente ao maior momento fletor;
- As armaduras negativas, para todas as situações de vinculação, se estenderão no interior da laje a uma distância de no mínimo $0,25 \cdot l^*$;
- As armaduras de distribuição deverão ser admitidas com base na seguinte expressão:

$$A_{s \text{ distr}} \geq \begin{cases} \frac{A_s}{5} \\ 0,9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases} \quad (60)$$

- As armaduras de borda deverão ser determinadas com base na seguinte equação:

$$A_{\text{borda}} = 0,67 \cdot 0,15 \cdot h \quad (61)$$

2.8.4 Viga

Os esforços que predominam nas vigas são o momento fletor e o cortante, e estes elementos serão dimensionados para suportar as cargas verticais aos quais são solicitados.

a) Vinculação

O item 14.6.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) permite que as vigas sejam calculadas com o modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, desde que atendidas às seguintes condições:

- Não devem ser considerados momentos positivos inferiores aos que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- No caso em que a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for superior a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto inferior do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- Quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade do pilar com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, um momento advindo de cálculo simplificado, mostrado na equação a seguir:

$$M_{\text{ext,viga}} = \frac{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}} + r_{\text{viga}}} \cdot M_{\text{eng}} \quad (62)$$

Em que:

- M_{eng} : Momento de engastamento;
- r : Rigidez da seção (obtido por meio da inércia sobre o comprimento da seção).

b) Dimensionamento à flexão

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) em uma viga de concreto armado, conforme a solicitação do esforço pode haver três estádios de deformações, que são:

- Estádios I e II: referem-se às situações de serviço;
- Estádio III: refere-se ao estado limite último, que ocorre apenas em situações extremas, em que as ações atuam com seus valores majorados e as resistências dos materiais minoradas.

O dimensionamento das estruturas de concreto armado é feito no estado limite último (estádio III), visto que o principal objetivo é dimensionar estruturas que suportem de maneira econômica e segura, aos esforços sem chegar ao colapso (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Para oferecer o comportamento dúctil satisfatório em vigas a NBR 6118 (ABNT, 2014) exige que a altura relativa (x/d) da linha neutra não ultrapasse o valor máximo de 0,45.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o dimensionamento à flexão de peças de concreto armado utilizando armadura simples é fundamentado na equação geral de equilíbrio:

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (63)$$

Onde:

- M_d : máximo momento resistente de cálculo;
- b_w : largura da seção transversal;
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto.

De acordo com a NBR6118 (ABNT, 2014) para averiguar o domínio em que a seção está é realizado a determinação da altura da linha neutra, obtida da equação de equilíbrio, pela seguinte expressão:

$$x = \frac{0,68 \cdot d \pm \sqrt{(0,68 \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot \left(\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}\right)}}{0,544} \quad (64)$$

Em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014) com base no equilíbrio de forças atuantes na seção é realizado o cálculo da armadura longitudinal, considerando a tensão no aço, o f_{ck} do concreto, as dimensões da seção e a altura da linha neutra, resultando na área de aço necessária para resistir aos esforços:

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} \quad (65)$$

Onde:

- A_s : área de aço;
- f_{yd} : resistência de cálculo do aço.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) sempre que possível, é adequado trabalhar com fórmulas adimensionais, já que simplificam a utilização de vários sistemas de unidades e possibilitam a utilização de gráficos e quadros de maneira mais racional. Na forma adimensional, para concreto até a classe C50, as equações são:

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,68 \cdot (k_x) - 0,272 \cdot (k_x)^2 \quad (66)$$

$$k_z = 1 - 0,4 \cdot k_x \quad (67)$$

$$A_s = \frac{M_d}{(k_z) \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (68)$$

Sendo:

- $KX = x/d$: altura relativa da linha neutra.

c) Armadura mínima

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) a armadura mínima de tração em uma viga deve ser estipulada respeitando sempre uma taxa mínima absoluta de 0,15% da área bruta da seção de concreto (A_c).

Devem sempre ser atendidas as taxas mínimas de armadura (ρ_{\min}) conforme a tabela 12 (tabela 17.3 da norma).

Tabela 12 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^{(1)} (A_{s,\min}/A_c)\%$						
	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,208

(1) Os valores de δ_{\min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA50, $d/h=0,8$ e $\gamma_c=1,4$ e $\gamma_s=1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

d) Armadura de pele

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a armadura de pele é empregada, principalmente, para minimizar problemas ocasionados pela variação de temperatura, retração e fissuração, e também para diminuir a abertura de fissuras de flexão na alma das vigas.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda que a armadura mínima de pele deva ser 0,10% da área de concreto da alma da viga ($A_{c,alma}$) disposta em cada face da alma da viga, e que seja composta de barras de CA50 ou CA60, com espaçamento entre as barras não superior a 20 centímetros, e devidamente ancoradas nos apoios, não necessitando de uma armadura superior a $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ por face. Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm, dispensa o uso dessa armadura.

e) Espaçamento e quantidade de barras por camada

O item 18.3.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que o espaçamento livre entre as faces das barras medido horizontalmente (a_h) é o maior entre os seguintes valores:

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \text{ vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo} \end{cases} \quad (69)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) também estabelece que o espaçamento livre entre as faces das barras medido verticalmente (a_v) seja o maior entre os seguintes valores:

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 0,5 \text{ vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo} \end{cases} \quad (70)$$

Assim, o número de barras que cabem em uma camada pode ser obtido pela expressão:

$$N_{b/c} = \frac{bw - 2 \cdot (c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2})}{a_h + \phi_l} + 1 \quad (71)$$

Em que:

- bw: largura da seção;
- c: cobrimento nominal;
- ϕ_t : diâmetro do estribo;
- ϕ_l : diâmetro da barra longitudinal.

f) Dimensionamento da armadura transversal

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) para o cálculo da armadura transversal são admitidos dois modelos que se fundamentam no princípio da treliça de Morsch. O modelo I admite diagonais de compressão com 45° de inclinação em relação ao eixo longitudinal da viga, e a parcela complementar V_c tem valor constante, não dependendo de V_{sd} . Já o modelo II admite diagonais de compressão entre 30° e 45°, e a parcela V_c não constante, independente de V_{sd} .

Para o projeto em questão, será adotado o modelo I, com a consideração de estribos verticais.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), numa seção transversal do elemento, a resistência será adequada quando averiguadas as condições apresentadas a seguir.

- Verificação das diagonais de compressão

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (72)$$

Com $\alpha_c = (1 - \frac{f_{ck}}{250})$, com f_{ck} em MPa.

- Parcela resistida pelo concreto

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) a parcela da força cortante a ser absorvida pela armadura transversal (V_{sw}) é a diferença entre a força cortante solicitante de cálculo e a parcela de força cortante absorvida pelo concreto íntegro entre as fissuras. A parcela resistida pelo concreto (V_c) é dada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (73)$$

Em que:

- $f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ (valor de cálculo da resistência à tração do concreto).

- Armadura transversal

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sen \alpha + \cos \alpha) \quad (74)$$

Onde:

- $V_{sw} = V_{sd} - V_c$;

- A_{sw} : área da seção transversal dos estribos;

- s : espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal da peça;

- f_{ywd} : tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;

- α : ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

- Armadura transversal mínima

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt{f_{ck}^2}}{f_{ywk}} \cdot b_w \cdot \sen \alpha \quad (75)$$

g) Espaçamento entre estribos

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o espaçamento mínimo entre estribos, deve ser adequado para possibilitar a passagem do vibrador, assegurando em um bom adensamento. O espaçamento máximo ($S_{m\acute{a}x}$) deve estar de acordo com as condições impostas no item 18.3.3.2 da NBR 6118 ABNT, 2014), que são:

- Se $V_d \leq 0,67 \times V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times d \leq 300$ mm;
- Se $V_d > 0,67 \times V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,3 \times d \leq 200$ mm.

h) Verificações para o estado limite de serviço

As verificações em vigas quanto ao estado limite de serviço, seguem as mesmas prescrições que são recomendadas para as lajes, e que foram prescritas no item 2.8.3.2 (Verificações para o estado limite de serviço) do respectivo trabalho.

Com exceção da previsão da flecha imediata (sem considerar o efeito da fluência), para vigas, pode ser realizada a partir da equação da resistência dos materiais, válida para seções constantes ao longo da peça:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{cs} \cdot I_m} \quad (76)$$

Onde:

- q: carga definida por certa combinação;
- l: vão da viga;
- E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto.

i) Comprimento de ancoragem

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) todas as armaduras longitudinais ao longo da viga deverão ser ancoradas com a finalidade de transferir as tensões a que estejam submetidos para o concreto, essa transmissão pode ser feita por meio de aderência, de dispositivos

mecânicos, ou pela associação dos dois. Na ancoragem por aderência, os esforços devem ser transmitidos por meio de um comprimento retilíneo ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho.

j) Comprimento básico de ancoragem

O item 9.4.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define que o comprimento básico de ancoragem é o comprimento reto de uma barra de armadura passiva para ancorar a força limite $A_s \cdot f_{yd}$ nessa barra, permitindo, ao longo desse comprimento, tensão de aderência uniforme e igual a f_{bd} . Segundo a norma, esse comprimento deve ser maior que $25 \cdot \emptyset$ (\emptyset é o diâmetro da barra). O comprimento de ancoragem básico é dado por:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\emptyset \quad (77)$$

Onde:

- f_{bd} : Resistência de aderência de cálculo, determinada por:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}, \text{ sendo:}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c} \rightarrow \text{Resistência de cálculo à tração do concreto;}$$

$\eta_1=1,0$ para barras lisas (CA25);

$\eta_1=1,4$ para barras entalhadas (CA60);

$\eta_1=2,25$ para barras de alta aderência (CA50);

$\eta_2=1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_2=0,7$ para situações de má aderência;

$\eta_3=1,0$ para $\emptyset < 32$ mm;

$\eta_3 = \frac{132 - \emptyset}{100}$ para $\emptyset \geq 32$ mm.

Conforme o item 9.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) os trechos das barras que estão em boa situação em relação à aderência, devem estar em uma das seguintes posições:

- Com inclinação superior a 45° sobre a horizontal;

- Horizontais ou com inclinação abaixo de 45° sobre a horizontal, desde que:
 - posicionados no máximo 30 cm acima da face inferior do componente ou da junta de concretagem mais próxima, para componentes estruturais com $h < 60$ cm;
 - posicionados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do componente ou da junta de concretagem mais próxima, para componentes estruturais com $h \geq 60$ cm.

Os trechos das barras localizados em outras posições que não foram descritas acima, devem ser consideradas em má situação quanto à aderência, também quando forem empregadas fôrmas deslizantes (ABNT NBR 6118:2014).

k) Comprimento necessário de ancoragem

Conforme o item 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) nos casos em que a armadura existente em um elemento é superior a necessária calculada, o comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec}$) pode ser minimizado, sendo determinado por:

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} \quad (78)$$

Onde:

- $\alpha_1=1,0$ para barras sem gancho;
- $\alpha_1=0,70$ para barras tracionadas com gancho;
- $l_{b,mín}$: maior valor entre $0,3 \cdot l_b$, $10 \cdot \varnothing$ e 100 mm.

l) Ganchos de ancoragem nas extremidades das barras

Os ganchos de ancoragem são recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para ancoragem das barras tracionadas e estribos acarretando em uma redução do comprimento de ancoragem.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os ganchos podem ser:

- Semicirculares com ponta reta de comprimento não inferior a $2\varnothing$;
- em ângulo de 45° (interno) de comprimento não inferior a $4\varnothing$ e ponta reta;

- em ângulo reto de comprimento não inferior a $8\varnothing$.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o diâmetro interno de curvatura dos ganchos não deve ser inferior aos estabelecidos por ela, conforme a tabela 13 a seguir:

Tabela 13 - Diâmetro dos pinos de dobramento.

Bitola da barra	CA25	CA50	CA60
$\varnothing < 20 \text{ mm}$	$4 \cdot \varnothing$	$5 \cdot \varnothing$	$6 \cdot \varnothing$
$\varnothing \geq 20 \text{ mm}$	$5 \cdot \varnothing$	$8 \cdot \varnothing$	-

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

O comprimento necessário para executar o gancho é encontrado com o somatório da ponta reta com o trecho curvo retificado.

m) Deslocamento do diagrama de momentos fletores

Em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014) quando a armadura longitudinal de tração for estabelecida através do equilíbrio de esforços na seção normal ao eixo do elemento estrutural, podem-se substituir as ações produzidas pela fissuração oblíqua pelo deslocamento do diagrama de momentos fletores (a_1), paralelo ao eixo da peça, representado por:

$$a_1 = d \cdot \left[\frac{V_{sd,m\acute{a}x}}{2 \cdot (V_{sd,m\acute{a}x} - V_c)} \cdot (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \right] \leq d \quad (79)$$

Em que:

- $a_1 = d$ para $[V_{sd,m\acute{a}x}] \leq [V_c]$;
- $a_1 \geq 0,5 \cdot d$, no caso geral;
- $a_1 \geq 0,2 \cdot d$, para estribos inclinados a 45° .

n) Ancoragem nos apoios

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) os esforços de tração junto aos apoios de vigas devem ser suportados por armaduras longitudinais que atendam a mais severa das seguintes condições:

- As armaduras adquiridas por meio do dimensionamento da seção, para momentos positivos;
- Em apoios extremos, para assegurar a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras adequadas para suportar a uma força de tração (R_{sd}) expressa por:

$$R_{st} = \frac{a_1}{d} \cdot V_d + N_d \quad (80)$$

Onde:

- V_d : força cortante no apoio;
- N_d : força de tração eventualmente existente.

Em apoios intermediários e extremos, uma parcela da armadura de tração do vão ($A_{s,v\tilde{a}o}$), refere-se ao máximo momento positivo do tramo, deve ser prolongada até o apoio de modo que:

- $A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3}$ se o momento no apoio (M_{apoio}) for nulo ou negativo e de valor absoluto $\leq 0,5 \cdot M_{v\tilde{a}o}$;
- $A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4}$ se o momento no apoio (M_{apoio}) for negativo e de valor absoluto $> 0,5 \cdot M_{v\tilde{a}o}$.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) para os casos de apoios extremos com momentos nulos ou negativos, as barras dessas armaduras deverão ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou excedentes ao maior dos seguintes valores:

- $l_{b,nec}$;
- $(r + 5,5 \cdot \emptyset)$, em que r é o raio de curvatura interno do gancho e \emptyset o diâmetro da barra;
- 60 mm.

Em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014) nos apoios intermediários o comprimento de ancoragem pode ser igual a $10 \cdot \emptyset$ contanto que não exista probabilidade de acontecer momentos positivos, causados por recalques ou vento. Quando existir essa possibilidade, as barras deverão ser contínuas ou emendadas sobre o apoio.

2.8.5 Pilares

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os pilares de concreto armado são elementos estruturais que recebem as cargas das vigas e transmite para as fundações, onde durante essa transferência são submetidos à flexão oblíqua. Os pilares podem apresentar esforços distintos segundo a sua posição na estrutura, sendo classificados em:

- a) Pilares intermediários: são aqueles posicionados no interior da edificação. As vigas e lajes que se apóiam sobre estes dispõem de continuidade nas duas direções. É analisado apenas o carregamento vertical que atuam das vigas, adota-se que as reações sejam centradas e que os momentos fletores transmitidos a ele são pequenos. Os pilares intermediários, em princípio, estão sujeitos a compressão simples, ou seja, não apresentam excentricidades iniciais;
- b) Pilares de borda: corresponde ao apoio extremo de uma viga, gerando uma excentricidade inicial em uma direção, ou seja, as solicitações iniciais correspondem à flexão composta normal. Para seção retangular ou quadrada, a excentricidade inicial acontece na direção perpendicular à borda;
- c) Pilares de canto: são aqueles posicionados no apoio extremo de duas vigas, estando sujeitos a flexão oblíqua. As excentricidades iniciais acontecem nas direções das bordas.

a) Dimensões mínimas

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) a seção transversal de pilares, independente de sua forma, não deve ter dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, se aceita adotar dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que o esforço solicitante de cálculo seja majorado por um coeficiente adicional (γ_n) que muda de acordo com a menor dimensão da seção, dado pela tabela 14.

Tabela 14 - Valores de coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.

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

Onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$$

b é a menor dimensão da seção transversal do pilar em cm.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Nota:

a) O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares e pilares-parede, quando do seu dimensionamento.

Também, de acordo com a Norma, em qualquer caso, não se permite pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm². E a maior dimensão da seção dos pilares não deve ultrapassar em cinco vezes a sua menor dimensão. Caso esta circunstância não seja atendida, o elemento estrutural deve ser dimensionado como pilar-parede.

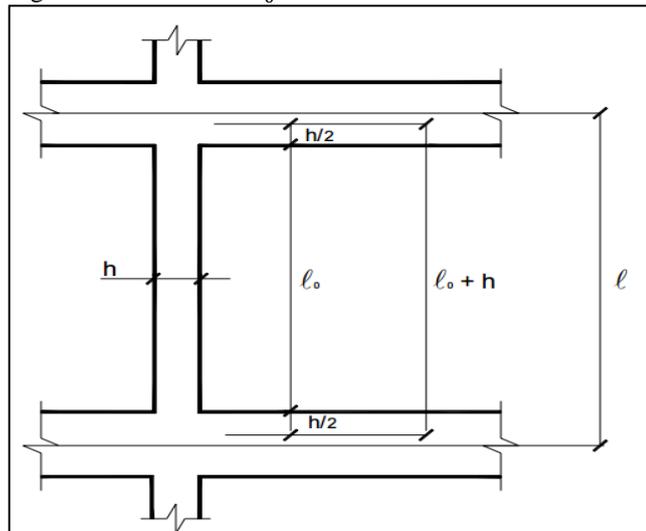
b) Comprimento equivalente

Em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o comprimento equivalente do pilar, tido como vinculado em ambas as extremidades, é o menor dos seguintes valores:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (81)$$

As distâncias l_0 e l podem ser obtidas com base na figura 05.

Figura 05 – Distâncias l_0 e l .



Fonte: (SCADELAI E PINHEIRO, 2003).

Onde:

- l_0 : distância entre as faces dos elementos estruturais que vinculam o pilar;
- h : altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

- l: distância entre eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

c) Pré-dimensionamento

Conforme as especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014), para o pré-dimensionamento dos pilares, são possíveis considerar os mesmos com carga suposta centrada, submetidos à compressão simples com carga $N_d^* = \alpha \cdot N_k$, em que α leva em conta as excentricidades acidentais e de segunda ordem, onde:

- $\alpha = 1,8$ para pilares intermediários;
- $\alpha = 2,0$ a $2,2$ para pilares de borda;
- $\alpha = 2,2$ a $2,5$ para pilares de canto.

A expressão para o pré-dimensionamento é dado a seguir:

$$A_{c \text{ ideal}} = \frac{N_d^*}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot (1 - \rho) + \rho \cdot \sigma_s} \quad (82)$$

Em que:

- Taxa ideal de armadura: $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ ($1,5\% \leq \rho_{\text{méd}} \leq 2,0\%$).

d) Classificação quanto à esbeltez

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) os pilares podem ser classificados de acordo com seu índice de esbeltez, como:

- Pilares curtos ($\lambda < \lambda_1$): os efeitos de 2ª ordem podem ser ignorados, dado que o índice de referência é superior ao índice de esbeltez;
- Pilares medianamente esbeltos ($\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$): os efeitos de 2ª ordem podem ser adotados determinando-se métodos aproximados como o método do pilar-padrão com rigidez aproximada ou com curvatura;

- Pilares esbeltos ($90 < \lambda \leq 140$): os efeitos de 2ª ordem podem ser analisados com o processo do pilar-padrão utilizando diagramas M, N, l/r para a curvatura crítica. O efeito da fluência deve ser empregado;
- Pilares muito esbeltos ($140 \leq \lambda \leq 200$): os efeitos de 2ª ordem devem ser determinados pelo método geral, considerando o efeito da fluência.

e) Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (83)$$

Sendo $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ → raio de giração do pilar.

- Esbeltez limite:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (84)$$

Em que:

- e_1 : excentricidade de 1ª ordem;
- α_b : coeficiente dado de acordo com a vinculação e do carregamento atuante.

O valor α_b , conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) é obtido conforme tabela 15.

Tabela 15 - Determinação de α_b .

Situação	Valor de α_b
Para pilares biapoiados sem cargas transversais	$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \times \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$

	Sendo: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$
Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas, ao longo da altura	$\alpha_b = 1,0$
Para pilares em balanço	$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \times \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85$
	Sendo: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$
Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo	$\alpha_b = 1,0$

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

- Esbeltez máxima

A NBR 6118 (ABNT, 2014) não aconselha o projeto e construção de pilares com índice de esbeltez superior a 200.

f) Momento mínimo

$$M_{1d,\text{mín}} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (85)$$

Sendo N_d correspondente a força normal de cálculo.

Como prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014), quando houver necessidade do cálculo dos efeitos de 2ª ordem e se o momento mínimo for maior que o momento de 1ª ordem, o momento mínimo deve ser acrescido aos momentos de 2ª ordem.

g) Determinação dos efeitos de 2ª ordem

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que para pilares com índice de esbeltez menor que 90 e com armadura simétrica, os efeitos de segunda ordem locais podem ser determinados através de métodos aproximados, sendo abordado neste trabalho o Método do Pilar-Padrão com curvatura aproximada, considerando a curvatura da seção crítica. A superposição dos efeitos de 1ª e 2ª ordem resulta em um momento total máximo no pilar:

$$M_{d,\text{total}} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (86)$$

Onde:

- $\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$: Curvatura da seção crítica;

- $v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$: Força normal adimensional;

- $M_{1d,A}$: maior valor absoluto de momento de 1ª ordem ao longo do pilar.

h) Dimensionamento da armadura longitudinal

A obtenção da armadura longitudinal pode ser realizada por meio de ábacos, onde estes fornecem coeficientes adimensionais (ω) em relação à disposição das barras longitudinais, das dimensões da seção e dos esforços atuantes, representados pelos coeficientes adimensionais μ_d e v_d .

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o cálculo do coeficiente μ_d para utilização dos ábacos é expresso por:

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_{seção} \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (87)$$

Extraídos os coeficientes ω do ábaco, a área de aço é calculada por:

$$A_s = \omega \cdot A_{seção} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (88)$$

- Armadura longitudinal mínima

$$A_{s,mín} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (89)$$

Além da área mínima exigido por norma, deve-se atender a exigência do item 18.4.2.1 que prescreve que o diâmetro das barras longitudinais não deve ser menor que 10 mm.

- Armadura longitudinal máxima

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,08 \cdot A_c \quad (90)$$

Este valor deve também atender as regiões de emenda. Além disso, a norma determina no item 18.4.2.1 que o diâmetro das barras não deve ultrapassar a 1/8 da menor dimensão transversal.

- Espaçamento das barras

O espaçamento mínimo e máximo entre as barras deve atender aos seguintes valores estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$s_{min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{barra} \\ 1,2 \cdot \phi_{m\acute{a}x,agregado} \end{cases} \quad (91)$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 2 \text{ vezes a menor dimens\~ao} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (92)$$

i) Dimensionamento da armadura transversal

A NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve que o diâmetro dos estribos e espaçamento longitudinal nos pilares não deve ser inferior ao maior dos seguintes valores:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} \end{cases} \quad (93)$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimens\~ao (b)} \\ 12 \cdot \phi_{barra} \end{cases} \quad (94)$$

3 ALVENARIA ESTRUTURAL

Gallegos (1991 apud VILLAR, 2005, p. 4) define a alvenaria como um material estrutural composto, formado por unidades básicas que são unidos por junta de argamassa e, portanto, fracamente ligadas. Têm uma resistência   compressão elevada e dependente

principalmente da resistência das unidades básicas, os blocos. A resistência à tração é baixa, onde é influenciada pela aderência entre as unidades e a junta de argamassa.

Prudêncio Jr. et al (2002 apud VILLAR, 2005, p. 4) considera a alvenaria estrutural um tipo de estrutura onde as paredes são elementos portantes, capazes de resistirem a outras cargas além de seu peso próprio. Esse sistema é caracterizado pelo emprego de paredes de alvenaria e lajes enrijecidas, como principal estrutura suporte dos edifícios.

Conforme Kato (2002) as paredes estruturais devem apresentar as seguintes funções:

- a) Resistir às ações verticais;
- b) resistir às ações de vento;
- c) resistir a impactos e cargas de ocupação;
- d) prover estanqueidade à água da chuva e do ar;
- e) isolar acústica e termicamente os ambientes;
- f) ter bom desempenho a ação do fogo.

Para Villar (2005) em uma edificação de alvenaria estrutural são as paredes que resistem às ações horizontais e verticais, e as transmitem para as fundações através de tensões de compressão. Sendo responsáveis pela segurança da edificação, substituindo os pilares e as vigas das estruturas convencionais de concreto armado, e desempenham papel de vedação e estrutura.

3.1 Normas Técnicas

Para padronização dos projetos, execução e controle de obras e materiais a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) regulamenta os procedimentos a serem empregados por meio de normas específicas. Para os sistemas construtivos de alvenaria estrutural, as mais importantes são:

- ABNT NBR 6120:1980 (versão corrigida de 2000): Cargas para o cálculo de estruturas de edificação: procedimento;
- ABNT NBR 6123:1988 (versão corrigida 2 de 2013): Forças devidas ao vento em edificações: procedimento;
- ABNT NBR 6136:2014: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: requisitos;

- ABNT NBR 12118:2013: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio;
- ABNT NBR 14321:1999: Paredes de alvenaria estrutural: determinação da resistência ao cisalhamento;
- ABNT NBR 14322:1999: Paredes de alvenaria estrutural: verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão;
- ABNT NBR 15270-2:2005: Componentes cerâmicos – Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos;
- ABNT NBR 15270-3:2005: Componentes cerâmicos – Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Métodos de ensaio;
- ABNT NBR 15873:2010: Coordenação modular para edificações;
- ABNT NBR 15961-1:2011: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto;
- ABNT NBR 15961-2:2011: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras.

3.2 Tipos de alvenaria estrutural

De acordo com Tauil et al (2010) a alvenaria estrutural pode ser classificada em três tipos, que são:

- a) Alvenaria não armada: alvenaria que não recebe graute, e que contém armaduras apenas por razões construtivas (vergas e contravergas de janelas, vergas de portas e outros reforços construtivos para aberturas) e para evitar futuras patologias, como trincas e fissuras.
- b) Alvenaria armada ou parcialmente armada: tipo de alvenaria que devido a exigências estruturais recebe reforços em algumas regiões. São empregadas armaduras passivas de fios, barras e telas de aço dentro dos furos dos blocos e posteriormente grauteados, além de todas as juntas verticais preenchidas.
- c) Alvenaria protendida: tipo de alvenaria reforçada por uma armadura pré-tensionada (ativa) que submete a alvenaria a esforços de compressão.

Conforme Sabattini (2003) as torres com no máximo 25 pavimentos podem ser executadas em alvenaria armada com segurança. Mas com a alvenaria não armada é recomendável que as construções tenham no máximo de 12 a 15 andares.

3.3 Elementos de reforço

Como em alvenaria estrutural as paredes são elementos portantes, deve-se utilizar elementos de reforço em algumas situações, tais como: vãos de portas e janelas, vãos de grandes extensões, a concentração de aberturas em uma mesma parede e quando existe ocorrência de apoios de elementos estruturais (KALIL et al).

3.3.1 Vergas

Conforme Kalil et al, em vãos de janelas e portas devem ser executadas vergas para reforço estrutural, sendo posicionadas na primeira fiada acima do vão.

Kalil et al, afirma que a verga é um elemento estrutural submetido à ocorrência de momento fletor, tendo como função absorver as reações das lajes e as cargas distribuídas por elas às paredes.

As vergas podem ser executadas em blocos canaletas ou podem ser empregadas peças pré-fabricadas de concreto, seu comprimento deve ser prolongado para no mínimo a medida do comprimento de dois blocos canaletas para as janelas para ambos os lados do vão e um bloco canaleta para portas (KALIL et al).

3.3.2 Contra-vergas

Segundo Kalil et al, em aberturas de janelas devem ser executadas contra-vergas para uma melhor distribuição de cargas na parede, sendo posicionadas na última fiada antes da abertura. São geralmente executadas em blocos canaletas, e seu comprimento deve ser prolongado para no mínimo a medida do comprimento de dois blocos canaletas para ambos os lados do vão.

3.3.3 Cintas de amarração

De acordo com Kalil et al, as cintas de amarração são elementos estruturais apoiados sobre as paredes, com a finalidade de uniformizar e distribuir as cargas atuantes sobre as paredes de alvenaria. São executadas em paredes onde existe uma concentração de duas ou mais aberturas, funcionando como uma verga contínua. Seu emprego nas edificações também

evita recalques diferenciais que não tenham sido considerados e contribui na amarração das paredes e contraventamento.

As cintas de amarração podem ser executadas em concreto armado ou com blocos canaleta e blocos “J” preenchidos com graute e armadura.

3.3.4 Coxins

Coxins são elementos cuja função é distribuir cargas concentradas nas alvenarias, como por exemplo, vigas que se apóiam sobre as paredes. Evitam o aparecimento de fissuras nas alvenarias e o esmagamento oriundo dessa carga concentrada. Geralmente são executadas em concreto armado (KALIL et al).

3.4 Coordenação modular

Segundo Parsekian (2012) a coordenação modular organiza todos os componentes que constituem um edifício, dentro de uma base, de forma a atenderem a uma medida de base padronizada.

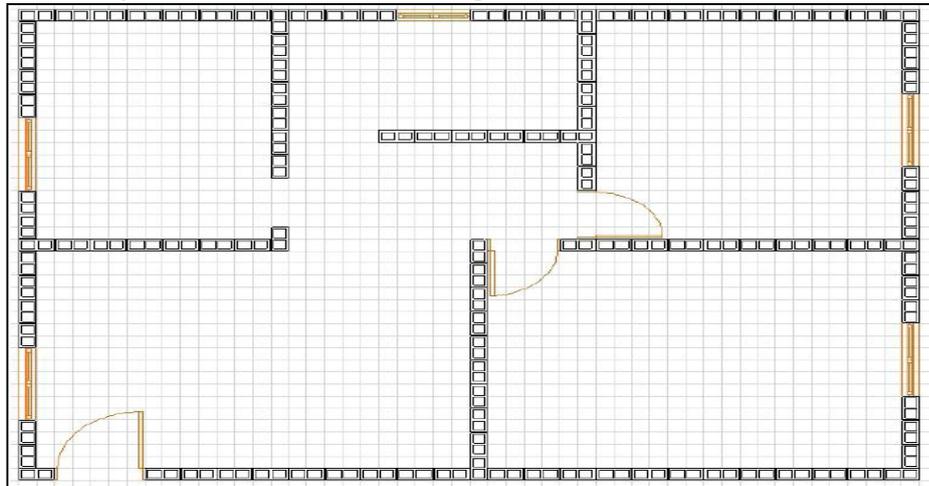
De acordo com Parsekian (2012) na maioria das literaturas adota-se o módulo $M=100$ mm, ou seja, M corresponde a menor unidade de medida modular inteira da quadrícula de referência igual a 100×100 mm, sendo à base de todo o desenvolvimento do projeto.

Após definido o módulo com base no bloco de concreto disponível no mercado, o processo de organização modular ocorrerá automaticamente, e os ambientes do projeto terão suas medidas externas e internas múltiplas do módulo de referência utilizado (PARSEKIAN, 2012).

Em conformidade com Parsekian (2012) é possível trabalhar com múltiplos e submúltiplos da medida modular, ou seja, $\frac{1}{2}$ módulo – 5 cm, $1 \frac{1}{2}$ módulos – 15 cm, 2 módulos – 20 cm, 3 módulos – 30 cm e assim sucessivamente. Sendo importante ter uma referência originada de um padrão base de medida.

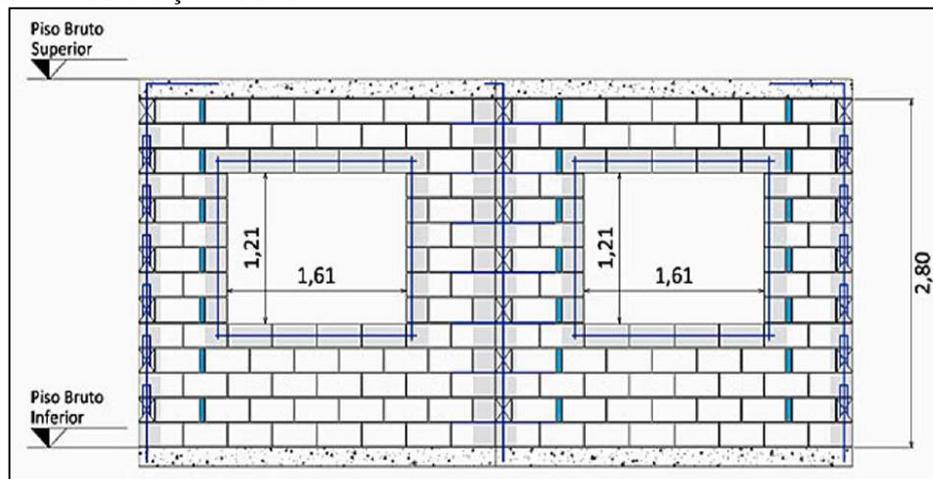
Para Kalil et al, a unidade de alvenaria é determinada por três dimensões: comprimento, largura e altura. O comprimento e a largura determinam o módulo horizontal ou módulo em planta, a figura 06 mostra um projeto de modulação horizontal em um retículo espacial de referência. Já a altura da unidade determina o módulo vertical, empregado nas elevações, também determina distâncias verticais como a altura da janela, a altura da porta, a altura do pé-direito, como mostra a figura 07.

Figura 06 - Projeto modulado em um retículo espacial de referência.



Fonte: (ROMAN et al.,2000).

Figura 07– Modulação vertical.



Fonte: Tauil et al (2010).

3.5 Componentes da alvenaria estrutural

Conforme Dellatorre (2003 apud FIGUEIRÓ, 2014, p. 26), um componente de alvenaria é definido como algo que compõe os elementos e fazem parte da estrutura. Os principais componentes da alvenaria estrutural são: os blocos, argamassas, graute e armadura.

3.5.1 Blocos

Os blocos são as unidades que propiciam resistência a estrutura. Segundo Silva (1999 apud ROMAN et al, 2011, p. 22), “O fator mais relevante na resistência à compressão da alvenaria é a resistência à compressão das unidades (blocos)”.

Os tipos de blocos mais empregados em alvenaria estrutural são: cerâmicos, de concreto e sílico-calcáreos.

3.5.1.1 Blocos cerâmicos

Segundo Kalil et al, os blocos cerâmicos são blocos vazados moldados com arestas vivas retilíneas, com furos cilíndricos ou prismáticos.

De acordo com Guimarães (2014) a vantagem dos blocos cerâmicos comparado aos outros tipos de blocos é o seu baixo peso específico.

As dimensões nominais para esse tipo de bloco são recomendadas pela ABNT (NBR 15270-2:2005) e estão demonstrados na tabela 16.

Tabela 16 - Dimensões nominais para blocos portantes.

Dimensões comerciais L x H x C (cm)	Dimensões nominais (mm)		
	Largura (L)	Altura (H)	Comprimento (C)
15x20x30	140	190	290
15x20x40	140	190	390
20x20x30	190	190	290
20x20x40	190	190	390

Fonte: (ABNT NBR 15270-2:2005).

A resistência à compressão mínima para os blocos estruturais na área bruta deve ser considerada a partir de 4,5 MPa de acordo com a NBR 15270-2 (ABNT, 2005). A NBR 15270-3 (ABNT, 2005), define área bruta como a área da seção de assentamento delimitada pelas arestas do bloco, sem desconto das áreas dos furos, quando tiver.

3.5.1.2 Blocos de concreto

Segundo Guimarães (2014), os blocos de concreto são os mais utilizados na atualidade em construções em sistemas de alvenaria estrutural. Alguns fatores levam os engenheiros a optarem por este tipo de bloco que são: a facilidade de fabricação e a alta resistência dos mesmos.

Segundo Roman et al (2015, p.96), “as unidades são especificadas conforme suas dimensões nominais [...] múltiplas do módulo $M=10$ cm e seus submódulos $2M \times 2M \times 4M$ (L x H x C)”. De acordo com a tabela 17.

Tabela 17 - Dimensões nominais de blocos de concreto.

Família		20x40	15x40	15x30	12,5x40	12,5x25	12,5x37,5	10x40	10x30	7,5 x 40	
Medida Nominal mm	Largura	190	140		115			90		65	
	Altura	190	190	190	190	190	190	190	190	190	
	Comprimento	Inteiro	390	390	290	390	240	365	390	290	390
		Meio	190	190	140	190	115	-	190	140	190
		2/3	-	-	-	-	-	240	-	190	-
		1/3	-	-	-	-	-	115	-	90	-
		Amarração "L"	-	340	-	-	-	-	-	-	-
		Amarração "T"	-	540	440	-	365	-	-	290	-
		Compensador A	90	90	-	90	-	-	90	-	90
		Compensador B	40	40	-	40	-	-	40	-	40
		Canaleta inteira	390	390	290	390	240	365	390	290	-
		Meia canaleta	190	190	140	190	115	-	190	140	-

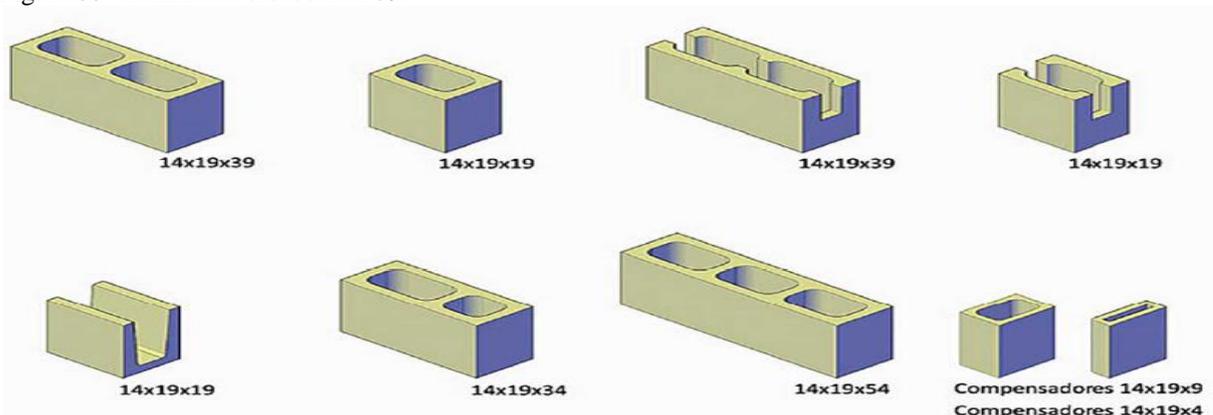
Fonte: (ABNT NBR 6136:2014).

Nota:

- As tolerâncias permitidas nas dimensões dos blocos indicados nesta tabela são de $\pm 2,0$ mm para a largura e $\pm 3,0$ mm para a altura e para o comprimento.
- Os componentes das famílias de blocos de concreto têm sua modulação determinada de acordo com a ABNT NBR 15873.
- As dimensões da canaleta J devem ser definidas mediante acordo entre fornecedor e comprador, em função do projeto.

A figura 08 representa a família 39 com 14 cm de largura.

Figura 08 - Família de blocos 14 x 39.



Fonte: (TAUIL E NESSE, 2010, p. 65).

A NBR 6136 (ABNT, 2014) classifica os blocos de concreto em três classes: A, B, C de acordo com sua resistência característica à compressão axial obtida aos 28 dias (f_{bk}), como mostrado na tabela 18, e outros requisitos:

- a) Classe A: blocos de função estrutural com f_{bk} maior que 8,0 MPa, essa classe de bloco é a única permitida a ser utilizada em aplicações abaixo do nível do solo;
- b) Classe B: blocos de função estrutural com f_{bk} entre 4,5 e 8,0 MPa, utilizados entre 5 e 10 pavimentos;
- c) Classe C: blocos de função estrutural ou não com f_{bk} maior que 3,0 MPa, os blocos com largura de 90 mm podem ser aplicados em edifícios de apenas um pavimento, blocos com largura de 115 mm podem ser aplicados em edifícios de no máximo dois pavimentos e bloco com largura de 140 e 190 mm em edifícios com cinco pavimentos ou inferior. Os blocos de classe C com largura de 65 mm não podem ser aplicados em alvenarias estruturais.

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) em edificações de mais de dois pavimentos não é admitido utilizar parede estrutural com espessura efetiva inferior a 14 cm.

Tabela 18 - Requisito para resistência característica à compressão, absorção e retração.

Classificação	Classe	Resistência característica à compressão axial ^a MPa	Absorção %				Retração %
			Agregado normal ^b		Agregado leve ^c		
			Individual	Média	Individual	Média	
Com função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 8,0$	$\leq 6,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
	B	$4,5 \leq f_{bk} < 8,0$	$\leq 10,0$	$\leq 8,0$			
Com ou sem função estrutural	C	$f_{bk} \geq 3,0$	$\leq 12,0$	$\leq 10,0$			

a Resistência característica à compressão axial aos 28 dias.

b Blocos fabricados com agregado normal.

c Blocos fabricados com agregado leve.

d Ensaio facultativo.

Fonte: (ABNT NBR 6136:2014).

3.5.2 Argamassa

A argamassa é uma massa homogênea, normalmente composta por cimento, areia, cal e água, é o elemento responsável na ligação entre as unidades de alvenaria.

Conforme Ramalho e Corrêa (2003, p. 7) a argamassa de assentamento tem como funções básicas a solidarização entre as unidades, transmissão e uniformização das tensões entre as unidades de alvenaria, absorção de pequenas deformações e prevenção da entrada de vento e de água nas edificações.

As argamassas devem seguir as especificações da ABNT NBR 13281:2005 (Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos: Requisitos).

Destacam-se dois fatores relacionados à influência da argamassa na resistência à compressão das paredes: à espessura da junta horizontal que deve estar em torno de 10 mm; e a resistência à compressão da argamassa (RAMALHO E CORRÊA, 2003).

Segundo Villar(2005) a argamassa responde por cerca de 20% do volume total da parede, desempenhando importância secundária para a resistência. Mas, é a argamassa que controla o tipo de ruptura das paredes. Em paredes com juntas de argamassa com uma resistência adequada, a ruptura começará na junta de argamassa e depois vai para o bloco, garantindo um grau de fragilidade reduzido à alvenaria, sendo assim, aconselhável. Já em paredes com juntas de argamassa de resistência elevada, a ruptura irá acontecer nos blocos, sendo assim, uma ruptura frágil, não sendo aconselhável.

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a resistência à compressão da argamassa não deve ultrapassar o valor máximo limitado a 0,7 da resistência característica especificada para o bloco, referida à área líquida.

A tabela 19 apresenta a resistência característica da argamassa quanto à compressão e tipo de classe, com base na NBR 13281 (ABNT, 2005).

Tabela 19 - Resistência à compressão da argamassa.

Classe	Resistência à compressão MPa	Método de ensaio
P1	≤ 2,0	ABNT NBR 13279
P2	1,5 a 3,0	
P3	2,5 a 4,5	
P4	4,0 a 6,5	
P5	5,5 a 9,0	
P6	> 8,0	

Fonte: (ABNT NBR 13281:2005).

3.5.3 Graute

Segundo Villar (2005) o graute é um concreto com alta fluidez, composto por cimento, agregados de dimensões pequenas e água, utilizado para preencher os vazios dos blocos, fazendo com que aumente sua área líquida e a capacidade de carga das paredes. Também deve

garantir o funcionamento monolítico do conjunto bloco – graute-armadura, e proteger as armaduras contra corrosões.

A alta fluidez do graute é necessária para fazer com que ele preencha completamente os vazios dos blocos em uma parede. Os fatores que exigem esta fluidez são: a dimensão pequena dos furos dos blocos; e a altura a ser preenchida pelo graute (VILLAR, 2005).

De acordo com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011), a avaliação da influência do graute na compressão deve ser realizada mediante o ensaio de compressão de prismas, paredes ou pequenas paredes.

Para Parsekian (2012) é indicado utilizar a resistência característica do graute (f_{gk}) igual à resistência característica do bloco tendo como referência a área líquida com valor mínimo de 15 MPa para alvenaria armada. Pode-se citar como exemplo, para um bloco de 8 MPa com relação área líquida/ área bruta igual a 2 pode-se adotar f_{gk} igual a 16 MPa arredondando para 20 MPa, levando-se em conta as classes de resistência do concreto.

Segundo Tauil e Nesse (2010) para blocos de 14 cm de espessura em média tem-se um consumo de 0,0114 m³/m em canaletas e 0,0134 m³/m em furos verticais.

3.5.4 Aço

Conforme Ramalho e Corrêa (2003), as barras de aço empregadas no sistema construtivo de alvenaria estrutural são as mesmas barras utilizadas no sistema de concreto armado, essas barras são colocadas nos furos dos blocos e devem ser revestidas com graute, para que os componentes da alvenaria trabalhem monoliticamente.

As armaduras têm como função reforçar as paredes, aumentando assim, sua capacidade de carga, reforçar determinadas regiões onde ocorrem concentrações de tensões, e combater eventuais esforços, principalmente os de tração (VILLAR, 2005).

De acordo com Villar (2005), existem duas funções distintas da armadura encontradas nas paredes de alvenaria estrutural, que são: combater esforços de tração obtidos de deformações volumétricas (devido a variações de temperatura, de retração e de umidade), e reforçar regiões onde ocorrem concentrações de tensões (extremidades de paredes e bordas de aberturas), isso em armaduras construtivas que são encontradas em todas as categorias de alvenaria estrutural (não armada, parcialmente armada e armada). A segunda função é a de reforçar as paredes, acarretando em um aumento de carga, essa função é encontrada em

armaduras obrigatórias, sem a qual as paredes não resistem aos esforços aos quais estão submetidos, e são encontradas apenas na alvenaria armada.

3.6 Peso específico

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) afirma que na ausência de uma avaliação precisa para o caso considerado, pode-se adotar o valor de 14 kN/m^3 como peso específico para a alvenaria de blocos de concreto vazados, devendo-se acrescentar o peso do graute, quando existente.

Segundo Ramalho et al (2003) o peso específico para blocos vazados de concreto preenchidos com graute pode ser considerado igual a 24 kN/m^3 .

3.7 Vantagens e desvantagens do sistema de alvenaria estrutural

A seguir serão abordadas as vantagens e desvantagens na utilização da alvenaria estrutural em relação ao sistema convencional de concreto armado, segundo Ramalho et al (2003).

3.7.1 Vantagens

- a) Economia de fôrmas: as fôrmas necessárias estão restringidas apenas para a execução de lajes;
- b) Redução do acabamento e revestimento: está relacionada pela utilização de blocos de qualidade controlada e mão de obra qualificada para a execução;
- c) Diminuição da mão de obra: necessidade de menos operários devido à simultaneidade da execução;
- d) Redução do desperdício de material: como não pode ter intervenções posteriores significativas nas paredes, como aberturas para colocação de instalações elétricas e hidráulicas, acabam eliminando em parte os desperdícios, reduzindo assim o material não aproveitável a ser retirado;
- e) Flexibilidade na execução da obra: se a obra utilizar lajes pré-moldadas o planejamento da obra não está relacionada com o tempo necessário para a cura do concreto.

3.7.2 Desvantagens

- a) Limitação na adaptação da arquitetura após a construção: não existe a possibilidade de mudanças relevantes no arranjo arquitetônico depois de serem executadas as paredes da alvenaria estrutural;
- b) Interferência entre projetos: a impossibilidade de furar e cortar paredes, sem controle rigoroso, limita e condiciona os projetos de instalações na edificação, e há uma grande interferência entre os projetos de arquitetura, de instalações e estrutural;
- c) Utilização de mão de obra qualificada: como a alvenaria estrutural possui ferramentas e instrumentos diferentes dos sistemas convencionais, há a necessidade de selecionar e capacitar a mão de obra para se evitar problemas na execução e riscos à ocupação da edificação.

3.8 Análise estrutural para cargas verticais

a) Carregamento vertical

Segundo Ramalho e Côrrea (2003) para edifícios residenciais em alvenaria estrutural as principais cargas a serem consideradas nas paredes são:

- Ações das lajes;
- Peso próprio das paredes.

b) Interação de paredes

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) em uma parede de alvenaria, quando se aplica um carregamento localizado sobre apenas uma parte de seu comprimento, tende a haver um espalhamento dessa carga ao longo de sua altura. A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) prescreve que esse espalhamento deve-se dar segundo um ângulo de 45°.

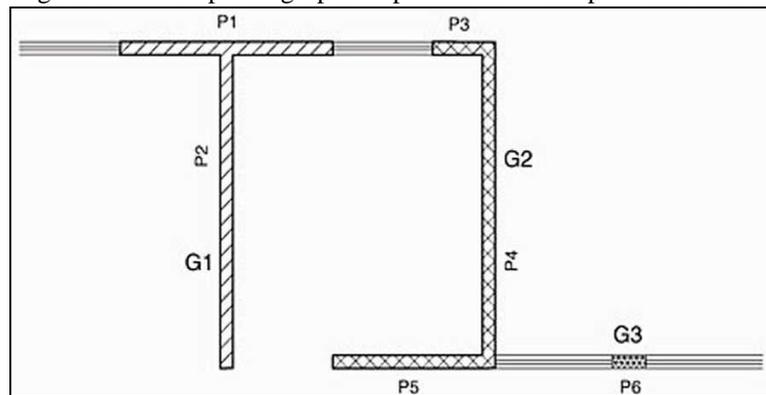
Geralmente, considera-se que a existência de uma abertura também represente um limite entre paredes. Assim, uma parede com aberturas normalmente são consideradas como uma sequência de paredes independentes. Porém, nesse caso, costuma ocorrer forças de interação entre esses diferentes elementos, e, assim, haverá espalhamento e uniformização de cargas (RAMALHO E CÔRREA, 2003).

c) Procedimento de distribuição

Conforme Ramalho e Côrrea (2003) para auxiliar a definição da distribuição de cargas verticais, pode-se destacar alguns procedimentos, que são: paredes isoladas, grupos isolados de parede, grupos de paredes com interação e modelagem tridimensional em elementos. No presente estudo será adotado o método dos grupos isolados de parede, descrito a seguir.

- Grupos isolados de paredes: um grupo é um conjunto de paredes que são supostas totalmente solidárias. Normalmente, os limites dos grupos são as janelas, portas e aberturas, como mostra a figura 09.

Figura 09 – Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes.



Fonte: (RAMALHO E CÔRREA, 2003).

Neste procedimento consideram-se as cargas uniformizadas totalmente em cada grupo de paredes considerado. Significando que as forças de interação em bordas e cantos são consideradas suficientes para propiciar uma uniformização total e espalhamento em uma pequena altura. Por outro lado, desconsideram-se as forças de interação nas aberturas. Assim, cada grupo trabalhará isolado dos demais (RAMALHO E CÔRREA, 2003).

3.9 Análise estrutural para ações horizontais

a) Ações horizontais a serem consideradas

As ações que atuam na alvenaria estrutural seguem as mesmas definições citadas no item 2.7 e seus subitens, em conformidade com a NBR 8681 (ABNT, 2003). Exceto o

subitem 2.7.1.1.1, em que o valor limite do ângulo de desaprumo recomendado pela NBR 15961-1 (ABNT, 2011) é:

$$\theta_a \leq \frac{1}{40H} \quad (95)$$

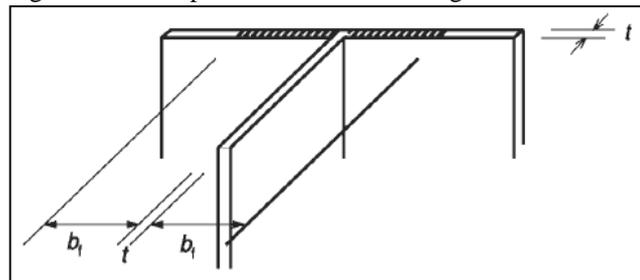
Conforme Parsekian (2012) as forças horizontais correspondentes ao desaprumo, em estruturas de alvenaria estrutural, devem ser somadas as ações do vento ao nível de cada pavimento.

b) Consideração de abas em painéis de contraventamento

Segundo Ramalho e Côrrea (2003) para a consideração da rigidez dos painéis de contraventamento deve-se considerar a contribuição dos flanges, que são trechos de ligações ligados ao painel. Esses trechos podem ser considerados como solidários aos painéis, mudando de forma significativa a sua rigidez, principalmente o momento de inércia relativo a flexão.

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011), em seu item 10.1.3, determina que o comprimento efetivo do flange em painéis de contraventamento deve obedecer ao limite $b_t \leq 6 \cdot t$, conforme figura 10.

Figura 10 – Comprimento efetivo do flange.



Fonte: (ABNT NBR 15961-1:2011).

c) Distribuição de ações para contraventamentos simétricos

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) no caso de contraventamentos simétricos em relação à direção que atua o vento a ser analisado, ocorrerá somente translações dos pavimentos, fazendo com que todas as paredes, em um determinado nível, apresentem

deslocamentos iguais. Podem ser utilizados dois procedimentos, que são os de paredes isoladas e os de paredes com aberturas.

No presente estudo será adotado o método das paredes isoladas, descrito a seguir.

- Paredes isoladas: para esse método admite-se que a existência de uma abertura divide as paredes adjacentes a esta, transformando-as em elementos isolados. Entre elas haverá apenas a necessidade de que os deslocamentos horizontais sejam iguais ao nível de cada pavimento, por conta da existência das lajes de concreto que funcionam como diafragmas rígidos da estrutura (RAMALHO E CÔRREA, 2003).

Em conformidade com Ramalho e Côrrea (2003) em casos de ações que atuem segundo eixos de simetria da estrutura, pode ser feita a compatibilização dos deslocamentos dos diversos painéis para encontrar o quinhão de carga correspondente a cada um. Em princípio, cada painel assume um quinhão de carga proporcional à sua rigidez, ou, para painéis de rigidez constante ao longo da altura esse quinhão será proporcional ao seu momento de inércia. Podendo definir a soma de todas as inércias, conforme equação a seguir:

$$\Sigma I = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n \quad (96)$$

Assim, a rigidez relativa de cada painel será:

$$R_i = \frac{I_i}{\Sigma I} \quad (97)$$

Segundo Ramalho e Côrrea (2003) a ação em cada painel pode ser obtida multiplicando a ação total em um determinado pavimento, F_{tot} , pelo valor R_i , ou seja:

$$F_i = F_{tot} \cdot R_i \quad (98)$$

Ainda conforme os autores Ramalho e Côrrea (2003), encontradas as ações ao nível de cada pavimento, são possíveis determinar os diagramas de esforços solicitantes. Assim, as tensões devidas a essa ação podem ser obtidas utilizando a seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (99)$$

Onde:

- M: momento fletor atuante na parede;
- W: módulo de resistência à flexão $\left(W = \frac{I}{y_{\text{máx}}}\right)$.

d) Estabilidade global

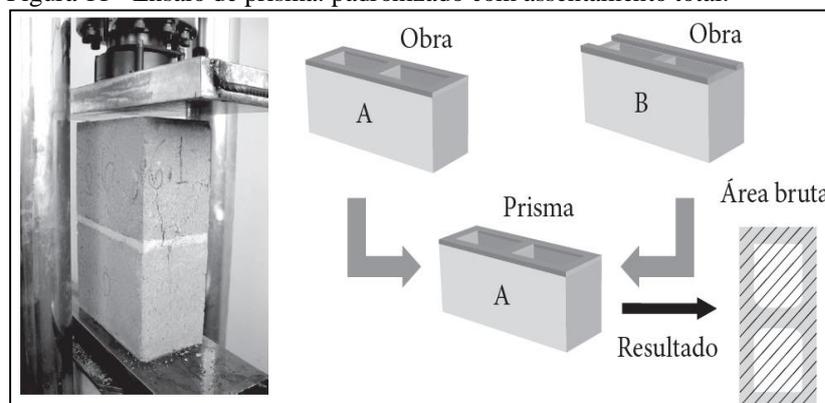
A verificação da estabilidade global para o sistema em alvenaria estrutural seguem as mesmas prescrições citadas no item 2.7.2 (Estabilidade global) e seus subitens, em conformidade com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

3.10 Método de ensaios

3.10.1 Prisma

De acordo com Reboredo (2013) o prisma é um corpo de prova constituído pela superposição de dois blocos com argamassa (figura 11) para determinação da resistência à compressão, com o objetivo de representar uma parede construída com os mesmos componentes. A resistência do bloco é maior que a resistência do prisma, assim como a resistência do prisma é maior que a resistência da parede. Prismas de cinco blocos de altura são utilizados para ensaio de flexão.

Figura 11 - Ensaio de prisma: padronizado com assentamento total.



Fonte: (PARSEKIAN, 2012).

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a resistência do prisma (f_{pk}) corresponde a 80% da resistência do bloco (f_{bk}).

Na tabela 20, de acordo com Parsekian (2012) são mostradas algumas relações prisma / bloco (f_{pk}/f_{bk}) baseados na experiência de projetistas e alguns resultados de ensaio, considerando a resistência do bloco, argamassa e eventual graute. Esta tabela é apenas indicativa, sendo necessário que cada situação seja avaliada por ensaios ou no histórico do produto determinado.

Tabela 20 - Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C.

MPa, área bruta						
f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}	f_{pk^*}/f_{pk}	f_{pk^*}
3,0	4,0	15,0	0,8	2,40	2,00	4,80
4,0	4,0	15,0	0,8	3,20	2,00	6,40
6,0	6,0	15,0	0,8	4,80	1,75	8,40
8,0	6,0	20,0	0,8	6,40	1,75	11,20
10,0	8,0	20,0	0,8	7,50	1,75	13,13
12,0	8,0	25,0	0,8	9,00	1,60	14,40
14,0	12,0	25,0	0,7	9,80	1,60	15,68
16,0	12,0	30,0	0,7	11,20	1,60	17,92
18,0	14,0	30,0	0,7	12,60	1,60	20,16
20,0	14,0	30,0	0,7	14,00	1,60	22,40

Em que:

f_a : resistência média à compressão da argamassa;

f_{bk} : resistência característica à compressão do bloco;

f_{gk} : resistência característica à compressão do graute;

f_{pk} : resistência característica à compressão do prisma oco;

f_{pk^*} : resistência característica à compressão do prisma cheio;

Blocos de 14 cm de espessura.

Fonte: (PARSEKIAN, 2012).

3.10.2 Relação entre resistência de parede e prisma

De acordo com Parsekian et al (2012) para a maior parte dos materiais, ensaios em corpo de prova de maior dimensão ocasionam em redução da resistência, devido a possibilidade de ocorrência simultânea de pequenas falhas. Geralmente paredes em escala real têm resistência inferior à de prisma correspondente à possibilidade de distribuição não uniforme do carregamento e esbeltez.

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a resistência da parede (f_k) corresponde a 70% da resistência do prisma (f_{pk}).

3.10.3 Relação entre resistência de pequenas paredes e prisma

Segundo a NBR 15961-2 (ABNT, 2011) o ensaio de definição da resistência à compressão de pequenas paredes é acompanhado da definição da resistência à compressão dos blocos, da argamassa de assentamento, e no caso de parede apenas grauteada ou armada, da definição da resistência à compressão do graute.

Cada corpo de prova é composto por uma pequena parede com um comprimento mínimo equivalente a dois blocos e altura equivalente a cinco vezes a espessura do bloco e não inferior a 70 cm.

Em conformidade com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a resistência de pequena parede (f_{ppk}) corresponde a 85% da resistência do prisma (f_{pk}).

3.11 Dimensionamento

3.11.1 Método dos Estados Limites

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) adota como modelo de verificação da segurança estrutural o Método dos Estados Limites, descritas no item 2.8.1 e seus subitens. Alterando apenas o subitem 2.8.1.1, em que o coeficiente de ponderação das resistências recomendado pela norma está descrito na tabela 21.

Tabela 21 -Valores de γ_m .

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

Fonte: (ABNT NBR 15961-1:2011).

3.11.2 Deslocamentos – limite

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) os deslocamentos finais (incluindo os efeitos de fissuração, temperatura, retração e fluência) para todos os elementos fletidos não podem ser maiores que $L/150$ ou 20 mm para peças em balanço e $L/300$ ou 10 mm para os outros casos.

Os elementos estruturais que servem de apoio para a alvenaria (vigas, lajes, etc.) não podem apresentar deslocamentos maiores que $L/500$, 10 mm ou $\theta = 0,0017$ rad (ABNT NBR 15961-1:2011).

3.11.3 Propriedades elásticas

O módulo de deformação da alvenaria (E_m) depende das características dos blocos e da argamassa. De acordo com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) os valores das propriedades elásticas da alvenaria podem ser adotados conforme a tabela 22.

Tabela 22 - Propriedades de deformação da alvenaria.

Propriedade	Valor	Valor máximo
Módulo de deformação longitudinal	$800 f_{pk}$	16 GPa
Coefficiente de Poisson	0,20	-

Fonte: (ABNT NBR 15961-1:2011).

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelece que para verificações de estados-limite de serviço (ELS), é indicado reduzir os módulos de deformação em 40%, para considerar de forma aproximada o efeito da fissuração da alvenaria.

3.11.4 Critérios de dimensionamento

De acordo com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) no dimensionamento de elementos de alvenaria não-armada sujeitos a tensões normais admitem-se as seguintes hipóteses:

- a) As seções transversais se mantêm planas depois da deformação;
- b) as tensões máximas de compressão deverão ter valor inferior ou igual à resistência à compressão da alvenaria na compressão simples e a esse valor multiplicado por 1,5 para a compressão na flexão;
- c) as tensões máximas de tração deverão ter valor inferior ou igual à resistência à tração da alvenaria;
- d) as seções transversais sujeitas à flexão e flexo-compressão serão dimensionadas no Estádio I.

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) no dimensionamento de elementos de alvenaria armada sujeitos a tensões normais admitem-se as seguintes hipóteses:

- a) As seções transversais se mantêm planas depois da deformação;
- b) as armaduras aderentes têm deformação igual à alvenaria em seus arredores;
- c) a resistência à tração da alvenaria é nula;
- d) as tensões máximas de compressão deverão ter valor inferior ou igual à resistência à compressão da alvenaria;
- e) na flexão ou flexo-compressão o encurtamento máximo da alvenaria se limita a 0,35%;
- f) o alongamento máximo do aço se limita a 1%.

3.11.5 Resistência à compressão

Conforme Parsekian et al (2012) a resistência à compressão da alvenaria provém da resistência do bloco, da mão de obra e da resistência da argamassa. A maior carga de compressão que a parede é capaz de suportar depende da seção transversal (comprimento e espessura da parede), da esbeltez e de eventuais excentricidades de carregamento. Os ensaios recomendados pela NBR 15961-2 (ABNT, 2011) para o controle da resistência à compressão são o ensaio de prisma, ensaio de paredes e de pequena parede.

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a resistência característica à compressão simples da alvenaria (f_k) deve ser definida em relação à resistência do ensaio de paredes, ou ser considerada como 70% da resistência característica de compressão simples de prisma (f_{pk}) ou 85% da de pequena parede (f_{ppk}).

Em edifícios de alvenaria estrutural a compressão simples é a resistência mais significativa e a solicitação mais relevante e corrente, ocorrendo em paredes e pilares.

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a resistência à compressão é verificada por:

$$\frac{\gamma_f \cdot N_k}{A} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ parede} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{array} \right\} \cdot \frac{0,7f_{pk}}{\gamma_m} \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (100)$$

Onde:

- γ_f e γ_m : coeficientes de ponderação das ações e das resistências. Geralmente em edifícios de alvenaria estrutural os valores adotados são: $\gamma_m = 2,0$ e $\gamma_f = 1,4$;
- N_k : força normal característica;
- A : área bruta da seção transversal;

- f_{pk} : resistência característica de compressão simples do prisma;
- t_{ef} , h_{ef} : espessura e altura efetiva.

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a espessura mínima da parede estrutural é de 14 cm, com flexibilização da exigência para edificações com até dois pavimentos, em que se deve atender o limite do índice de esbeltez.

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelece os seguintes limites para o índice de esbeltez (λ), definido como a relação entre altura efetiva e espessura efetiva:

- $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 24$ para alvenaria não armada;
- $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 30$ para alvenaria armada.

A espessura efetiva pode ser aumentada com o emprego de enrijecedores, mas só pode ser utilizada para o cálculo da esbeltez da parede. No cálculo da área da seção resistente deve ser utilizada a espessura t da parede.

O dimensionamento a compressão também deve levar em conta o critério para consideração da resistência na direção horizontal do bloco. Em uma parede ou prisma inteiramente grauteado, atribui-se que a resistência à compressão na direção horizontal é igual à da direção vertical (direção usualmente utilizada no ensaio de prisma). No entanto, se não existir graute, deve-se adotar resistência à compressão a direção horizontal igual a 50% da alcançada na direção vertical (ABNT NBR 15961-1:2011).

3.11.6 Resistência ao cisalhamento

Segundo Reboredo (2013) em edifícios de alvenaria estrutural, o cisalhamento, por atuar junto ao momento fletor, acontece em vergas, vigas e em paredes de contraventamento. No caso de considerar a estrutura aporticada também ocorre nos lintéis. No caso de empregar a distribuição do carregamento vertical por grupo de paredes também ocorrem tensões de cisalhamento na interface de paredes amarradas correspondente ao deslocamento relativo devido à diferença de carregamento entre essas paredes.

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) as tensões de cisalhamento na alvenaria abordam o critério de resistência de Coulomb ($\tau = \tau_0 + \mu\sigma$), havendo uma parcela inicial da resistência correspondente à aderência que é aumentada devido ao nível de pré-compressão.

Ainda de acordo com a norma o valor parcial de resistência ao cisalhamento da alvenaria provém do traço de argamassa utilizada, afetando a aderência inicial (τ_0), e o nível de pré-compressão ($\mu\sigma$), com o coeficiente de atrito (μ) igual a 0,5. O valor característico da resistência convencional ao cisalhamento, f_{vk} , é indicado na tabela 23.

Tabela 23 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento.

	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
f_{vk}	$0,10 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,7$

Fonte: (ABNT NBR 15961-1:2011).

Onde, σ é a tensão normal considerando apenas 90% das cargas permanentes.

Considera-se f_{vk} igual a 0,35 MPa, para a verificação do cisalhamento nas interfaces de ligação entre paredes (amarração direta). Já em elementos de alvenaria estrutural sujeitos a flexão e quando houver armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento e envoltas por graute, a resistência característica ao cisalhamento pode ser expressa por: (ABNT NBR 15961-1:2011).

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (101)$$

Onde ρ é a taxa geométrica de armadura.

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) em vigas de alvenaria estrutural biapoçadas ou em balanço, a resistência característica pode ser multiplicada pelo fator:

$$\left[2,5 - \frac{0,25 \cdot M_{\max}}{V_{\max} \cdot d} \right] \quad (102)$$

Onde:

- M_{\max} : maior valor do momento de cálculo na viga;
- V_{\max} : maior valor do esforço cortante de cálculo na viga;
- d : altura útil da seção transversal da viga.

Esse fator deve ser tomado sempre maior que 1, desde contanto que a resistência característica majorada não ultrapasse 1,75 MPa.

Em conformidade com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a tensão de cisalhamento de cálculo deve ser tomada como:

- $\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot h}$ para peças de alvenaria não armada;
- $\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d}$ para peças de alvenaria armada.

Se caso a alvenaria for de seção I, T ou outra forma com flange, apenas a área da alma deve ser considerada.

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a verificação da resistência é atendida quando a tensão de cisalhamento de cálculo não for maior que a resistência de cálculo (f_{vd}) obtida, ou seja:

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (103)$$

Se a verificação acima não for atendida, pode-se calcular a armadura de cisalhamento paralela à direção da força cortante. (ABNT NBR 15961-1:2011). Nesse caso tem-se:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d} \quad (104)$$

A parcela do cisalhamento suportada pela alvenaria é dada por:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (105)$$

Em que:

- A_{sw} : área da seção transversal da armadura de cisalhamento;
- V_a : força cortante absorvida pela alvenaria;
- V_d : força cortante de cálculo;
- s : espaçamento das barras da armadura.

De acordo com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) não admite-se espaçamento (s) superior a 50% da altura útil. Para paredes armadas ao cisalhamento o espaçamento não pode superar 60 cm. E no caso de vigas de alvenaria esse limite não pode superar 30 cm.

3.11.7 Resistência à flexão simples

Conforme Reboredo (2013) a flexão simples acontece principalmente em vergas, vigas, muros (por conta do vento), paredes de reservatório pouco comprimidas e muros de arrimo.

a) Alvenaria não armada

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a alvenaria não armada é dimensionada no estágio I, sendo o único caso em que permite tensões de tração na alvenaria não armada, com a tensão máxima de tração inferior à f_{tk} (resistência a tração na flexão).

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelece que os valores característicos da resistência à tração da alvenaria sob flexão são conforme indicados na tabela 24, válido para argamassa de cimento, areia e cal, sem adições e aditivos e juntas verticais preenchidas. Em outros casos, a resistência de tração na flexão deve ser estabelecida segundo procedimento descrito no Anexo C da ABNT NBR 15961-2:2011.

De acordo com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a resistência de compressão na flexão é admitida 50% maior que a de compressão simples.

Tabela 24 - Valores característicos da resistência à tração na flexão - f_{tk} (MPa).

Direção da tração	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Normal à fiada - f_{tk}	0,1	0,2	0,25
Paralela à fiada - f_{tk}	0,2	0,4	0,5

Fonte: (ABNT NBR 15961-1:2011).

b) Alvenaria armada

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a alvenaria armada é dimensionada no estágio III, com tensões não lineares na região comprimida. Nesse caso, a resistência da alvenaria a tração não é considerada, quem resiste é a armadura.

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelece que em uma seção retangular fletida com armadura simples o momento fletor resistente de cálculo é igual a:

$$M_{rd} = A_s \cdot f_s \cdot z \quad (106)$$

$$M_{rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (107)$$

Na qual o braço de alavanca (z) é dado por:

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95d \quad (108)$$

Onde:

- A_s : área da armadura tracionada;
- $f_s = 0,5 \cdot f_{yd}$, ou seja, metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura, sendo a tensão de tração na armadura;
- f_d : máxima tensão de compressão.

Conforme Ramalho (2012) as expressões para o cálculo de armadura simples são:

$$k_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}} \quad (109)$$

$$A_s = \frac{1}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,4 \cdot k_x)} \cdot \frac{M_d}{d} \quad (110)$$

3.11.8 Resistência à flexo-compressão

As tensões normais na seção transversal em alvenaria não-armada, devem ser obtidas mediante a superposição das tensões normais lineares devidas ao momento fletor com as tensões normais uniformes devidas à força de compressão (ABNT NBR 15961-1:2011).

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) as tensões normais de compressão devem satisfazer a seguinte equação:

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq f_d \quad (111)$$

Em que:

- N_d : força normal de cálculo;
- M_d : momento fletor de cálculo;
- f_d : resistência à compressão de cálculo da alvenaria;
- A : área da seção resistente;
- W : mínimo módulo de resistência de flexão da seção resistente;
- K : fator que ajusta a resistência à compressão na flexão, igual a 1,50;
- R : coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento, conforme a expressão:

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (112)$$

De acordo com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) em caso de haver tensão de tração, seu valor máximo deve ser menor ou igual à resistência de tração da alvenaria f_{td} .

3.12 Detalhamento

a) Cobrimento

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) as barras de armadura horizontais dispostas nas juntas de assentamento devem estar totalmente envolvidas pela argamassa, com um cobrimento mínimo de 15 mm na horizontal. E para o caso de armaduras envolvidas por graute, o cobrimento mínimo é de 15 mm, desconsiderada a espessura do bloco.

b) Armaduras mínimas e máximas

Segundo as prescrições da NBR 15961-1 (ABNT, 2011) para paredes de contraventamento, determinadas como alvenaria não armada, a armadura longitudinal de combate à tração, se preciso, não deverá ser inferior a 0,10% da área da seção transversal. Para esse caso é dispensável a armadura secundária mínima.

As armaduras alojadas em um mesmo espaçamento grauteado não podem ter área da seção transversal superior a 8% da área correspondente da seção do graute envolvente (ABNT NBR 15961-1:2011).

Ainda conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) quando localizadas em juntas de assentamento as barras de armadura não podem ter diâmetro superior a 6,3 mm, e 25 mm em qualquer outro caso.

c) Uso de cinta intermediária

De acordo com Parsekian (2012) recomenda-se o uso de cintas intermediárias, armadas com uma barra de 10 mm nos seguintes casos:

- Em paredes externas com comprimento superior a 6 metros;
- Em paredes internas acima de 10 m de comprimento.

d) Armadura vertical

Deve-se sempre armar os cantos externos dos edifícios, independente da altura do prédio. Essa armadura é construtiva, geralmente igual a uma barra de 10 mm (PARSEKIAN, 2012).

e) Vergas e contravergas

Segundo Parsekian (2012) as armaduras das vergas sempre devem ser dimensionadas, já na contraverga, a armadura é construtiva, usualmente uma barra de 10 mm.

4 CUSTOS

De acordo com Mattos (2006) o custo total de uma obra é fruto do custo orçado para cada um dos serviços que compõem a obra. Logo, a origem da quantificação está na identificação dos serviços.

Conforme Tisaka (2011) o custo é o somatório dos custos unitários dos serviços necessários para a construção, mais os custos de infraestrutura e apoio à obra indispensáveis para a efetivação da atividade da construção. Os custos podem ser divididos em custos diretos e indiretos

4.1 Custos diretos

Tisaka (2011) define que os custos diretos são todos os custos diretamente envolvidos na produção da obra, que são os insumos constituídos por materiais, equipamentos auxiliares e mão de obra, mais toda a infra-estrutura de apoio necessária para a sua execução no ambiente da obra.

Para determinar os valores de custos diretos, deve-se realizar um quantitativo dos serviços e respectivos custos obtidos por meio de um arranjo de custos unitários, ou seja, a quantidade de material e o número de horas de pessoal necessário para a execução de uma unidade de serviço multiplicado pela respectiva quantidade deste serviço representam o custo direto dos serviços (TISAKA, 2011).

4.1.1 Composição de Custos Unitários

Para o correto cálculo dos custos unitários de uma obra, Tisaka (2011) afirma que é necessário que a sua composição seja conhecida, ou seja, quanto de material vai ser utilizado, número de pessoal qualificado e não qualificado e o número de horas de equipamento a ser utilizado, por unidade desses serviços. Um conceito para entender o funcionamento desta composição é a relação de insumos e serviços, conforme o autor:

- a) Insumos: material (areia, pedra, cimento, etc), mão-de-obra (pedreiro, servente, etc) e equipamentos (betoneiras, furadeiras, lixadeiras, etc).
- b) Serviços: o conjunto de insumos combinados a serem realizados no andamento da obra.

Os valores para a composição de custos pode ser consultados em literaturas, como a Tabela de Composição de Preços para Orçamentos (TCPO), sendo a base para quantificar os materiais e taxas horárias de funcionários e equipamentos.

4.2 Custos indiretos

Os custos indiretos são aqueles que não estão diretamente associados aos serviços de campo em si, mas que são requeridos para que tais serviços possam ser feitos (MATTOS, 2006).

Segundo Tisaka (2011) os custos indiretos são os custos ligados indiretamente a uma determinada obra, pode-se dizer que são os custos da administração central, não incorporados à obra, mas necessários para a sua execução, como por exemplo, o salário dos funcionários da administração, transporte de pessoal e material, além dos impostos, seguros, taxas, entre outros.

De acordo com Tisaka (2011) os custos indiretos ou benefício e custos indiretos (BDI) são compostos por despesas, taxa de risco do empreendimento, custo financeiro do capital de giro, taxa de comercialização, tributos e lucro ou benefício.

O BDI é fator de majoração expresso em percentual que deve ser aplicado ao custo direto, com a finalidade de representar o custo indireto e o lucro, além dos impostos incidentes (MATTOS, 2006).

5 METODOLOGIA

O estudo de caso tem como objetivo realizar um comparativo de custo com materiais em um edifício residencial sendo empregado o sistema estrutural de concreto armado em

comparação com o sistema de alvenaria estrutural com blocos de concreto, por meio do dimensionamento desses sistemas.

Primeiramente foi feita a revisão bibliográfica descrevendo as características, materiais, vantagens, desvantagens e as etapas dos respectivos dimensionamentos.

Em seguida foi realizada a determinação dos esforços, o dimensionamento dos elementos estruturais em concreto armado e alvenaria estrutural. Para a determinação dos esforços e dimensionamento foi utilizado ferramentas computacionais, como Excel e Ftool, seguindo as prescrições da ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 15961-1:2011, como descrito nos itens 2.8 e 3.11 (Dimensionamento) deste trabalho e seus subitens

Para o detalhamento foi utilizado o software AutoCad e Cypecad.

As ações foram determinadas seguindo a NBR 6120 (ABNT, 1980).

Por meio de dados retirados da Tabela de Composição de Preços para Orçamento (PINI) e dos preços de insumos da tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – Caixa (SINAPI) e pesquisa de preço de mercado, foi realizado o orçamento da superestrutura do edifício ora sendo realizada em concreto armado e ora em alvenaria estrutural.

Ao final dos projetos e da orçamentação, foi realizado o comparativo identificando o consumo e custo com materiais para estruturas em concreto armado (concreto, aço, fôrma e bloco) e em alvenaria estrutural (bloco, argamassa, graute e aço). E assim, identificar a melhor opção estrutural para a situação proposta.

O estudo em questão seguiu a seguinte sequência descrita abaixo em sua elaboração:

- a) Lançamento da estrutura (concreto armado e alvenaria estrutural);
- b) Determinação das ações;
- c) Análises e verificações estruturais;
- d) Dimensionamento dos elementos estruturais;
- e) Detalhamento dos elementos estruturais;
- f) Consumo e levantamento de custo com materiais;
- g) Análise comparativa do edifício residencial (concreto armado e alvenaria estrutural);
- h) Resultados e considerações finais quanto à viabilidade do uso de cada sistema estrutural.

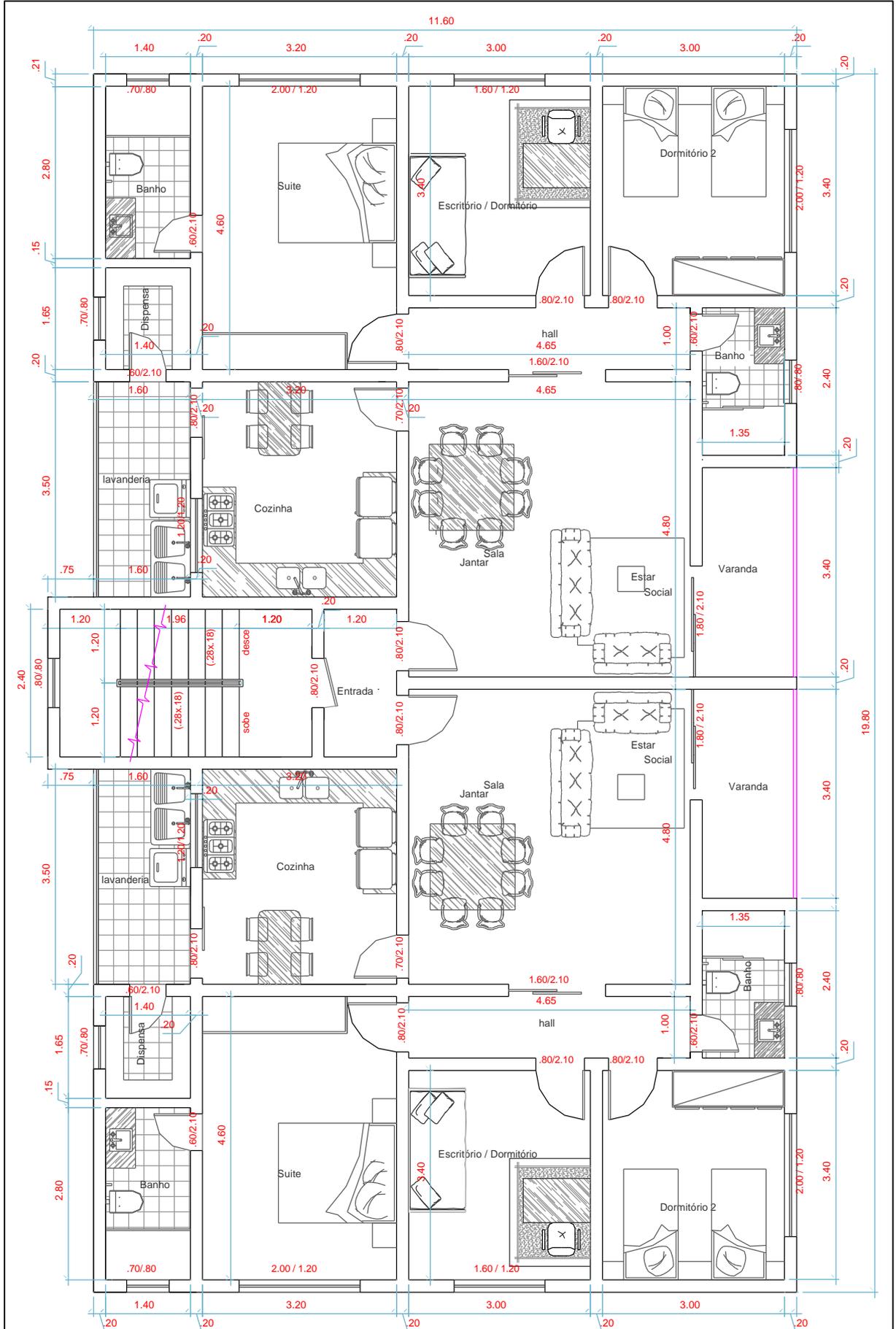
5.1 Estudo de caso

O projeto analisado neste trabalho trata-se de uma edificação residencial, que será realizada no município de Pouso Alegre – MG. A obra possui área total de 1030,83 m², e o terreno possui 487,82 m².

A edificação residencial consiste em uma estrutura de 3 pavimentos tipo e térreo, com pé direito de 2,80 m para todos os pavimentos. O térreo da edificação possui área de 230,71 m² composta por uma garagem. Os três pavimentos tipo possuem dois apartamentos com uma área total de 230,71 m² cada. Cada apartamento é composto por dois quartos, uma suíte, dois banheiros, um hall, uma varanda, uma sala de jantar e estar, uma cozinha, despensa e uma lavanderia, com área total de 107,18 m². Para este trabalho são apresentadas as representações gráficas de plantas baixas, cortes e fachadas do projeto arquitetônico conforme anexo A.

A figura 12 mostra a planta baixa do pavimento tipo.

Figura 12 – Planta baixa do pavimento tipo.



5.2 Critérios adotados

Para a estrutura em concreto armado foram adotadas lajes maciças, vigas e pilares, e para a estrutura em alvenaria estrutural foram adotadas lajes maciças utilizando da pré-laje e paredes estruturais de blocos de concreto para os três pavimentos tipo, e para a garagem foram adotadas lajes maciças utilizando da pré-laje, vigas e pilares.

Foi considerada a ação do vento e imperfeições globais como ação horizontal, e as ações verticais foram decorrentes do peso próprio dos elementos, ações variáveis de uso e revestimentos.

As verificações foram feitas com as combinações últimas normais e combinações de serviço.

A escolha do tipo maciça em detrimento das opções pelas lajes pré-moldadas foi feita pelo fato de que estas distribuem seus esforços igualmente sob as estruturas que as suportam.

O peso próprio da estrutura é subdividido pelos seus elementos estruturais, lajes, vigas, pilares e paredes estruturais. Para a determinação dos carregamentos, foram admitidos os pesos específicos dos materiais utilizados indicados na NBR 6120 (ABNT, 1980), o peso específico da alvenaria foi retirado da NBR 15961-1 (ABNT, 2011), como mostrados abaixo:

- a) Concreto armado = 25 kN/m³;
- b) Alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto = 14 kN/m³;
- c) Alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto preenchidos com graute = 24 kN/m³;
- d) Alvenaria não estrutural de blocos vazados de concreto = 13 kN/m³;
- e) Argamassa de cimento, cal e areia = 19 kN/m³;
- f) Concreto = 24 kN/m³;
- g) Piso industrial = 0,70 kN/m².

Conforme determina a NBR 6120 (ABNT, 1980), as cargas acidentais são determinadas através da sua atuação na estrutura e para o projeto em questão foi adotada igual a 1,5 kN/m², e para as escadas igual a 2,5 kN/m².

A ação do vento foi determinada de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), e a ação devido ao desprumo foi determinada segundo a ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 15961-1:2011, conforme descrito nos itens 2.7.1.2.1 (Vento) e 2.7.1.1.1 (Imperfeições geométricas globais).

5.2.1 Sistema estrutural em concreto armado

- a) Planta de fôrmas: utilizando as plantas baixas do projeto arquitetônico foram elaboradas as plantas de fôrmas para o projeto em questão, e apresentadas no apêndice A;
- b) Classe de agressividade ambiental: o local de execução da obra ficará na zona urbana do município de Pouso Alegre – MG, logo, foi adotada a classe de agressividade ambiental II (Moderada), com pequeno risco de deterioração da estrutura;
- c) Qualidade do concreto de cobrimento: Para o caso em questão a relação mínima de água / cimento é 0,60 e a classe do concreto é C25 (25 MPa). Foram respeitados os cobrimentos nominais para laje (25 mm) e para viga/pilar (30 mm) por conta de pertencer à classe de agressividade ambiental II;
- d) Aço: os aços utilizados foram CA-50 e CA-60 (500 e 600 MPa, respectivamente);
- e) Dimensões mínimas para estruturas em concreto armado:
- Lajes maciças: De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para o projeto em questão, a espessura mínima é de 8 cm.
 - Vigas: a largura inicial das vigas é de 20 cm.
 - Pilares: a menor dimensão dos pilares para o projeto em questão é de 20 cm. Respeitando assim a área mínima apresentada na norma (360 m²).
- f) Dimensionamento: as estruturas em concreto armado foram dimensionadas conforme prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014), descritas no item 2.8 e seus subitens.

5.2.2 Sistema em alvenaria estrutural

- a) O bloco estrutural utilizado foi o bloco de concreto, pois têm maior disponibilidade no mercado da região; a resistência mínima para os blocos é de 4,5 MPa, com resistência característica à compressão do prisma oco igual a 3,60 MPa e do prisma cheio com graute igual a 7,20 MPa. As dimensões dos blocos foram definidas através do projeto de modulação encontrados no apêndice C.
- b) Modulação: utilizando as plantas baixas foram feitas as modulações da 1^a, 2^a fiada e fiadas intermediárias e a modulação vertical para o projeto em questão, adotando as dimensões dos blocos disponíveis.
- c) Dimensionamento: o dimensionamento do edifício em alvenaria estrutural seguiu as recomendações da NBR 15961-1 (ABNT, 2011), descritas no item 3.11 e seus subitens.

6 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DO EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO

6.1 Concepção estrutural

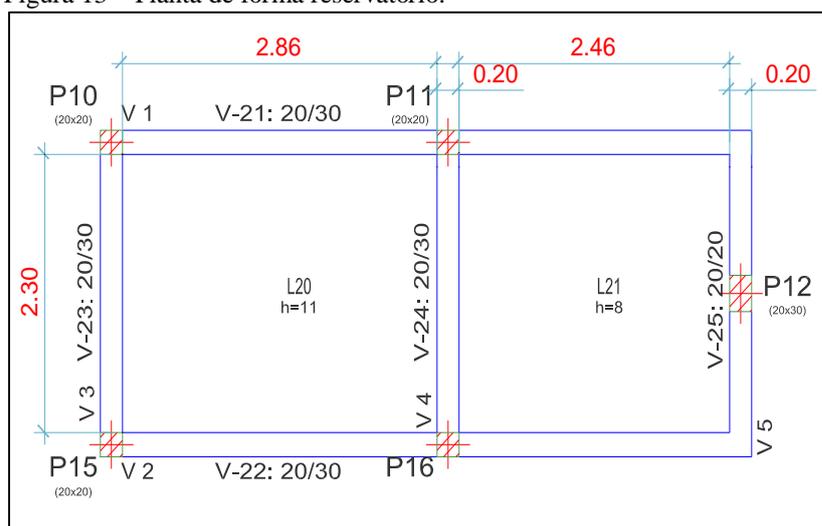
A locação dos elementos estruturais foi feita com base no comportamento primário dos mesmos. Em todos os pavimentos as lajes foram posicionadas seguindo as definições do projeto arquitetônico. Já as vigas foram posicionadas nas bordas das lajes e onde existem paredes. Em algumas situações não é possível apoiar as vigas diretamente sobre os pilares, assim, como é comum, algumas vigas apóiam-se sobre outras vigas.

Na escolha da posição dos pilares foram usados como parâmetros os encontros de vigas, espaçamento máximo de 6 metros entre pilares, e também evitar interferir no projeto arquitetônico.

As dimensões dos elementos estruturais foram escolhidas de modo a obter uma maior uniformidade de dimensões, facilitando assim a execução e permitindo o reaproveitamento das fôrmas.

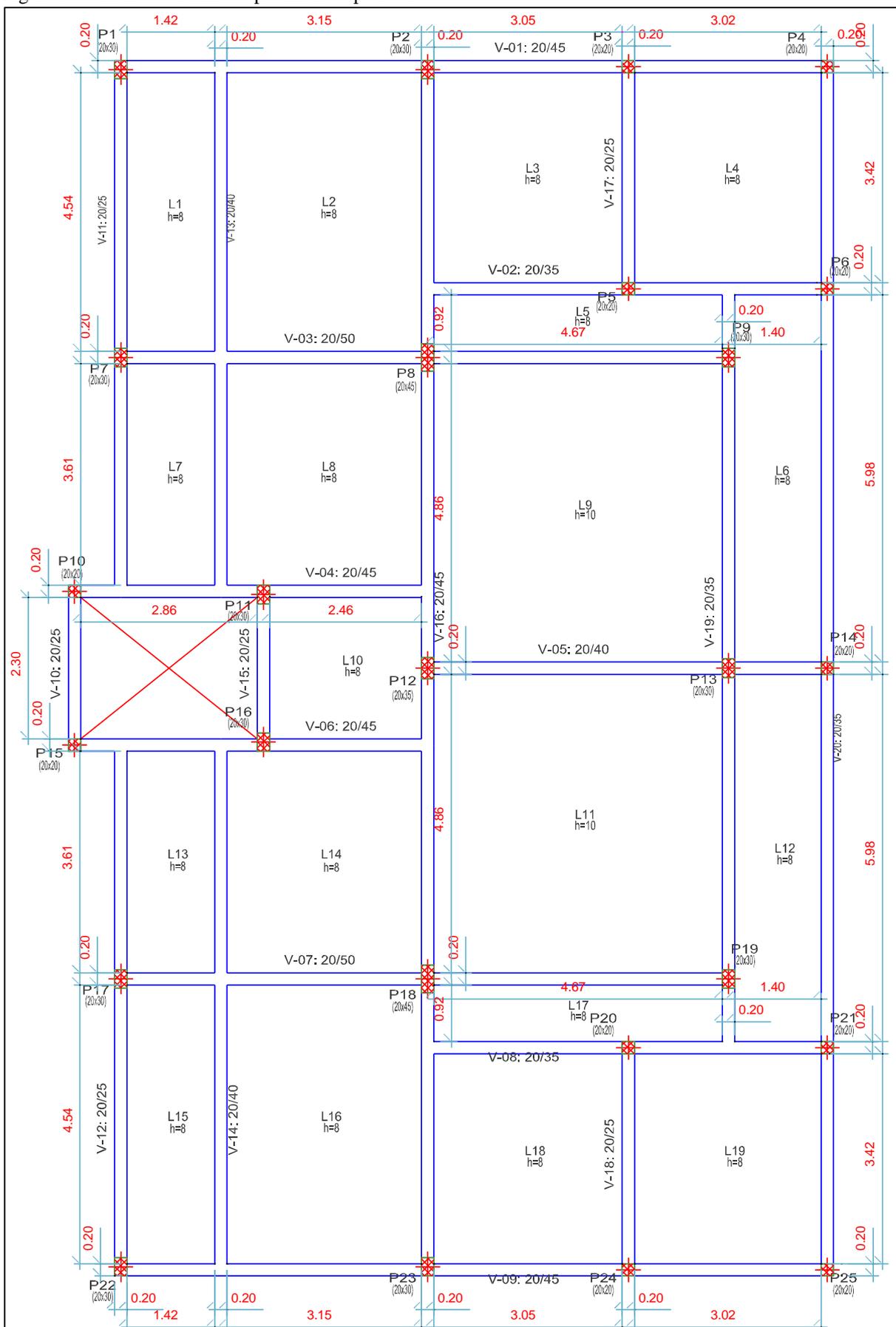
Utilizando as plantas baixas do projeto arquitetônico foram feitas as plantas de fôrmas para o projeto em questão. Estas plantas são mostradas nas figuras 13 e 14 e também são mostradas no apêndice A.

Figura 13 – Planta de forma reservatório.



Fonte: a autora.

Figura 14 – Planta de forma do pavimento tipo 1 e 2.



Fonte: a autora.

6.2 Dados preliminares

Para o dimensionamento das estruturas em concreto armado foram admitidos os seguintes dados de projeto:

- Concreto com resistência característica $f_{ck} = 25$ MPa;
- Cobrimento nominal da armadura de 25 mm para lajes e 30 mm para pilares e vigas, admitindo classe de agressividade ambiental II;
- Espessura mínima para laje igual a 8 cm;
- Menor dimensão para vigas e pilares igual a 20 cm;
- Piso industrial com espessura de revestimento de 1,0 cm e $\gamma = 28$ kN/m³, e espessura da argamassa de 2,0 cm com $\gamma = 21$ kN/m³;
- Sobrecarga na laje conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980) igual a 1,5 kN/m²;
- Agregado graúdo granito: $\alpha_E = 1,00$.
- Paredes externas e internas: blocos de concreto com espessura de 14 cm e $\gamma = 13$ kN/m³, e espessura da argamassa de revestimento 1,5 cm/face com $\gamma = 19$ kN/m³;
- Tela soldada de aço CA-60 para lajes maciças;
- Aço CA-50 e CA-60 para vigas e pilares;
- Pé direito: 2,80 metros;
- Brita 1: 19 mm.
- Escada: a escada foi considerada com peso próprio igual a 4,75 kN/m², admitindo espessura média igual a 19 cm; o peso do revestimento igual a 0,70 kN/m²; o peso do parapeito igual a 2,50 kN/m²; e a ação variável igual a 2,50 kN/m²;
- Reservatório: o piso do reservatório recebe uma ação proveniente do peso da água igual a 15 kN/m².

6.3 Laje maciça

O dimensionamento das lajes maciças foi realizado de forma que o valor da altura relativa da linha neutra (k_x) não ultrapasse a 0,45, limite estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), o d' adotado, considerando o cobrimento nominal, é igual a 4 cm.

A seguir será descrito o roteiro de cálculo para as lajes L9 e L11, e cujo roteiro foi seguido para o dimensionamento das demais lajes do edifício.

As ações permanentes atuantes nas lajes L9 e L11, com altura adotada igual a 10 cm, são:

- Peso próprio:

$$g_1 = h_{\text{estimado}} \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 0,10 \cdot 25 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

- Revestimento:

$$g_2 = (e_{\text{revest.}} \cdot \gamma_{\text{revest.}}) + (e_{\text{arg.piso}} \cdot \gamma_{\text{arg.piso}}) = (0,02 \cdot 21) + (0,01 \cdot 28) = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

A carga variável atuante nas lajes L9 e L11 é igual a 1,5 kN/m².

A carga total atuante nas lajes L9 e L11 corresponde a:

$$p = g + q = 3,20 + 1,5 = 4,70 \text{ kN/m}^2$$

No caso das lajes que recebem paredes, foi utilizada a fórmula a seguir para o dimensionamento, e indicadas na tabela 26 na coluna outras (kN/m²):

$$P_{\text{parede}} = \frac{(e_{\text{tijolo}} \cdot \gamma_{\text{tijolo}} + e_{\text{revestimento}} \cdot \gamma_{\text{revestimento}})}{l_x} \cdot h_{\text{parede}}$$

As cargas atuantes nas demais lajes do edifício foram determinadas seguindo o mesmo roteiro e serão demonstradas na tabela 24.

Para definição das vinculações das lajes, utilizou-se da figura 04 (Situações de vinculação das placas isoladas) do item 2.8.3.4 (Determinação de esforços e deslocamentos por meio de séries) do respectivo trabalho.

Atabela 25 apresenta as cargas atuantes em cada laje, a carga total, o tipo de vinculação, os vãos teóricos e o λ (relação do maior vão sobre o menor).

Tabela 25 - Carregamento das lajes.

Localização	h _{adotado} (cm)	P.Próprio (kN/m ²)	Revest. (kN/m ²)	Outras (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²) NBR 6120	Total (kN/m ²)	Tipo Laje	Vão da Laje		Rel. Vãos
								l _x (m)	l _y (m)	λ (l _y /l _x)
L1 = L15	8	2,00	0,70	1,41	1,50	5,61	Caso 04	1,62	4,74	2,93
L2 = L16	8	2,00	0,70	0,00	1,50	4,20	Caso 08	3,35	4,74	1,41
L3 = L18	8	2,00	0,70	0,00	1,50	4,20	Caso 08	3,25	3,62	1,11
L4 = L19	8	2,00	0,70	0,00	1,50	4,20	Caso 04	3,22	3,62	1,12
L5 = L17	8	2,00	0,70	0,00	1,50	4,20	Caso 09	1,12	4,87	4,35
L6 = L12	8	2,00	0,70	1,08	1,50	5,28	Caso 07	1,60	6,18	3,86
L7 = L13	8	2,00	0,70	0,00	1,50	4,20	Caso 04	1,62	3,81	2,35
L8 = L14	8	2,00	0,70	0,00	1,50	4,20	Caso 09	3,35	3,81	1,14
L9 = L11	10	2,50	0,70	0,00	1,50	4,70	Caso 09	4,87	5,06	1,04
L10	8	2,00	0,70	2,52	1,50	6,72	Caso 08	2,50	2,66	1,06
L20	11	2,75	0,70	15,00	0,50	18,95	Caso 02	2,50	3,06	1,22
L21	8	2,00	0,70	0,00	0,50	3,20	Caso 02	2,50	2,66	1,06

Fonte: a autora.

6.3.1 Determinação dos momentos fletores

Para o cálculo dos momentos máximos nas lajes, utilizou-se das tabelas 7.3, 7.4 e 7.5, encontradas na obra de Carvalho e Figueiredo Filho (2014), para definição dos coeficientes μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y , onde esses coeficientes são definidos pelo λ , conforme equação 29, e o tipo de vinculação da laje.

Para as lajes L9 e L11 o valor de λ é igual a:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{5,06}{4,87} = 1,04$$

Os momentos máximos positivos e negativos, de acordo com as equações 31, 32, 33 e 34, para as lajes L9 e L11 são:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 2,31 \cdot \frac{0,047 \cdot 487^2}{100} = 257,49 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 2,10 \cdot \frac{0,047 \cdot 487^2}{100} = 234,09 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$x_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,50 \cdot \frac{0,047 \cdot 487^2}{100} = 613,08 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

$$x_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,29 \cdot \frac{0,047 \cdot 487^2}{100} = 589,67 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

Os momentos fletores nas demais lajes do edifício foram determinados seguindo o mesmo roteiro e serão demonstrados na tabela 26.

6.3.2 Determinação das armaduras longitudinais

Os cálculos para determinação das armaduras longitudinais negativas, conforme as equações 35, 36 e 37, na direção x para as lajes L9 e L11 são:

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 613,08}{100 \cdot (10 - 4)^2 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,1335$$

- Área de aço necessária:

$$A_s = \frac{M_d}{(k_z) \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 613,08}{0,914 \cdot (10 - 4) \cdot \frac{60}{1,15}} = 3,00 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Verificação da área de aço mínima:

$$A_{s \text{ mín}} = 0,15\% \cdot b_w \cdot H = 0,15 \cdot 10 = 1,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

A área de aço efetiva necessária para resistir ao momento negativo na direção x é o maior dos dois valores acima encontrados, no caso 3,00 cm²/m.

A determinação das armaduras longitudinais para os demais momentos das lajes L9 e L11 e para as demais lajes do edifício, foram determinadas seguindo o mesmo roteiro e serão demonstradas na tabela 27.

As tabelas 26 e 27 apresentam a determinação dos momentos de todas as lajes, os K_{md} , K_x e K_z , a verificação da altura relativa da linha neutra (k_x) e o cálculo da área de aço.

Tabela 26 - Determinação das armaduras.

Localização		Tipo Laje	Rel.Vãos	μ	M (kN.cm/m)	k_{Md}	K_x	k_z	Verf. $K_{x-limite}$	A_{s-calc} (cm ² /m)
			l (I_y/I_x)							
L1 = L15	M_x	Caso 04	2,93	7,06	104	0,051	0,077	0,969	ok	0,72
	M_x'			12,50	184	0,090	0,141	0,944	ok	1,31
	M_y			1,95	29	0,014	0,021	0,992	ok	0,19
	M_y'			8,20	121	0,059	0,090	0,964	ok	0,84
L2 = L16	M_x	Caso 08	1,41	3,64	172	0,084	0,130	0,948	ok	1,21
	M_x'			7,82	369	0,181	0,302	0,879	ok	2,81
	M_y			1,64	77	0,038	0,057	0,977	ok	0,53
	M_y'			5,74	271	0,133	0,213	0,915	ok	1,98
L3 = L18	M_x	Caso 08	1,11	2,95	131	0,064	0,098	0,961	ok	0,91
	M_x'			6,76	300	0,147	0,239	0,904	ok	2,22
	M_y			2,04	90	0,044	0,067	0,973	ok	0,62
	M_y'			5,65	251	0,123	0,196	0,922	ok	1,82
L4 = L19	M_x	Caso 04	1,12	3,30	144	0,070	0,108	0,957	ok	1,01
	M_x'			7,87	343	0,168	0,278	0,889	ok	2,59
	M_y			2,81	122	0,060	0,092	0,963	ok	0,85
	M_y'			7,36	321	0,157	0,257	0,897	ok	2,40
L5 = L17	M_x	Caso 09	4,35	4,19	22	0,011	0,016	0,994	ok	0,15
	M_x'			8,33	44	0,022	0,032	0,987	ok	0,30
	M_y			1,17	6	0,003	0,004	0,998	ok	0,04
	M_y'			5,72	30	0,015	0,022	0,991	ok	0,20
L6 = L12	M_x	Caso 07	3,86	7,07	96	0,047	0,071	0,972	ok	0,66
	M_x'			12,50	169	0,083	0,128	0,949	ok	1,19
	M_y			2,05	28	0,014	0,020	0,992	ok	0,19
	M_y'			8,12	110	0,054	0,082	0,967	ok	0,76
L7 = L13	M_x	Caso 04	2,35	7,06	78	0,038	0,057	0,977	ok	0,53
	M_x'			12,50	138	0,068	0,104	0,959	ok	0,96
	M_y			1,95	21	0,011	0,016	0,994	ok	0,15
	M_y'			8,20	90	0,044	0,067	0,973	ok	0,62
L8 = L14	M_x	Caso 09	1,14	2,73	129	0,063	0,096	0,961	ok	0,90
	M_x'			6,14	289	0,142	0,230	0,908	ok	2,14
	M_y			2,06	97	0,048	0,072	0,971	ok	0,67
	M_y'			5,51	260	0,127	0,204	0,918	ok	1,90
L9 = L11	M_x	Caso 09	1,04	2,31	257	0,056	0,085	0,966	ok	1,19
	M_x'			5,50	613	0,134	0,215	0,914	ok	3,00
	M_y			2,10	234	0,051	0,077	0,969	ok	1,08
	M_y'			5,29	590	0,128	0,206	0,918	ok	2,87
L10	M_x	Caso 08	1,06	2,78	117	0,057	0,087	0,965	ok	0,81
	M_x'			6,47	272	0,133	0,214	0,914	ok	1,99
	M_y			2,09	88	0,043	0,065	0,974	ok	0,60
	M_y'			5,56	234	0,114	0,181	0,927	ok	1,69
L20	M_x	Caso 02	1,22	4,51	534	0,085	0,133	0,947	ok	2,16
	M_x'			0,00	0	0,000	0,000	1,000	x-x-x	x-x-x
	M_y			4,05	480	0,077	0,118	0,953	ok	1,93
	M_y'			9,88	1170	0,187	0,315	0,874	ok	5,13
L21	M_x	Caso 02	1,06	3,42	68	0,034	0,050	0,980	ok	0,47
	M_x'			0,00	0	0,000	0,000	1,000	x-x-x	x-x-x
	M_y			3,78	76	0,037	0,056	0,978	ok	0,52
	M_y'			8,79	176	0,086	0,134	0,946	ok	1,25

Fonte: a autora.

Tabela 27 - Determinação das armaduras.

Localização		$A_{s-min}(cm^2/m)$	$A_{s-efet}(cm^2/m)$
L1 = L15	M_x	0,90	0,90
	$M_{x'}$	1,20	1,31
	M_y	1,20	1,20
	$M_{y'}$	1,20	1,20
L2 = L16	M_x	0,80	1,21
	$M_{x'}$	1,20	2,81
	M_y	0,80	0,80
	$M_{y'}$	1,20	1,98
L3 = L18	M_x	0,80	0,91
	$M_{x'}$	1,20	2,22
	M_y	0,80	0,80
	$M_{y'}$	1,20	1,82
L4 = L19	M_x	0,80	1,01
	$M_{x'}$	1,20	2,59
	M_y	0,80	0,85
	$M_{y'}$	1,20	2,40
L5 = L17	M_x	0,90	0,90
	$M_{x'}$	1,20	1,20
	M_y	1,20	1,20
	$M_{y'}$	1,20	1,20
L6 = L12	M_x	0,90	0,90
	$M_{x'}$	1,20	1,20
	M_y	1,20	1,20
	$M_{y'}$	1,20	1,20
L7 = L13	M_x	0,90	0,90
	$M_{x'}$	1,20	1,20
	M_y	1,20	1,20
	$M_{y'}$	1,20	1,20
L8 = L14	M_x	0,80	0,90
	$M_{x'}$	1,20	2,14
	M_y	0,80	0,80
	$M_{y'}$	1,20	1,90
L9 = L11	M_x	1,01	1,19
	$M_{x'}$	1,50	3,00
	M_y	1,01	1,08
	$M_{y'}$	1,50	2,87
L10	M_x	0,80	0,81
	$M_{x'}$	1,20	1,99
	M_y	0,80	0,80
	$M_{y'}$	1,20	1,69
L20	M_x	0,80	2,16
	$M_{x'}$	1,20	x-x-x
	M_y	0,80	1,93
	$M_{y'}$	1,20	5,13
L21	M_x	0,80	0,80
	$M_{x'}$	1,20	x-x-x
	M_y	0,80	0,80
	$M_{y'}$	1,20	1,25

Fonte: a autora.

6.3.3 Determinação das flechas limites e elástica

As flechas calculadas devem atender aos limites definidos na tabela 11 (Limites para deslocamentos) do item 2.8.2 do respectivo trabalho, transcritos a seguir, para a condição de aceitabilidade sensorial, sendo que l é o menor vão da laje considerada:

- Para a totalidade de cargas (combinação rara): $l/250$;
- Para a carga acidental: $l/350$.

Para as lajes L9 e L11, tem-se:

$$\text{Flecha limite} = \frac{487}{250} = 1,90 \text{ cm}$$

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o módulo de deformação longitudinal do concreto é (Equação 7):

$$E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}\right) \cdot \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{25}{80}\right) \cdot 1 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25} = 24150 \text{ MPa}$$

Para definir o coeficiente α , utilizou-se da tabela 7.2 encontrado na obra de Carvalho e Figueiredo Filho (2014), onde o coeficiente α é definido pelo $\lambda(l_y/l_x)$ e o tipo de vinculação da laje. Para as lajes L9 e L11, tem-se uma flecha (Equação 30) igual a:

$$f = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} \cdot \frac{\alpha}{100} = \frac{4,70 \cdot 487^4}{24150000 \cdot 10^3} \cdot \frac{1,60}{100} = 0,175 \text{ cm}$$

Verificação:

$$\text{Flecha} \leq \text{Flecha limite} = 0,175 \leq 1,90$$

A tabela 28 apresenta o cálculo e verificação das flechas elásticas para todas as lajes do edifício em estudo.

Tabela 28 – Verificação da flecha elástica.

Localização	Vão da Laje		Rel. Vãos λ (l_y/l_x)	α Centro Laje	Flecha (cm) Centro Laje	Flecha Limite (cm) ($l/250$)	Verificação
	l_x (m)	l_y (m)					
L1 = L15	1,62	4,74	2,93	6,38	0,020	0,648	ok!
L2 = L16	3,35	4,74	1,41	2,56	0,110	1,34	ok!
L3 = L18	3,25	3,62	1,11	2,04	0,077	1,3	ok!
L4 = L19	3,22	3,62	1,12	2,91	0,106	1,3	ok!
L5 = L17	1,12	4,87	4,35	3,07	0,002	0,4	ok!
L6 = L12	1,60	6,18	3,86	6,38	0,018	0,6	ok!
L7 = L13	1,62	3,81	2,35	6,38	0,015	0,6	ok!
L8 = L14	3,35	3,81	1,14	1,87	0,080	1,3	ok!
L9 = L11	4,87	5,06	1,04	1,60	0,175	1,9	ok!
L10	2,50	2,66	1,06	1,92	0,041	1,0	ok!
L20	2,50	3,06	1,22	4,91	0,113	1,0	ok!
L21	2,50	2,66	1,06	3,61	0,036	1,0	ok!

Fonte: a autora.

6.3.4 Estado limite de deformação excessiva

Por ser uma combinação de serviço a combinação usada para o cálculo dos momentos atuantes é a quase permanente, nessa fase atua o peso próprio da estrutura, o peso do revestimento e a sobrecarga.

Para essa combinação a sobrecarga corresponde a: $\Psi_2 \cdot q$. O coeficiente Ψ_2 , conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), corresponde a 0,3 para edifícios residenciais.

O carregamento para todas as lajes do edifício foram feitos utilizando dessa combinação, gerando assim novos momentos nas lajes, e determinados de acordo com as equações 31, 32, 33 e 34.

Logo o carregamento para as lajes L9 e L11 é:

$$p = g + \Psi_2 \cdot q = 3,20 + 0,3 \cdot 1,5 = 3,65 \text{ kN/m}^2$$

Assim, o momento máximas lajes L9 e L11 é:

$$x_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 5,50 \cdot \frac{0,0365 \cdot 487^2}{100} = 476,117 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

a) Verificação do estádio

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN/cm}^2$$

Assim, o momento de fissuração (Equação 46) é:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{yt} = \frac{1,5 \cdot 0,256 \cdot \frac{100 \cdot 10^3}{12}}{\frac{10}{2}} = 640 \text{ kN.cm}$$

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), como os momentos de serviço são menores que o de fissuração, as lajes L9 e L11 encontram-se no estágio I, não fissuradas, podendo assim ser considerada a inércia da seção bruta de concreto e mantida a altura adotada.

A tabela 29 mostra a verificação em qual estágio encontram-se cada laje do edifício.

Tabela 29 - Verificação do estágio em que se encontra a seção.

Localização	α	fct (kN.cm ²)	H (cm)	yt (cm)	Ic (cm ⁴)	Mr (kN.cm)	Ma (kN.cm)	Verificação
L1 = L15	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	150,00	Estádio I
L2 = L16	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	276,00	Estádio I
L3 = L18	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	225,00	Estádio I
L4 = L19	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	257,00	Estádio I
L5 = L17	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	33,00	Estádio I
L6 = L12	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	135,00	Estádio I
L7 = L13	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	103,00	Estádio I
L8 = L14	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	217,00	Estádio I
L9 = L11	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	476,00	Estádio I
L10	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	229,00	Estádio I
L20	1,5	0,2565	11	5,50	11092	775,91	1149,00	Estádio II
L21	1,5	0,2565	8	4,00	4267	410,40	157,00	Estádio I

Fonte: a autora.

Pode-se observar, a partir da tabela 29, que apenas a laje 20 encontra-se no estágio II, o que significa que a laje irá fissurar, por tanto a sua deformação deve levar em consideração a inércia média de Branson. Essa fissuração ocorre pelo fato que esta laje recebe uma carga alta, se comparado com as demais, proveniente do reservatório.

b) Verificação das flechas

Considerando a não linearidade física de maneira aproximada das lajes, conforme equação 20, a flecha imediata nas lajes L9 e L11 é:

$$f = \frac{p \cdot l_x^4}{(0,3 \cdot E) \cdot h^3} \cdot \frac{\alpha}{100} = \frac{3,65 \cdot 4,87^4}{(0,3 \cdot 24150000) \cdot 0,10^3} \cdot \frac{1,60}{100} = 0,453 \text{ cm}$$

Considerando que o carregamento quase permanente irá atuar todo após a retirada do escoramento, determinado em 14 dias, tem-se:

$$t_0 = \frac{14}{30} = 0,47$$

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^{0,47}) \cdot 0,47^{0,32} = 0,533$$

Como não há armadura comprimida, então $\rho' = 0$, resultando em uma flecha diferida igual a (Equação 52):

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} = \frac{(2 - 0,533)}{1 + 50 \cdot 0} = 1,467$$

O valor da flecha no tempo infinito na carga quase permanente é:

$$\alpha_{t\infty} = \alpha_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) = 0,453 \cdot (1 + 1,467) = 1,12 \text{ cm}$$

c) Flecha limite (Tabela 11)

- Visual:

$$f_{\text{lim}} = \frac{l_x}{250} = \frac{487}{250} = 1,948 \text{ cm}$$

Como o valor da flecha é menor que o valor da flecha limite, está conforme a norma.

- Vibrações:

Para a verificação de vibração é utilizada apenas a carga acidental, visto que é apenas esta que causaria qualquer tipo de vibração na laje, já que as cargas permanentes são estáticas.

$$f = \frac{1,50 \cdot 4,87^4}{(0,3 \cdot 24150000) \cdot 0,10^3} \cdot \frac{1,60}{100} = 0,187 \text{ cm}$$

$$f_{lim} = \frac{l_x}{350} = \frac{487}{350} = 1,391 \text{ cm}$$

Como o valor da flecha é menor que o valor da flecha limite, está conforme a norma.

A tabela 30 apresenta o cálculo e verificação das flechas para as lajes do edifício.

Tabela 30 – Verificação das flechas.

Local	d	f (cm)	t0	$\Delta\xi$ (t)	p'	αf (cm)	αt^∞ (cm)	Flecha limite - Aceitabilidade sensorial				
								Visual		Vibração		
								α limite (cm)	Ver.	α vibração (cm)	α limite (cm)	Ver.
L1 = L15	4	0,053	0,467	1,468	0	1,47	0,131	0,648	ok	0,010	0,46	ok
L2 = L16	4	0,273	0,467	1,468	0	1,47	0,673	1,340	ok	0,067	0,96	ok
L3 = L18	4	0,193	0,467	1,468	0	1,47	0,476	1,300	ok	0,047	0,93	ok
L4 = L19	4	0,267	0,467	1,468	0	1,47	0,659	1,288	ok	0,063	0,92	ok
L5 = L17	4	0,003	0,467	1,468	0	1,47	0,007	0,448	ok	0,000	0,32	ok
L6 = L12	4	0,047	0,467	1,468	0	1,47	0,116	0,640	ok	0,010	0,46	ok
L7 = L13	4	0,037	0,467	1,468	0	1,47	0,091	0,648	ok	0,010	0,46	ok
L8 = L14	4	0,200	0,467	1,468	0	1,47	0,493	1,340	ok	0,050	0,96	ok
L9 = L11	6	0,453	0,467	1,468	0	1,47	0,117	1,948	ok	0,187	1,39	ok
L10	4	0,113	0,467	1,468	0	1,47	0,279	1,000	ok	0,017	0,71	ok
L21	4	0,110	0,467	1,468	0	1,47	0,271	1,000	ok	0,030	0,71	ok

Fonte: a autora.

6.3.5 Reações de apoio das lajes sobre as vigas

Para o cálculo das reações de apoio das lajes sobre as vigas, utilizou-se das tabelas 7.8, 7.9 e 7.10, encontradas na obra de Carvalho e Figueiredo Filho (2014), para definição dos coeficientes k_x , k_y , k'_x e k'_y , conforme as equações 42, 43, 44 e 45.

As reações de apoio das lajes L9 e L11 são:

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} = 2,62 \cdot 4,70 \cdot \frac{4,87}{10} = 6,00 \text{ kN/m}$$

$$q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} = 2,50 \cdot 4,70 \cdot \frac{4,87}{10} = 5,72 \text{ kN/m}$$

As reações de apoio nas demais lajes sobre as vigas do edifício foram determinadas seguindo o mesmo roteiro e serão demonstradas na tabela 31.

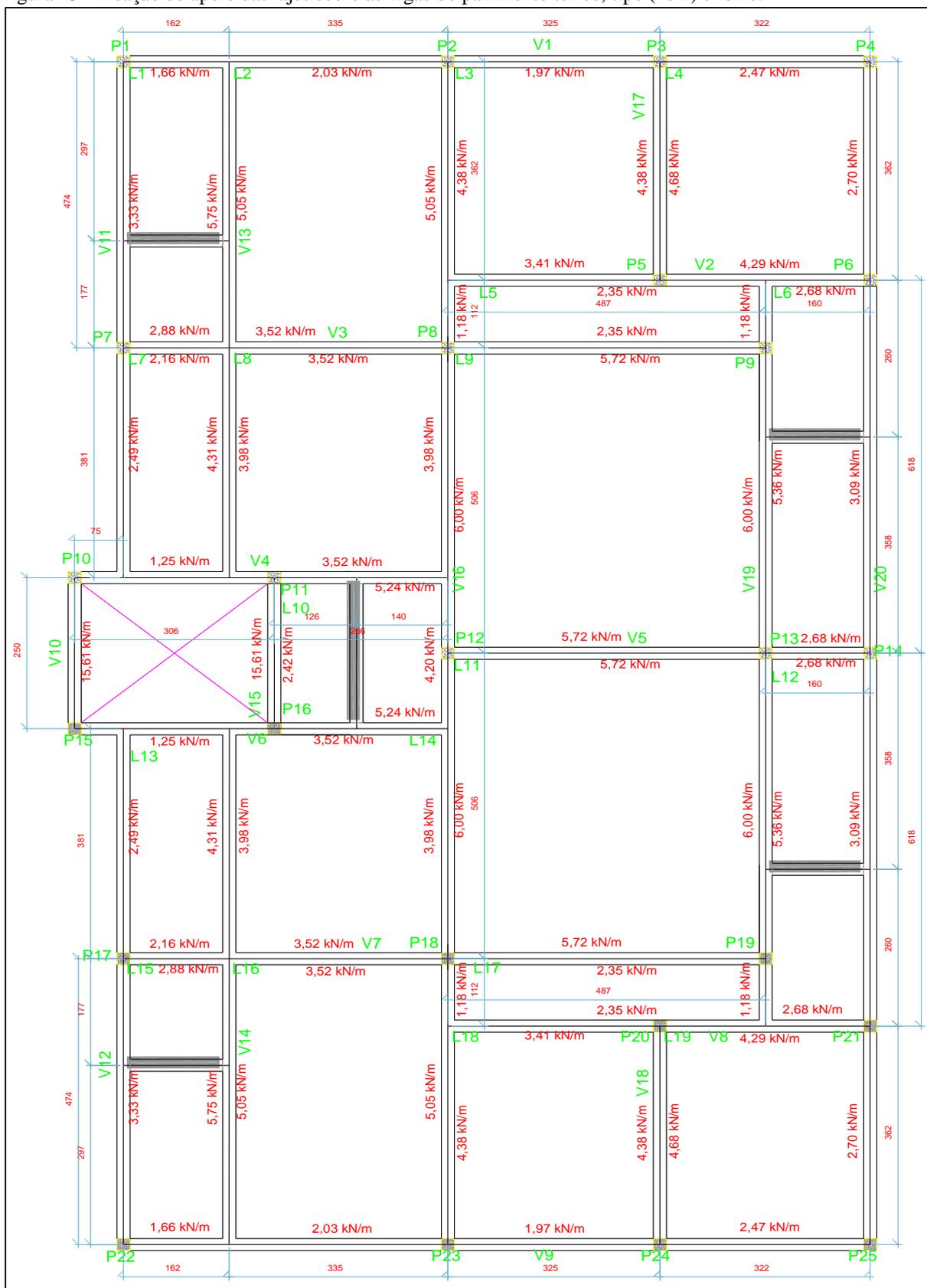
Tabela 31 – Reações de apoio das lajes sobre as vigas.

Localização		Tipo Laje	Rel.Vãos	k	Reação (kN/m)
			$\lambda (l_y/l_x)$		
L1 = L15	q_x	Caso 04	2,93	3,66	3,33
	$q_{x'}$			6,33	5,75
	q_y			1,83	1,66
	$q_{y'}$			3,17	2,88
L2 = L16	q_x	Caso 08	1,41	0,00	0,00
	$q_{x'}$			3,59	5,05
	q_y			1,44	2,03
	$q_{y'}$			2,50	3,52
L3 = L18	q_x	Caso 08	1,11	0,00	0,00
	$q_{x'}$			3,21	4,38
	q_y			1,44	1,97
	$q_{y'}$			2,50	3,41
L4 = L19	q_x	Caso 04	1,12	2,00	2,70
	$q_{x'}$			3,46	4,68
	q_y			1,83	2,47
	$q_{y'}$			3,17	4,29
L5 = L17	q_x	Caso 09	4,35	0,00	0,00
	$q_{x'}$			5,00	2,35
	q_y			0,00	0,00
	$q_{y'}$			2,50	1,18
L6 = L12	q_x	Caso 07	3,86	3,66	3,09
	$q_{x'}$			6,34	5,36
	q_y			0,00	0,00
	$q_{y'}$			3,17	2,68
L7 = L13	q_x	Caso 04	2,35	3,66	2,49
	$q_{x'}$			6,33	4,31
	q_y			1,83	1,25
	$q_{y'}$			3,17	2,16
L8 = L14	q_x	Caso 09	1,14	0,00	0,00
	$q_{x'}$			2,83	3,98
	q_y			0,00	0,00
	$q_{y'}$			2,50	3,52
L9 = L11	q_x	Caso 09	1,04	0,00	0,00
	$q_{x'}$			2,62	6,00
	q_y			0,00	0,00
	$q_{y'}$			2,50	5,72
L10	q_x	Caso 08	1,06	0,00	0,00
	$q_{x'}$			3,12	5,24
	q_y			1,44	2,42
	$q_{y'}$			2,50	4,20
L20	q_x	Caso 02	1,22	2,20	10,42
	$q_{x'}$			0,00	0,00
	q_y			2,46	11,65
	$q_{y'}$			4,27	20,23
L21	q_x	Caso 02	1,06	1,92	1,54
	$q_{x'}$			0,00	0,00
	q_y			2,37	1,90
	$q_{y'}$			4,10	3,28

Fonte: a autora.

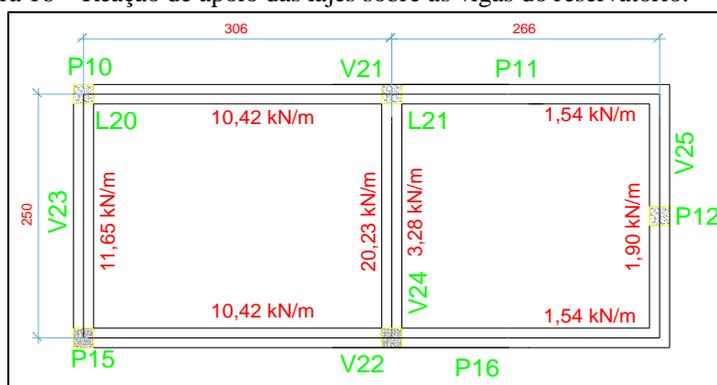
As figuras 15 e 15 mostram as reações de apoio das lajes sobre as vigas.

Figura 15 – Reação de apoio das lajes sobre as vigas do pavimento térreo, tipo (1e 2) e forro.



Fonte: a autora.

Figura 16 – Reação de apoio das lajes sobre as vigas do reservatório.



Fonte: a autora.

6.3.6 Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento

A verificação da necessidade de utilização de armadura de cisalhamento nas lajes foi feita para as lajes L9 e L11, e L20 localizada no pavimento do reservatório que apresentam o maior valor para a reação de todas as lajes.

Para a verificação das lajes L9 e L11, são necessárias as seguintes informações:

- Força cortante solicitante: $V_s = 6,00 \text{ kN/m}$;
- Toda a armadura inferior se estende ao longo da laje, chegando até o apoio;
- Nas lajes L9 e L11, a armadura longitudinal inferior é composta por tela soldada com área de $1,96 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Comparando a força cortante de cálculo V_{sd} com a força resistente de projeto V_{Rd1} , conforme equação 38, tem-se:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

Se essa condição for satisfeita não há a necessidade de armadura de cisalhamento.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_f} = \frac{0,25}{\gamma_f} \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25}{1,4} \cdot 0,21 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 0,32 \text{ MPa} = 0,032 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - (0,10 - 0,04) = 1,54 > 1,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1,96}{100 \cdot 6} = 0,00327 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$$

$$V_{Rd1} = [0,032 \cdot 1,54 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00327)] \cdot 100 \cdot 6 = 39,35 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_s = 1,4 \cdot 6,00 = 8,40 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd \text{ máx}} = 8,40 \text{ kN/m} < V_{Rd1} = 39,35 \text{ kN/m}$$

Portanto, não há a necessidade de armadura transversal.

Para a verificação da laje L20, são necessárias as seguintes informações:

- Força cortante solicitante: $V_s = 20,23 \text{ kN/m}$;
- Toda a armadura inferior se estende ao longo da laje, chegando até o apoio;
- Na laje L20, a armadura longitudinal inferior é composta por tela soldada com área de 2,46 cm^2/m .

$$k = 1,6 - d = 1,6 - (0,11 - 0,04) = 1,53 > 1,0$$

$$\rho_1 = \frac{2,46}{100 \cdot 7} = 0,00351 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$$

$$V_{Rd1} = [0,032 \cdot 1,53 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00351)] \cdot 100 \cdot 7 = 45,94 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 20,23 = 28,32 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd \text{ máx}} = 28,32 \text{ kN/m} < V_{Rd1} = 45,94 \text{ kN/m}$$

Portanto, não há a necessidade de armadura transversal

6.3.7 Detalhamento

Para o detalhamento das armaduras nas lajes maciças foi utilizado tela soldada de aço CA-60, conforme tabela de telas soldadas nervuradas do Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS).

O detalhamento das armaduras das lajes maciças seguiu as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), que foram descritas no item 2.8.3.5 (Dimensionamento) do respectivo trabalho.

O detalhamento das lajes maciças para o edifício em estrutura de concreto armado está contido no apêndice Bdo respectivo trabalho.

6.4 Vigas

6.4.1 Determinação das reações nas vigas

As ações que atuam nas vigas podem ser admitidas uniformemente distribuídas, como: peso próprio, peso de paredes e reações de apoio das lajes. Também podem atuar ações de forma concentrada, como: cargas vindas de outras vigas ou pilares.

As ações atuantes nas vigas foram calculadas da seguinte forma:

- Peso próprio:

$$g_1 = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{concreto}} = \text{Área da seção} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$$

Por se tratar apenas de uma estimativa inicial a altura (h) pode ser determinada com base na seguinte expressão, devendo ser considerado o maior vão (l) da viga:

$$h = 0,08 \cdot l$$

- Peso de parede: o peso de parede para todas as vigas do edifício exceto as parede do reservatório foi definido como:

$$P_{\text{par.}} = (e_{\text{tij.}} \cdot \gamma_{\text{tij.}} + e_{\text{revest.}} \cdot \gamma_{\text{revest.}}) \cdot h_{\text{par.}} = (0,14 \cdot 13 + 0,03 \cdot 19) \cdot 2,50 = 5,98 \text{ kN/m}$$

Como as paredes sobre as vigas do reservatório possuem uma altura diferente em relação às paredes sobre as vigas dos outros pavimentos do edifício, estas ficam definidas como:

$$P_{\text{parede}} = (0,14 \cdot 13 + 0,03 \cdot 19) \cdot 1,70 = 4,06 \text{ kN/m}$$

Para o cálculo do peso das paredes, não se descontou as aberturas, e a altura da seção foi adotada como a distância entre as lajes, descontada a altura das vigas, onde essa altura foi padrão para todas as vigas para esse cálculo.

- Carregamentos concentrados: os carregamentos concentrados nas vigas são referentes à reação de apoio de vigas secundárias que se apóiam nestas. Os valores desses carregamentos foram obtidos com o auxílio do programa FTOOL.

Astabelas 32 e 33 descrevem as reações finais nas vigas que compõem o edifício.

Tabela 32–Reações finais nas vigas.

REAÇÕES NAS VIGAS														
Elemento	Seção (cm)		Comprimento (m)				Peso Próprio (kN/m)				Peso da Parede (kN/m)			
	Base	Altura	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3° T	4°	1°	2°	3°	4°
V1=V9	20	45	1,62	3,35	3,25	3,22	2,25	2,25	2,25	2,25	5,98	5,98	5,98	5,98
V2=V8	20	35	3,25	1,62	1,60		1,75	1,75	1,75		5,98	5,98	5,98	
V3=V7	20	50	1,62	3,35	4,87		2,50	2,50	2,50		5,98	5,98	5,98	
V4=V6	20	45	0,75	1,62	0,69	2,66	2,25	2,25	2,25	2,25	5,98	5,98	5,98	5,98
V05	20	40	4,87	1,60			2,00	2,00			5,98	5,98		
V10	20	25	2,50				1,25				5,98			
V11=V12	20	25	3,81	4,74			1,25	1,25			5,98	5,98		
V13=V14	20	40	3,81	4,74			2,00	2,00			5,98	5,98		
V15	20	25	2,50				1,25							
V16	20	45	3,62	1,12	3,81	1,25	2,25	2,25	2,25	2,25	5,98	5,98	5,98	5,98
V17=V18	20	25	3,62				1,25				5,98			
V19	20	35	1,12	5,06			1,75	1,75			5,98	5,98		
V20	20	35	3,62	6,18			1,75	1,75			5,98	5,98		
V21=V22	20	30	3,06	2,66			1,50	1,50			4,06	4,06		
V23	20	30	2,50				1,50				4,06			
V24	20	30	2,50				1,50				4,06			
V25	20	20	1,25	1,25			1,00	1,00			4,06	4,06		

Fonte: a autora.

Tabela 33 - Reações finais nas vigas.

REAÇÕES NAS VIGAS											
Elemento	Reação da laje (kN/m)				Ação Total (kN/m)				Outras (kN)		
	1°	2°	3°	4°	1°	2°	3°	4°	1° - 2°	2° - 3°	3° - 4°
V01 = V09	1,66	2,03	1,97	2,47	9,89	10,26	10,20	10,70	35,60		
V02 = V08	5,76	6,64	6,97		13,49	14,37	14,70			20,50	
V03 = V07	5,04	7,04	8,07		13,52	15,52	16,55		95,60		
V04 = V06	0	1,25	3,52	8,76	8,23	9,48	11,75	16,99	13,30	19,90	
V05	11,44	5,36			19,42	13,34					
V10	15,61				22,84						
V11 = V12	2,49	3,33			9,72	10,56					
V13 = V14	8,29	10,80			16,27	18,78					
V15	18,03				19,28						
V16	9,43	6,23	9,98	10,2	17,66	14,46	18,21	18,43	15,20		15,30
V17 = V18	9,06				16,29						
V19	6,54	11,36			14,27	19,12					
V20	2,70	3,09			10,43	10,82					
V21 = V22	10,42	1,54			15,98	7,10			3,30		
V23	11,65				17,21						
V24	23,51				29,07						
V25	1,90	1,90			6,96	6,96					

Fonte: a autora.

6.4.2 Solicitação de projeto nas vigas

A tabela 34 mostra às solicitações finais correspondentes as ações de utilização nas vigas que serão utilizadas em seu dimensionamento e detalhamento, essas solicitações foram calculadas pelo software FTOOL, onde cada viga foi desenhada levando em conta o tipo de apoio (apoiado em pilares ou vigas), a geometria da seção, os parâmetros dos materiais utilizados, o comprimento de cada trecho e as ações impostas sobre cada viga.

Tabela 34 -Solicitações de projeto.

Vigas	Momento Positivo (+) (kN.m)		Momento Negativo (-) (k)		Cortante (kN)		
	Tramo	Resultado	Apoio	Resultado	Apoio	Inferior	Superior
V01 V09	P1 e P2	41,30	P1	21,50	P1	-	46,80
	P3 e P4	9,60	P2	32,60	P2	39,20	25,20
	-	-	P3	4,50	P3	7,90	17,40
	-	-	P4	4,00	P4	17,10	-
V02 V08	V16 e P5	8,60	P5	21,80	V16	-	15,20
	P5 e P6	19,10	P6	10,80	P5	28,60	36,90
	-	-	-	-	P6	30,40	-
V03 e V07	P7 e P8	96,40	P7	36,50	P7	-	93,00
	P8 e P9	16,30	P8	72,70	P8	76,50	54,30
	-	-	P9	4,70	P9	26,30	-
V04 V06	P10 e P11	11,50	P10	4,80	P10	-	23,60
	P11 e V16	6,90	P11	19,40	P11	39,20	29,90
	-	-	-	-	V16	15,30	-
V05	P12 e P13	28,90	P12	20,90	P12	-	44,00
	P14	3,80	P13	37,00	P13	50,60	36,20
	-	-	-	-	P14	-	14,80
V10	P15 e P10	8,50	P15	9,30	P15	-	28,60
	-	-	P10	9,30	P10	28,60	-
V11 V12	V4 e P7	9,10	P7	19,80	V4	-	13,30
	P7 e P1	11,70	P1	16,20	P7	23,70	25,80
	-	-	-	-	P1	24,30	-
V13 V14	V4 e V3	12,10	V3	42,40	V4	-	19,90
	V3 e V1	33,70	-	-	V3	42,10	53,50
	-	-	-	-	V1	35,60	-
V15	P16 e P11	7,20	P16	7,90	P16	-	24,10
	-	-	P11	7,90	P11	24,10	-
V16	P23 e P18	26,40	P23	14,40	P23	-	37,90
	P18 e P12	20,90	P18	48,00	P18	57,40	50,10
	P12 e P8	20,90	P12	47,00	P12	57,60	57,60
	P8 e P2	26,40	P8	48,00	P8	50,10	57,40
	-	-	P2	14,40	P2	37,00	-
V17 V18	P5 e P3	11,70	P05	15,00	P5	-	29,50
	-	-	P03	-	P3	29,50	-
V19	P19 e P13	22,70	P19	32,00	V8	20,50	-
	P13 e P9	22,70	P13	45,10	P19	36,50	45,70
	-	-	P09	32,00	P13	50,90	50,90
	-	-	-	-	P9	45,70	36,50
	-	-	-	-	V2	-	20,50
V20	P25 e P21	5,00	P25	2,20	P25	-	12,20
	P21 e P14	19,40	P21	26,40	P21	25,60	31,50
	P14 e P6	19,40	P14	38,50	P14	35,40	35,40
	P6 e P4	5,00	P6	26,40	P6	31,50	25,60
	-	-	P4	2,20	P4	12,20	-
V21 V22	P10 e P11	4,80	P10	1,10	P10	-	13,70
	-	-	P11	33,90	P11	35,20	22,20
V23	P15 e P10	7,40	P15	6,10	P15	-	21,50
	-	-	P10	-	P10	21,50	-
V24	P16 e P11	12,40	P16	10,30	P16	-	36,30
	-	-	P11	-	P11	36,30	-
V25	V22 e P12	0,80	P12	1,40	V22	-	3,30
	V21 e P12	0,80	-	-	P12	5,40	5,40
	-	-	-	-	V21	3,30	-

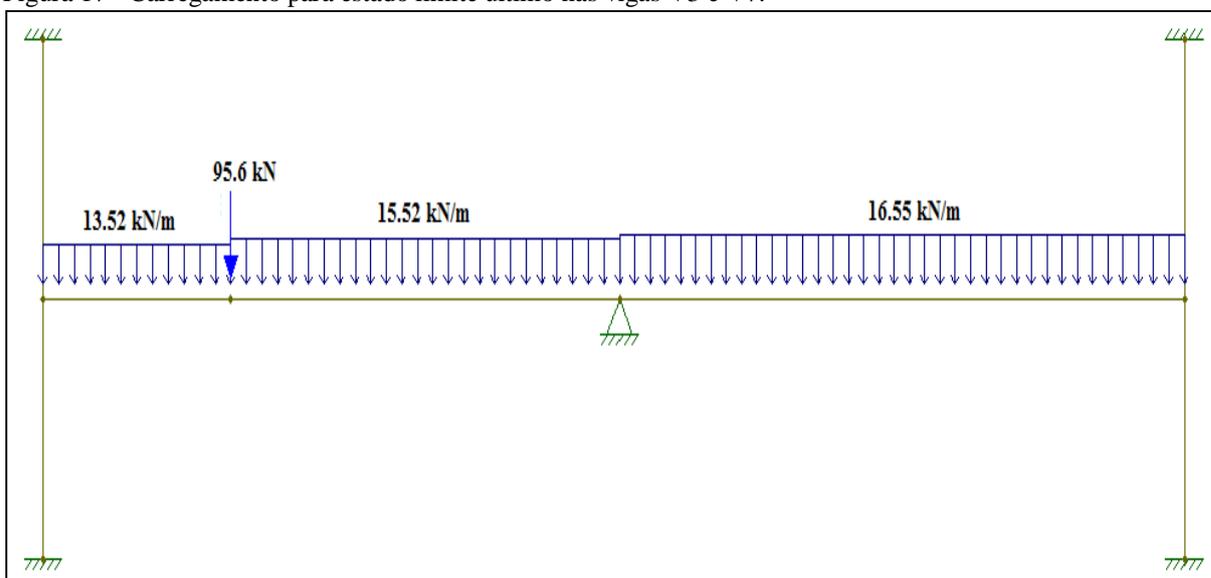
Fonte: a autora.

6.4.3 Dimensionamento

A seguir será descrito o roteiro do dimensionamento das vigas V3 e V7, pois estas são as mais solicitadas de projeto, e este roteiro foi seguido para o dimensionamento das demais vigas do edifício.

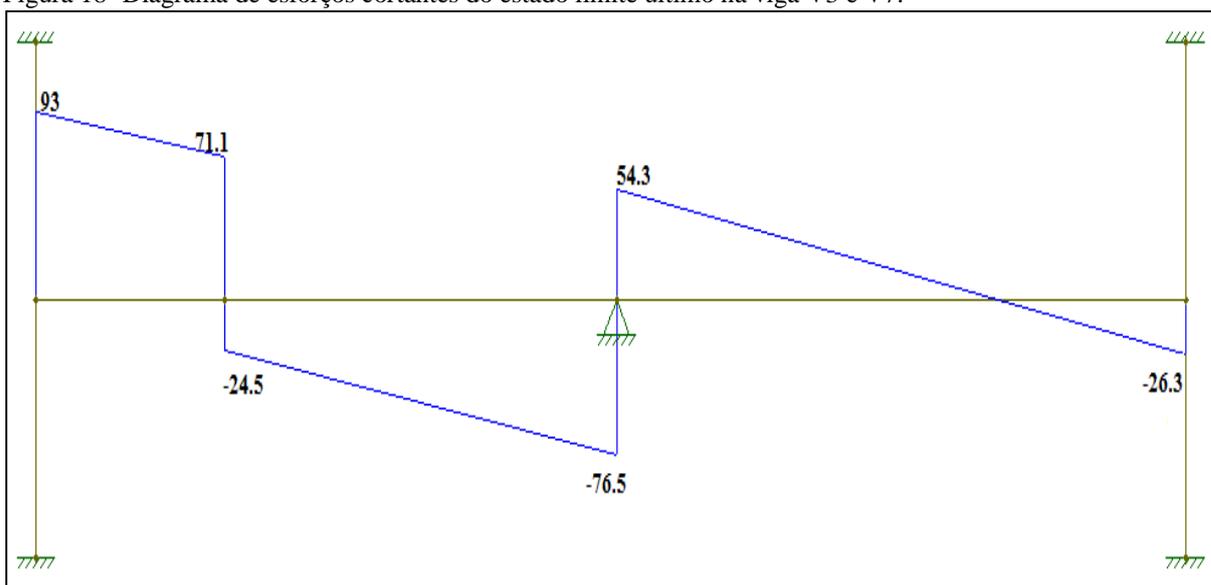
Com os valores das ações calculados, é feita a determinação dos esforços solicitantes nas vigas V3 e V7 por meio do software Ftool, apresentados nas figuras 17, 18 e 19.

Figura 17 - Carregamento para estado limite último nas vigas V3 e V7.



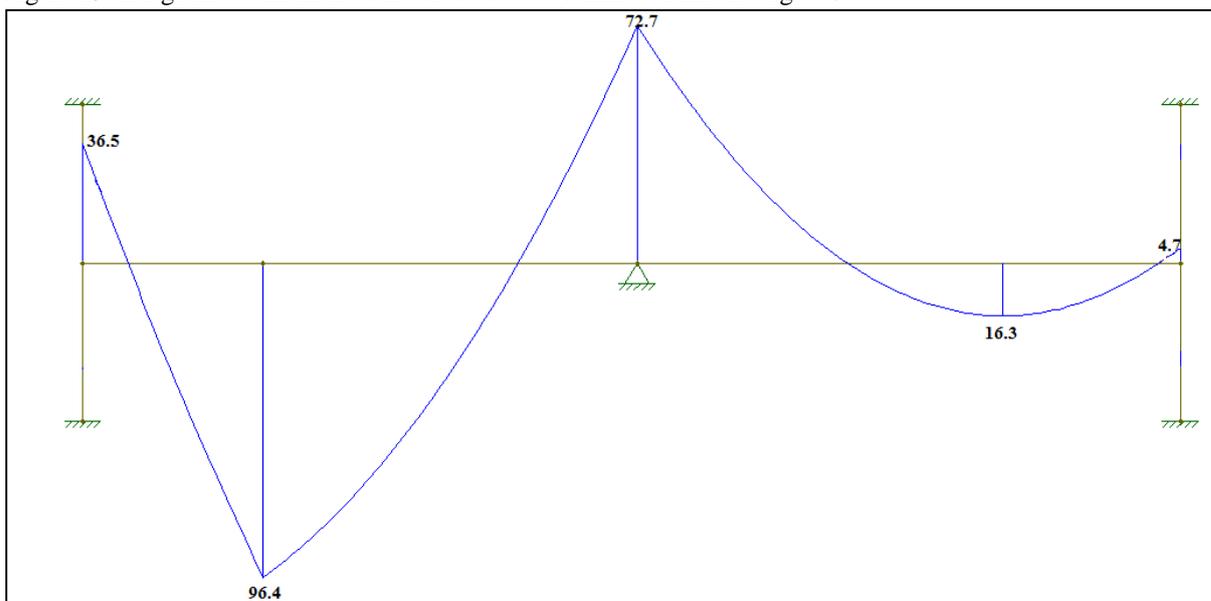
Fonte: a autora.

Figura 18 - Diagrama de esforços cortantes do estado limite último na viga V3 e V7.



Fonte: a autora.

Figura 19 -Diagrama de momentos fletores do estado limite último na viga V3 e V7.



Fonte: a autora.

6.4.3.1 Determinação da armadura longitudinal

Com os resultados obtidos no diagrama de momentos fletores pode ser iniciado o cálculo da armadura longitudinal das vigas. A seguir será descrito o dimensionamento da armadura longitudinal positiva para o primeiro tramo das vigas V3 e V7, cujo roteiro foi seguido para os demais tramos, visto que, é o tramo onde possui o maior momento fletor da viga.

- Estimativa de d :

Primeiramente deve-se estimar o valor de d , uma vez que, não se conhece o número de barras na seção, e, conseqüentemente a posição do centro de gravidade das armaduras.

- Diâmetro do estribo adotado: $\phi_t(\text{adotado}) = 5,00 \text{ mm}$;
- Diâmetro da barra longitudinal adotado: $\phi_l(\text{adotado}) = 16 \text{ mm}$;

Como a solicitação da viga possui um valor expressivo, é comum que a quantidade de camadas de armadura seja superior a uma camada,então, o valor do d' estimado (distância do centro de gravidade da armadura tracionada ao bordo mais próximo deste)será igual a 5,20 cm.

Assim:

$$d = H - d' = 50 - 5,20 = 44,80 \text{ cm}$$

- Altura relativa da linha neutra (Equação 66):

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 9640}{20 \cdot 44,80^2 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,188$$

$$k_x = \frac{0,68 - \sqrt{(-0,68)^2 - 4 \cdot 0,207 \cdot 0,188}}{2 \cdot 0,207} = 0,317$$

Com a posição da linha neutra definida é realizada a verificação do estado limite de ruptura, de modo que este valor não ultrapasse a 0,45, limite estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Se em algum caso esse valor ultrapassar o limite, foi adotada a opção de aumentar a seção da viga.

- Obtenção da área de aço (Equação 67 e 68):

$$k_z = 1 - 0,4 \cdot k_x = 1 - 0,4 \cdot 0,317 = 0,873$$

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 9640}{0,873 \cdot 44,80 \cdot \frac{50}{1,15}} = 7,94 \text{ cm}^2$$

Deve-se comparar o resultado encontrado com o valor de taxa de armadura mínima (Tabela 12) recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$A_{smin} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 20 \cdot 50 = 1,50 \text{ cm}^2$$

Para o primeiro trecho $A_s > A_{smin}$ então deve ser utilizada a área de aço calculada.

Com a área de aço definida, é feita a escolha do diâmetro das barras a serem utilizadas, de tal forma a obter o menor trabalho possível na hora de ser executado na obra.

Para o primeiro trecho, a armadura positiva será composta por quatro barras de Ø 16 mm (8 cm²).

- Número de barras por camada

O espaçamento livre entre as faces das barras medido horizontalmente (a_h), equação 69, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), é o maior entre os seguintes valores:

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \cdot d_{\text{máx,agregado}} = 1,2 \cdot 19 = 22,80 \text{ mm} \end{cases}$$

Logo a_h é igual a 22,80 mm.

Assim, para o primeiro trecho o número de barras que cabem em uma camada (Equação 71) é:

$$N_{b/c} = \frac{bw - 2 \cdot (c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2})}{a_h + \phi_l} + 1 = \frac{20 - 2 \cdot (3 + 0,5 + \frac{1,6}{2})}{2,28 + 1,6} + 1 \cong 3 \text{ barras}$$

- Espaçamento vertical a_v

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que o espaçamento livre entre as faces das barras medido verticalmente (a_v) seja o maior entre os seguintes valores (Equação 70):

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 0,5 \cdot d_{\text{máx,agregado}} = 0,5 \cdot 19 = 9,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Logo a_v será igual a 20,00 mm.

- Verificação do d' (distância do centro de gravidade da armadura tracionada ao bordo mais próximo deste)

O d' estimado para os cálculos acima foi de 5,20 centímetros, porém nem sempre este valor se iguala com o d' efetivo. Por isso, é realizada a verificação do mesmo para a situação mais desfavorável pela seguinte equação:

$$d'_{\text{efetivo}} = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(3 \cdot 2 \cdot 4,3) + (1 \cdot 2 \cdot 7,9)}{4 \cdot 2} = 5,20 \text{ cm}$$

Caso $d'_{\text{efetivo}} > d'_{\text{estimado}}$ é necessário recalcular a armadura, aumentando a altura da viga.

6.4.3.2 Determinação da armadura transversal

Primeiramente deve ser verificado se há esmagamento das bielas de concreto nas diagonais de compressão, sendo feita através do cálculo da resistência do concreto a esse esforço, tendo que possuir valor maior que o cortante solicitante de cálculo atuante na viga (Equação 72), ou seja:

$$V_{sd} < V_{Rd2}$$

$$\alpha_c = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,90$$

Portanto o esforço resistente de cálculo é:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,90 \cdot \frac{2,5}{1,4} \cdot 20 \cdot 44,80 = 388,80 \text{ kN}$$

Como o esforço cortante solicitante de cálculo máximo atuante na viga é de 130,20 kN, não há risco de esmagamento das bielas de concreto.

Com essa verificação satisfeita, é iniciado o cálculo da armadura transversal, primeiramente definindo a parcela do esforço cortante absorvida pelo concreto (Equação 73):

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 1,28 \text{ MPa}$$

Portanto:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 20 \cdot 44,80 = 68,95 \text{ kN}$$

A seguir será determinada a armadura transversal para o primeiro vão onde o esforço cortante analisado é o que atua no pilar 07 (igual ao 17), e este corresponde ao maior esforço cortante atuante na viga.

Dados:

- Esforço cortante (V) = 93 kN;
- Carga distribuída (q) = 13,52 kN/m.

O esforço cortante de cálculo será:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V = 1,4 \cdot 93 = 130,20 \text{ kN}$$

A parcela do esforço para a qual a armadura deve ser dimensionada é a que não é resistida pelo concreto, essa parcela pode ser calculada considerando a cortante reduzida da seção sendo:

$$V_r = V - q \cdot \left(\frac{b + d}{2} \right) = 93 - 13,52 \cdot \left(\frac{0,20 + 0,448}{2} \right) = 88,62 \text{ kN}$$

Assim:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = (1,4 \cdot 88,62) - 68,95 = 55,12 \text{ kN}$$

Os estribos adotados serão estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$), então a área de aço necessária para esse trecho é de (Equação 75):

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{55,12}{0,9 \cdot 44,80 \cdot \frac{50}{1,15}} = 0,0314 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Deve-se comparar o resultado encontrado com o valor de taxa de armadura mínima necessário para os estribos recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\frac{A_{sw,mínimo}}{s} \geq 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{f_{ywk}} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{500} \cdot 20 \cdot 1 = 0,0205 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Como o valor calculado é maior que o valor mínimo, mantém o valor calculado.

Como definido anteriormente serão utilizados estribos de Ø 5,0 mm, portanto é possível definir o espaçamento entre eles, a área da seção do estribo é multiplicada por dois, visto que o estribo utilizado é de dois ramos:

$$S = \frac{2 \cdot A_{s1}}{\frac{A_{sw}}{s}} = \frac{2 \cdot 0,196}{0,0314} = 12,47 \text{ cm, sendo adotado 12 cm}$$

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) deve ser verificado se o espaçamento definido está abaixo do espaçamento máximo estabelecido, que são:

$$S_{máx} \begin{cases} 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm se } V_{Sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \\ 0,3 \cdot d \leq 200 \text{ mm se } V_{Sd} > 0,67 \cdot V_{Rd2} \end{cases}$$

$$V_{Sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow 130,20 \text{ kN} < 260,50 \text{ kN}$$

Portanto:

$$s_{máx} = 0,6 \cdot 44,80 = 26,88 \text{ cm}$$

Como o espaçamento estabelecido anteriormente está abaixo do espaçamento máximo, este pode ser utilizado, sendo adotado, portanto, estribos com Ø 5,0 mm a cada 12 cm.

É necessária a definição do(s) trecho(s) da viga onde a armadura mínima é superior a armadura calculada, e esta é a que será utilizada para determinação do diâmetro e do espaçamento dos estribos. Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 17.4.1.1.1, o esforço cortante mínimo é aquele que corresponde à taxa de armadura mínima, e pode ser definido como:

$$V_{sw,mínimo} = \left(\frac{A_{sw,mínimo}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 0,0205 \cdot 0,9 \cdot 44,80 \cdot \frac{50}{1,15} = 35,94 \text{ kN}$$

$$V_{sd,mínimo} = V_c + V_{sw} = 68,95 + 35,95 = 104,90 \text{ kN}$$

$$V_{min} = \frac{V_{sd,min}}{\gamma_f} = \frac{104,90}{1,4} = 74,93 \text{ kN}$$

O comprimento do trecho onde a armadura calculada é superior a armadura mínima corresponde a 1,34 metros, esse valor foi retirado do software Ftool. Então, a quantidade de estribos nesse trecho será de 11 estribos com $\varnothing 5,0$ mm a cada 12 cm.

- Vão intermediário onde o esforço cortante analisado é o que atua no pilar 08 (igual ao 18);

Dados:

- Esforço cortante (V) = 76,50 kN;
- Carga distribuída (q) = 15,52 kN/m.

O esforço cortante de cálculo é:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 76,50 = 107,10 \text{ kN}$$

Cortante reduzida:

$$V_r = 76,50 - 15,52 \cdot \left(\frac{0,20 + 0,448}{2} \right) = 71,47 \text{ kN}$$

Assim:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = (1,4 \cdot 71,47) - 68,95 = 31,11 \text{ kN}$$

A área de aço necessária para esse trecho é de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{31,11}{0,9 \cdot 44,80 \cdot \frac{50}{1,15}} = 0,0177 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Como o valor calculado é menor que o valor da taxa de armadura mínima estabelecida anteriormente, a área de aço a ser utilizada será a armadura mínima.

Nota-se que o esforço cortante analisado é maior do que os esforços cortantes nos apoios que não foram analisados, então a armadura adotada é a mínima para o trecho que se inicia a 1,34 metros do início da viga até o final desta.

O espaçamento dos estribos é:

$$s = \frac{2 \cdot 0,196}{0,0205} = 19,12 \text{ cm, sendo adotado } 19 \text{ cm}$$

Como o esforço cortante de cálculo é menor que 0,67 de V_{Rd2} , o espaçamento máximo é igual a:

$$s_{\text{máx}} = 0,6 \cdot 44,80 = 26,88 \text{ cm} \quad (224)$$

Como o espaçamento estabelecido anteriormente está abaixo do espaçamento máximo, este pode ser utilizado, sendo adotado, portanto, estribos com $\varnothing 5,0$ mm a cada 19 cm.

O comprimento do trecho onde a armadura é a mínima corresponde a 8,50 metros, então, a quantidade de estribos nesse trecho será de 46 estribos com $\varnothing 5,0$ mm a cada 19 cm.

6.4.3.3 Estado limite de serviço

Como definido na NBR 6118 (ABNT, 2014) para o estado limite de serviço as verificações são realizadas com o carregamento das combinações de serviço. No estado limite de abertura de fissuras é usada a combinação freqüente (Ψ_1), já para o estado limite de deformações excessivas é utilizada a combinação quase permanente (Ψ_2).

a) Estado limite de abertura de fissuras

Para a combinação freqüente a sobrecarga corresponde a: $\Psi_1 \cdot q$.

O coeficiente Ψ_1 , conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), corresponde a 0,4.

Logo o carregamento nas lajes é:

$$p = g + \Psi_1 \cdot q$$

Todas as reações das lajes sobre as vigas foram feitas seguindo o processo descrito no item 2.8.3.4 (Determinação de esforços e deslocamentos por meio de séries), utilizando a combinação frequente. Assim, o carregamento para todas as vigas do edifício foram feitos utilizando dessa combinação, gerando assim novos momentos nas vigas obtido pelo software Ftool.

Utilizando desta combinação, o carregamento total na viga V3 e V7 é igual a:

- Trecho 1 – Lajes L1 e L7 / L15 e L13

$$p = 2,50 + 5,98 + 4,11 = 12,59 \text{ kN/m}$$

- Trecho 2 – Lajes L2 e L8 / L16 e L14

$$p = 2,50 + 5,98 + 5,52 = 14,00 \text{ kN/m}$$

- Trecho 3 – Lajes L5 e L9 / L17 e L11

$$p = 2,50 + 5,98 + 6,48 = 14,96 \text{ kN/m}$$

Para as vigas que se apóiam nas vigas V3 e V7 também foi feito o cálculo com o auxílio do Ftool, utilizando a combinação frequente para obter as novas cargas de reação, resultando em um novo diagrama, cujo máximo momento fletor atuante obtido equivale a 86,50 kN.m.

Primeiramente foi definido o momento de fissuração, em que:

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 1,79 \text{ MPa} = 1795,00 \text{ kN/m}^2$$

Assim, o momento de fissuração é (Equação 46):

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctk,inf} \cdot I_c}{yt} = \frac{1,5 \cdot 1795 \cdot \frac{0,20 \cdot 0,50^3}{12}}{\frac{0,50}{2}} = 22,44 \text{ kN.m}$$

Como um dos momentos aplicados na viga ultrapassa o momento de fissuração, então a viga encontra-se no estágio II, portanto ocorre fissuração. Se caso isso não ocorrer a peça estará no estágio I, não fissurada. A análise da fissura deve ser realizada mesmo se o momento aplicado for menor que o momento de fissuração, visto que pode ocorrer abertura de fissuras por retração. Essa análise será feita apenas para o vão com o maior momento na viga, visto que se este valor estiver dentro do limite, o vão com o momento menor também estará.

A tabela 35 mostra a verificação em qual estágio encontram-se cada viga do edifício em estudo.

Tabela 35 - Verificação do estágio em que se encontra a seção.

VIGAS	α	$f_{ctk,inf}$ (kN.cm ²)	H (cm)	yt (cm)	Ic (cm ⁴)	Mr (kN.m)	Ma (kN.m)	Verificação
V1 = V9	1,5	0,1795	45	22,50	151875	18,17	37,90	Estádio II
V2 = V8	1,5	0,1795	35	17,50	71458	10,99	17,00	Estádio II
V3 = V7	1,5	0,1795	50	25,00	208333	22,44	86,50	Estádio II
V4 = V6	1,5	0,1795	45	22,50	151875	18,17	10,90	Estádio I
V5	1,5	0,1795	40	20,00	106667	14,36	25,60	Estádio II
V10	1,5	0,1795	25	12,50	26042	5,61	7,60	Estádio II
V11 = V12	1,5	0,1795	25	12,50	26042	5,61	11,10	Estádio II
V13 = V14	1,5	0,1795	40	20,00	106667	14,36	30,10	Estádio II
V15	1,5	0,1795	25	12,50	26042	5,61	6,20	Estádio II
V16	1,5	0,1795	45	22,50	151875	18,17	23,40	Estádio II
V17 = V18	1,5	0,1795	25	12,50	26042	5,61	10,30	Estádio II
V19	1,5	0,1795	35	17,50	71458	10,99	20,30	Estádio II
V20	1,5	0,1795	35	17,50	71458	10,99	18,50	Estádio II
V21 = V22	1,5	0,1795	30	15,00	45000	8,08	4,80	Estádio I
V23	1,5	0,1795	30	15,00	45000	8,08	7,30	Estádio I
V24	1,5	0,1795	30	15,00	45000	8,08	12,20	Estádio II
V25	1,5	0,1795	20	10,00	13333	3,59	0,70	Estádio I

Fonte: a autora.

A área crítica da seção, conforme equação 58 é:

$$A_{crítica} = \left(c + \phi_t + \frac{\phi_1}{2} + 7,5 \cdot \phi_1 \right) \cdot \left(c + \phi_t + \phi_1 + \frac{e_h}{2} \right)$$

$$A_{crítica} = \left(3 + 0,5 + \frac{1,6}{2} + 7,5 \cdot 1,6 \right) \cdot \left(3 + 0,5 + 1,6 + \frac{2,28}{2} \right) = 101,71 \text{ cm}^2$$

A taxa de armadura para a área crítica (Equação 59) é:

$$\rho_r = \frac{A_{\emptyset 16,0}}{A_{\text{crítica}}} = \frac{2,01}{101,71} = 0,0198$$

A relação entre o módulo de elasticidade longitudinal do aço e do concreto (Equação 51) é:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24150} = 8,70$$

A armadura efetiva utilizada na área crítica é de 8,00 cm² (4 Ø 16 mm).

A tensão na armadura (Equação 57) corresponde a:

$$X_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$$

$$X_{II} = \frac{8,70 \cdot 8,00}{20} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 20 \cdot 44,80}{8,70 \cdot 8,00}} \right) = 14,18 \text{ cm}$$

A partir desse valor é calculada a tensão na armadura (Equação 56) referente ao estágio II:

$$\sigma_{si} = \frac{M_{\text{serviço}}}{A_s \cdot \left(d - \frac{X_{II}}{3} \right)} = \frac{8650}{8 \cdot \left(44,80 - \frac{14,18}{3} \right)} = 269,80 \text{ MPa}$$

O valor característico da abertura de fissuras (w_k) é o menor entre os obtidos pelas expressões a seguir (Equação 54 e 55):

$$w_k = \frac{\emptyset_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{269,80}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 269,80}{2,56} = 0,231 \text{ mm}$$

$$w_k = \frac{\emptyset_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{269,80}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,0198} + 45 \right) = 0,181 \text{ mm}$$

Como se utiliza o menor valor entre as duas equações, o valor adotado para w_k é de 0,181 mm, que é inferior ao limite permitido pela NBR 6118 (ABNT,2014) de 0,3 mm para classe de agressividade II.

A tabela 36 mostra a verificação para o estado limite de abertura de fissuras para todas as vigas do edifício que se encontram no estágio II.

Tabela 36 – Verificação para o estado limite de abertura de fissuras para as vigas.

VIGAS	α_e	ϕ_1 (cm)	$A_{critica}$ (cm ²)	ρ_r	Área _{efet} (cm ²)	d (cm)	X_{II} (cm)	σ_{si} (MPa)	w_k (mm)	w_k (mm)	$w_{lim.}$ (mm)	Ver.
V1 = V9	8,70	1,25	79,52	0,0154	3,50	40,87	9,73	287,80	0,193	0,174	0,3	Ok!
V2 = V8		0,80	53,86	0,0093	2,00	31,00	6,52	294,88	0,126	0,173		Ok!
V3 = V7		1,60	101,71	0,0198	8,00	44,80	14,51	270,57	0,232	0,181		Ok!
V5		1,00	64,86	0,0121	2,90	35,87	8,33	266,76	0,143	0,171		Ok!
V10		0,80	53,86	0,0093	1,50	21,10	4,63	259,10	0,111	0,173		Ok!
V11 = V12		0,80	53,86	0,0093	2,00	20,87	5,22	290,11	0,124	0,173		Ok!
V13 = V14		1,00	64,86	0,0121	3,20	35,70	8,67	286,70	0,153	0,171		Ok!
V15		0,63	45,01	0,0069	1,26	21,18	4,30	249,19	0,084	0,179		Ok!
V16		1,00	64,86	0,0121	2,10	40,70	7,76	292,35	0,157	0,171		Ok!
V17 = V18		0,80	53,86	0,0093	2,00	20,87	5,22	269,20	0,115	0,173		Ok!
V19		1,25	79,52	0,0154	2,50	30,70	7,15	286,77	0,192	0,174		Ok!
V20		1,00	64,86	0,0121	2,10	30,87	6,65	307,45	0,165	0,171		Ok!
V24		1,00	64,86	0,0121	1,60	26,00	5,36	314,90	0,169	0,171		Ok!

Fonte: a autora.

b) Estado limite de deformação excessiva

Para a combinação quase permanente a sobrecarga corresponde a: $\Psi_2 \cdot q$.

O coeficiente Ψ_2 , conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), corresponde a 0,3 para edifícios residenciais.

Logo o carregamento nas lajes será:

$$p = g + \Psi_2 \cdot q$$

Todas as reações das lajes sobre as vigas foram feitas seguindo o processo descrito no 2.8.3.4 (Determinação de esforços e deslocamentos por meio de séries), utilizando a combinação quase permanente. Assim, o carregamento para todas as vigas do edifício foram feitos utilizando dessa combinação, gerando assim novos momentos nas vigas obtido pelo software Ftool.

Utilizando desta combinação, o carregamento total na viga V3 e V7 é igual a:

- Trecho 1 – Lajes L1 e L7 / L15 e L13

$$p = 2,50 + 5,98 + 3,96 = 12,44 \text{ kN/m}$$

- Trecho 2 – Lajes L2 e L8 / L16 e L14

$$p = 2,50 + 5,98 + 5,28 = 13,76 \text{ kN/m}$$

- Trecho 3 – Lajes L5 e L9 / L17 e L11

$$p = 2,50 + 5,98 + 6,20 = 14,68 \text{ kN/m}$$

Para as vigas que se apóiam nas vigas V3 e V7 também foi feito o cálculo com o auxílio do Ftool, utilizando a combinação quase permanente para obter as novas cargas de reação, obtendo para as vigas V13 e V14 uma reação de 83,60 kN.

Para as vigas que se apóiam nas vigas V3 e V7 também foi feito o cálculo com o auxílio do Ftool, utilizando a combinação quase permanente para obter as novas cargas de reação, resultando em um novo diagrama, cujo máximo momento fletor atuante obtido equivale a 84,90 kN.m.

Primeiramente será definido o momento de fissuração, em que:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \text{ MPa} = 2560 \text{ kN/m}^2$$

Assim (Equação 46):

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{yt} = \frac{1,5 \cdot 2560 \cdot 0,00208}{0,25} = 31,95 \text{ kN.m}$$

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), como os momentos de serviço são maiores que o de fissuração, as vigas V3 e V7 encontram-se no estágio II, fissuradas, portanto a sua deformação deve levar em conta a inércia média de Branson.

A tabela 37 mostra a verificação em qual estágio encontram-se cada viga do edifício em estudo.

Tabela 37 - Verificação do estádio em que se encontra a seção.

VIGAS	α	fct (kN.cm2)	H (cm)	yt (cm)	Ic (cm4)	Mr (kN.m)	Ma (kN.m)	Verificação
V1 = V9	1,5	0,256	45	22,50	151875	25,92	37,30	Estádio II
V2 = V8	1,5	0,256	35	17,50	71458	15,68	16,60	Estádio II
V3 = V7	1,5	0,256	50	25,00	208333	32,00	84,90	Estádio II
V4 = V6	1,5	0,256	45	22,50	151875	25,92	10,90	Estádio I
V5	1,5	0,256	40	20,00	106667	20,48	25,10	Estádio II
V10	1,5	0,256	25	12,50	26042	8,00	7,00	Estádio I
V11 = V12	1,5	0,256	25	12,50	26042	8,00	11,00	Estádio II
V13 = V14	1,5	0,256	40	20,00	106667	20,48	29,50	Estádio II
V15	1,5	0,256	25	12,50	26042	8,00	6,00	Estádio I
V16	1,5	0,256	45	22,50	151875	25,92	22,90	Estádio I
V17 = V18	1,5	0,256	25	12,50	26042	8,00	10,10	Estádio II
V19	1,5	0,256	35	17,50	71458	15,68	19,90	Estádio II
V20	1,5	0,256	35	17,50	71458	15,68	18,30	Estádio II
V21 = V22	1,5	0,256	30	15,00	45000	11,52	4,80	Estádio I
V23	1,5	0,256	30	15,00	45000	11,52	7,30	Estádio I
V24	1,5	0,256	30	15,00	45000	11,52	12,10	Estádio II
V25	1,5	0,256	20	10,00	13333	5,12	0,70	Estádio I

Fonte: a autora.

A posição da linha neutra no estádio II é obtida por meio das equações 48, 49 e 50, sendo:

$$\frac{b}{2} \cdot x^2_2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot x_2 - \alpha_e \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$\frac{20}{2} \cdot x^2_2 + 8,70 \cdot 8,00 \cdot x_2 - 8,70 \cdot 8,00 \cdot 44,80 = 10 x^2_2 + 69,60 x_2 - 3118,08 = 0$$

$$X_{II} = \frac{-a_2 + \sqrt{(a_2)^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} = \frac{-69,60 + \sqrt{69,60^2 - 4 \cdot 10 \cdot (-3118,08)}}{2 \cdot 10} = 14,51 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot X_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - X_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{20 \cdot 14,51^3}{3} + 8,70 \cdot 8,00 \cdot (44,80 - 14,51)^2 = 84223,14 \text{ cm}^4$$

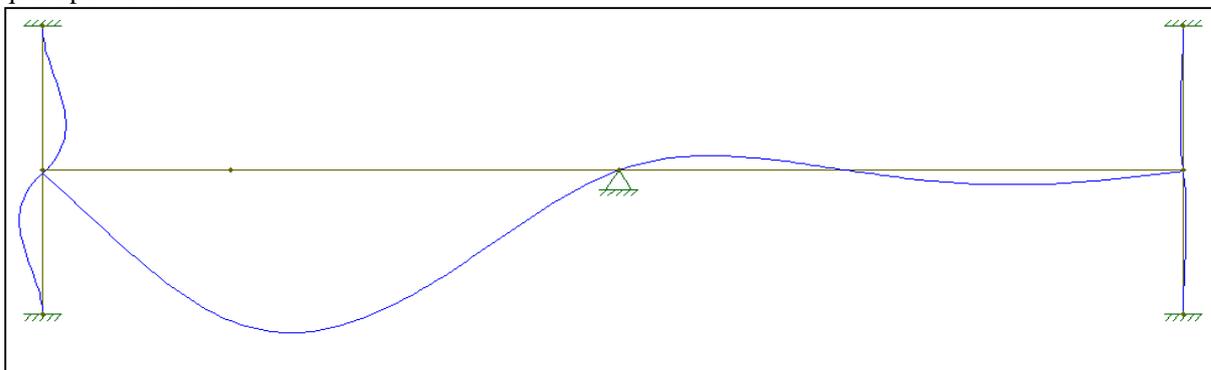
A rigidez equivalente (Equação 47) é:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \cdot I_{II}$$

$$I_m = \left(\frac{31,95}{84,90}\right)^4 \cdot 208000 + \left[1 - \left(\frac{31,95}{84,90}\right)^4\right] \cdot 84223,14 = 86705,66 \text{ cm}^4$$

A flecha imediata foi definida com o auxílio do software Ftool, como mostra a figura 20, sendo o valor encontrado no programa utilizado para o cálculo da flecha total diferida.

Figura 20 - Diagrama de deslocamento nas vigas V3 e V7 para o estado limite de serviço com a combinação quase permanente.



Fonte: a autora.

A flecha imediata máxima corresponde a 2,75 mm.

A flecha fissurada é:

$$f_{\text{fissurada}} = f_{\text{imed}} \cdot \frac{I_I}{I_m} = 0,275 \cdot \frac{208000}{86705,66} = 0,66 \text{ cm}$$

Considerando que o carregamento quase permanente irá atuar todo após a retirada do escoramento, determinado em 14 dias, tem-se α_f igual a 1,467.

O valor da flecha no tempo infinito na carga quase permanente é:

$$\alpha_{t\infty} = \alpha_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) = 0,66 \cdot (1 + 1,467) = 1,63 \text{ cm}$$

$$f_{\text{lim}} = \frac{l}{250} = \frac{497}{250} = 1,98 \text{ cm}$$

Como o valor da flecha é menor que o valor da flecha limite, está conforme a norma.

A tabela 38 apresenta o cálculo e verificação das flechas para as vigas do edifício.

Tabela 38 – Verificação para o estado limite de deformação excessiva para as vigas.

VIGAS	d (cm)	As (cm ²)	Xii (cm)	Iii (cm ⁴)	Im (cm ⁴)	α (cm)	α fis. (cm)	α inf. (cm)	α limite (cm)	Ver
V1 = V9	40,87	3,50	9,73	35653	62755	0,18	0,446	1,100	1,988	ok
V2 = V8	31,00	2,00	6,52	12269	59388	0,06	0,082	0,203	1,288	ok
V3 = V7	44,80	8,00	14,51	84191	86696	0,27	0,661	1,631	1,988	ok
V4 = V6	41,10	1,32	-	-	-	0,02	-	0,062	1,224	ok
V5	35,87	2,90	8,33	22979	60071	0,19	0,337	0,831	1,948	ok
V10	21,10	1,50	4,63	4199	36803	0,06	0,043	0,107	1,000	ok
V11 = V12	20,87	2,00	5,22	5207	11036	0,27	0,650	1,605	1,896	ok
V13 = V14	35,70	3,20	8,67	24675	43720	0,21	0,532	1,312	1,896	ok
V15	21,18	1,26	4,30	3651	56723	0,0	0,023	0,056	1,000	ok
V16	40,70	2,10	7,76	22929	234572	0,115	0,074	0,183	1,896	ok
V17 = V18	20,87	2,00	5,22	5207	15561	0,16	0,273	0,673	1,448	ok
V19	30,70	2,50	7,15	14493	36450	0,19	0,389	0,960	2,024	ok
V20	30,87	2,10	6,65	12672	44357	0,27	0,438	1,080	2,472	ok
V21 = V22	25,87	0,95	-	-	-	0,00	-	0,000	1,224	ok
V23	26,18	0,95	-	-	-	0,03	-	0,090	1,000	ok
V24	26,00	1,60	5,36	6953	39786	0,06	0,069	0,171	1,000	ok
V25	16,18	0,63	-	-	-	0,00	-	0,007	0,500	ok

Fonte: a autora.

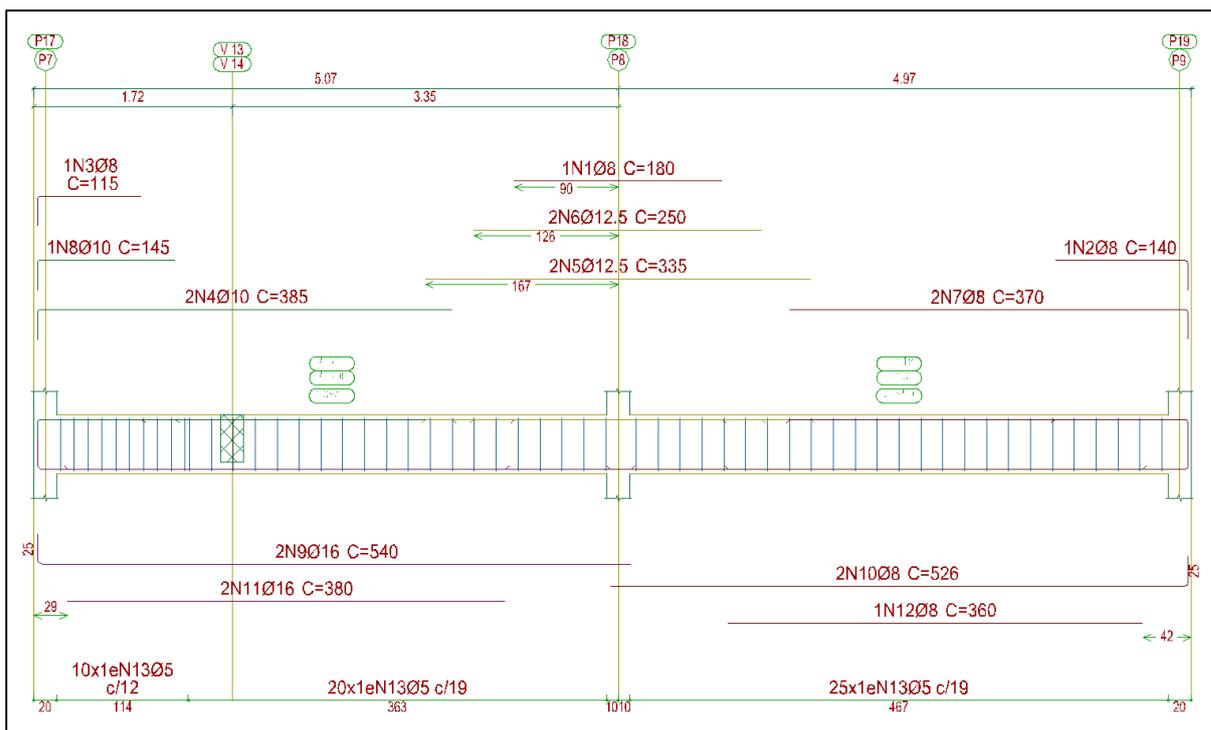
6.4.3.4 Detalhamento

O detalhamento das vigas foi feito por meio do software Cypecad, seguindo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), que foram descritas no item 2.8 (Dimensionamento) e seus subitens, tais como:

- Comprimento de ancoragem reta sem ou com gancho;
- Cobrimento igual a 3 cm;
- Emendas das barras utilizando o tipo de emenda por traspasse;
- Como existem partes da viga sem armadura, optou-se em usar duas barras de porta-estribo, com bitola de 6,3 mm, ou quando foi conveniente prolongou a armadura principal.

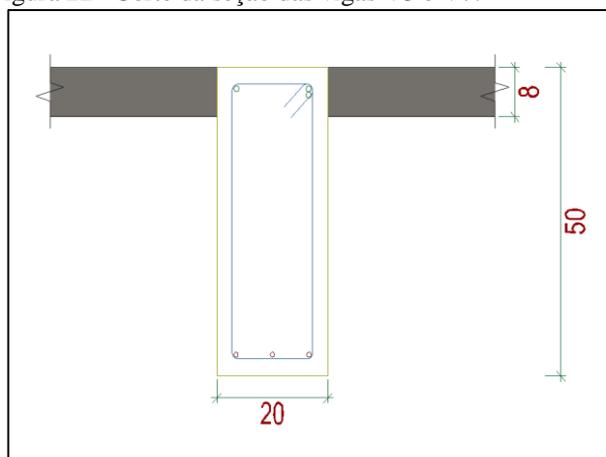
A figura 21e 22 mostra o detalhamento final da viga e um corte da seção da viga V3 e V7, respectivamente.

Figura 21 – Detalhamento vigas V3 e V7.



Fonte: a autora.

Figura 22 –Corte da seção das vigas V3 e V7.



Fonte: a autora.

A tabela 39 apresenta a seção (cm), os momentos atuantes (kN.m), a escolha das barras longitudinais utilizadas e os estribos para todas as vigas do edifício.

Tabela 39 – Características das vigas.

Seção (cm)		Momento atuante (kN.m)					Estribo
V1 V9	20x45	-21,50	41,30	-32,60	-1,50	-4,50, 9,60 e -4,00	Ø 5mm c/ 19 cm
		3Ø8+1Ø6,3	2Ø12,5 + 2Ø8	3Ø10+ 1Ø6,3	2Ø8+ 1Ø6,3	2Ø8 + 1Ø6,3	
V2 V8	20x35	8,60	-21,80	19,10	-10,80	-	Ø 5mm c/ 18 cm
		2Ø8	3Ø10	4Ø8	4Ø6,3	-	
V3 V7	20x50	-36,50	96,40	-72,70	16,30	-4,70	Ø 5mm c/ variável
		3 Ø10 +1 Ø 8	4 Ø16	4 Ø12,5+ 1 Ø 8	3Ø 8	3Ø8	
V4 V6	20x45	-4,80	11,50	-19,40	6,90	-	Ø 5mm c/ 19 cm
		2Ø 8+ 1Ø 6,3	2Ø8 + 1Ø6,3	3Ø8	2Ø 8+ 1Ø 6,3	-	
V5	20x45	-20,90	28,90	-37,00	3,80	-	Ø5mm c/ 19 cm
		3Ø8+ 1Ø 6,3	2Ø 12,5 + 2Ø8	3Ø10 + 1Ø6,3	2Ø 8 + 1Ø 6,3	-	
V10	20x25	-9,3	8,5	-9,3	-	-	Ø 5mm c/ 12 cm
		3Ø8	3Ø8	3Ø 8	-	-	
V11 V12	20x25	9,10	-19,80	11,70	-16,20	-	Ø5mm c/ 12 cm
		3Ø 8	2Ø 12,5+ 2 Ø8	4Ø 8	3Ø 10 + 1 Ø 8	-	
V13 V14	20x40	12,10	-42,40	33,70	-	-	Ø 5mm c/ 19 cm
		4 Ø6,3	2 Ø16	4Ø 10	-	-	
V15	20x25	-7,90	7,20	-7,90	-	-	Ø 5mm c/ 12 cm
		4Ø6,3	4Ø 6,3	4Ø6,3	-	-	
V16	20x45	-14,40	26,40	-48,00	20,90	-47,00	Ø 5mm c/ 19 cm
		2Ø 8+1Ø 6,3	2Ø10 + 1Ø8	2 Ø 16	2Ø8 + 2Ø 6,3	2 Ø 16	
V17 V18	20x45	-15,00	11,70	-15,00	-	-	Ø 5mm c/ 12 cm
		2Ø 12,5	4 Ø8	2 Ø12,5	-	-	
V19	20x35	-32,00	22,70	-45,10	22,70	-32,00	Ø 5mm c/ 18 cm
		3 Ø12,5	2Ø12,5	2Ø16+1 Ø 12,5	2Ø12,5	3 Ø 12,5	
V20	20x35	-2,20	5,00	-26,40	19,40	-38,50	Ø 5mm c/ 18 cm
		2Ø 8	2Ø 8	2 Ø12,5 + 1 Ø8	2 Ø10+ 1 Ø8	3Ø12,5+ 1Ø10	
V21 V22	20x30	-1,10	4,80	-33,90	-	-	Ø 5mm c/ 15 cm
		3Ø 6,3	3Ø6,3	4 Ø12,5	-	-	
V23	20x30	-6,10	7,40	-6,10	-	-	Ø 5mm c/ 15 cm
		3Ø6,3	3Ø 6,3	3Ø6,3	-	-	
V24	20x30	-10,30	12,40	-10,30	-	-	Ø 5mm c/ 15 cm
		2Ø 8 +1Ø 6,3	2Ø 10	2Ø 8 + 1Ø 6,3	-	-	
V25	20x45	0,80	-1,40	0,80	-	-	Ø 5mm c/ 9 cm
		2Ø 6,3	2Ø 6,3	2Ø 6,3	-	-	

Fonte: a autora.

6.5 Pilares

Para reaproveitamento de fôrmas a seção do pilar foi mantida a cada dois pavimentos.

Com todas as vigas dimensionadas e com o auxílio do software Ftool foi possível obter as reações que estas transmitem aos pilares. As tabelas 40 e 41 mostram as reações das vigas sobre os pilares do edifício e a posição em que estes se encontram.

Tabela 40 – Reação das vigas do pavimento térreo, tipo 1 e 2, e forro sobre os pilares.

Pilar	Viga horizontal	Viga vertical	Carga total	Tipo
P1 = P22	46,80	24,30	71,10	Canto
P2 = P23	64,40	37,90	102,30	Borda
P3 = P24	25,30	29,50	54,80	Borda
P4 = P25	17,10	12,20	29,30	Canto
P5 = P20	65,50	29,50	95,00	Borda
P6 = P21	30,40	57,00	87,40	Borda
P7 = P17	93,00	49,50	142,50	Borda
P8 = P18	130,80	107,50	238,30	Interno
P9 = P19	26,30	82,20	108,50	Borda
P10 = P15	23,60	28,60	52,20	Canto
P11 = P16	69,10	24,10	93,20	Borda
P12	44,00	115,30	159,30	Borda
P13	86,80	101,80	188,60	Interno
P14	14,80	70,80	85,60	Borda
Total			2582,7	
Área da edificação			232,52	
Carga média			11,11	

Fonte: a autora.

Tabela 41 - Reações das vigas do reservatório sobre os pilares.

Pilar	Viga horizontal	Viga vertical	Carga total	Tipo
P10 = P15	13,70	21,50	35,20	Canto
P11 = P16	57,40	36,30	93,70	Borda
P12		10,9	10,90	Borda

Fonte: a autora.

6.5.1 Dimensionamento

A seguir será descrito o roteiro do dimensionamento dos pilares P1 e P22, pois estes são pilares de canto que requerem mais cálculos para serem dimensionados, e este roteiro foi seguido para o dimensionamento dos demais pilares do edifício. O método utilizado foi o Método do pilar padrão com curvatura aproximada, o cálculo mostrado a seguir é do tramo que compreende ao primeiro e segundo pavimento, o mesmo foi usado para os outros tramos do pilar.

As vigas que se apóiam nestes pilares são as vigas V1 / V9 e V11 / V12, e estas aplicam uma carga de 71,10 kN no pilar por andar, e para as vigas localizadas no pavimento forro foi considerado 70% dessa carga. Como será analisado o primeiro pavimento a carga total aplicada no pilar será de 263,07 kN.

Para o pré-dimensionamento tem-se (Equação 82):

$$- \rho_{\text{médio}} = 1,75\%;$$

- Para pilares de canto: $\alpha_{\text{médio}} = 2,35$;
- $\sigma_s = 42 \text{ kN/cm}^2$.

$$A_{c \text{ ideal}} = \frac{N_d \cdot \alpha}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot (1 - \rho) + \rho \cdot \sigma_s} = \frac{263,07 \cdot 2,35}{0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4} \cdot \left(1 - \frac{1,75}{100}\right) + \frac{1,75}{100} \cdot 42} = 277,68 \text{ cm}^2$$

Como foi definida a menor dimensão do pilar será de 20 cm, analisando apenas o pré-dimensionamento a seção ficaria 20 x 20 cm, mas por meio da análise da estabilidade global foi necessário enrijecer alguns elementos e os pilares P1 e P22 foi enrijecido ficando com a seção de 20 x 30 cm para os dois primeiros pavimentos e 20 x 20 cm para os dois últimos pavimentos.

O peso próprio é de:

$$g_1 = A_c \cdot h \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 2,9 \cdot 25 = 2,90 \text{ kN}$$

$$g_1 = A_c \cdot h \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 0,2 \cdot 0,3 \cdot 2,9 \cdot 25 = 4,35 \text{ kN}$$

Então, a carga final no pilar é de:

$$P_{\text{final}} = 263,07 + (2,90 \cdot 2) + (4,35 \cdot 2) = 277,57 \text{ kN}$$

6.5.1.1 Momento fletor inicial

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) quando não for realizado o cálculo exato da influência dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios externos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito, multiplicado pelos devidos coeficientes.

a) Em torno do eixo X

- Viga V11 / V12 (20 x 25 cm);
- Comprimento da viga: 474 cm;
- Momento de engastamento: 16,20 kN/m (valor retirado do software Ftoll);
- Pilar (20 x 30);

- Comprimento equivalente do pilar (Equação 81):

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h = 2,45 + 0,30 = 2,75 \text{ m} \\ l = 2,90 \text{ m} \end{cases}$$

Para o pilar inferior = pilar superior:

$$r_{\text{inf=sup}} = \frac{I_i}{l_i} = \frac{\frac{20 \cdot 30^3}{12}}{\frac{275}{2}} = 327,27 \text{ cm}^3$$

Para a viga:

$$r_{\text{viga}} = \frac{\frac{20 \cdot 25^3}{12}}{474} = 54,94 \text{ cm}^3$$

Momento inferior = momento superior (Equação 62):

$$M_{\text{inf=sup}} = M_{\text{eng}} \cdot \frac{r_{\text{inf}}}{r_{\text{viga}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}} = 16,2 \cdot \frac{327,27}{54,94 + 327,3 + 327,3} = 7,5 \text{ kN.m}$$

b) Em torno do eixo Y

- Viga V1 / V9 (20 x 45 cm);
- Comprimento da viga: 497 cm;
- Momento de engastamento: 21,50 kN/m (valor retirado do software Ftoll);
- Pilar (30 x 20);
- Comprimento equivalente do pilar (Equação 81):

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h = 2,45 + 0,20 = 2,65 \text{ m} \\ l = 2,90 \text{ m} \end{cases}$$

Pilar inferior = pilar superior:

$$r_{\text{inf}} = \frac{\frac{30 \cdot 20^3}{12}}{\frac{265}{2}} = 150,94 \text{ cm}^3$$

Viga:

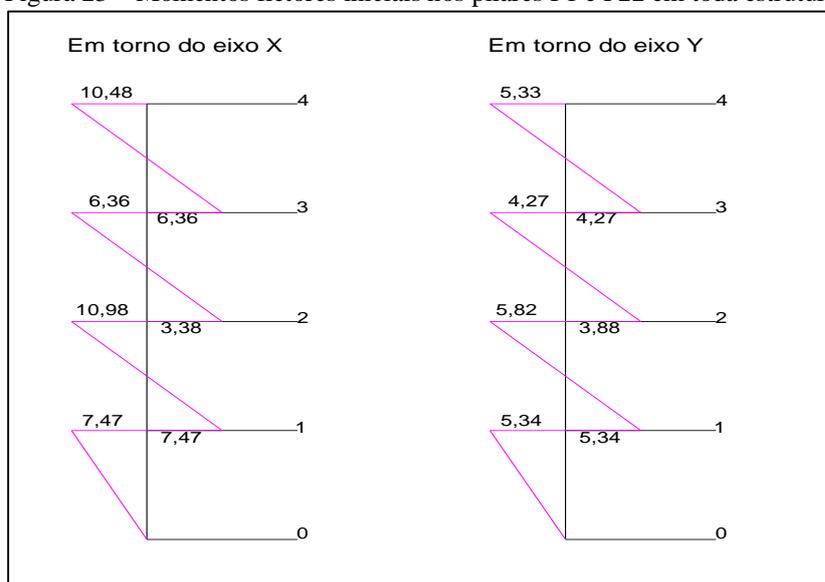
$$r_{\text{viga}} = \frac{\frac{20 \cdot 45^3}{12}}{497} = 305,58 \text{ cm}^3$$

Momento inferior = momento superior (Equação 62):

$$M_{\text{inf=sup}} = M_{\text{eng}} \cdot \frac{r_{\text{inf}}}{r_{\text{viga}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}} = 21,50 \cdot \frac{150,94}{305,58 + 150,9 + 150,9} = 5,3 \text{ kN.m}$$

A figura 23 apresenta os momentos obtidos para cada lance da estrutura em torno do eixo X e Y.

Figura 23 – Momentos fletores iniciais nos pilares P1 e P22 em toda estrutura.



Fonte: a autora.

6.5.1.2 Índice de esbeltez

Com o valor do comprimento equivalente determinado para ambos os eixos, é possível calcular o índice de esbeltez, conforme equação 83.

Em torno de X:

$$\lambda = \frac{(l_e \cdot \sqrt{12})}{h} = \frac{(2,75 \cdot \sqrt{12})}{0,30} = 31,75$$

Em torno de Y:

$$\lambda = \frac{(l_e \cdot \sqrt{12})}{h} = \frac{(2,65 \cdot \sqrt{12})}{0,20} = 45,90$$

6.5.1.3 Momento mínimo

Como a menor dimensão do pilar é 20 cm o γ_n é igual a 1,00, então o momento mínimo (Equação 85) em torno do eixo X e Y, corresponde a:

Em torno de X:

$$M_{1d \min} = \gamma_f \cdot N \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) = 1,4 \cdot 277,57 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,3) = 9,33 \text{ kN.m}$$

Em torno de Y:

$$M_{1d \min} = \gamma_f \cdot N \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) = 1,4 \cdot 277,57 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,2) = 8,16 \text{ kN.m}$$

A excentricidade mínima em torno do eixo X é:

$$e_{1 \min} = \frac{M_{1d1 \min}}{Nd} = \frac{9,33}{1,4 \cdot 277,57} = 2,40 \text{ cm}$$

E em torno de Y:

$$e_{1 \min} = \frac{M_{1d1 \min}}{Nd} = \frac{8,16}{1,4 \cdot 277,57} = 2,10 \text{ cm}$$

6.5.1.4 Excentricidade acidental

A excentricidade acidental deve estar entre o limite estabelecido abaixo, se caso isso não acontecer utilizar o valor mais próximo a este.

$$\frac{1}{300} \leq \theta_a \leq \frac{1}{200}$$

Em torno de X:

$$\theta_a = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{1_e}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{2,75}} = \frac{1}{165,83}$$

Em torno de Y:

$$\theta_a = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{1_e}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{2,65}} = \frac{1}{162,79}$$

O valor a ser utilizado para a excentricidade acidental em ambos os casos será de $\frac{1}{200}$.

6.5.1.5 Momento acidental

Em torno de X:

$$M_{dA} = 1,4 \cdot 7,47 = 10,46 \text{ kN.m}$$

Como o momento acidental é maior que o momento mínimo α_b é igual a 0,60.

Em torno de Y:

$$M_{dA} = 1,4 \cdot 5,34 = 7,48 \text{ kN.m}$$

Como o momento acidental é menor que o momento mínimo α_b é igual a 1,00.

Em torno de X (Equação 84):

$$e_1 = \frac{M_{d1a}}{N_d} = \frac{1046}{277,57} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{3,77}{30}}{0,60} = 44,28$$

Como $\lambda < \lambda_1$ o pilar é considerado curto e os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados.

Em torno de Y (Equação 84):

$$e_1 = \frac{748}{277,57} = 2,69 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{2,69}{20}}{1,00} = 26,68$$

Como λ_1 em torno do eixo Y ficou abaixo do limite estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) que é $35 \leq \lambda_1 \leq 90$, o valor de λ_1 a ser considerado é de 35.

Como $\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$ o pilar é considerado medianamente esbelto e os efeitos de segunda ordem devem ser considerados.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{277,57 \cdot 1,4}{30 \cdot 20 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,363$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{(v + 0,5) \cdot h} = \frac{0,005}{(0,363 + 0,5) \cdot 0,20} = 0,025$$

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} = \frac{2,65^2}{10} \cdot 0,025 = 0,0176 \text{ m}$$

$$M_{d1 \text{ total}} = (\alpha_b \cdot M_{1d1A}) + (N_d \cdot e_2) = (1 \cdot 7,48) + (277,57 \cdot 1,4 \cdot 0,0176) = 14,30 \text{ kN.m}$$

Os momentos de dimensionamento serão 10,46 kN.m em torno do eixo X e 14,30 kN.m em torno do eixo Y.

6.5.1.6 Dimensionamento da armadura longitudinal

Em torno do eixo X:

- $N_d = 388,60 \text{ kN}$;
- $\nu = 0,363$;
- $M_{d-(\text{dimensionamento})} = 10,46 \text{ kN.m}$;
- d' adotado igual a 4,5 cm.

Definição das condições de contorno para utilização de ábacos (Equação 87):

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_{\text{seção}} \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1046}{20 \cdot 30 \cdot 30 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,033$$

A relação entre a altura efetiva e a altura da direção do eixo em questão, para a escolha do ábaco:

$$\frac{d'}{h} = \frac{4,5}{30} = 0,15$$

Após calculados esses valores é escolhido o ábaco A-5 da obra de Fudoli et al. Inserindo os valores das condições de contorno no ábaco, é obtida uma taxa geométrica de armadura igual a 0.

Em torno do eixo Y:

- $N_d = 388,60 \text{ kN}$;
- $\nu = 0,363$;
- $M_{d-(\text{dimensionamento})} = 14,30 \text{ kN.m}$;
- d' adotado igual a 4,5 cm.

Definição das condições de contorno para utilização de ábacos (Equação 87):

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_{\text{seção}} \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1430}{20 \cdot 30 \cdot 20 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,067$$

A relação entre a altura efetiva e a altura da direção do eixo em questão, para a escolha do ábaco:

$$\frac{d'}{h} = \frac{4,5}{20} = 0,225 \cong 0,25$$

Após calculados esses valores é escolhido o ábaco A-7 da obra de Fudoli et al. Inserindo os valores das condições de contorno no ábaco, é obtida uma taxa geométrica de armadura igual a 0.

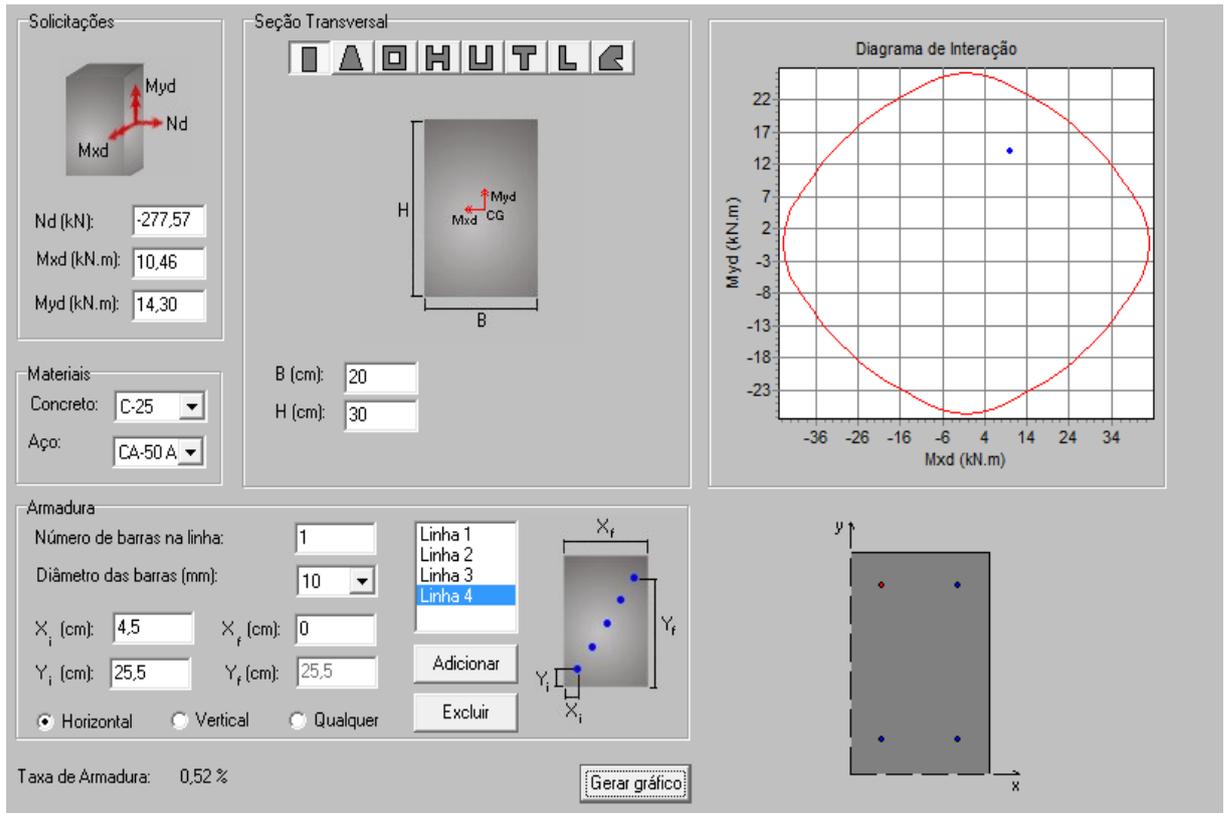
Como os dois casos obtiveram taxas nulas, indica que a seção do pilar é grande, visto que foi necessário o enrijecimento de algumas seções por conta da estabilidade global da estrutura, sendo necessária apenas a armadura mínima.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece as seguintes condições para a armadura mínima de um pilar, conforme equação 89:

$$A_{s \text{ mín}} \geq \begin{cases} 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{388,60}{\frac{50}{1,15}} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ 0,004 \cdot A_c = 0,004 \cdot 20 \cdot 30 = 2,40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Como a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a armadura mínima de um pilar deva ser composta por 4 barras com Ø 10 mm, a área efetiva será de 3,20 cm². Assim, os pilares P1 e P22 ficarão com uma taxa de armadura igual a 0,53 %, essa taxa ficou abaixo da taxa ideal (1,5 ≤ ρ ≤ 2,00), devido ao valor baixo de solicitação e de suas dimensões.

A figura 24 apresenta os momentos atuantes nas duas direções simultaneamente para a determinação das armaduras longitudinais realizado pelo software Obliqua.



Fonte: a autora.

6.5.1.7 Detalhamento da armadura longitudinal

a) Espaçamento máximo e mínimo

Como foi definido anteriormente esse trecho do pilar será composto por 4 barras com \varnothing 10 mm, então o espaçamento máximo e mínimo dessas barras é:

$$S_{\min} \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varnothing_{\text{barra}} = 10 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot \varnothing_{\text{máx, agregado}} = 1,2 \cdot 19 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{\max} \begin{cases} 2 \cdot \text{menor dimensão} = 2 \cdot 20 = 40 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Como a maior dimensão da seção possui 30 cm e está sendo dimensionada com a utilização de 2 barras de cada lado, o espaçamento entre elas será suficiente para atender esses valores, podendo ser efetuado sem complicações.

b) Emendas por traspasse

As emendas dos pilares, assim como das vigas, serão feitas por traspasse, utilizando metodologia de cálculo análoga:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,2 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

Em que:

- $\eta_1 = 2,25$ (CA-50);
- $\eta_2 = 1,0$ para região de boa aderência;
- $\eta_3 = 1,0$ para barras com diâmetro inferior a 32 mm.

Assim:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,22 = 2,745 \text{ MPa}$$

O comprimento de ancoragem básico será:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,00 \cdot 500}{4 \cdot 1,15 \cdot 2,745} = 39,59 \text{ cm}$$

O comprimento de ancoragem necessário será:

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,efet}} = 1,00 \cdot 39,59 \cdot \frac{2,40}{3,20} = 29,69 \text{ cm}$$

Portanto o comprimento de traspasse adotado corresponde a 30 cm.

6.5.1.8 Detalhamento da armadura transversal

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina o diâmetro dos estribos (Equação 93) como:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Portanto serão adotados estribos de 5 mm de diâmetro.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) também limita o espaçamento máximo entre os estribos (Equação 94):

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão} = 20 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_{\text{barra}} = 12 \cdot 1 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

Portanto será adotado um espaçamento total de 12 cm entre os estribos.

Tendo a altura de cada pavimento e o espaçamento entre os estribos, calcula-se o número total que será utilizado por andar.

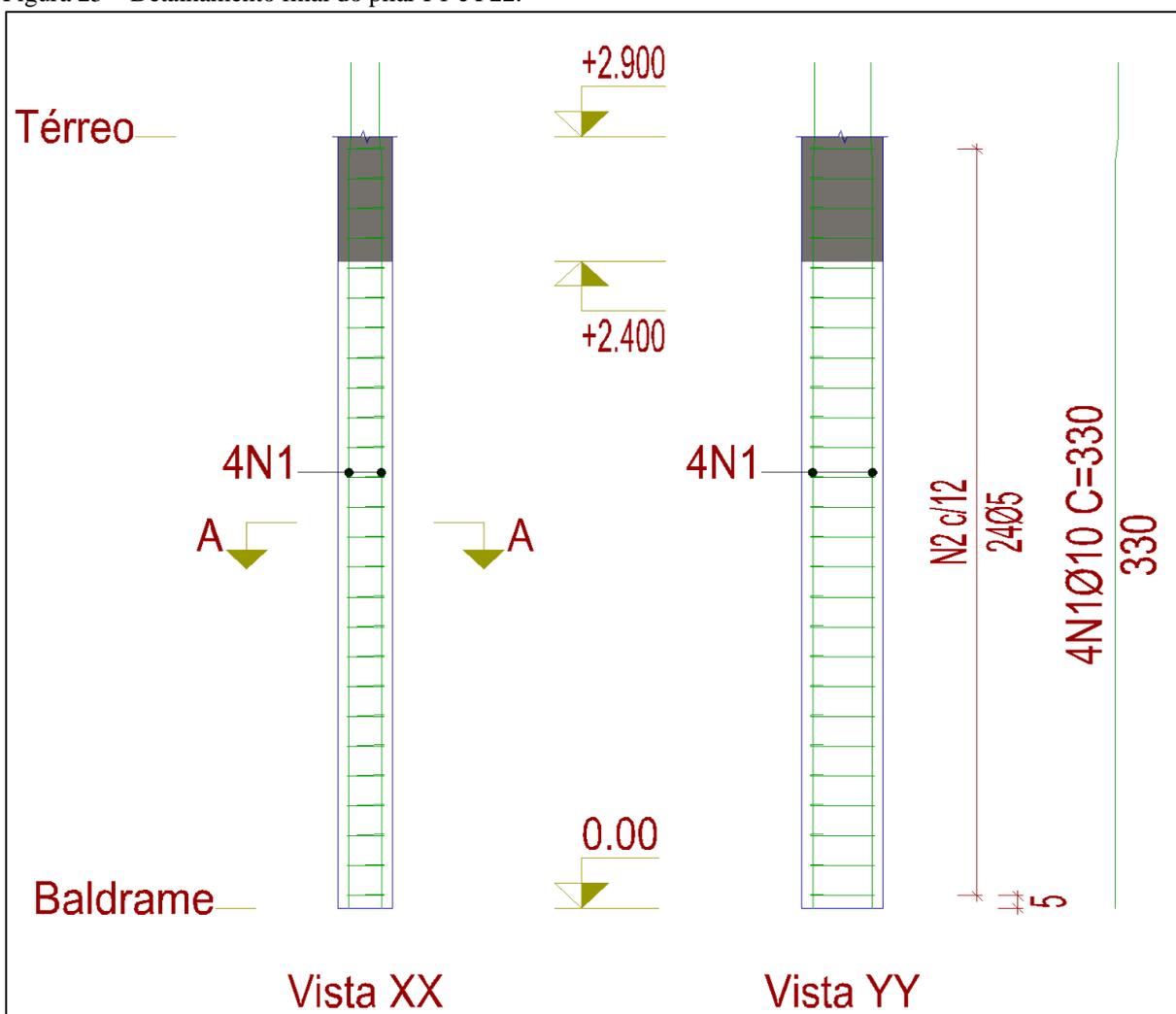
$$n = \frac{h}{s} + 1 = \frac{2,80}{12} + 1 = 24 \text{ estribos}$$

Pela configuração da armadura não há necessidade de estribos suplementares.

6.5.1.9 Detalhamento final

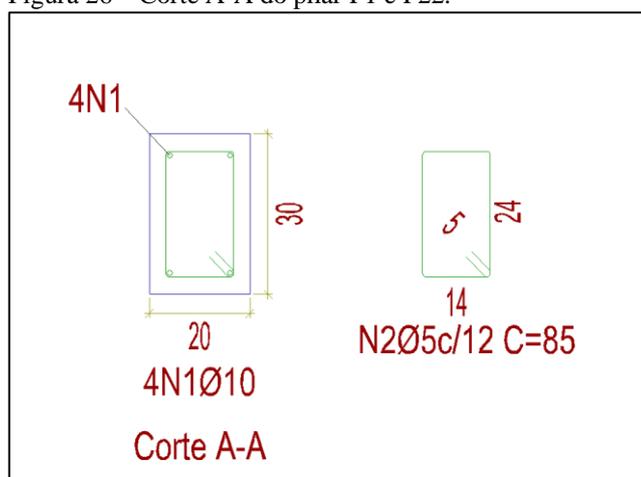
Com todos os dados calculados, é apresentado o detalhamento final do pilar P1 e P22 no pavimento térreo do edifício nas figuras 25 e 26.

Figura 25 – Detalhamento final do pilar P1 e P22.



Fonte: a autora.

Figura 26 – Corte A-A do pilar P1 e P22.



Fonte: a autora.

A tabela 42 apresenta a seção (cm), os esforços (kN) e os momentos atuantes (kN.m), a escolha das barras longitudinais utilizadas e os estribos para todos os pilares do edifício.

Tabela 42 – Características dos pilares.

Pilar	Nível	Seção (cm)	N (kN)	Mdim.		Qntd. Barras (mm)		ρ (%)	Estribo
				Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y		
P01 e P22	3 ao 4	20 x 20	52,67	14,67	7,46	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	126,57	8,90	5,98	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 30	202,12	15,37	8,15	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 30	277,57	10,46	14,30	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
P02 e P23	3 ao 4	20 x 20	74,51	4,82	2,19	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	179,71	8,31	5,28	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 30	286,36	9,62	8,42	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 30	393,01	13,21	11,55	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
P03 e P24	3 ao 4	20 x 20	41,26	12,25	1,21	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	98,96	7,74	2,91	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 20	156,66	7,74	4,61	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 20	214,36	9,91	6,30	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
P04 e P25	3 ao 4	20 x 20	23,41	1,37	0,98	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	55,61	2,32	2,21	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 20	87,81	3,11	3,00	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 20	120,01	3,90	3,79	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
P05 e P20	3 ao 4	20 x 20	69,40	12,05	2,04	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	167,30	7,66	4,92	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 20	265,20	14,54	7,80	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 20	363,10	15,59	10,68	4 Ø 12,5 mm	4 Ø 12,5 mm	1,25%	Ø 5 mm c/ 15
P06 e P21	3 ao 4	20 x 20	64,08	1,88	4,59	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	154,38	4,54	7,61	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 20	244,68	7,19	10,00	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 20	334,98	9,85	11,19	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
P07 e P17	3 ao 4	20 x 30	104,10	3,50	13,72	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 30	250,95	8,43	10,82	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 30	397,80	13,37	20,05	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 30	544,65	18,30	21,46	4 Ø 12,5 mm	4 Ø 12,5 mm	0,83%	Ø 5 mm c/ 15
P08 e P18	3 ao 4	20 x 30	171,16	5,75	5,03	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 30	413,81	13,90	12,17	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 45	658,64	26,28	19,36	4 Ø 12,5 mm	4 Ø 12,5 mm	0,56%	Ø 5 mm c/ 15
	0 ao 1	20 x 45	903,46	36,05	26,56	4 Ø 16 mm	4 Ø 16 mm	0,89%	Ø 6,3 mm c/ 19
P09 e P19	3 ao 4	20 x 20	78,85	2,32	3,14	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	190,25	5,59	5,59	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 30	303,10	10,18	8,91	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 30	415,95	13,98	12,23	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
P10 e P15	3 ao 4	20 x 20	93,20	4,28	3,26	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	148,30	7,93	4,61	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 20	203,40	9,28	5,98	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 20	258,50	10,60	7,60	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
P11 e P16	3 ao 4	20 x 20	192,70	8,38	5,67	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	288,80	10,30	8,49	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 30	386,35	12,98	11,36	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 30	483,90	16,26	14,23	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
P12	3 ao 4	20 x 30	178,90	6,01	8,69	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 30	342,55	11,51	16,90	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 35	506,93	18,10	20,10	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,46%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 35	671,30	23,97	22,20	4 Ø 16 mm	4 Ø 16 mm	1,14%	Ø 6,3 mm c/ 19
P13	3 ao 4	20 x 20	134,92	3,97	3,97	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	326,42	9,60	9,60	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 30	519,37	17,45	15,27	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,53%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 30	712,32	23,93	20,94	4 Ø 16 mm	+2Ø10 mm	1,60%	Ø 6,3 mm c/ 19
P14	3 ao 4	20 x 20	62,82	1,85	2,25	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	2 ao 3	20 x 20	151,32	4,45	4,46	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	1 ao 2	20 x 20	239,82	7,05	7,05	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12
	0 ao 1	20 x 20	328,32	9,65	9,65	4 Ø 10 mm	4 Ø 10 mm	0,80%	Ø 5 mm c/ 12

Fonte: a autora.

6.6 Análise da estabilidade global

6.6.1 Determinação da ação lateral do vento

Para a ação lateral do vento, foram utilizados os seguintes parâmetros estabelecidos de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988):

- Velocidade básica do vento: $V_0 = 35$ m/s;
- Fator topográfico: $S_1 = 1,00$;
- Fator estatístico: $S_3 = 1,00$;
- Categoria IV;
- Classe A;
- Altura total considerada: 11,60 metros.

Para determinação do coeficiente de arrasto (C_a) para situação de vento de baixa turbulência, foi considerado o ábaco da figura 4.11 da NBR 6123 (ABNT, 1998). A tabela 43 indica os valores correspondentes ao coeficiente de arrasto para o vento incidente a 90° e 0° .

Tabela 43 - Coeficiente de arrasto (C_a) vento a 90° e 0° .

Coeficiente de arrasto						
Vento	L_1 (m)	L_2 (m)	H_{total} (m)	L_1/L_2	H/L_1	C_a
Y	11,64	19,80	11,60	0,59	1,00	0,93
X	19,80	11,64	11,60	1,70	0,59	1,15

Fonte: a autora.

Nota-se que o valor de coeficiente de arrasto C_a a 0° é maior que a 90° , visto que o vento a 0° incide na fachada de maior dimensão horizontal do edifício. Então, para este caso, a situação de maior relevância para análise da ação lateral do vento seria o vento a 0° .

Para determinação do fator de rugosidade do terreno (S_2), velocidade característica do vento (V_k), pressão de obstrução e força de arrasto (F_a) foi utilizado às fórmulas 12, 13, 14 e 15 do item 2.7.1.2.1 do respectivo trabalho.

A tabela 44 indica a força de arrasto que atua em cada pavimento do edifício analisando o vento a 90° e 0° .

Tabela 44 - Força de arrasto por pavimento para o vento a 90° e 0°.

Nível	Cota (m)	S _z	V _k (m/s)	q (kN/m ²)	F _a (kN)	
					Vento a 90°	Vento a 0°
Forro	11,60	0,875	30,64	0,576	9,03	19,00
2	8,70	0,846	29,60	0,537	16,86	35,47
1	5,80	0,806	28,20	0,487	15,30	32,18
Térreo	2,90	0,741	25,95	0,413	12,95	27,25
Baldrame	0	0,000	0,00	0,000	0,00	0,00

Fonte: a autora.

6.6.2 Ações verticais

Para o cálculo do coeficiente γ_z é necessário determinar o peso da edificação, isto é realizado em cada nível da edificação, baldrame, pavimento térreo, pavimentos tipo e forro. As tabelas 45, 46, 47 e 48 mostram as ações verticais em cada pavimento do edifício.

Tabela 45 – Ações verticais no baldrame.

BALDRAME				
Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (kN)	Percentual
Acidental	Laje do Pavimento	0	0,00	
Total Parcial	Acidental		0,00	0,0%
Peso Próprio da Laje	Laje do Pavimento	0	0,00	
Revestimento da Laje	Pavimento	0	0,00	
Permanente	Vigas	9,15 x 25	228,86	
Permanente	Pilares	0,405 x 25	10,13	
Permanente	Escada	0	0,00	
Permanente	Paredes	34,76 x 2,39	83,08	
Total Parcial	Permanente		322,06	100,0%
Total Final	Acidental + Permanente		322,06	

Fonte: a autora.

Tabela 46 – Ações verticais no pavimento térreo.

PAVIMENTO TÉRREO				
Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (kN)	Percentual
Acidental	Laje do Pavimento	198,9948 x 1,5	298,49	
Total Parcial	Acidental		298,49	12,7%
Peso Próprio da Laje	Laje do Pavimento	(147,008 x 0,08 + 51,9868 x 0,10) x 25	423,98	
Revestimento da Laje	Pavimento	198,9948 x 0,7	139,30	
Permanente	Vigas	13,16 x 25	329,01	
Permanente	Pilares	3,915 x 25	97,88	
Permanente	Escada			
Permanente	Paredes	443,58 x 2,39	1060,16	
Total Parcial	Permanente		2050,33	87,3%
Total Final	Acidental + Permanente		2348,82	

Fonte: a autora.

Tabela 47 – Ações verticais nos pavimentos tipo.

PAVIMENTO TIPO				
Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (kN)	Percentual
Acidental	Laje do Pavimento	198,9948 x 1,5	298,49	
Total Parcial	Acidental		298,49	12,8%
Peso Próprio da Laje	Laje do Pavimento	(147,008 x 0,08 + 51,9868 x 0,10) x 25	423,98	
Revestimento da Laje	Pavimento	198,9948 x 0,7	139,30	
Permanente	Vigas	13,16 x 25	329,01	
Permanente	Pilares	3,4075 x 25	85,19	
Permanente	Escada			
Permanente	Paredes	443,58 x 2,39	1060,16	
Total Parcial	Permanente		2037,64	87,2%
Total Final	Acidental + Permanente		2336,13	

Fonte: a autora.

Tabela 48 – Ações verticais no forro.

FORRO				
Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (kN)	Percentual
Acidental	Laje de Forro	198,9948 X 0,5	99,50	
Total Parcial	Acidental		99,50	8,2%
Peso Próprio da Laje	Laje de Forro	(147,008 x 0,08 + 51,9868 x 0,10) x 25	423,98	
Revestimento da Laje	Pavimento	198,9948 x 0,7	139,30	
Permanente	Vigas	13,16 x 25	329,01	
Permanente	Pilares	3,19 x 25	79,75	
Permanente	Escada			
Permanente	Paredes	75,82 x 2,39	141,78	
Total Parcial	Permanente		1113,83	91,8%
Total Final	Acidental + Permanente		1213,32	

Fonte: a autora.

Para simplificação no processo de determinação dos carregamentos verticais no vão de escada foi considerado como laje normal.

A tabela 49 apresenta as ações totais no edifício.

Tabela 49 – Ações verticais totais no edifício.

Carregamento Total do Edifício				
Carga	Tipo	num. repetições	Total Parcial (kN)	Total Geral (kN)
Forro	Carga Acidental	1	99,50	99,50
	Permanente	1	1113,83	1.113,83
	Acidental + Permanente		1213,32	1.213,32
Pav. Tipo	Carga Acidental	2	298,49	596,98
	Permanente	2	2037,64	4.075,28
	Acidental + Permanente		2336,13	4.672,27
Térreo	Carga Acidental	1	298,49	298,49
	Permanente	1	2050,33	2.050,33
	Acidental + Permanente		2348,82	2.348,82
Baldrame	Carga Acidental	1	0,00	0,00
	Permanente	1	322,06	322,06
	Acidental + Permanente		322,06	322,06
TOTAL GERAL	Carga Acidental			994,97
	Permanente			7.561,50
	Acidental + Permanente			8.556,47

Fonte: a autora.

A tabela 50 apresenta a carga média do edifício considerando o conjunto de lajes, vigas e pilares para o pavimento térreo e os pavimentos tipo, e possui um indicador de $10 \text{ kN/m}^2 \leq \text{carga média} \leq 12 \text{ kN/m}^2$.

Tabela 50 – Carga média do edifício.

Área Total de Lajes (m²)	697,55
Carga Média (kN/m²)	10,07

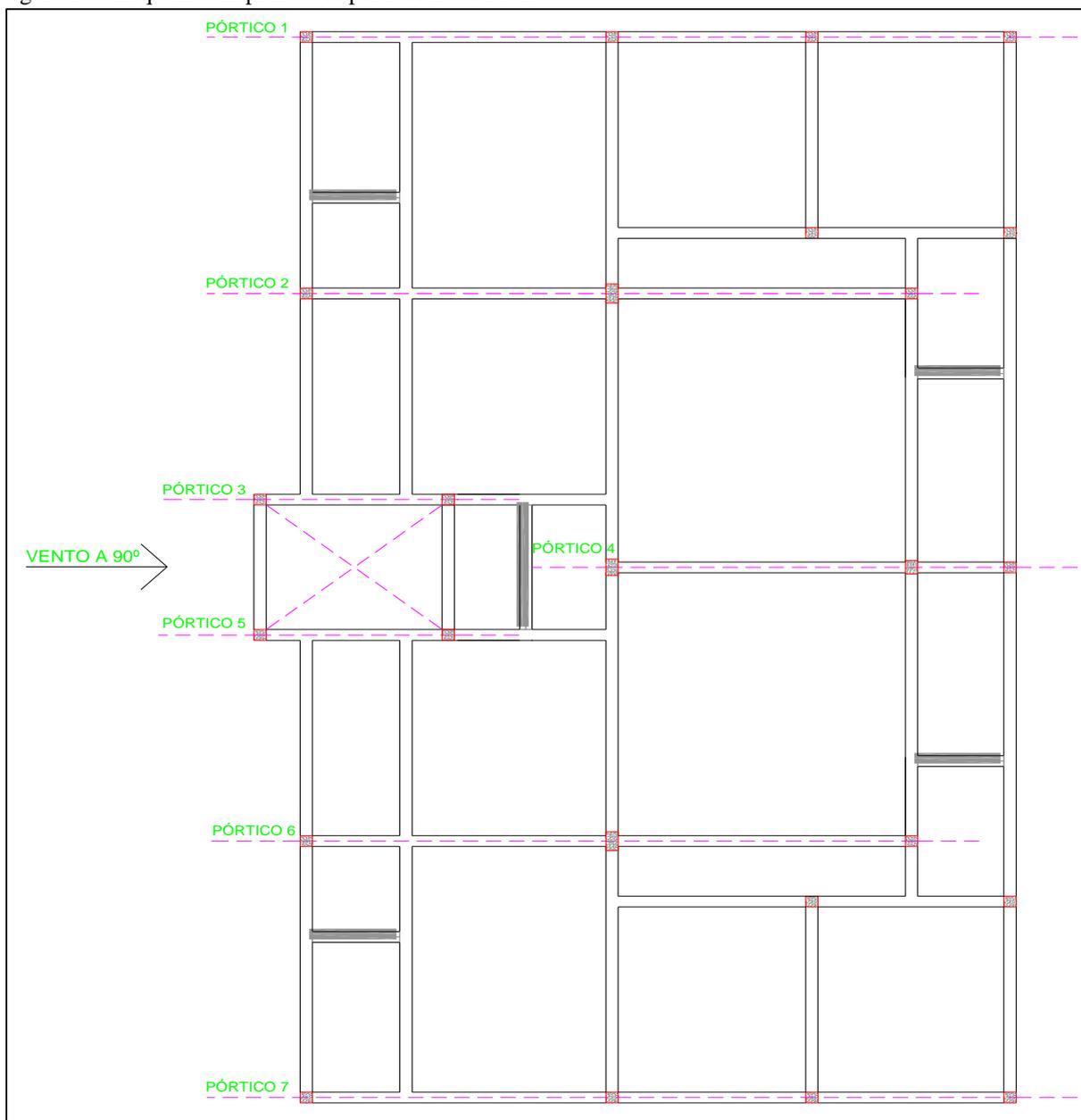
Fonte: a autora.

Nota-se que o projeto em questão ficou dentro do intervalo do indicador de carga média, mostrando que há um equilíbrio de ações nesse edifício.

6.6.3 Determinação das estruturas de contraventamento

As estruturas que resistem à ação lateral do vento são os pórticos espaciais perpendiculares à dimensão horizontal analisada, esses pórticos são constituídos pelo conjunto de pilar e viga. A estrutura analisada possui um total de 7 pórticos para resistir à ação do vento a 0°, também há a simetria entre os pórticos 1 e 7, 2 e 6, e pórticos 3 e 5 como mostra a figura 27.

Figura 27 – Esquema em planta dos pórticos na estrutura.



Fonte: a autora.

6.6.4 Coeficiente γ_z

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 15.7.3, estabelece que para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não-linearidade física de maneira aproximada, conforme equações 21 e 22.

Para o edifício em questão tem-se:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25} = 28.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \rightarrow \alpha_i = 0,8625$$

$$E_{cs} = 0,8625 \cdot 28.000 = 24.150 \text{ MPa}$$

- Vigas:

$$E_{cs,vigas} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c = 0,4 \cdot 24.150 = 9.660 \text{ MPa}$$

- Pilares:

$$E_{cs,pilares} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c = 0,8 \cdot 24.150 = 19.320 \text{ MPa}$$

Para o cálculo do coeficiente γ_z é necessário a aplicação da força do vento em cada andar da edificação, como será analisado os pórticos 1, 2, 3 e 4 associados em série, as forças laterais devido ao vento devem ser divididas por dois, como indicadas na tabela 51.

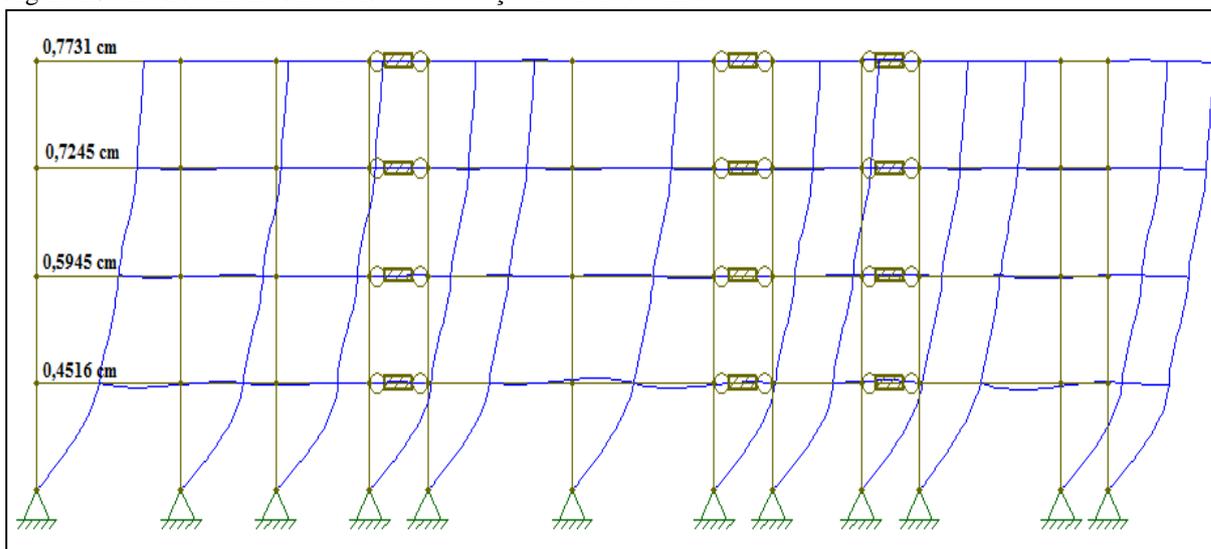
Tabela 51 - Força de arrasto do vento por andar.

Andar	Força de arrasto do vento
	Força do vento (kN)
Forro	9,50
2	17,73
1	16,09
Térreo	13,62
Baldrame	0,00

Fonte: a autora.

Com a determinação da ação lateral do vento nos pórticos associados, considerando o módulo de deformação longitudinal e a não-linearidade física aproximada é possível determinar os deslocamentos horizontais da estrutura devido a ação lateral do vento utilizando o software FTOOL, como mostra a figura 28.

Figura 28 - Deslocamentos laterais devido a ação lateral do vento.



Fonte: a autora.

Com os deslocamentos horizontais da estrutura determinados é possível obter os momentos de segunda ordem (Equação 18) necessários para o cálculo do γ_z .

Considerando como a primeira situação as ações acidentais como principal, os momentos de segunda ordem fica:

$$\Delta M_{\text{total,d}} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{qi}) \cdot (\gamma_f \cdot \Psi_0 \cdot \delta_{hi})$$

Em que:

- $\gamma_f = 1,4$, para ações verticais permanentes e ações acidentais;
- $\Psi_0 = 0,6$, para ações horizontais do vento.

A tabela 52 apresenta o cálculo do momento de segunda ordem considerando as ações acidentais como principal, com base na equação 18.

Tabela 52 – Momento de segunda ordem, ação acidental principal.

Combinação 01 - Considerando Sobrecarga como ação Principal e Vento como ação Secundária						
Andar	P_g (kN)	P_q (kN)	$\gamma_f \cdot (P_{g+q})$ (kN)	δ_{hi} (cm)	$\gamma_f \cdot \Psi_0 \cdot \delta_{hi}$ (cm)	$\Delta M_{\text{tot,d}}$ (kN.cm)
Forro	1113,83	99,50	1698,65	0,7731	0,649	1.103,12
Piso 2	2037,64	298,49	3270,59	0,7245	0,609	1.990,55
Piso 1	2037,64	298,49	3270,59	0,5945	0,499	1.633,25
Térreo	2050,33	298,49	3288,35	0,4516	0,379	1.247,35
Baldrame	322,06	0,00	450,88	0,0000	0,000	0,00
TOTAL						5.974,26

Fonte: a autora.

Os valores de δ_{hi} foram calculados utilizando o software Ftool, e os valores de Ψ_0 e γ_f foram conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Considerando como a segunda situação as ações horizontais do vento como principal, os momentos de segunda ordem fica:

$$\Delta M_{\text{total,d}} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \Psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{qi}) \cdot (\gamma_f \cdot \delta_{hi})$$

Em que:

- $\gamma_f = 1,4$, para ações verticais permanentes e ações horizontais do vento;
- $\Psi_0 = 0,5$, para ações acidentais.

A tabela 53 mostra o cálculo do momento de segunda ordem considerando as ações do vento como principal, com base na equação 18.

Tabela 53 – Momento de segunda ordem, ação do vento principal.

Cominação 02 - Considerando Vento como ação Principal e Sobrecarga como ação Secundária						
Andar	P_g (kN)	P_q (kN)	$\gamma_f \cdot (P_{g+q})$ (kN)	δ_{hi} (cm)	$\gamma_f \cdot \delta_{hi}$ (cm)	$\Delta M_{\text{tot,d}}$ (kN.cm)
Forro	1113,83	99,50	1629,01	0,7731	1,082	1.763,15
Piso 2	2037,64	298,49	3061,64	0,7245	1,014	3.105,63
Piso 1	2037,64	298,49	3061,64	0,5945	0,832	2.548,18
Térreo	2050,33	298,49	3079,41	0,4516	0,632	1.946,82
Baldrame	322,06	0,00	450,88	0,0000	0,000	0,00
TOTAL						9.363,78

Fonte: a autora.

Para o cálculo do coeficiente γ_z é necessário a determinação do momento de tombamento $M_{1,\text{tot,d}}$, que é a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura que pode ser calculada com base na equação 19.

$$M_{1,\text{tot,d}} = \sum_{i=1}^n (H_{vi} \cdot h_i)$$

A tabela 54 apresenta os momentos de tombamento com o momento de segunda ordem considerando as ações acidentais como principal e a 55 apresenta os momentos de tombamento com o momento de segunda ordem considerando as ações do vento como principal.

Tabela 54 – Momento de tombamento com o momento de segunda ordem considerando as ações acidentais como principal.

Momento de tombamento			
Andar	Força do Vento (kN)	Hi (cm)	M _{1,av} (kN.cm)
Forro	19,00	1160	18.513,60
Piso 2	35,47	870	25.921,48
Piso 1	32,18	580	15.678,10
Térreo	27,25	290	6.638,10
Baldrame	0,00	0	0,00
TOTAL			66.751,27

Fonte: a autora.

Tabela 55 – Momento de tombamento com o momento de segunda ordem considerando as ações do vento como principal.

Momento de tombamento			
Andar	Força do Vento (kN)	Hi (cm)	M _{1,av} (kN.cm)
Forro	19,00	1160	30.856,00
Piso 2	35,47	870	43.202,46
Piso 1	32,18	580	26.130,16
Térreo	27,25	290	11.063,50
Baldrame	0,00	0	-
TOTAL			111.252,12

Fonte: a autora.

Com os resultados do momento de segunda ordem expressos pelas tabelas 51 e 52 e com o momento de tombamento conforme as tabelas 53 e 54 é possível calcular os coeficientes γ_z , analisando quando a ação acidental como principal e quando a ação lateral do vento é principal. O coeficiente γ_z é calculado com base na equação 17.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

A tabela 56 apresenta o coeficiente γ_z encontrado para as duas situações analisadas.

Tabela 56 – Coeficiente γ_z.	
γ_z	
Ação acidental principal	Vento principal
1,0983	1,0919

Fonte: a autora.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 15.7.3, se for respeitada a condição em que γ_z é menor ou igual a 1,10 a estrutura pode ser considerada de nós fixos.

Observa-se que para o edifício em questão a estrutura pode ser considerada de nós fixos, ou seja, pode ser desprezado os efeitos globais de segunda ordem na estrutura considerando apenas os esforços locais de segunda ordem. Também observa-se que a variação entre as combinações das ações é pouco significativo.

6.6.5 Verificação das imperfeições globais

Para o cálculo das imperfeições globais é necessário algumas das características da edificação, que são:

- Altura do edifício (H) = 11,60 metros;
- Número de pavimentos (N_p) = 4;
- Dimensão do lado da edificação paralelo ao eixo x (a) = 11,64 metros;
- Dimensão do lado da edificação paralelo ao eixo y (b) = 19,80 metros;
- Número de pilares colaborantes (N) = 25.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 11.3.3.4.1 a ação vertical pode ser determinada de acordo com a seguinte equação:

$$P_{\text{tot}} = p \cdot A_{\text{pt}} \cdot N_p = 10,07 \cdot 11,64 \cdot 19,80 \cdot 4 = 9283,41 \text{ kN}$$

O momento fletor na base devido à ação do vento a 0° é:

$$M_{\text{vt}} = \frac{q_w \cdot b \cdot H^2}{2} = \frac{0,50325 \cdot 19,80 \cdot 11,60^2}{2} = 670,40 \text{ kN.m}$$

O momento na base devido à imperfeição geométrica global a 0° é (Equação 9,10 e 11):

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{11,60}} = \frac{1}{340,588} = 0,002936 \text{ rad}$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} = \frac{1}{340,588} \cdot \sqrt{\frac{1 + 1/25}{2}} = 0,002117 \text{ rad}$$

$$e_{tp} = \theta_a \cdot H = 0,002117 \cdot 11,60 = 0,02456 \text{ m}$$

Como a edificação é regular, cargas idênticas em todos os pisos, é possível calcular o momento devido à imperfeição geométrica global a partir do deslocamento horizontal do ponto médio do edifício, conforme abaixo:

$$e_{md} = \frac{e_{tp}}{2} = \frac{0,02456}{2} = 0,01228 \text{ m}$$

$$M_{ig} = P_{tot} \cdot e_{md} = 9283,41 \cdot 0,01228 = 114,00 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{ig}}{M_{vt}} = \frac{114,00}{670,40} = 0,17$$

Portanto:

$$0 \leq \left(\frac{M_{ig}}{M_{vt}} \right) \leq 0,333 \rightarrow \text{Caso I}$$

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) para o caso em questão o efeito do desaprumo é desprezível se comparado ao efeito do vento, assim o efeito do desaprumo pode ser desconsiderado para efeito da análise global da estrutura.

7 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DO EDIFÍCIO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

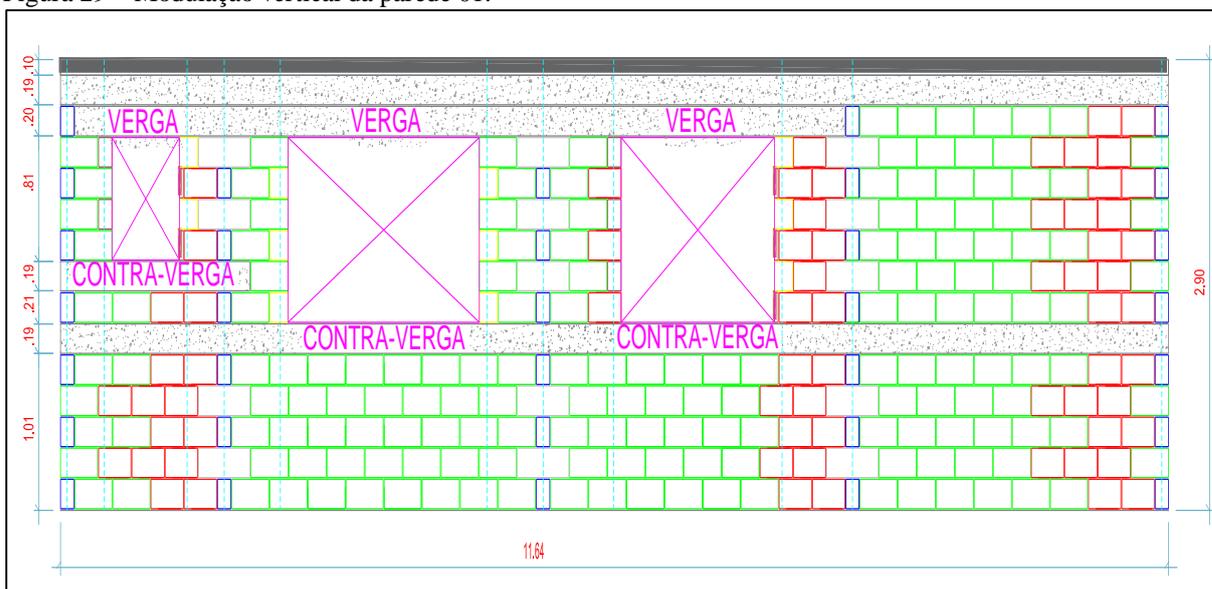
7.1 Modulação

No primeiro pavimento da edificação a estrutura foi projetada em sistema estrutural de concreto armado, dimensionada conforme visto anteriormente para estruturas de concreto armado. Já os demais pavimentos foram executados no sistema de alvenaria estrutural onde foram realizados os projetos de modulação horizontal (1ª, 2ª, 6ª e 7ª fiadas), apresentados no apêndice C, e a modulação vertical de cada parede, conforme projeto arquitetônico.

Os blocos adotados foram com espessura de 14 cm, altura de 19 cm e comprimento variável dependendo do projeto de modulação.

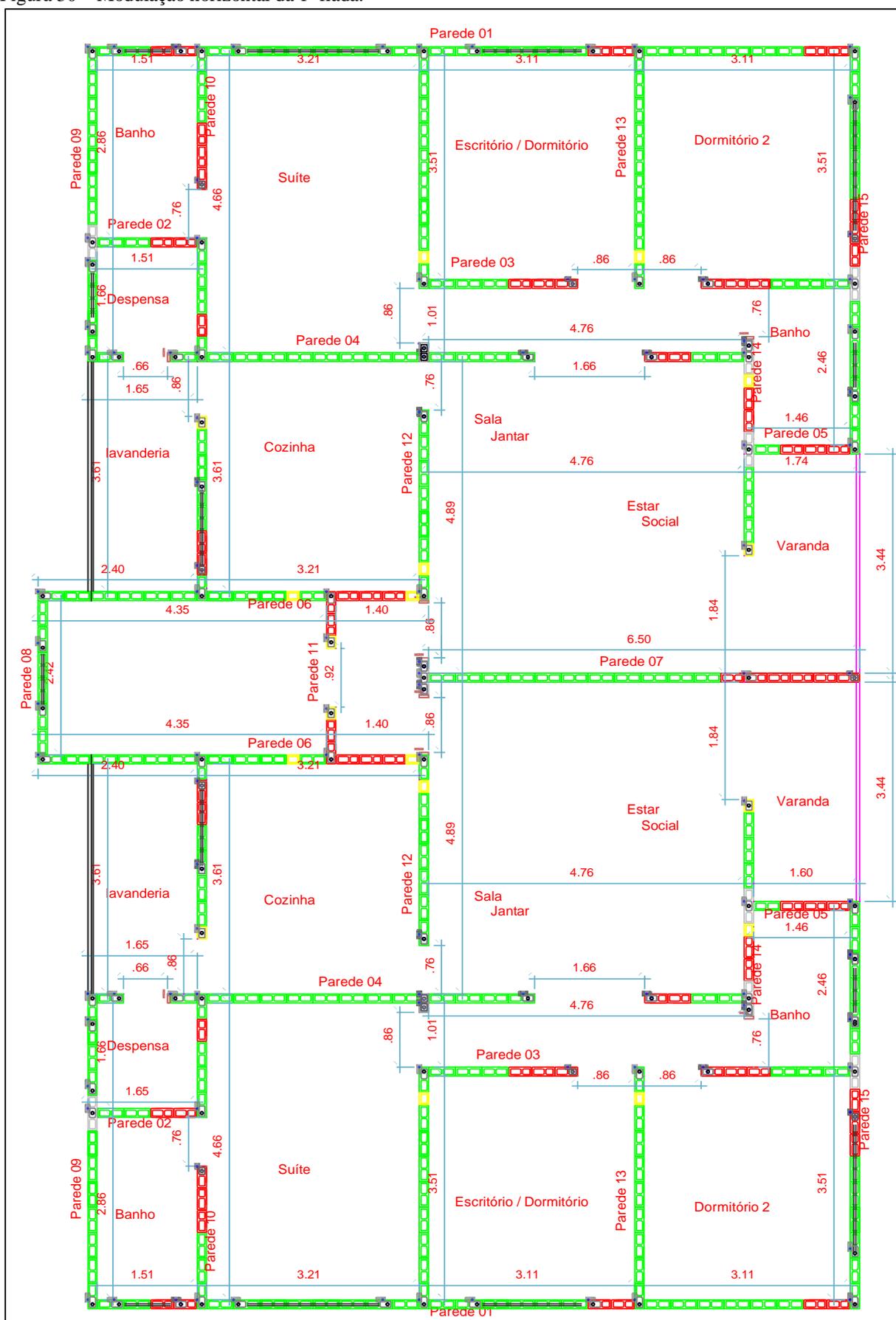
A figura 29 apresenta a modulação vertical da parede 01 e a figura 30 apresenta a modulação horizontal da 1ª fiada dos pavimentos tipo.

Figura 29 – Modulação vertical da parede 01.



Fonte: a autora.

Figura 30 – Modulação horizontal da 1ª fiada.



Fonte: a autora.

7.2 Dados preliminares

Para o dimensionamento das lajes e paredes estruturais serão admitidos os seguintes dados de projeto:

- Concreto com resistência característica $f_{ck} = 25$ MPa;
- Espessura da alvenaria igual a 14 cm;
- Cobrimento nominal da armadura de 20 mm para lajes, admitindo classe de agressividade ambiental II;
- Espessura da laje igual a 10 cm, com a consideração da pré-laje;
- Tela soldada de aço CA-60 para lajes maciças;
- Aço CA-50 para paredes estruturais, contra-vergas, vergas e cinta de amarração;
- Piso industrial com espessura de revestimento de 1,0 cm e $\gamma = 28$ kN/m³, e espessura da argamassa de 2,0 cm com $\gamma = 21$ kN/m³;
- Sobrecarga na laje conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980) igual a 1,5 kN/m²;
- Agregado graúdo granito: $\alpha_E = 1,00$.
- Paredes externas e internas: blocos de concreto com espessura de 14 cm e $\gamma = 14$ kN/m³, e espessura da argamassa de revestimento 1,5 cm/face com $\gamma = 19$ kN/m³;
- Escada: a escada será considerada com peso próprio igual a 4,75 kN/m².
- Reservatório: ação proveniente do peso da água igual a 15 kN/m².

7.3 Lajes

O dimensionamento e detalhamento das lajes maciças seguiram o mesmo roteiro apresentados no item 6.3 (Laje maciça) e seus subitens. Porém, como será utilizada a pré-laje para o sistema em alvenaria estrutural, as lajes ficaram com 10 cm de espessura, adotando 6 cm de espessura da pré-laje e 4 cm de capeamento.

Para o dimensionamento das pré lajes, as bordas foram consideradas apoiadas, o d' foi considerado igual a 2 cm e utilizou da área de aço positiva encontrada para o detalhamento final. Os carregamentos atuantes nessa etapa da laje são: o peso próprio, o peso do capeamento e a sobrecarga igual a 1,00 kN/m² conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980).

E para determinação das reações das lajes sobre as paredes estruturais e a área de aço das armaduras negativas, o dimensionamento foi feito com 10 cm de espessura, onde utilizou-se da figura 04 (Situações de vinculação das placas isoladas) do item 2.8.3.4 (Determinação

de esforços e deslocamentos por meio de séries) do respectivo trabalho, para a definição do tipo de vinculação das lajes. Os carregamentos atuantes na etapa final da laje são: o peso próprio, o peso do revestimento ($0,70 \text{ kN/m}^2$) e a carga variável igual a $1,50 \text{ kN/m}^2$.

Astabelas 57 e 58 mostram as cargas atuantes em cada laje, a carga total, o tipo de vinculação, os vãos teóricos e o λ para a consideração da pré-laje e a laje final,

Tabela 57 - Carregamento das pré-lajes.

Localização	h_{adot} (cm)	P.Próprio (kN/m^2)	P.Capa (kN/m^2)	Sobrecarga (kN/m^2) NBR 6120	Total (kN/m^2)	Tipo Laje	Vão da Laje		Rel. Vãos
							l_x (m)	l_y (m)	λ (l_y/l_x)
L1 = L15	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Caso 01	1,65	4,80	2,91
L2 = L16	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Caso 01	3,35	4,80	1,43
L3 = L18	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Caso 01	3,25	3,65	1,12
L4 = L19	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Caso 01	3,25	3,65	1,12
L5 = L17	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Caso 01	1,15	4,90	4,26
L6 = L12	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Borda livre	1,60	6,18	3,86
L7 = L13	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Borda livre	1,65	3,75	2,27
L8 = L14	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Caso 01	3,35	3,75	1,12
L9 = L11	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Caso 01	4,90	5,03	1,03
L10	6	1,50	1,00	1,00	3,500	Caso 01	2,56	2,66	1,04
L20	6	1,50	1,25	1,00	3,750	Caso 01	2,56	3,09	1,21
L21	6	1,50	1,25	1,00	3,750	Caso 01	2,56	2,66	1,04

Fonte: a autora.

Tabela 58 - Carregamento das lajes finais.

Localização	h_{adotado} (cm)	P.Próprio (kN/m^2)	Revest. (kN/m^2)	Outras (kN/m^2)	Sobrecarga (kN/m^2) NBR 6120	Total (kN/m^2)	Tipo Laje	Vão da Laje		Rel. Vãos
								l_x (m)	l_y (m)	λ (l_y/l_x)
L1 = L15	10	2,50	0,70	1,46	1,50	6,16	Caso 04	1,65	4,80	2,91
L2 = L16	10	2,50	0,70	0,00	1,50	4,70	Caso 08	3,35	4,80	1,43
L3 = L18	10	2,50	0,70	0,00	1,50	4,70	Caso 08	3,25	3,65	1,12
L4 = L19	10	2,50	0,70	0,00	1,50	4,70	Caso 04	3,25	3,65	1,12
L5 = L17	10	2,50	0,70	0,00	1,50	4,70	Caso 09	1,15	4,90	4,26
L6 = L12	10	2,50	0,70	2,38	1,50	7,08	B. livre	1,60	6,18	3,86
L7 = L13	10	2,50	0,70	1,21	1,50	5,91	B. livre	1,65	3,75	2,27
L8 = L14	10	2,50	0,70	0,00	1,50	4,70	Caso 09	3,35	3,75	1,12
L9 = L11	10	2,50	0,70	0,00	1,50	4,70	Caso 09	4,90	5,03	1,03
L10	10	2,50	0,70	2,63	1,50	7,33	Caso 08	2,56	2,66	1,04
L20	11	2,75	0,70	15,00	0,50	18,95	Caso 02	2,56	3,09	1,21
L21	11	2,75	0,70	0,00	0,50	3,95	Caso 02	2,56	2,66	1,04

Fonte: a autora.

a) Determinação dos momentos fletores e armaduras longitudinais

As tabelas 59 e 60 apresentam a determinação dos momentos de todas as lajes, os K_{md} , K_x e K_z , a verificação da altura relativa da linha neutra (k_x) e o cálculo da área de aço, considerando a pré-laje para os momentos positivos e a laje final para os momentos negativos.

Tabela 59 - Determinação das armaduras.

Localização		Tipo Laje	Rel.Vãos	m	M (kN.cm/m)	k _{Md}	K _x	k _z	Verf. K _x -limite	A _s -calc (cm ² /m)
			l (l _y /l _x)							
L1 = L15	M _x	Caso 01	2,91	12,57	120	0,059	0,090	0,964	ok	0,83
	M _{x'}			12,50	210	0,046	0,069	0,972	ok	0,96
	M _y			3,77	36	0,018	0,026	0,990	ok	0,24
	M _{y'}			8,20	138	0,030	0,045	0,982	ok	0,63
L2 = L16	M _x	Caso 01	1,43	7,55	297	0,145	0,236	0,906	ok	2,20
	M _{x'}			7,91	417	0,091	0,142	0,943	ok	1,98
	M _y			4,30	169	0,083	0,128	0,949	ok	1,19
	M _{y'}			5,73	302	0,066	0,101	0,960	ok	1,41
L3 = L18	M _x	Caso 01	1,12	5,18	191	0,094	0,147	0,941	ok	1,36
	M _{x'}			6,76	336	0,073	0,113	0,955	ok	1,57
	M _y			4,49	166	0,081	0,126	0,950	ok	1,17
	M _{y'}			5,65	280	0,061	0,093	0,963	ok	1,30
L4 = L19	M _x	Caso 01	1,12	5,18	191	0,094	0,147	0,941	ok	1,36
	M _{x'}			7,87	391	0,085	0,132	0,947	ok	1,84
	M _y			4,49	166	0,081	0,126	0,950	ok	1,17
	M _{y'}			7,36	365	0,080	0,123	0,951	ok	1,72
L5 = L17	M _x	Caso 01	4,26	12,57	58	0,029	0,043	0,983	ok	0,40
	M _{x'}			8,33	52	0,011	0,017	0,993	ok	0,23
	M _y			3,77	17	0,009	0,013	0,995	ok	0,12
	M _{y'}			5,72	36	0,008	0,011	0,995	ok	0,16
L6 = L12	M _x	Borda livre	3,86	37,00	671	0,146	0,237	0,905	ok	3,31
	M _{x'}			50,00	906	0,197	0,335	0,866	ok	4,68
	M _y			15,89	142	0,070	0,107	0,957	ok	1,00
	M _{y'}			14,56	264	0,057	0,088	0,965	ok	1,22
L7 = L13	M _x	Borda livre	2,27	41,36	665	0,145	0,235	0,906	ok	3,29
	M _{x'}			25,89	417	0,091	0,141	0,978	ok	1,97
	M _y			10,39	167	0,036	0,055	0,943	ok	0,76
	M _{y'}			25,89	417	0,091	0,141	0,978	ok	1,97
L8 = L14	M _x	Caso 01	1,12	5,18	203	0,100	0,156	0,937	ok	1,46
	M _{x'}			5,85	309	0,067	0,103	0,959	ok	1,44
	M _y			4,49	176	0,086	0,134	0,946	ok	1,25
	M _{y'}			5,43	286	0,062	0,095	0,962	ok	1,33
L9 = L11	M _x	Caso 01	1,03	4,80	403	0,198	0,336	0,866	ok	3,13
	M _{x'}			5,50	621	0,135	0,218	0,913	ok	3,04
	M _y			4,45	374	0,183	0,307	0,877	ok	2,86
	M _{y'}			5,29	597	0,130	0,209	0,917	ok	2,91
L10	M _x	Caso 01	1,04	4,80	110	0,054	0,082	0,967	ok	0,76
	M _{x'}			6,47	311	0,068	0,104	0,958	ok	1,45
	M _y			4,45	102	0,050	0,076	0,970	ok	0,71
	M _{y'}			5,56	267	0,058	0,089	0,965	ok	1,24
L20	M _x	Caso 01	1,21	5,90	145	0,071	0,109	0,956	ok	1,02
	M _{x'}			0,00	0	0,000	0,000	1,000	x-x-x	x-x-x
	M _y			4,48	110	0,054	0,082	0,967	ok	0,76
	M _{y'}			9,88	1227	0,196	0,333	0,867	ok	5,43
L21	M _x	Caso 01	1,04	4,80	118	0,058	0,088	0,965	ok	0,82
	M _{x'}			0,00	0	0,000	0,000	1,000	x-x-x	x-x-x
	M _y			4,45	109	0,054	0,081	0,967	ok	0,76
	M _{y'}			8,79	228	0,036	0,055	0,978	ok	0,89

Fonte: a autora.

Tabela 60 - Determinação das armaduras.

Localização		$A_{s-min}(cm^2/m)$	$A_{s-efet}(cm^2/m)$
L1 = L15	M_x	0,90	0,90
	$M_{x'}$	1,50	1,50
	M_y	0,90	0,90
	$M_{y'}$	1,50	1,50
L2 = L16	M_x	0,60	2,20
	$M_{x'}$	1,50	1,98
	M_y	0,60	1,19
	$M_{y'}$	1,50	1,50
L3 = L18	M_x	0,60	1,36
	$M_{x'}$	1,50	1,57
	M_y	0,60	1,17
	$M_{y'}$	1,50	1,50
L4 = L19	M_x	0,60	1,36
	$M_{x'}$	1,50	1,84
	M_y	0,60	1,17
	$M_{y'}$	1,50	1,72
L5 = L17	M_x	0,90	0,90
	$M_{x'}$	1,50	1,50
	M_y	0,90	0,90
	$M_{y'}$	1,50	1,50
L6 = L12	M_x	0,90	3,31
	$M_{x'}$	1,50	4,68
	M_y	0,90	1,00
	$M_{y'}$	1,50	1,50
L7 = L13	M_x	0,90	3,29
	$M_{x'}$	1,50	1,97
	M_y	0,90	1,50
	$M_{y'}$	1,50	1,97
L8 = L14	M_x	0,60	1,46
	$M_{x'}$	1,50	1,50
	M_y	0,60	1,25
	$M_{y'}$	1,50	1,50
L9 = L11	M_x	0,60	3,13
	$M_{x'}$	1,50	3,04
	M_y	0,60	2,86
	$M_{y'}$	1,50	2,91
L10	M_x	0,60	0,76
	$M_{x'}$	1,50	1,50
	M_y	0,60	0,71
	$M_{y'}$	1,50	1,50
L20	M_x	0,60	1,02
	$M_{x'}$	1,50	x-x-x
	M_y	0,60	0,76
	$M_{y'}$	1,50	5,43
L21	M_x	0,60	0,82
	$M_{x'}$	1,50	x-x-x
	M_y	0,60	0,76
	$M_{y'}$	1,50	1,50

Fonte: a autora.

b) Determinação das flechas limites e elástica

As flechas calculadas devem atender aos limites definidos na tabela 11 (Limites para deslocamentos) do item 2.8.2 (Limites para as deformações) do respectivo trabalho.

As tabelas 61 e 62 apresentam o cálculo e verificação das flechas elásticas para as pré-lajes e laje final, respectivamente.

Tabela 61 – Verificação da flecha elástica para as pré-lajes.

Localização	Vão da Laje		Rel.Vãos $\lambda (l_y/l_x)$	α Centro Laje	Flecha (cm) Centro Laje	Flecha Limite (cm) (l/250)	Verificação
	l_x (m)	l_y (m)					
L1 = L15	1,65	4,80	2,91	15,35	0,076	0,66	ok!
L2 = L16	3,35	4,80	1,43	8,51	0,719	1,34	ok!
L3 = L18	3,25	3,65	1,12	5,64	0,422	1,3	ok!
L4 = L19	3,25	3,65	1,12	5,64	0,422	1,3	ok!
L5 = L17	1,15	4,90	4,26	15,35	0,018	0,5	ok!
L6 = L12	1,60	6,18	3,86	0,00	0,000	0,6	ok!
L7 = L13	1,65	3,75	2,27	88,76	0,441	0,7	ok!
L8 = L14	3,35	3,75	1,12	5,64	0,477	1,3	ok!
L9 = L11	4,90	5,03	1,03	5,00	1,934	2,0	ok!
L10	2,56	2,66	1,04	5,10	0,147	1,0	ok!
L20	2,56	3,09	1,21	6,52	0,201	1,0	ok!
L21	2,56	2,66	1,04	5,17	0,160	1,0	ok!

Fonte: a autora.

Tabela 62 – Verificação da flecha elástica para as lajes finais.

Localização	Vão da Laje		Rel.Vãos $\lambda (l_y/l_x)$	α Centro Laje	Flecha (cm) Centro Laje	Flecha Limite (cm) (l/250)	Verificação
	l_x (m)	l_y (m)					
L1 = L15	1,65	4,80	2,91	6,38	0,012	0,66	ok!
L2 = L16	3,35	4,80	1,43	2,62	0,064	1,34	ok!
L3 = L18	3,25	3,65	1,12	2,04	0,044	1,3	ok!
L4 = L19	3,25	3,65	1,12	2,91	0,063	1,3	ok!
L5 = L17	1,15	4,90	4,26	3,07	0,001	0,5	ok!
L6 = L12	1,60	6,18	3,86	53,13	0,102	0,6	ok!
L7 = L13	1,65	3,75	2,27	41,73	0,076	0,7	ok!
L8 = L14	3,35	3,75	1,12	1,74	0,043	1,3	ok!
L9 = L11	4,90	5,03	1,03	1,60	0,180	2,0	ok!
L10	2,56	2,66	1,04	1,92	0,025	1,0	ok!
L20	2,56	3,09	1,21	4,91	0,124	1,0	ok!
L21	2,56	2,66	1,04	3,61	0,019	1,0	ok!

Fonte: a autora.

c) Estado limite de deformação excessiva

Por ser uma combinação de serviço a sobrecarga corresponde a: $\Psi_2 \cdot q$. O coeficiente Ψ_2 , conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), corresponde a 0,3 para edifícios residenciais.

O carregamento para todas as lajes do edifício foram feitos utilizando dessa combinação, gerando assim novos momentos nas lajes, e determinados de acordo com as equações 31, 32, 33 e 34.

A tabela 63 e 64 apresentam a verificação em qual estágio encontram-se as pré-lajes e as lajes finais, respectivamente.

Tabela 63 - Verificação do estágio em que se encontram as pré-lajes.

Verificação do momento de fissuração								
Localização	α	fct (kN.cm ²)	H (cm)	yt (cm)	Ic (cm ⁴)	Mr (kN.cm)	Ma (kN.cm)	Verificação
L1 = L15	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	110,00	Sem fissuração
L2 = L16	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	271,00	Com fissuração
L3 = L18	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	175,00	Sem fissuração
L4 = L19	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	175,00	Sem fissuração
L5 = L17	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	53,00	Sem fissuração
L6 = L12	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	130,00	Sem fissuração
L7 = L13	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	126,00	Sem fissuração
L8 = L14	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	186,00	Sem fissuração
L9 = L11	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	369,00	Com fissuração
L10	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	101,00	Sem fissuração
L20	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	145,00	Sem fissuração
L21	1,5	0,2565	6	3,00	1800	230,85	118,00	Sem fissuração

Fonte: a autora.

Tabela 64 - Verificação do estágio em que se encontram as lajes finais.

Verificação do momento de fissuração								
Localização	α	fct (kN.cm ²)	H (cm)	yt (cm)	Ic (cm ⁴)	Mr (kN.cm)	Ma (kN.cm)	Verificação
L1 = L15	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	210,00	Sem fissuração
L2 = L16	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	417,00	Sem fissuração
L3 = L18	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	336,00	Sem fissuração
L4 = L19	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	391,00	Sem fissuração
L5 = L17	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	52,00	Sem fissuração
L6 = L12	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	906,00	Com fissuração
L7 = L13	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	665,00	Com fissuração
L8 = L14	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	309,00	Sem fissuração
L9 = L11	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	621,00	Sem fissuração
L10	1,5	0,2565	10	5,00	8333	641,25	311,00	Sem fissuração
L20	1,5	0,2565	11	5,50	11092	775,91	1227,00	Com fissuração
L21	1,5	0,2565	11	5,50	11092	775,91	228,00	Sem fissuração

Fonte: a autora.

As tabelas 65 e 66 apresentam o cálculo e verificação das flechas para as pré-lajes e lajes finais do edifício.

Tabela 65 – Verificação das flechas para as pré-lajes.

Localização	d (cm)	f (cm)	f fissurada (cm)	α limite (cm)	Verificação
L1 = L15	4	0,071		0,660	ok
L2 = L16	4	1,798	2,679	1,340	-
L3 = L18	4	1,069		1,300	ok
L4 = L19	4	1,069		1,300	ok
L5 = L17	4	0,017		0,460	ok
L6 = L12	4	0,063		0,640	ok
L7 = L13	4	0,071		0,660	ok
L8 = L14	4	1,207		1,340	ok
L9 = L11	4	14,514	38,124	1,960	-
L10	4	0,412		1,024	ok
L20	4	0,482		1,024	ok
L21	4	0,482		1,024	ok

Fonte: a autora.

Para as pré-lajes L2, L9, L11 e L16, não está atendida a condição de aceitabilidade sensorial na fase da execução.

Tabela 66 – Verificação das flechas para as lajes finais.

Local	d	f (cm)	f fissurada (cm)	p'	αf (cm)	αt infinito (cm)	Flecha limite - Aceitabilidade sensorial				
							Visual		Vibração		
							α limite (cm)	Ver.	α vibração (cm)	α limite (cm)	Ver.
L1 = L15	6,6	0,012		0	1,47	0,030	0,660	ok	0,003	0,47	ok
L2 = L16	6,6	0,064		0	1,47	0,159	1,340	ok	0,020	0,96	ok
L3 = L18	6,6	0,044		0	1,47	0,109	1,300	ok	0,014	0,93	ok
L4 = L19	6,6	0,063		0	1,47	0,156	1,300	ok	0,020	0,93	ok
L5 = L17	6,6	0,001		0	1,47	0,003	0,460	ok	0,000	0,33	ok
L6 = L12	6,6	0,102	0,206	0	1,47	0,252	0,640	ok	0,022	0,46	ok
L7 = L13	6,6	0,076	0,083	0	1,47	0,187	0,660	ok	0,019	0,47	ok
L8 = L14	6,6	0,043		0	1,47	0,105	1,340	ok	0,014	0,96	ok
L9 = L11	6,6	0,180		0	1,47	0,443	1,960	ok	0,057	1,40	ok
L10	6,6	0,025		0	1,47	0,062	1,024	ok	0,005	0,73	ok
L20	7,6	0,124	0,279	0	1,47	0,690	1,024	ok	0,004	0,73	ok
L21	7,6	0,019		0	1,47	0,047	1,024	ok	0,003	0,73	ok

Fonte: a autora.

Para as lajes finais está atendida a condição de aceitabilidade sensorial.

d) Reações de apoio das lajes sobre as vigas

As reações de apoio estão demonstradas na tabela 67.

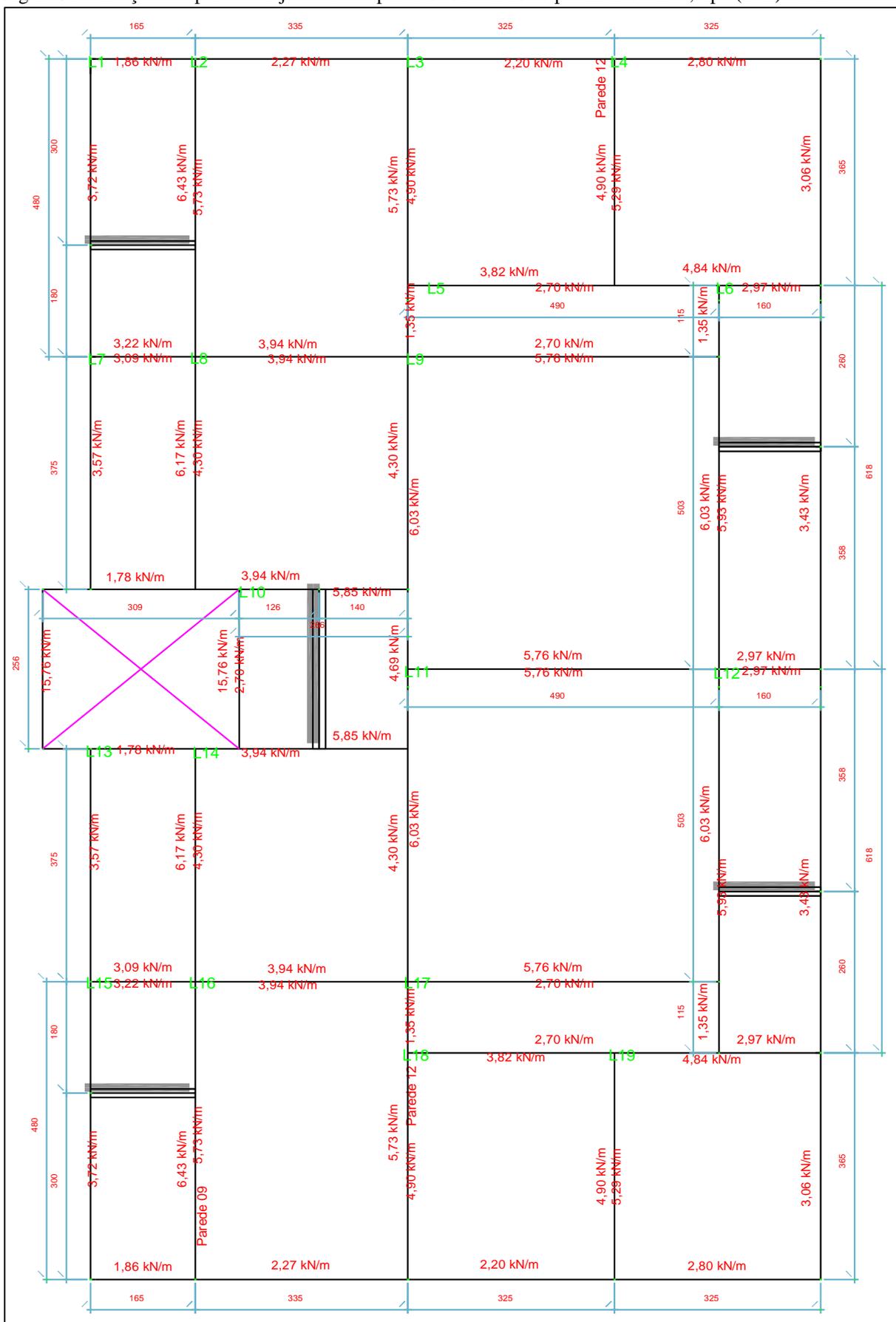
Tabela 67 – Reações de apoio das lajes sobre as paredes estruturais.

Localização		Tipo Laje	Rel.Vãos	k	Reação (kN/m)
			$\lambda (l_y/l_x)$		
L1 = L15	q_x	Caso 04	2,91	3,66	3,72
	q_x'			6,33	6,43
	q_y			1,83	1,86
	q_y'			3,17	3,22
L2 = L16	q_x	Caso 08	1,43	0,00	0,00
	q_x'			3,64	5,73
	q_y			1,44	2,27
	q_y'			2,50	3,94
L3 = L18	q_x	Caso 08	1,12	0,00	0,00
	q_x'			3,21	4,90
	q_y			1,44	2,20
	q_y'			2,50	3,82
L4 = L19	q_x	Caso 04	1,12	2,00	3,06
	q_x'			3,46	5,29
	q_y			1,83	2,80
	q_y'			3,17	4,84
L5 = L17	q_x	Caso 09	4,26	0,00	0,00
	q_x'			5,00	2,70
	q_y			0,00	0,00
	q_y'			2,50	1,35
L6 = L12	q_x	Borda livre	3,86	0,00	0,00
	q_x'			0,00	8,40
	q_y			0,00	0,00
	q_y'			0,00	5,66
L7 = L13	q_x	Borda livre	2,27	0,00	0,00
	q_x'			0,00	6,37
	q_y			0,00	2,79
	q_y'			0,00	4,87
L8 = L14	q_x	Caso 09	1,12	0,00	0,00
	q_x'			2,73	4,30
	q_y			0,00	0,00
	q_y'			2,50	3,94
L9 = L11	q_x	Caso 09	1,03	0,00	0,00
	q_x'			2,62	6,03
	q_y			0,00	0,00
	q_y'			2,50	5,76
L10	q_x	Caso 08	1,04	0,00	0,00
	q_x'			3,12	5,85
	q_y			1,44	2,70
	q_y'			2,50	4,69
L20	q_x	Caso 02	1,21	2,20	10,67
	q_x'			0,00	0,00
	q_y			2,46	11,93
	q_y'			4,27	20,71
L21	q_x	Caso 02	1,04	1,92	1,94
	q_x'			0,00	0,00
	q_y			2,37	2,40
	q_y'			4,10	4,15

Fonte: a autora.

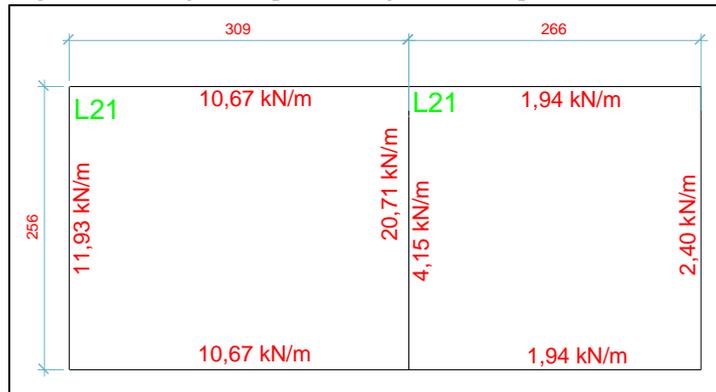
As figuras 31 e 32 mostram as reações de apoio das lajes sobre as paredes estruturais.

Figura 31 – Reação de apoio das lajes sobre as paredes estruturais do pavimento térreo, tipo (1e 2) e forro.



Fonte: a autora.

Figura 32 – Reação de apoio das lajes sobre as paredes estruturais do reservatório.



Fonte: a autora.

e) Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento

A verificação da necessidade de utilização de armadura de cisalhamento nas lajes foi feita para as lajes L9 e L11, e L20 localizada no pavimento do reservatório que apresentam o maior valor para a reação de todas as lajes.

Para a verificação das lajes L9 e L11, são necessárias as seguintes informações:

- Força cortante solicitante: $V_s = 6,03 \text{ kN/m}$;
- Toda a armadura inferior se estende ao longo da laje, chegando até o apoio;
- Nas lajes L9 e L11, a armadura longitudinal inferior é composta por tela soldada com área de $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Comparando a força cortante de cálculo V_{sd} com a força resistente de projeto V_{Rd1} , conforme equação 38, tem-se:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

Se essa condição for satisfeita não há a necessidade de armadura de cisalhamento.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25}{1,4} \cdot 0,21 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 0,32 \text{ MPa} = 0,032 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - (0,10 - 0,034) = 1,534 > 1,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{3,35}{100 \cdot 6,6} = 0,00508 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$$

$$V_{Rd1} = [0,032 \cdot 1,534 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00508)] \cdot 100 \cdot 6,6 = 45,46 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_s = 1,4 \cdot 6,03 = 8,44 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd \text{ máx}} = 8,44 \text{ kN/m} < V_{Rd1} = 45,46 \text{ kN/m}$$

Portanto, não há a necessidade de armadura transversal.

Para a verificação da laje L20, são necessárias as seguintes informações:

- Força cortante solicitante: $V_s = 20,71 \text{ kN/m}$;
- Toda a armadura inferior se estende ao longo da laje, chegando até o apoio;
- Na laje L20, a armadura longitudinal inferior é composta por tela soldada com área de $2,46 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$k = 1,6 - d = 1,6 - (0,11 - 0,034) = 1,524 > 1,0$$

$$\rho_1 = \frac{2,46}{100 \cdot 7,6} = 0,00324 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$$

$$V_{Rd1} = [0,032 \cdot 1,524 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00324)] \cdot 100 \cdot 7,6 = 49,28 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 20,71 = 28,99 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd \text{ máx}} = 28,99 \text{ kN/m} < V_{Rd1} = 49,28 \text{ kN/m}$$

Portanto, não há a necessidade de armadura transversal

f) Detalhamento

Para o detalhamento das armaduras nas lajes maciças foi utilizado tela soldada de aço CA-60, conforme tabela de telas soldadas nervuradas do Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS).

O detalhamento das armaduras das lajes maciças seguiu as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), que foram descritas no item 2.8.3.5 (Dimensionamento). O detalhamento das lajes maciças para o edifício em alvenaria estrutural está contido no apêndice D.

7.4 Definição dos elementos estruturais

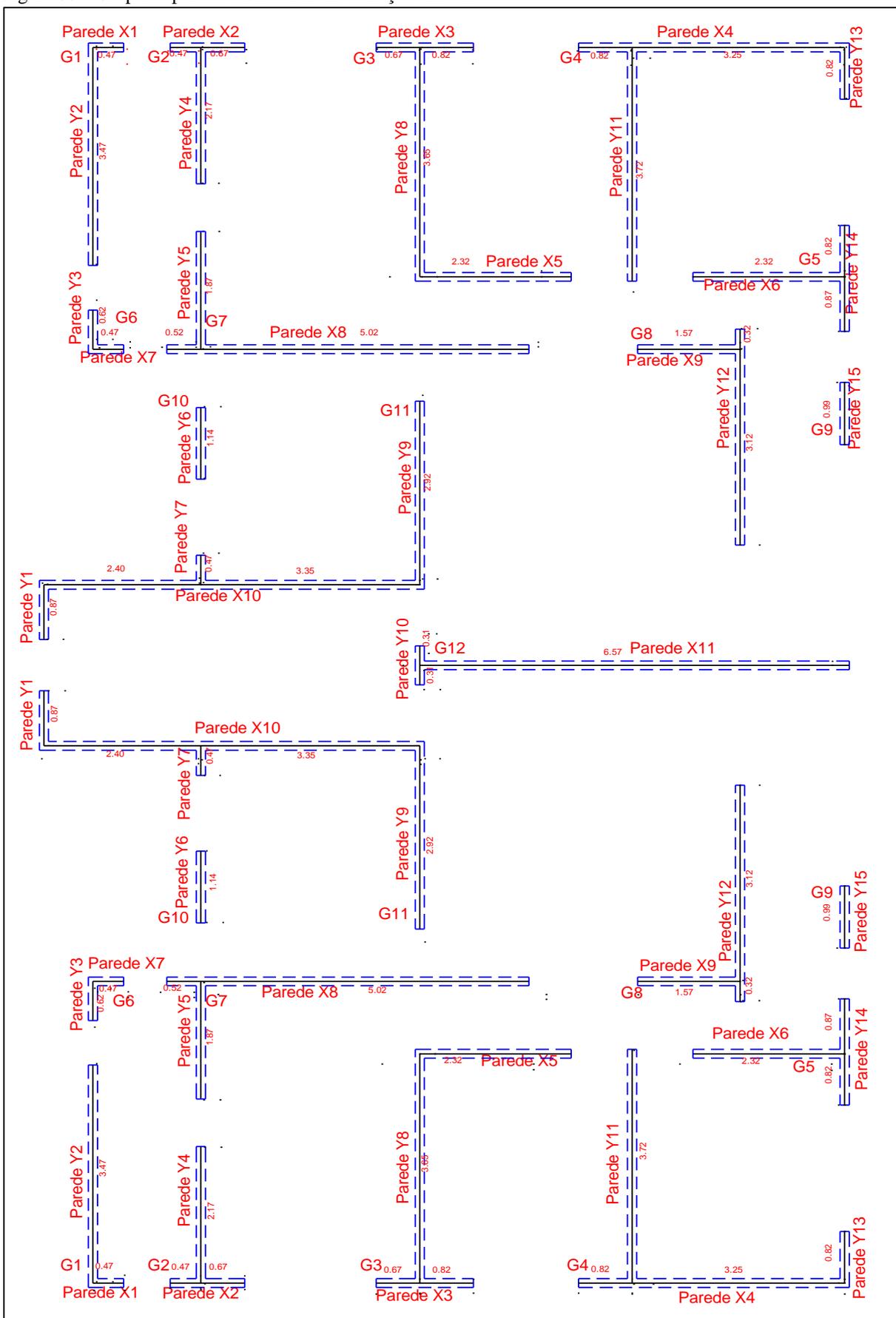
7.4.1 Paredes estruturais

A definição correta dos elementos estruturais é de suma importância, pois confere ao sistema estrutural o contraventamento necessário nas direções X e Y do edifício.

As paredes estruturais escolhidas foram com base na planta baixa do projeto arquitetônico, excetuando algumas paredes de pequenas dimensões que terão apenas função de vedação e apóiam-se diretamente sobre as lajes. Os limites de cada parede foram definidos nas extremidades de aberturas de janelas e portas, ou nos eixos de encontros de paredes, obtendo-se, assim, as dimensões das paredes estruturais. As paredes foram nomeadas em relação à direção X e Y, numerando-as da esquerda para a direita e de cima para baixo. A delimitação de grupos foi feita considerando-se as separações por aberturas.

A figura 33 apresenta os grupos e as paredes estruturais do edifício nas direções X e Y

Figura 33 - Grupos e paredes estruturais nas direções X e Y.



Fonte: a autora.

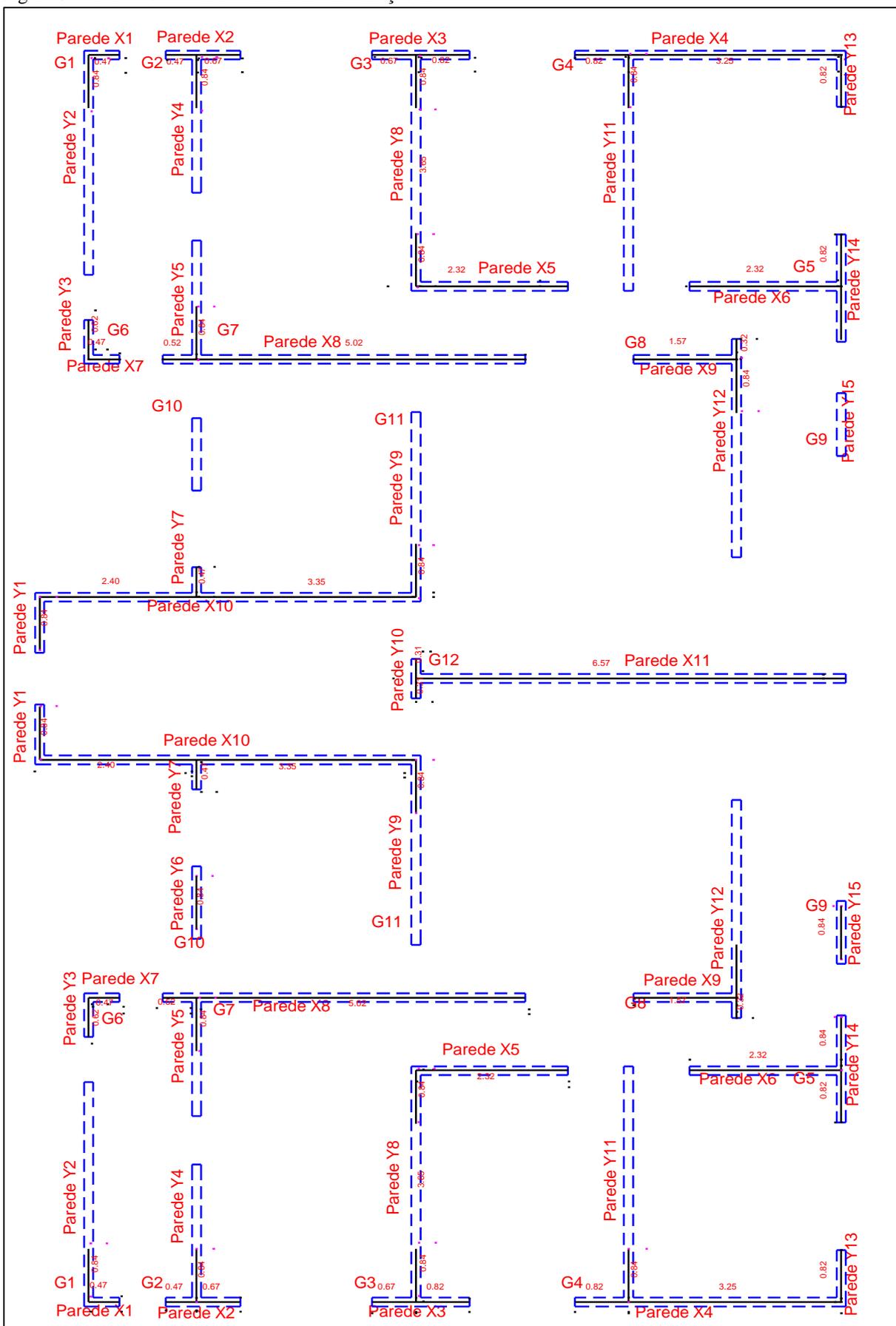
7.4.2 Paredes de contraventamento

No cálculo da flexão composta, interação da solicitação axial e momento fletor, que acontece em paredes de contraventamento de edifícios devido à ação do vento e desaprumo, é comum dividir a estrutura dos edifícios de alvenaria em duas direções principais para análise dos esforços, sendo analisado segundo as direções X e Y.

7.4.2.1 Paredes na direção X

Fazem parte do modelo as paredes dispostas na direção X mais as abas das paredes amarradas a essas limitando o comprimento da aba a seis vezes a espessura da parede, como as paredes tem espessura de 14 cm à aba ficará limitada a 84 cm. Na figura 34, são mostradas as paredes de contraventamento na direção X.

Figura 34 - Paredes de contraventamento na direção X.

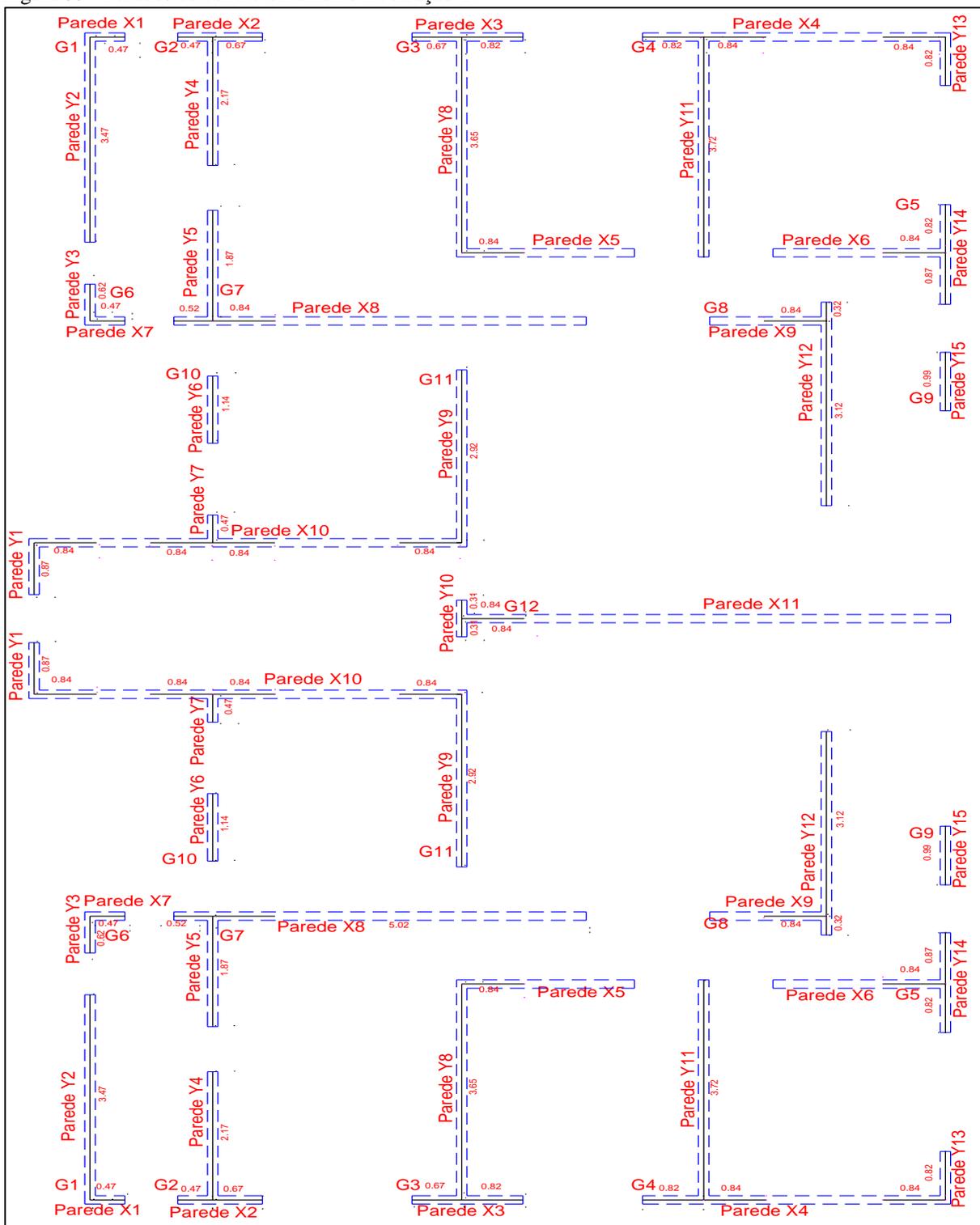


Fonte: a autora.

7.4.2.2 Paredes na direção Y

Fazem parte do modelo as paredes dispostas na direção Y mais as abas das paredes amarradas a essas. Na figura 35, são mostradas as paredes de contraventamento na direção Y.

Figura 35 - Paredes de contraventamento na direção Y.



Fonte: a autora.

Definidas as paredes estruturais nas duas direções com a consideração do flange, foram determinadas as características geométricas de cada parede de contraventamento, como os momentos de inércia, área, centróide de cada parede estrutural e distância do centróide ao bordo mais afastado.

Os dados de todas as paredes nas direções X e Y são mostrados nas tabelas 68 e 69, onde também é indicado o número de repetições (n) de cada grupo no pavimento. Esses valores são importantes para a determinação da rigidez de cada parede e também da rigidez relativa (R). Para o cálculo da rigidez relativa de cada parede é preciso multiplicar a rigidez de cada uma pelo número de repetições no pavimento e fazer o somatório em cada direção. Dividindo a rigidez de cada parede pelo somatório obtêm-se a rigidez relativa, a qual indica a parcela que cada parede vai resistir da força horizontal e do momento total em cada andar.

Tabela 68 – Características geométricas das paredes de contraventamento na direção X.

Parede Px	A (m ²)	I (m ⁴)	n	n*A (m ²)	n*I (m ⁴)	R = I / $\sqrt{\Sigma I}$
1	0,1834	0,0037	2	0,367	0,0075	0,02%
2	0,2772	0,0182	2	0,554	0,0363	0,08%
3	0,3262	0,0392	2	0,652	0,0784	0,18%
4	0,8022	1,4257	2	1,604	2,8514	6,51%
5	0,4424	0,2621	2	0,885	0,5241	1,20%
6	0,5572	0,3284	2	1,114	0,6567	1,50%
7	0,1526	0,0034	2	0,305	0,0068	0,02%
8	0,8932	2,5009	2	1,786	5,0017	11,43%
9	0,3822	0,1030	2	0,764	0,2059	0,47%
10	1,106	4,1765	2	2,212	8,3529	19,08%
11	1,0066	4,1646	1	1,007	4,1646	19,03%
Σ	6,1292	13,0255	21	11,25	21,89	59,51%

Fonte: a autora.

Tabela 69 – Características geométricas das paredes de contraventamento na direção Y.

Parede Py	A (m ²)	I (m ⁴)	n	n*A (m ²)	n*I (m ⁴)	R = I / $\sqrt{\Sigma I}$
1	0,2394	0,0192	2	0,479	0,0384	0,19%
2	0,5516	0,6620	2	1,103	1,3240	6,45%
3	0,1526	0,0065	2	0,305	0,0130	0,06%
4	0,4634	0,2426	2	0,927	0,4853	2,36%
5	0,4522	0,1730	2	0,904	0,3459	1,68%
6	0,1596	0,0173	2	0,319	0,0346	0,17%
7	0,301	0,0044	2	0,602	0,0089	0,04%
8	0,8372	1,6214	2	1,674	3,2427	15,79%
9	0,5264	0,4853	2	1,053	0,9707	4,73%
10	0,2044	0,0030	1	0,204	0,0030	0,03%
11	0,7532	1,1569	2	1,506	2,3138	11,27%
12	0,5992	0,6604	2	1,198	1,3207	6,43%
13	0,2324	0,0164	2	0,465	0,0328	0,16%
14	0,3542	0,0566	2	0,708	0,1131	0,55%
15	0,1386	0,0113	2	0,277	0,0226	0,11%
Σ	5,9654	5,1362	29	11,73	10,27	50,01%

Fonte: a autora.

7.5 Análise estrutural

7.5.1 Ações verticais

Em edifícios residenciais de alvenaria estrutural as principais cargas verticais a serem consideradas nas paredes estruturais são as ações das lajes e o peso próprio das paredes.

Para a determinação dos carregamentos, foram admitidos os pesos específicos e as cargas indicadas na NBR 6120 (ABNT, 1980). O peso específico da alvenaria foi retirado da NBR 15961-1 (2011). Assim temos:

a) Peso específico dos materiais:

- Alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto = 14 kN/m³;
- Argamassa de cimento, cal e areia = 19 kN/m³;
- Graute e concreto = 24 kN/m³.

b) Peso próprio das paredes estruturais: o peso de todas as paredes do edifício exceto as paredes do reservatório é definido como:

$$P_{\text{parede}} = (e_{\text{tij.}} \cdot \gamma_{\text{tij.}} + e_{\text{revest.}} \cdot \gamma_{\text{revest.}}) \cdot h_{\text{par.}} = (0,14 \cdot 14 + 0,03 \cdot 19) \cdot 2,80 = 7,0 \text{ kN/m}$$

O peso próprio das paredes do reservatório é:

$$P_{\text{parede}} = (0,14 \cdot 14 + 0,03 \cdot 19) \cdot 1,70 = 4,30 \text{ kN/m}$$

7.5.1.1 Distribuição das cargas verticais

Para a distribuição das ações verticais foi adotado o procedimento dos grupos isolados de paredes, onde interessa determinar a resultante de ações verticais presente em cada grupo, em cada nível da edificação. Essa ação é distribuída de maneira uniforme pela área total em planta do grupo de paredes. A determinação é realizada de forma cumulativa do tipo para a base de cada um dos grupos. No caso em que as ações verticais (reação de lajes e peso próprio

da alvenaria) estavam sobre aberturas estas foram repartidas proporcionalmente entre os dois grupos adjacentes sobre essas aberturas.

Astabelas 70 e 71 apresentam as características geométricas de cada grupo, bem como as paredes que o constituem e a ação vertical atuante nos pavimentos tipo/ cobertura e no reservatório, respectivamente.

Tabela 70 - Grupos de paredes e resultantes verticais no pavimento tipo/cobertura.

Grupo	Paredes do grupo	Nº Repetições	Comprimento (m)	Área (m ²)	Ação Vertical tipo/cobertura (kN)	Total (kN)
1	PX1, PY2	2	3,94	0,55	44,75	89,50
2	PX2, PY4	2	3,31	0,46	67,61	135,22
3	PX3, PY8, PX5	2	7,46	1,04	152,78	305,56
4	PX4, PY11, PY13	2	8,61	1,21	129,11	258,22
5	PX6, PY14	2	4,01	0,56	78,14	156,28
6	PX7, PY3	2	1,09	0,15	21,58	43,16
7	PX8, PY5	2	7,41	1,04	139,16	278,32
8	PX9, PY12	2	5,01	0,70	162,55	325,10
9	PY15	2	0,99	0,14	9,73	19,46
10	PY6	2	1,14	0,16	49,18	98,36
11	PX10, PY1, PY7, PY9	2	10,01	1,40	209,56	419,12
12	PX11, PY10	1	7,19	1,01	165,42	165,42
Σ (kN)						2293,72

Fonte: a autora.

Tabela 71 - Grupos de paredes e resultantes verticais no reservatório.

Grupo	Paredes do grupo	Nº Repetições	Comprimento (m)	Área (m ²)	Ação Vertical reservatório (kN)	Total (kN)
11	PX10, PY1	2	6,69	0,94	171,99	343,97
12	PY10	1	0,62	0,09	35,07	35,07
Σ (kN)						379,05

Fonte: a autora.

A tabela 72 apresenta a carga média do edifício considerando o conjunto de lajes e paredes estruturais para os pavimentos tipo, e possui um indicador de $8 \text{ kN/m}^2 \leq \text{carga média} \leq 9 \text{ kN/m}^2$.

Tabela 72 – Carga média do edifício.

Área Total de Lajes (m²)	232,52
Carga Média (kN/m²)	9,865

Fonte: a autora.

Nota-se que o projeto em questão ficou fora do intervalo do indicador de carga média, um dos motivos para essa ocorrência foi a utilização da pré-laje que fez com que a espessura

das lajes fosse admitida igual a 10 cm, sendo que a maioria das lajes passaria com 8 cm por não haver vãos grandes no edifício, ocasionando um aumento de peso na estrutura.

Com base nos resultados indicados nas tabelas 70 e 71, podem-se acumular as cargas verticais em cada grupo, encontrando-se os valores junto à base de cada parede em cada pavimento em análise, apresentados na tabela 73.

Tabela 73 – Cargas verticais acumuladas em cada grupo.

Grupo	Reservatório	3° Pav. (kN)	2° Pav. (kN)	1° Pav. (kN)
1		44,75	89,50	134,25
2		67,61	135,22	202,83
3		152,78	305,56	458,34
4		129,11	258,22	387,33
5		78,14	156,28	234,42
6		21,58	43,16	64,74
7		139,16	278,32	417,48
8		162,55	325,10	487,65
9		9,73	19,46	29,19
10		49,18	98,36	147,54
11	171,99	381,55	591,11	800,67
12	35,07	200,49	365,91	531,33
Σ		1436,63	2666,20	3895,77

Fonte: a autora.

Com os valores das resultantes em cada nível, pode-se obter o carregamento linear em cada grupo, dividindo essas resultantes pelo comprimento das paredes do grupo, é o que apresenta a tabela 74.

Tabela 74 – Cargas verticais lineares acumuladas em cada grupo.

Grupo	Reservatório (kN/m)	3° Pav. (kN/m)	2° Pav. (kN/m)	1° Pav. (kN/m)
1		11,36	22,72	34,07
2		20,43	40,85	61,28
3		20,48	40,96	61,44
4		15,00	29,99	44,99
5		19,49	38,97	58,46
6		19,80	39,60	59,39
7		18,78	37,56	56,34
8		32,45	64,89	97,34
9		9,83	19,66	29,48
10		43,14	86,28	129,42
11	25,71	38,12	59,05	79,99
12	56,56	27,88	50,89	73,90

Fonte: a autora.

Com os resultados obtidos por meio da tabela 73 é possível fazer o dimensionamento à compressão, e com a obtenção dos esforços horizontais é possível fazer o dimensionamento à flexão composta e ao cisalhamento.

7.5.2 Ações horizontais

As ações horizontais a serem consideradas incluem a força do vento e desaprumo.

7.5.2.1 Desaprumo

Como a altura do edifício é igual a 11,60 metros, o ângulo de desaprumo é igual a (Equação 9):

$$\theta_a = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{11,60}} = 0,002936 \text{ rad}$$

Como o peso do pavimento tipo é igual a 2293,72 kN, a força horizontal considerada em cada pavimento, conforme equação 12, é igual a:

$$F = P \cdot \theta_a = 2293,72 \cdot 0,002936 = 6,73 \text{ kN}$$

7.5.2.2 Vento

A ação devida ao vento é a mesma para os dois sistemas (concreto armado e alvenaria estrutural), onde foram utilizados os mesmos valores prescritos no item 6.1.6.1 (Determinação da ação lateral do vento).

7.5.2.3 Força horizontal total

Em cada pavimento, soma-se o vento e o desaprumo e obtém-se a ação horizontal.

7.5.2.4 Distribuição das ações horizontais

Para a distribuição das ações horizontais entre as paredes de contraventamento utilizou-se do modelo de paredes isoladas, onde a força horizontal em cada parede de contraventamento é proporcional à rigidez destas.

Por meio das tabelas 68 e 69, apresentadas anteriormente, foi possível calcular os esforços horizontais de cada pavimento que cada parede absorverá.

Na tabela 75 está prescrito o somatório dos esforços de vento e desaprumo em cada pavimento do edifício para as direções X e Y. O momento em cada pavimento é calculado multiplicando-se cada somatório (Força) pela distância entre o andar em que se quer calcular o momento e o andar em que cada força é aplicada.

Tabela 75 – Força e momento devido às ações horizontais em cada pavimento nas direções X e Y.

NÍVEL	Direção X			Direção Y		
	Força (KN)	Cortante (KN)	Momento (KN.m)	Força (KN)	Cortante (KN)	Momento (KN.m)
4	25,73	25,73	74,63	15,76	15,76	45,72
3	42,20	67,94	271,65	23,59	39,36	159,86
2	38,91	106,85	581,53	22,03	61,39	337,90
1	33,98	140,837	989,954	19,68	81,08	573,02

Fonte: a autora.

Nas tabelas 76 e 77 são apresentados os esforços cortantes e momentos fletores para cada parede em cada pavimento, nas direções X e Y, onde os esforços solicitantes foram obtidos multiplicando os esforços globais pela rigidez relativa dessa parede.

Tabela 76 – Esforço cortante e momento fletor para cada parede em cada pavimento na direção X.

Parede Px	Coeficiente	1ª Fiada - Nível 1		1ª Fiada - Nível 2		1ª Fiada - Nível 3		1ª Fiada - Nível 4	
		V (kN)	M.F. (kN.m)						
1	0,02%	0,024	0,169	0,0182	0,0992	0,011589	0,0463	0,0044	0,0127
2	0,08%	0,117	0,821	0,0886	0,4824	0,056352	0,2253	0,0213	0,0619
3	0,18%	0,252	1,773	0,1914	1,0418	0,121707	0,4866	0,0461	0,1337
4	6,51%	9,174	64,486	6,9604	37,8808	4,425548	17,6955	1,6763	4,8614
5	1,20%	1,686	11,853	1,2794	6,9628	0,813453	3,2526	0,3081	0,8936
6	1,50%	2,113	14,852	1,6031	8,7243	1,019248	4,0754	0,3861	1,1196
7	0,02%	0,022	0,155	0,0167	0,0909	0,010616	0,0424	0,0040	0,0117
8	11,43%	16,093	113,117	12,2096	66,4481	7,763023	31,0403	2,9405	8,5276
9	0,47%	0,663	4,657	0,5027	2,7358	0,319622	1,2780	0,1211	0,3511
10	19,08%	26,875	188,908	20,3902	110,9694	12,96437	51,8379	4,9108	14,2412
11	19,03%	26,799	188,372	20,3324	110,6550	12,92764	51,6910	4,8968	14,2008

Fonte: a autora.

Tabela 77 – Esforço cortante e momento fletor para cada parede em cada pavimento na direção Y.

Parede Py	Coeficiente	1ª Fiada - Nível 1		1ª Fiada - Nível 2		1ª Fiada - Nível 3		1ª Fiada - Nível 4	
		V (kN)	M.F. (kN.m)	V (kN)	M.F. (kN.m)	V (kN)	M.F. (kN.m)	V (kN)	M.F. (kN.m)
1	0,19%	0,15	1,07	0,11	0,63	0,07	0,30	0,029	0,09
2	6,45%	5,23	36,94	3,96	21,78	2,54	10,30	1,016	2,95
3	0,06%	0,05	0,36	0,04	0,21	0,02	0,10	0,010	0,03
4	2,36%	1,92	13,54	1,45	7,98	0,93	3,78	0,372	1,08
5	1,68%	1,37	9,65	1,03	5,69	0,66	2,69	0,266	0,77
6	0,17%	0,14	0,96	0,10	0,57	0,07	0,27	0,027	0,08
7	0,04%	0,04	0,25	0,03	0,15	0,02	0,07	0,007	0,02
8	15,79%	12,80	90,47	9,69	53,35	6,21	25,24	2,489	7,22
9	4,73%	3,83	27,08	2,90	15,97	1,86	7,55	0,745	2,16
10	0,03%	0,02	0,17	0,02	0,10	0,01	0,05	0,005	0,01
11	11,27%	9,13	64,55	6,92	38,07	4,43	18,01	1,776	5,15
12	6,43%	5,21	36,85	3,95	21,73	2,53	10,28	1,014	2,94
13	0,16%	0,13	0,91	0,10	0,54	0,06	0,26	0,025	0,07
14	0,55%	0,45	3,16	0,34	1,86	0,22	0,88	0,087	0,25
15	0,11%	0,09	0,63	0,07	0,37	0,04	0,18	0,017	0,05

Fonte: a autora.

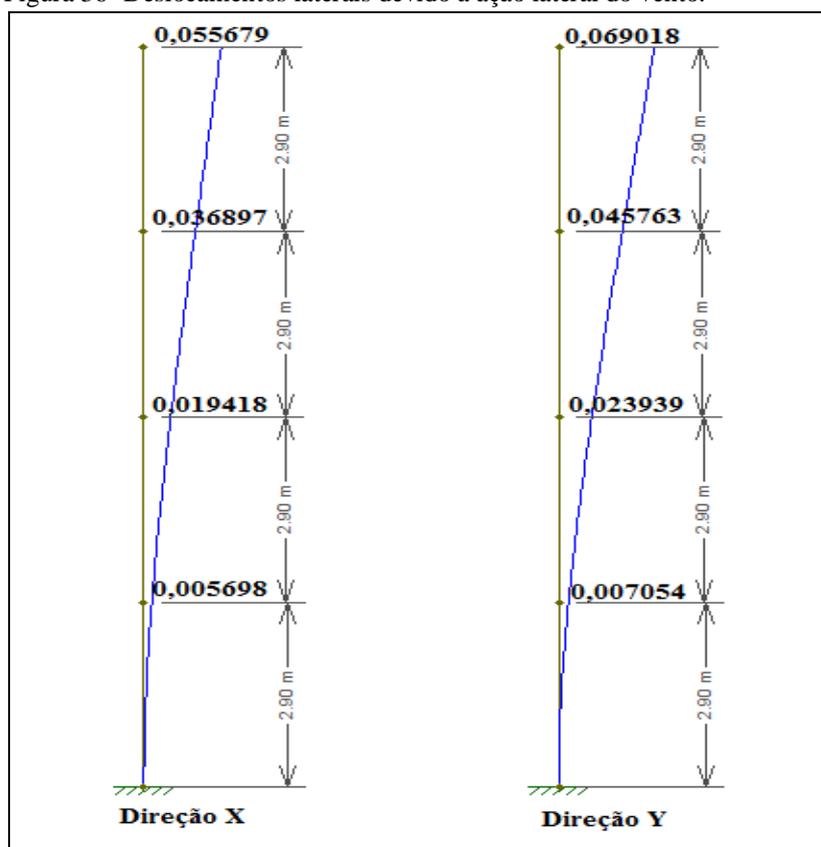
7.5.3 Análise da estabilidade global

Na verificação da estabilidade global das estruturas de contraventamento do edifício foi utilizado o parâmetro γ_z .

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011), o valor do módulo de deformação longitudinal da alvenaria pode ser adotado igual a $800 \cdot f_{pk}$ e o coeficiente de Poisson igual a 0,20. No caso do edifício em questão adotou-se um f_{pk} igual a 3,60 MPa para todos os pavimentos, obtendo-se o valor do módulo de deformação longitudinal da alvenaria igual a 2880 MPa.

Com a determinação da ação lateral do vento, desaprumo, área total e momento de inércia total das paredes em cada direção, e considerando o módulo de deformação longitudinal e o coeficiente Poisson é possível determinar os deslocamentos horizontais da estrutura devido a ação lateral do vento e desaprumo utilizando o software FTOOL nas direções X e Y, como apresenta a figura 36.

Figura 36- Deslocamentos laterais devido a ação lateral do vento.



Fonte: a autora.

Com os deslocamentos horizontais da estrutura determinados e a ação total vertical em cada pavimento é possível determinar os efeitos de segunda ordem (Δm) em cada direção, conforme a expressão a seguir e apresentados na tabela 78:

$$\Delta m = \sum_{i=1}^n (P \cdot \delta_{hi})$$

Tabela 77–Deslocamentos e efeitos de segunda ordem.

Nível	Carga Vertical (kN)	Direção X		Direção Y	
		δ_{hi} (m)	Δm (kN.m)	δ_{hi} (m)	Δm (kN.m)
4	2293,72	0,00056	1,277	0,000690	1,583
3	2293,72	0,00037	0,846	0,000458	1,050
2	2293,72	0,000194	0,445	0,000239	0,549
1	2293,72	0,000057	0,131	0,000071	0,162
		Somatório	2,70	Somatório	3,34

Fonte: a autora.

Com os resultados do momento de segunda ordem expressos pela tabela 77 em cada direção, bem como o momento fletor global na base em cada direção, pode-se calcular o parâmetro γ_z , conforme equação 17.

Para a direção X:

$$\gamma_{zx} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta m_{tot,d}}{M_{tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{2,70}{989,954}} = 1,003$$

E para a direção Y:

$$\gamma_{zy} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta m_{tot,d}}{M_{tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{3,34}{573,02}} = 1,006$$

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011), se for respeitada a condição em que γ_z é menor ou igual a 1,10 a estrutura pode ser considerada de nós fixos.

Observa-se que para o edifício em questão a estrutura pode ser considerada de nós fixos, ou seja, pode ser desprezado os efeitos globais de segunda ordem na estrutura considerando apenas os esforços locais de segunda ordem. Também observa-se que a variação entre as combinações das ações é pouco significativo.

7.6 Dimensionamento e verificação das paredes estruturais

Os parâmetros de dimensionamento são:

- Resistência da argamassa: 3,20 Mpa;
- Eficiência prisma / bloco: 0,80;
- Espessura da parede: 14 cm;
- Tensão de tração na alvenaria na direção normal à fiada: 0,10;
- Tensão máxima de cisalhamento: 0,15 Mpa.

A esbeltez máxima das seções é:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{280}{14} = 20 < 24$$

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) as paredes para o caso em questão são consideradas como não armadas.

7.6.1 Compressão simples

Para o edifício em questão foi adotado o modelo de distribuição das ações verticais, de grupos isolados de paredes, como descrito no item 3.8 (Análise estrutural para cargas verticais), e os resultados do carregamento linear acumulado em cada pavimento foi apresentado na tabela 73.

De acordo com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011), a resistência característica da parede (f_k), é admitida igual a 70% da resistência do prisma (f_{pk}). Com base na equação 100, obtém:

$$\gamma_f \cdot \frac{N_k}{L} \leq \frac{0,7f_{pk}}{\gamma_m} \cdot \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right] \cdot \frac{A}{L}$$

$$f_{pk} \geq \frac{\gamma_f \cdot \frac{N_k}{L} \cdot \gamma_m}{0,7 \cdot \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 \cdot t_{ef}} \right)^3 \right] \cdot t} = \frac{1,4 \cdot \frac{N_k}{L} \cdot 2,0}{0,7 \cdot \left[1 - \left(\frac{2,80}{40 \cdot 0,14} \right)^3 \right] \cdot 0,14}$$

$$f_{pk} \geq 32,65 \cdot \frac{N_k}{L}$$

Será demonstrado a seguir a verificação à compressão simples no grupo 11, paredes Px10, Py11, Py7 e Py9, no 1º pavimento como exemplo.

Verificação:

$$f_{pk} \geq 32,65 \cdot 79,99 = 2611,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,61 \text{ MPa}$$

A tabela 79 indica o valor de f_{pk} necessário para cada grupo em cada pavimento analisado.

Grupo	Reservatório (Mpa)	3º Pav. (Mpa)	2º Pav. (MPa)	1º Pav. (MPa)
1		0,37	0,74	1,11
2		0,67	1,33	2,00
3		0,67	1,34	2,01
4		0,49	0,98	1,47
5		0,64	1,27	1,91
6		0,65	1,29	1,94
7		0,61	1,23	1,84
8		1,06	2,12	3,18
9		0,32	0,64	0,96
10		1,41	2,82	4,23
11	0,84	1,24	1,93	2,61
12	1,85	0,91	1,66	2,41

Fonte: a autora.

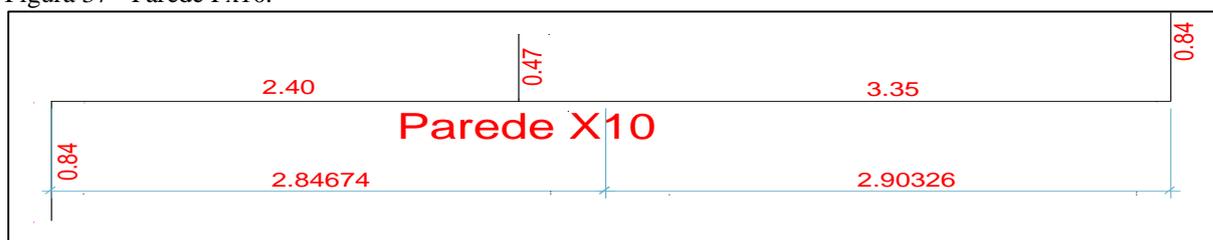
Admitindo que a resistência do prisma equivale a 0,80 da resistência do bloco, para essa situação, apenas o grupo 10 precisaria de blocos com resistência igual a 6,0 MPa no primeiro pavimento, os demais grupos precisariam de blocos com resistência igual a 4,5 MPa.

A verificação à compressão serve como referência, visto que os esforços devidos as ações laterais foram considerados, portanto a verificação à flexão composta é dimensionante.

7.6.2 Flexo-compressão nas paredes

A seguir será descrito o dimensionamento da parede Px10 pertencente ao grupo 11 no primeiro pavimento, as demais paredes do edifício foram dimensionadas seguindo o mesmo roteiro. A figura 37 apresenta a parede Px10.

Figura 37 - Parede Px10.



Fonte: a autora.

As características geométricas da parede Px10 são:

- Comprimento: 7,90 m;
- Momento de inércia: 4,1764722 m⁴;
- Área total: 1,106 m²;

- Área da alma: 0,805 m²;
- Força normal (N): 631,92 kN;
- Força cortante (V): 20,39 kN;
- Momento fletor (M. F.): 110,9655 kN.m.

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) os módulos de rigidez de flexão são:

$$W_{\text{inf}} = \frac{I}{x} = \frac{4,1764722}{2,90326} = 1,4385 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{sup}} = \frac{I}{x} = \frac{4,1764722}{2,84674} = 1,4671 \text{ m}^3$$

Conforme a NBR 15961- 2 (ABNT, 2011), em seu item 11.5, as tensões normais na seção transversal devem ser adquiridas por meio da superposição das tensões normais lineares devidas ao momento fletor com as tensões normais uniformes devidas à força de compressão. As tensões normais de compressão devem satisfazer a seguinte equação (Equação 111):

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot k} \leq f_d$$

Em que:

- $k = 1,5$;
- $R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] = \left[1 - \left(\frac{20}{40} \right)^3 \right] = 0,875$;
- $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{f_k}{2,00}$;
- $f_k = 0,7 \cdot f_p$;
- $\eta = \frac{f_p}{f_b} = 0,80$.

Portanto:

$$\frac{1,4 \cdot 631,92}{1,106 \cdot 0,875} + \frac{1,4 \cdot 110,9655}{1,4385 \cdot 1,5} \leq \frac{0,7 \cdot 0,8 \cdot f_b}{2,0} = 0,28 \cdot f_b$$

$$914,17 + 71,99 \leq 0,28 \cdot f_b$$

$$f_b \geq 3522,03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3,52 \text{ MPa}$$

Então, a mínima resistência do bloco necessária é de 3,52 MPa, porém a resistência mínima dos blocos disponíveis no mercado é de 4,50 MPa sendo utilizada essa resistência.

A escolha da resistência do bloco em cada pavimento é feita analisando-se a condição de todas as paredes, para o presente estudo a parede Px10 é representativa do que acontece com grande parte das paredes da edificação. As tabelas 80 e 81 indicam o valor da resistência do bloco necessária para cada parede da edificação.

Tabela 80 – Verificação da resistência do bloco para as paredes na direção X.

Parede	Nível	Cargas Verticais		Momento Fletor (kN.m)		Prismas	Bloco	
		N (kN)	Nd/A.R (Mpa)	M.F. (kN.m)	M.F./W.k (Mpa)	f _p (MPa)	f _b (MPa) Calculado	f _b (MPa) Adotado
PX1	3	14,88	0,13	0,01	0,001	0,37	0,47	4,5
	2	29,76	0,26	0,05	0,005	0,75	0,94	4,5
	1	44,64	0,39	0,10	0,010	1,14	1,43	4,5
PX2	3	40,45	0,23	0,06	0,002	0,67	0,84	4,5
	2	80,88	0,47	0,23	0,007	1,35	1,69	4,5
	1	121,33	0,70	0,48	0,015	2,04	2,56	4,5
PX3	3	47,72	0,23	0,13	0,002	0,68	0,84	4,5
	2	95,44	0,47	0,49	0,009	1,36	1,70	4,5
	1	143,16	0,70	1,04	0,019	2,06	2,58	4,5
PX4	3	85,95	0,17	4,86	0,007	0,51	0,64	4,5
	2	171,84	0,34	17,70	0,025	1,05	1,31	4,5
	1	257,79	0,51	37,88	0,053	1,62	2,03	4,5
PX5	3	64,72	0,23	0,89	0,005	0,68	0,85	4,5
	2	129,43	0,47	3,25	0,017	1,39	1,73	4,5
	1	194,15	0,70	6,96	0,036	2,11	2,64	4,5
PX6	3	78,14	0,22	1,12	0,005	0,66	0,82	4,5
	2	156,28	0,45	4,08	0,019	1,34	1,67	4,5
	1	234,42	0,67	8,72	0,041	2,04	2,55	4,5
PX7	3	21,58	0,23	0,01	0,001	0,65	0,81	4,5
	2	43,16	0,45	0,04	0,004	1,31	1,63	4,5
	1	64,74	0,68	0,09	0,009	1,97	2,46	4,5
PX8	3	119,82	0,21	8,53	0,010	0,64	0,80	4,5
	2	239,63	0,43	31,04	0,036	1,33	1,66	4,5
	1	359,45	0,64	66,45	0,076	2,06	2,57	4,5
PX9	3	88,59	0,37	0,35	0,004	1,07	1,34	4,5
	2	177,15	0,74	1,28	0,013	2,16	2,69	4,5
	1	260,28	1,09	2,74	0,028	3,19	3,99	4,5
PX10	3	301,15	0,44	14,24	0,009	1,27	1,59	4,5
	2	466,50	0,67	51,84	0,034	2,02	2,53	4,5
	1	631,92	0,91	110,97	0,072	2,82	3,52	4,5
PX11	3	200,46	0,32	14,20	0,011	0,94	1,18	4,5
	2	365,90	0,58	51,69	0,041	1,78	2,22	4,5
	1	531,34	0,84	110,66	0,089	2,67	3,33	4,5

Fonte: a autora.

Tabela 81 – Verificação da resistência do bloco para as paredes na direção Y.

Parede	Nível	Cargas Verticais		Momento Fletor (kN.m)		Prismas	Bloco	
		N (kN)	Nd/A.R (Mpa)	M.F. (kN.m)	M.F./W.k (Mpa)	fp (Mpa)	fb (Mpa) Calculado	fb (Mpa) Adotado
PY1	3	65,19	0,44	0,09	0,003	1,25	1,57	4,5
	2	100,98	0,67	0,30	0,009	1,96	2,44	4,5
	1	136,78	0,91	0,63	0,020	2,67	3,34	4,5
PY2	3	44,75	0,13	2,95	0,008	0,39	0,49	4,5
	2	89,50	0,26	10,30	0,028	0,82	1,03	4,5
	1	134,25	0,39	21,78	0,060	1,28	1,60	4,5
PY3	3	21,58	0,23	0,03	0,002	0,65	0,81	4,5
	2	43,16	0,45	0,10	0,006	1,31	1,64	4,5
	1	64,74	0,68	0,21	0,014	1,98	2,47	4,5
PY4	3	67,61	0,23	1,08	0,006	0,68	0,86	4,5
	2	135,22	0,47	3,78	0,021	1,39	1,74	4,5
	1	202,83	0,70	7,98	0,045	2,13	2,66	4,5
PY5	3	62,35	0,22	0,77	0,006	0,65	0,81	4,5
	2	121,32	0,43	2,69	0,019	1,28	1,60	4,5
	1	181,98	0,64	5,69	0,041	1,96	2,45	4,5
PY6	3	49,18	0,49	0,08	0,002	1,42	1,77	4,5
	2	98,36	0,99	0,27	0,008	2,84	3,55	4,5
	1	147,54	1,48	0,57	0,018	4,28	5,35	6,00
PY7	3	81,96	0,44	0,02	0,002	1,25	1,56	4,5
	2	126,96	0,67	0,07	0,006	1,95	2,43	4,5
	1	171,98	0,91	0,15	0,013	2,65	3,31	4,5
PY8	3	112,30	0,21	7,22	0,008	0,64	0,80	4,5
	2	224,61	0,43	25,24	0,029	1,31	1,64	4,5
	1	336,91	0,64	53,35	0,062	2,02	2,52	4,5
PY9	3	143,33	0,44	2,16	0,007	1,27	1,58	4,5
	2	222,03	0,67	7,55	0,026	2,00	2,50	4,5
	1	300,76	0,91	15,97	0,055	2,77	3,46	4,5
PY10	3	40,70	0,32	0,01	0,001	0,91	1,14	4,5
	2	74,30	0,58	0,05	0,005	1,67	2,09	4,5
	1	107,89	0,84	0,10	0,010	2,44	3,05	4,5
PY11	3	80,70	0,17	5,15	0,010	0,52	0,65	4,5
	2	161,35	0,34	18,01	0,035	1,08	1,35	4,5
	1	242,05	0,51	38,07	0,075	1,68	2,10	4,5
PY12	3	138,89	0,37	2,94	0,008	1,08	1,35	4,5
	2	277,73	0,74	10,28	0,029	2,20	2,75	4,5
	1	408,06	1,09	21,73	0,061	3,29	4,11	4,5
PY13	3	24,90	0,17	0,07	0,003	0,50	0,62	4,5
	2	49,78	0,34	0,26	0,009	1,01	1,26	4,5
	1	74,68	0,51	0,54	0,019	1,52	1,90	4,5
PY14	3	49,31	0,22	0,25	0,004	0,65	0,81	4,5
	2	98,59	0,45	0,88	0,012	1,31	1,63	4,5
	1	147,90	0,67	1,86	0,026	1,98	2,48	4,5
PY15	3	9,73	0,11	0,05	0,002	0,33	0,41	4,5
	2	19,46	0,22	0,18	0,007	0,66	0,83	4,5
	1	29,19	0,34	0,37	0,015	1,01	1,26	4,5

Fonte: a autora.

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) as tensões normais compõem-se de 75% das produzidas pelo carregamento vertical e 100% das relativas às ações horizontais, então estas correspondem a:

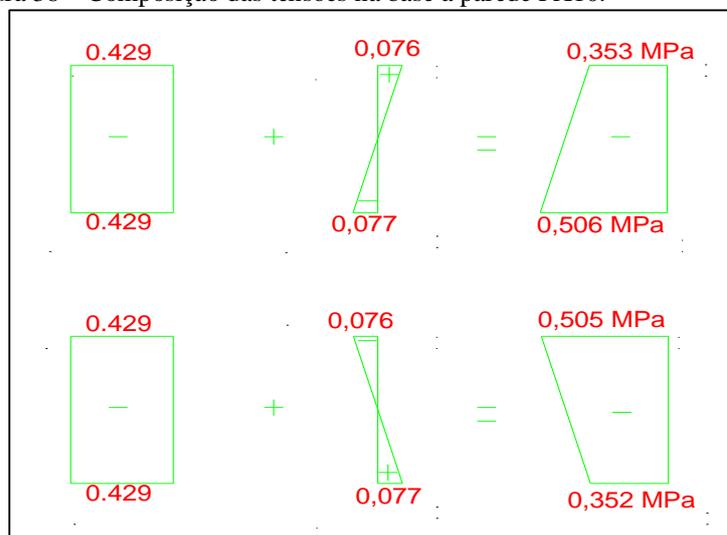
$$\frac{N}{A} = \frac{631,92}{1,106} \cdot 0,75 = 0,429 \text{ MPa}$$

$$\frac{M}{W_{\text{inf}}} = \frac{110,97}{1,4385} = 0,077 \text{ MPa}$$

$$\frac{M}{W_{\text{sup}}} = \frac{110,97}{1,4671} = 0,076 \text{ MPa}$$

A figura 38 apresenta a composição das tensões na base a parede Px10, onde são feitas duas composições devido à reversibilidade das ações horizontais, e a verificação se existe o esforço de tração nessa parede.

Figura 38 – Composição das tensões na base a parede PX10.



Fonte: a autora.

A tabela 82 indica os resultados das máximas tensões solicitantes de tração nas paredes do primeiro pavimento em alvenaria estrutural.

Tabela 82 – Verificação da máxima tração nas paredes da direção X e Y no primeiro pavimento.

Verificação de esforço de tração		
Parede	1ª Verificação (MPa)	2ª Verificação (MPa)
PX1	0,18	0,17
PX2	0,34	0,31
PX3	0,35	0,31
PX4	0,30	0,19
PX5	0,35	0,29
PX6	0,36	0,30
PX7	0,32	0,31
PX8	0,37	0,22
PX9	0,54	0,50
PX10	0,50	0,35
PX11	0,48	0,30
PY1	0,44	0,41
PY2	0,23	0,12
PY3	0,33	0,31
PY4	0,35	0,28
PY5	0,35	0,28
PY6	0,71	0,67
PY7	0,44	0,43
PY8	0,36	0,24
PY9	0,49	0,39
PY10	0,41	0,39
PY11	0,28	0,16
PY12	0,56	0,45
PY13	0,25	0,22
PY14	0,34	0,29
PY15	0,17	0,14

Fonte: a autora.

Com base nos resultados obtidos por meio da tabela 81, pode-se concluir que não ocorre esforço de tração nas paredes analisadas.

7.6.3 Verificação da tensão de cisalhamento

Como os blocos possuem resistência de 4,5 MPa e a argamassa com resistência à compressão de 3,20 MPa, tem-se, conforme a NBR 15961-1 (2001) em seu item 6.2.5.6, que o valor característico da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais das paredes (f_{vk}) é dado por:

$$f_{vk} = 0,1 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1 \text{ MPa}$$

Em que a tensão normal de pré-compressão na junta (σ), considerando apenas as ações permanentes ponderadas por coeficiente de segurança igual a 0,9 é:

$$\sigma = \frac{0,9 \cdot N_k}{b \cdot d} = \frac{0,9 \cdot 800,67}{1,106} = 651,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,652 \text{ MPa}$$

Assim, tem-se:

$$f_{vk} = 0,1 + 0,5 \cdot 0,652 \leq 1 \text{ MPa} = 0,426 \text{ MPa} \leq 1 \text{ MPa}$$

Verificação:

$$\frac{V_k \cdot \gamma_f}{b \cdot d} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = \frac{20,39 \cdot 1,4}{14 \cdot 575} \leq \frac{0,426}{2} = 0,03545 < 0,213$$

Portanto, as verificações satisfazem as prescrições da NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

A tabela 83 apresenta a verificação da tensão de cisalhamento nas paredes do 1º pavimento nas direções X e Y.

Tabela 83 – Verificação da tensão de cisalhamento.

Parede	σ (MPa)	F_{yk} (MPa)	$\frac{V_k \times \gamma_f}{b \times d}$ (MPa)	$\frac{F_{yk}}{\gamma_m}$ (MPa)	Verificação
PX1	0,219	0,26	0,0004	0,130	Ok
PX2	0,394	0,35	0,0008	0,173	Ok
PX3	0,395	0,35	0,0013	0,174	Ok
PX4	0,289	0,29	0,0171	0,147	Ok
PX5	0,395	0,35	0,0055	0,174	Ok
PX6	0,379	0,34	0,0069	0,17	Ok
PX7	0,382	0,34	0,0004	0,17	Ok
PX8	0,362	0,33	0,022	0,166	Ok
PX9	0,613	0,46	0,0032	0,228	Ok
PX10	0,514	0,41	0,0355	0,204	Ok
PX11	0,475	0,39	0,0309	0,194	Ok
PY1	0,514	0,41	0,0013	0,204	Ok
PY2	0,219	0,26	0,0114	0,13	Ok
PY3	0,382	0,34	0,0006	0,17	Ok
PY4	0,394	0,35	0,0067	0,173	Ok
PY5	0,362	0,33	0,0055	0,166	Ok
PY6	0,832	0,57	0,0009	0,283	Ok
PY7	0,514	0,41	0,0006	0,204	Ok
PY8	0,362	0,33	0,0266	0,166	Ok
PY9	0,514	0,41	0,0099	0,204	Ok
PY10	0,475	0,39	0,0033	0,194	Ok
PY11	0,289	0,29	0,0186	0,147	Ok
PY12	0,613	0,46	0,0115	0,228	Ok
PY13	0,289	0,29	0,0012	0,147	Ok
PY14	0,376	0,34	0,002	0,169	Ok
PY15	0,19	0,24	0,0007	0,122	Ok

Fonte: a autora.

7.6.4 Dimensionamento das vergas

O dimensionamento será feito para as vergas das janelas do dormitório, pois estas são as mais solicitadas no edifício, a resistência do prisma é igual a 3,6 MPa, que corresponde a resistência do bloco (4,5 MPa) multiplicada pela eficiência de 80%.

Os dados necessários são:

- Comprimento da verga: 2,20 m;
- Altura do bloco: 0,40 m;
- Largura do bloco: 0,14 m;
- Ação total: 4,34 kN/m;

O momento fletor de cálculo é:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4,34 \cdot 2,20^2}{8} = 2,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \gamma_f \cdot M = 1,4 \cdot 263 = 368,20 \text{ kN.cm}$$

A resistência de parede é:

$$f_k = 0,7 \cdot f_{pk} = 0,7 \cdot 3,6 = 2,52 \text{ MPa}$$

A metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura é:

$$f_s = 0,5 \cdot f_{yd} = 0,5 \cdot \frac{500}{1,15} = 217,4 \text{ MPa}$$

O braço de alavanca é dado por:

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d$$

Primeiramente deve-se estimar o braço de alavanca, adotando o d' igual a 7 cm a altura efetiva fica igual a 33 cm, o braço de alavanca fica igual a:

$$z = 0,95 \cdot 33 = 31,35 \text{ cm}$$

Assim, a área de aço é:

$$A_s \geq \frac{M_{rd}}{z \cdot f_s} = \frac{368,20}{31,35 \cdot 21,74} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) o valor de M_{rd} não pode ser maior que:

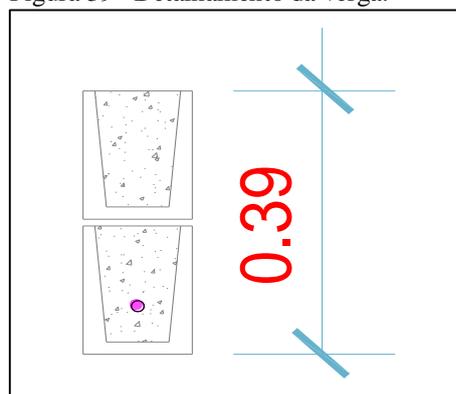
$$M_{rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = 0,4 \cdot \frac{0,252}{2} \cdot 14 \cdot 33^2 = 768,40 \text{ kN.cm}$$

Portanto:

$$z = 33 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{0,54 \cdot 21,74}{14 \cdot 33 \cdot 0,126} \right) = 29,67 \text{ cm}$$

Então, a armadura utilizada em todas as vergas do edifício é uma barra com diâmetro de 10 mm. A escolha por fazer com que todas as vergas do edifício tenham uma barra de 10 mm em seu interior é pelo fato de facilitar na execução e não haver confusão na hora da montagem. A figura 39 apresenta o detalhamento da verga.

Figura 39 – Detalhamento da verga.



Fonte: a autora.

8 APRESENTAÇÃO DO COMPARATIVO DE CUSTO ENTRE ALVENARIA ESTRUTURAL E CONCRETO ARMADO

A seguir será descrito os quantitativos e os custos das composições que juntamente com a mão de obra correspondente, compõem as planilhas orçamentárias do sistema estrutural em concreto armado e alvenaria estrutural, tornando possível a comparação de custos do referente estudo realizado. Para a obtenção dos índices de consumo foram utilizadas as tabelas de Composições de Preços para Orçamentos (TCPO) disponibilizadas pela editora PINI. Para os preços de insumos, foram utilizadas as planilhas disponibilizadas pela CAIXA (SINAPI) e teve como data referência de agosto de 2016, e pesquisa de preço de mercado.

Com relação ao sistema de concreto armado, constituíram no quantitativo e orçamento da obra os materiais necessários para a execução dos pilares, vigas, lajes e alvenaria de vedação de bloco de concreto.

Para o sistema de alvenaria estrutural, foram considerados os custos com os materiais necessários para a execução das paredes estruturais e lajes. Este sistema obteve ferragens longitudinais nas vergas, contra-vergas e cinta de amarração das paredes internas e externas, e ferragens verticais grauteadas em pontos necessários ao sistema. Ressaltando que o primeiro pavimento do edifício foi executado em concreto armado, assim sendo, suas composições foram inseridos no orçamento do edifício em alvenaria estrutural.

A seguir estão apresentados os quantitativos e os custos para a execução de cada sistema estrutural, optou-se em realizar os custos do pavimento térreo separado dos demais, visto que para os dois sistemas estruturais esse pavimento será realizado em concreto armado.

8.1 Sistema estrutural em concreto armado

Por meio do dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais em concreto armado, foi possível obter as quantidades de concreto, aço e área de fôrmas totais necessárias para a execução do sistema estrutural em concreto armado, mostrados nas tabelas 84 e 85. Decorrentes ao item da composição foram considerados três aproveitamentos para as fôrmas, e a consideração da mão de obra referente a cada serviço está incluso dentro de cada item da planilha orçamentária.

Tabela 84 – Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento térreo.

	AÇO (kg)		CONCRETO (m³)	FÔRMAS (m²)
	Bitola	Quantidade		
Pilares	Ø 5,0	61,62	3,32	57,66
	Ø 6,3	17,60		
	Ø 10,0	156,70		
	Ø 12,5	59,84		
	Ø 16,0	101,64		
Vigas	Ø 5,0	175,00	13,31	136,20
	Ø 6,3	61,00		
	Ø 8,0	192,00		
	Ø 10,0	106,00		
	Ø 12,5	142,00		
	Ø 16,0	133,00		
Lajes	Tela - M196	499,80	16,30	192,41
	Tela - R196	273,60		
	Tela - T283	400,50		
	Tela - T335	152,10		
Paredes	Bloco	Quantidade	-	-
	14 x 19 x 39 (m²)	28,72	-	-
	Canaleta 14 x 19 x 29 (m)	5,40	-	-

Fonte: a autora.

Tabela 85 – Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento tipo 1 e 2, forro e reservatório.

	AÇO (kg)		CONCRETO (m³)	FÔRMAS (m²)
	Bitola	Quantidade		
Pilares	Ø 5,0	231,80	9,30	51,57
	Ø 10,0	683,70		
	Ø 12,5	26,00		
Vigas	Ø 5,0	545,00	41,03	136,20
	Ø 6,3	203,00		
	Ø 8,0	578,00		
	Ø 10,0	323,00		
	Ø 12,5	455,00		
	Ø 16,0	399,00		
Lajes	Tela - M196	1529,80	50,08	192,41
	Tela - R196	834,20		
	Tela - Q246	57,50		
	Tela - T283	1201,50		
	Tela - T335	456,30		
	Tela - Q503	117,20		
Paredes	Bloco	Quantidade	-	-
	14 x 19 x 39 (m²)	1201,95	-	-
	Canaleta 14 x 19 x 29 (m)	371,60	-	-

Fonte: a autora.

Astabelas 86e 87apresentam os custos e quantidades dos materiais e mão de obra para a execução da superestrutura do edifício em concreto armado, sendo que os mesmos foram orçados pelo SINAPI/MG para o mês de agosto de 2016.

Tabela 86 – Custo direto da superestrutura e paredes para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento térreo.

ORÇAMENTO PARA CONSTRUÇÃO EM CONCRETO ARMADO					
Obra	Construção da parte estrutural do edifício				
Item	Descrição	Unid.	Quantidade	Preço Unitário	Preço Total
1	Superestrutura				
1.1	Pilares				
1.1.1	Armadura de aço CA-60 para estruturas de concreto armado, diâmetro até 5,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	61,62	8,57	528,08
1.1.2	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg	234,14	7,80	1826,29
1.1.3	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16 mm à 25 mm, corte, dobra e montagem	kg	101,64	9,03	917,81
1.1.4	Fôrmas para pilares, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos	m ²	57,66	53,35	3076,16
1.1.5	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	3,32	324,73	1078,10
1.2	Vigas				
1.2.1	Armadura de aço CA-60 para estruturas de concreto armado, diâmetro até 5,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	175,00	8,57	1499,75
1.2.2	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg	501,00	7,80	3907,80
1.2.3	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16 mm à 25 mm, corte, dobra e montagem	kg	133,00	9,03	1200,99
1.2.4	Fôrmas para vigas, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos	m ²	136,20	45,13	6146,71
1.2.5	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	13,31	324,73	4322,16
1.3	Lajes				
1.3.1	Tela de aço CA-60 – Série 196 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	773,39	6,85	5297,72
1.3.2	Tela de aço CA-60 – Série 283 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	400,50	7,23	2895,62
1.3.3	Tela de aço CA-60 – Série 335 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	152,10	7,35	1117,94
1.3.5	Fôrmas para lajes, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos	m ²	192,41	40,04	7704,10
1.3.6	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	16,30	324,73	5293,10
1.3.7	Escoras de madeira	m ³	24,19	27,30	660,39
Total					47472,71
2	Parede				
2.1	Alvenaria de vedação com blocos de concreto, 14x19x39, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm, assentado com argamassa mista de cimento, arenoso e areia sem peneirar traço 1:4:4	m ²	28,72	44,70	1283,78
2.2	Verga e contra verga em bloco de concreto canaleta 14x19x29 cm	m	5,40	21,56	116,42
Total					1400,21
Custo direto da obra					48872,91

Fonte: a autora.

Tabela 87 – Custo direto da superestrutura e paredes para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento tipo 1 e 2, forro e reservatório.

ORÇAMENTO PARA CONSTRUÇÃO EM CONCRETO ARMADO					
Obra	Construção da parte estrutural do edifício				
Item	Descrição	Unid	Quantid.	Preço Unitário	Preço Total
1	Superestrutura				
1.1	Pilares				
1.1.1	Armadura de aço CA-60 para estruturas de concreto armado, diâmetro até 5,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	231,80	8,57	1986,53
1.1.2	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg	709,70	7,80	5535,66
1.1.3	Fôrmas para pilares, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos	m ²	51,57	53,35	2751,26
1.1.4	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	9,30	324,73	3019,99
1.2	Vigas				
1.2.1	Armadura de aço CA-60 para estruturas de concreto armado, diâmetro até 5,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	545,00	8,57	4670,65
1.2.2	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg	1559,00	7,80	12160,20
1.2.3	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16 mm à 25 mm, corte, dobra e montagem	kg	399,00	9,03	3602,97
1.2.4	Fôrmas para vigas, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos	m ²	136,20	45,13	6146,71
1.2.5	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	41,03	324,73	13323,67
1.3	Lajes				
1.3.1	Tela de aço CA-60 - Série 196 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	2364,00	6,85	16193,40
1.3.2	Tela de aço CA-60 - Série 246 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	57,50	7,07	406,53
1.3.3	Tela de aço CA-60 - Série 283 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	1201,50	7,23	8686,85
1.3.4	Tela de aço CA-60 - Série 335 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	456,30	7,35	3353,81
1.3.5	Tela de aço CA-60 - Série 503 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	117,20	7,36	862,59
1.3.6	Fôrmas para lajes, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos	m ²	192,41	40,04	7704,10
1.3.7	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	50,08	324,73	16262,48
Total					106667,37
2	Parede				
2.1	Alvenaria de vedação com blocos de concreto, 14x19x39, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm, assentado com argamassa mista de cimento, arenoso e areia sem peneirar traço 1:4:4	m ²	1201,95	44,70	53727,17
2.2	Verga e contra verga em bloco de concreto canaleta 14x19x29 cm	m	371,60	21,56	8011,70
Total					61738,86
Custo direto da obra					168406,24

Fonte: a autora.

A tabela 88 apresenta o custo total para o sistema em concreto armado.

Tabela 88 - Custo total para o sistema em concreto armado.

Orçamento para construção do sistema em concreto armado	
Total do pavimento térreo	R\$ 48872,91
Total dos demais pavimentos	R\$ 168406,24
Total geral da edificação	R\$217279,15

Fonte: a autora.

8.2 Sistema em alvenaria estrutural

Para o sistema em alvenaria estrutural o primeiro pavimento do edifício a estrutura será considerada em concreto armado, e para o segundo pavimento ao reservatório será considerado em alvenaria estrutural com blocos de concreto.

Por meio do dimensionamento e detalhamento do edifício em alvenaria estrutural, foi possível obter as quantidades e tipos de blocos, suas dimensões e resistência, a quantidade de aço e grout necessários para a execução do sistema em alvenaria estrutural. E por meio do dimensionamento e detalhamento das lajes utilizando do método da pré-laje, foi possível obter as quantidades de concreto, aço e área de fôrmas totais necessárias para a execução das mesmas.

A tabela 89 apresenta a quantidade de materiais necessários para a execução do pavimento térreo em concreto armado. Já a tabela 90 apresenta a quantidade de materiais necessários para a execução da parte em alvenaria estrutural e lajes dos demais pavimentos, onde foram descontados os vãos das janelas e portas para o levantamento quantitativo dos blocos, e para outros detalhes construtivos foi necessária a utilização de blocos canaleta tipo “U” empregados nas vergas e contravergas, e blocos canaleta tipo “J” para a cinta de amarração das paredes externas e tipo “U” para as paredes internas. Vale ressaltar que a argamassa de assentamento dos blocos está sendo considerada no item do orçamento de metragem das paredes estruturais do sistema estrutural.

Foi utilizada uma bitola de 10 mm de diâmetro nos cantos das paredes que possui os pontos de grauteamento, vergas, contra-vergas, cinta de amarração e nos pontos verticais das janelas e portas.

Tabela 89 – Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento térreo.

	AÇO (kg)		CONCRETO (m³)	FÔRMAS (m²)
	Bitola	Quantidade		
Pilares	Ø 5,0	48,20	2,71	49,06
	Ø 6,3	18,82		
	Ø 8,0	13,75		
	Ø 10,0	118,20		
	Ø 12,5	24,95		
	Ø 16,0	138,80		
	Ø 25,0	124,50		
Vigas	Ø 5,0	391,00	23,73	215,18
	Ø 6,3	176,00		
	Ø 8,0	178,00		
	Ø 10,0	27,00		
	Ø 12,5	165,00		
	Ø 16,0	546,00		
	Ø 20,0	480,00		
Lajes	Tela - M196	284,59	19,03	-
	Tela - R196	149,31		
	Tela - Q196	434,15		
	Tela - Q246	162,50		
	Tela - T283	44,50		
	Tela - T335	126,75		
	Tela - Q335	315,60		
	Tela - T503	122,50		
Paredes	Bloco	Quantidade	-	-
	14 x 19 x 39 (m²)	28,72	-	-
	Canaleta 14 x 19 x 29 (m)	5,40	-	-

Fonte: a autora.

Tabela 90 – Quantitativo de materiais para o sistema em alvenaria estrutural pav.tipo 1 e 2, forro e reservatório.

	BLOCOS – Resistência 4,5 MPa(unid)		Área (m²)	Comprimento (m)
	Dimensão (cmxcmxcm)	Quantidade		
Paredes	14 x 19 x 4	330	2,64	-
	14 x 19 x 14	85	2,55	-
	14 x 19 x 19	927	37,08	-
	14 x 19 x 29	126	7,56	-
	14 x 19 x 34	2980	208,60	-
	14 x 19 x 39	8517	681,36	-
	14 x 19 x 54	285	31,35	-
Verga e contra-verga	Tipo “U” – 14 x 19 x 29	1239		371,60
Cinta de amarração	Tipo “U” – 14 x 19 x 29	1594		478,11
	Tipo “J” – 14 x 19 x 29	672		201,44
Aço (kg)	Bitola	549,38	-	-
	Ø 10,0		-	-
Grout (m³)	-	25,82	-	-
Lajes	Tela - M196	885,01	58,84	-
	Tela - R196	461,89		
	Tela - Q196	1302,45		
	Tela - Q246	527,50		
	Tela - T283	133,50		
	Tela - T335	380,25		
	Tela - Q335	946,80		
	Tela - T503	367,50		
	Tela - Q503	117,20		

Fonte: a autora.

Como alguns blocos não constam nas tabelas da SINAPI-MG, foi realizada uma pesquisa de preços em duas empresas do ramo da construção civil na cidade de Pouso Alegre – MG. A tabela 91 apresenta a média dos preços obtidos por meio da pesquisa para os diferentes blocos utilizados.

Tabela 91 – Preços dos blocos.

BLOCO	PREÇO UNIDADE (R\$)
14 x 19 x 4	0,70
14 x 19 x 14	1,00
14 x 19 x 19	1,20
14 x 19 x 29	1,80
14 x 19 x 34	2,10
14 x 19 x 39	2,10
14 x 19 x 54	3,30

Fonte: a autora.

A tabela 92 apresenta os custos e quantidades dos materiais e mão de obra para a execução da superestrutura do pavimento térreo do edifício em concreto armado, e a tabela 93 apresenta os custos e quantidades dos materiais e mão de obra para a execução da superestrutura dos demais pavimentos do edifício em alvenaria estrutural, sendo que os mesmos foram orçados pelo SINAPI/MG para o mês de agosto de 2016 e pela pesquisa dos preços de blocos, como mostrado na tabela 91. O equipamento grua, necessário para içar as pré-lajes, não corresponde a um insumo no orçamento, pois necessitaria de um cronograma de execução para poder orçá-lo.

Tabela 92 – Custo direto da superestrutura e paredes para o pavimento térreo em concreto armado.

ORÇAMENTO PARA CONSTRUÇÃO DO SISTEMA EM ALVENARIA ESTRUTURAL					
Obra	Construção da parte estrutural em concreto armado do edifício				
Item	Descrição	Unid	Quantid.	Preço Unitário	Preço Total
1	Superestrutura				
1.1	Pilares				
1.1.1	Armadura de aço CA-60 para estruturas de concreto armado, diâmetro até 5,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	48,20	8,57	413,07
1.1.2	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg	175,72	7,80	1370,62
1.1.3	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16 mm à 25 mm, corte, dobra e montagem	kg	263,30	9,03	2377,60
1.1.4	Fôrmas para pilares, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos	m ²	49,06	53,35	2617,35
1.1.5	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	2,71	324,73	880,02
1.2	Vigas				
1.2.1	Armadura de aço CA-60 para estruturas de concreto armado, diâmetro até 5,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	391,00	8,57	3350,87
1.2.2	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg	546,00	7,80	4258,80
1.2.3	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16 mm à 25 mm, corte, dobra e montagem	kg	1352,00	9,03	12208,56
1.2.4	Fôrmas para vigas, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos	m ²	215,18	45,13	9711,07
1.2.5	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	23,73	324,73	7705,84
1.3	Lajes				
1.3.1	Tela de aço CA-60 - Série 196 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	868,06	6,85	5946,21
1.3.2	Tela de aço CA-60 - Série 246 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	162,50	7,07	1148,88
1.3.3	Tela de aço CA-60 - Série 283 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	44,50	7,23	321,74
1.3.4	Tela de aço CA-60 - Série 335 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	442,35	7,35	3251,27
1.3.5	Tela de aço CA-60 - Série 503 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	122,50	7,36	901,60
1.3.7	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	19,03	324,73	6179,61
Total					62643,11
2	Parede				
2.1	Alvenaria de vedação com blocos de concreto, 14x19x39, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm, assentado com argamassa mista de cimento, arenoso e areia sem peneirar traço 1:4:4	m ²	28,72	44,70	1283,78
2.2	Verga e contra verga em bloco de concreto canaleta 14x19x39 cm em bloco de concreto canaleta 14 x 19 x 39 cm	m	5,40	21,56	116,42
Total					1400,21
Custo direto da obra					64043,32

Fonte: a autora.

Tabela 93 – Custo direto da superestrutura para o sistema em Alvenaria Estrutural.

ORÇAMENTO PARA CONSTRUÇÃO DO SISTEMA EM ALVENARIA ESTRUTURAL					
Obra	Construção da parte em alvenaria estrutural do edifício				
Item	Descrição	Unid	Quantid.	Preço Unitário	Preço Total
1	Superestrutura				
1.1	Paredes				
1.1.1	Alvenaria de vedação com blocos de concreto 14x19x4 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	2,64	113,01	298,35
1.1.2	Alvenaria estrutural com blocos de concreto 14x19x14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	2,55	78,33	199,74
1.1.3	Alvenaria estrutural com blocos de concreto 14x19x19cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	37,08	69,01	2558,89
1.1.4	Alvenaria estrutural com blocos de concreto 14x19x29 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	7,56	62,29	470,91
1.1.5	Alvenaria estrutural com blocos de concreto 14x19x34 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	208,60	60,66	12653,68
1.1.6	Alvenaria estrutural com blocos de concreto 14x19x39 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	681,36	55,27	37658,77
1.1.7	Alvenaria estrutural com blocos de concreto 14x19x54 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	31,35	56,64	1775,66
1.1.8	Verga/ contraverga /cinta com blocos de concreto tipo "U", 14x19x29 cm	m	849,71	13,64	11590,04
1.1.9	Cinta com blocos de concreto tipo "J", 14x19x29 cm	m	201,44	13,64	2747,64
1.2	Armadura				
1.2.1	Armadura de aço CA-50, diâmetro de 10 mm, corte, dobra e montagem	kg	549,38	5,94	3263,32
1.3	Concreto				
1.3.1	Grout - preparo com argamassa de cimento, areia sem peneirar e pedrisco traço 1:3:2, lançado e adensado	m ³	25,82	509,22	13148,06
1.4	Lajes				
1.4.1	Tela de aço CA-60 - Série 196 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	2649,34	6,85	18147,98
1.4.2	Tela de aço CA-60 - Série 246 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	527,50	7,07	3729,43
1.4.3	Tela de aço CA-60 - Série 283 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	133,50	7,23	965,21
1.4.4	Tela de aço CA-60 - Série 335 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	1327,05	7,35	9753,82
1.4.5	Tela de aço CA-60 - Série 503 (Painel 2,45 x 6,00 m)	kg	484,70	7,36	3567,39
1.4.7	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	58,84	324,73	19107,11
Total					141635,99
Custo direto da obra					141635,99

Fonte: a autora.

A tabela 94 apresenta o custo total para o sistema em alvenaria estrutural.

Tabela 94 - Custo total para o sistema em alvenaria estrutural.

Orçamento para construção do sistema em alvenaria estrutural	
Total do primeiro pavimento em concreto armado	R\$ 64043,32
Total dos pavimentos em alvenaria estrutural	R\$ 141635,99
Total geral da edificação	R\$205679,31

Fonte: a autora.

9 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para a análise do estudo apresentado, foram consultados por meio das tabelas do SINAPI – MG, referente ao mês de agosto de 2016, os custos dos materiais e mão de obra inserida em cada item do orçamento, não considerando o acréscimo da porcentagem de BDI. Na comparação apresentada a seguir, serão avaliados os efeitos dos custos do levantamento de quantitativos das composições de estrutura e paredes do edifício.

Por meio desse estudo, obtiveram-se os valores globais para a estrutura no pavimento térreo para os sistemas estruturais em concreto armado e alvenaria estrutural, apresentados na tabela 95.

Tabela 95 - Comparativo de custo entre as estruturas para o pavimento térreo.

Comparação de custos		
Descrição dos insumos	Concreto armado (R\$)	Alvenaria estrutural (R\$)
Aço	19192,00	35549,21
Fôrmas	16926,96	12328,42
Concreto	10693,36	14765,47
Blocos e argamassa de assentamento	1400,21	1400,21
Escora	660,39	-
Total Geral	48872,91	64043,32
Custo por m²	210,19	275,43

Fonte: a autora.

A tabela 96 apresenta os custos dos dois sistemas estruturais, obtendo uma comparação em porcentagem para cada composição utilizada na obra para o pavimento térreo.

Tabela 96 - Comparativo de custo entre as estruturas por porcentagem para o pavimento térreo.

Comparação em porcentagem		
Descrição dos insumos	Concreto armado (%)	Alvenaria estrutural (%)
Aço	39,27%	55,51%
Fôrmas	34,63%	19,25%
Concreto	21,88%	23,06%
Blocos e argamassa de assentamento	2,87%	2,19%
Escora	1,35%	-

Fonte: a autora.

Analisando a execução do sistema estrutural em concreto armado para o pavimento térreo, obteve-se um valor total de R\$ 48872,91, nota-se que o percentual de aço representa o maior valor à parte estrutural do edifício.

Resultou-se para a parte estrutural em concreto armado (pavimento térreo) do sistema em alvenaria estrutural um valor total de R\$ 64043,32 onde a maior porcentagem desse custo foi em aço, correspondendo a 55,51% desse total.

Para o pavimento térreo, a diferença entre os valores é de R\$ 15170,41 que corresponde uma vantagem de custo para o sistema estrutural de concreto armado de 23,69%. Essa vantagem é devido à menor esbelteza das vigas e lajes e à menores esforços sobre as vigas comparado a parte de concreto armado no sistema em alvenaria estrutural, pois para o sistema em alvenaria estrutural as lajes ficaram com espessura e quantidades de armadura superiores devido a utilização da pré-laje, e as vigas ficaram sujeitas a esforços elevados pois estas recebiam todos os esforços provenientes dos pavimentos superiores, acarretando em vigas rígidas e com quantidade elevada de armadura. Nota-se que mesmo não havendo a necessidade de escoramento e a redução de fôrmas devido as pré-lajes não precisarem desses insumos para serem executadas, os valores do aço e do concreto sobressairam ao valor global para o pavimento térreo.

Os valores globais para a estrutura nos pavimentos tipo 1 e 2, forro e reservatório para os sistemas estruturais em concreto armado e alvenaria estrutural, estão apresentados na tabela 97.

Tabela 97 - Comparativo de custo entre as estruturas para os pavimentos tipo 1 e 2, forro e reservatório.

Comparação de custos		
Descrição dos insumos	Concreto armado (R\$)	Alvenaria estrutural (R\$)
Aço	57459,17	39427,14
Fôrmas	16602,06	-
Concreto	32606,14	19107,11
Blocos e argamassa de assentamento	61738,86	69953,68
Grout	-	13148,06
Total Geral	168406,24	141635,99
Custo por m²	236,01	198,50

Fonte: a autora.

A tabela 98 apresenta os custos dos dois sistemas estruturais, obtendo uma comparação em porcentagem para cada composição utilizada na obra.

Tabela 98 - Comparativo de custo entre as estruturas por porcentagem para os pavimentos tipo 1 e 2, forro e reservatório.

Comparação em porcentagem		
Descrição dos insumos	Concreto armado (%)	Alvenaria estrutural (%)
Aço	34,12%	27,84%
Fôrmas	9,86%	-
Concreto	19,36%	13,49%
Blocos e argamassa de assentamento	36,66%	49,39%
Grout	-	9,28%

Fonte: a autora.

Analisando a execução do sistema estrutural em concreto armado, obteve-se um valor total de R\$ 168406,24, nota-se que o percentual de aço representa o maior valor à parte estrutural do edifício, e o custo com os blocos e argamassa de assentamento é superior aos demais.

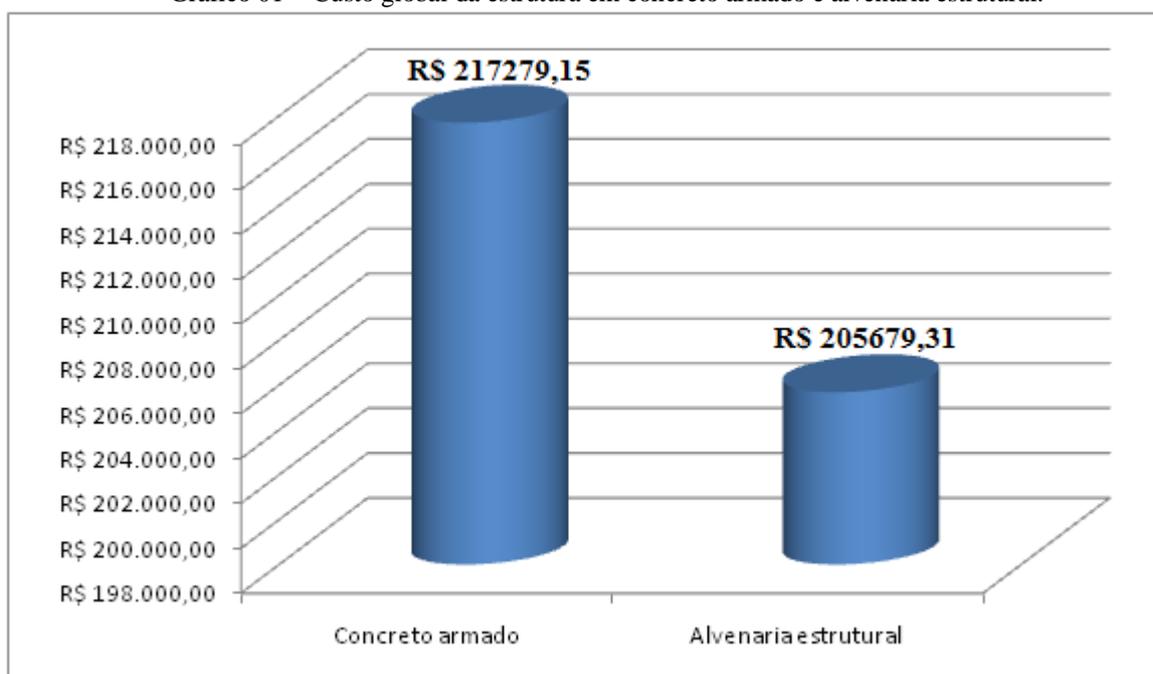
Resultou-se para o sistema em alvenaria estrutural um valor total de R\$ 141635,99 onde a maior porcentagem desse custo foi em blocos e argamassa de assentamento, correspondendo a 49,39% desse total.

Analisando esses pavimentos, a diferença entre os valores é de R\$ 26770,25 que corresponde uma vantagem de custo para o sistema de alvenaria estrutural de 15,90%. Essa vantagem é devido à substituição dos pilares e vigas por paredes estruturais, reduzindo assim o consumo de aço, concreto e fôrmas.

Os autores Kageyama; Kishi e Meirelles (2009) realizaram uma comparação de custos entre os dois sistemas, os quais consideraram itens como fundações e projeto arquitetônico, e obtiveram em seu orçamento global uma vantagem de 10% a 30% do sistema em alvenaria estrutural em relação ao concreto armado, nota-se que para o estudo em questão essa vantagem é de 15,90%.

O gráfico 01 apresenta o custo global, analisando todos os pavimentos, da estrutura de concreto armado e alvenaria estrutural.

Gráfico 01 – Custo global da estrutura em concreto armado e alvenaria estrutural.



Fonte: a autora.

Para o estudo apresentado, a diferença entre os valores é de R\$ 11.599,84 que corresponde a uma vantagem de custo para o sistema de alvenaria estrutural de 5,34%, devido à substituição dos pilares e vigas por paredes estruturais, acarretando em um menor consumo no aço, concreto e fôrmas.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O conteúdo apresentado teve como principal objetivo comparar dois sistemas estruturais distintos, elementos estruturais em concreto armado e em alvenaria estrutural. Para que isso fosse possível, foi necessário realizar uma abordagem sobre os dois sistemas estruturais, visando principalmente os parâmetros para o dimensionamento, os materiais utilizados e as vantagens de cada sistema. Os critérios de projetos utilizados foram baseados na normatização brasileira e na bibliografia citada nas referências deste trabalho.

Por meio do estudo realizado, pode-se concretizar as referências estudadas por diversos autores, onde indicam que para um edifício com um determinado padrão e porte o sistema em alvenaria estrutural apresenta vantagens em relação a estabilidade global da estrutura, a carga média do edifício e ao custo final comparado ao sistema estrutural em concreto armado.

Para o edifício em concreto armado o coeficiente γ_z é da ordem de 1,09 e a carga média corresponde a 10,07, já o edifício em alvenaria estrutural o coeficiente γ_z é da ordem de 1,01 e a carga média corresponde a 9,87.

Após a análise dos orçamentos dos dois sistemas estruturais, obteve-se como resultado uma diferença de R\$ 11.599,84, o que representa um total de 5,34%, em favor da execução do edifício em alvenaria estrutural. Desse modo, utilizando-se de um critério puramente econômico o sistema a ser escolhido para uma obra com este padrão e porte é a alvenaria estrutural.

Porém, apesar de ter um grande peso na definição do sistema a ser utilizado, o critério econômico não é o único a ser considerado. Outros fatores também devem ser considerados, tais como: oferta de mão de obra qualificada, disponibilidade de materiais próximos ao local da obra, entre outros, uma vez que esses itens encarecem o custo final do sistema e alteram o resultado esperado.

Como sugestão para trabalhos futuros recomenda-se a análise da produtividade da mão de obra e tempo de execução comparando os dois sistemas estruturais acima mencionados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, J. M.. **Curso de concreto armado**. V. 1, 3. Ed. Rio Grande: Dunas, 2010.

ARAÚJO, R.C.L.; RODRIGUES, L. H.V.; FREIATS, E. G. A. **Materiais de construção**. Rio de Janeiro, 2000. Disponível em:

<<http://engenhariaconcursos.com.br/arquivos/Materiais/concretosimples.pdf>>. Acesso em: 03 de abril de 2016.

ARCARI, Andrey. **Alvenaria estrutural e estrutura apertada de concreto armado: Estudo comparativo de custos para execução de empreendimento habitacional de interesse social**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto: procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 5739**: Concreto: ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1980. (versão corrigida 2000).

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1988. (versão corrigida 2 de 2013).

_____. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: Requisitos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7480**: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado: especificações. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 8522**: Concreto: Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003. (versão corrigida 2004).

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

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 12118**: Argamassa, assentamento, teto, revestimento, parede. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13281:** Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 14321:** Paredes de alvenaria estrutural: determinação da resistência ao cisalhamento. Rio de Janeiro, 1999.

_____. **NBR 14322:** Paredes de alvenaria estrutural: verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão. Rio de Janeiro, 1999.

_____. **NBR 15270-2:** Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural: Terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 15270-3:** Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 15873:** Coordenação modular para edificações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15961-1:** Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 15961-2:** Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado.** Notas de aula, UNESP. Bauru: 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 11 de abril de 2016.

BARROS, M. M. S. B. de; MELHADO, S. B.. **Recomendações para a produção de estruturas de concreto armado em edifícios.** São Paulo: 1998. Disponível em: <http://www.pcc.usp.br/files/text/publications/TT_00004.pdf>. Acesso em: 31 de outubro de 2016.

BARROS, Mercia M. B. B.; SABBATINI, Fernando H.. **Diretrizes para o processo de projeto para a implantação de tecnologias construtivas racionalizadas na produção de edifícios.** 2003. 24 p..Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PPC/172.

BAUER, L. A. F. **Materiais de construção.** V. 1, 5. Ed. Editora LTC, 1994.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado:** segundo a NBR 6118:2014.4. Ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M.. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** V. II, 2. Ed. Editora Pini: 2013.

DELLATORRE, Lázaro Augusto. **Análise comparativa de custo entre edifício de alvenaria estrutural e de concreto armado convencional.** Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria: 2014.

DUARTE, Ronaldo Bastos. **Recomendações para o Projeto e Execução de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 1. Ed. Porto Alegre: 1999.

FERREIRA, Sandro. **Arranha-céus**. 2016. Disponível em:

<http://www.educacional.com.br/especiais/Niemeyer/includes/arqCalculos/arranhaceus_imprimir.asp?strTitulo=Arranha-c%EA9us>. Acesso em: 28 de abril de 2016.

FIGUEIRÓ, Wendell Oliveira. **Racionalização do processo construtivo de edifícios em alvenaria estrutural**. Trabalho de conclusão de curso, UFMG. Belo Horizonte: 2009.

GERDAU. **Aço para construção civil**. Disponível em:

<https://www.comercialgerdau.com.br/produtos/download/6_AcoConstrucaoCivil.pdf>.

Acesso em: 03 de abril de 2016.

GIONGO, José Samuel. **Concreto Armado: Introdução e propriedade dos materiais**. São Carlos, 2007. Disponível em:

<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Introd_Prop_Materiais.pdf>. Acesso em: 03 de abril de 2016.

GUIMARÃES, Andrei Hammes. **Análise da viabilidade técnica e econômica de diferentes sistemas construtivos aplicados às habitações de interesse social de Florianópolis**.

Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: 2014.

KALIL, Silvia Baptista; LEGGERINI, Maria Regina. **Estruturas Mistas: Concreto Armado x Alvenaria Estrutural**. Curso de Graduação. Pontífca Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

KATO, Ricardo Bentes. **Comparação entre o sistema construtivo convencional e o sistema construtivo em alvenaria estrutural segundo a teoria da construção enxuta**.

Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: 2002.

KAGEYAMA, T; KISHI, S.; MEIRELLES, C. R. M.. **As interferências do processo construtivo da alvenaria estrutural na redução dos custos na construção arquitetônica**.

Revista Mackenzie de Engenharia e Computação, São Paulo, v. 6, n. 6-10, p. 44-64, 2009.

Disponível em:

<<http://editorarevistas.mackenzie.br/index.php/rmec/article/viewFile/3326/2778>>. Acesso em: 05 de novembro de 2016.

KUHN, Suede Steil. **Projeto estrutural parcial em concreto armado de uma residência unifamiliar de acordo com a normalização em vigor**. Trabalho de conclusão de curso,

Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: 2015.

LOPES, André Felipe de Oliveira. **Estudo técnico comparativo entre lajes maciças e nervuradas com diferentes tipos de materiais de enchimento**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Pernambuco. Caruaru: 2012.

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

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G.. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: Edefscar, 2012.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. São Carlos: Edufscar, 2012.

PERES, Pedro de Oliveira. **Um estudo comparativo sobre os sistemas de fôrmas: mesa voadora x convencional**. Trabalho de conclusão de curso, UFRJ. Rio de Janeiro: 2013. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10006479.pdf>>. Acesso em: 09 de abril de 2016.

RAMALHO, M. A.. **Dimensionamento em alvenaria estrutural**. Curso. São Paulo: ABECE, 2012.

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

REBOREDO, André Rampazzo. **Dimensionamento de um edifício em alvenaria estrutural de blocos de concreto**: comentários sobre a NBR 15961-1 (2011). Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: 2013.

REIS, Pâmela. **Comparativo entre laje maciça e pré-laje**. Revista Construção Mercado negócios de incorporação e construção, edição 105, 2010. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/105/artigo299374-1.aspx>>. Acesso em: 01 de novembro de 2016.

REZENDE, F. M.; MOHAMAD, G.; PARSEKIAN, G. A.; RIZZATTI, E.; SÁNCHEZ FILHO, E. S.. **Análise do emprego de armaduras treliçadas planas como alternativa tecnológica para a execução de vergas em alvenaria estrutural**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 13, n. 1, jan./mar. 2013. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-86212013000100005>. Acesso em: 29 de maio de 2016.

ROMAN, H; FILHO, S. P.. **Manual de alvenaria estrutural com blocos cerâmicos**. 2000. Disponível em: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAABGP8AF/manual-alvenaria-estrutural>>. Acesso em: 05 de maio de 2016.

ROMAN, H. R.; RIZZATTI, E.; MOHAMAD, G. **Propriedades da alvenaria estrutural e de seus componentes**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 2015.

SABATTINI, F. Doutor em alvenaria estrutural. **Revista prisma**. São Paulo, n. 6, p. 5-6, mar. 2003. Disponível em: <<http://www.youblisher.com/p/347014-Prisma-6/>>. Acesso em: 05 de maio de 2016.

SCADELAI, M. A.; PINHEIRO, L. M.. **Estruturas de concreto**. USP: São Paulo, 2003. Disponível em: <<http://www.gdace.uem.br/romel/MDidatico/EstruturasConcretoII/16%20Pilares.pdf>>. Acesso em : 28 de maio de 2016.

SILVA, Paula Juliana Silva da. **Alvenaria estrutural e painéis pré-moldados**: estudo comparativo dos sistemas construtivos. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: 2011.

SINAPI. **Preço de insumos sem desoneração para Minas Gerais.** Belo Horizonte: Caixa Econômica Federal, agosto de 2016.

SOUZA JÚNIOR, T. F. **Estruturas de concreto armado.** Lavras, 23 p. Notas de aulas. Universidade Federal de Lavras. Disponível em: <<https://docente.ifrn.edu.br/valtencirgomes/disciplinas/construcao-de-edificios/apostila-concreto>>. Acesso em: 03 de abril de 2016.

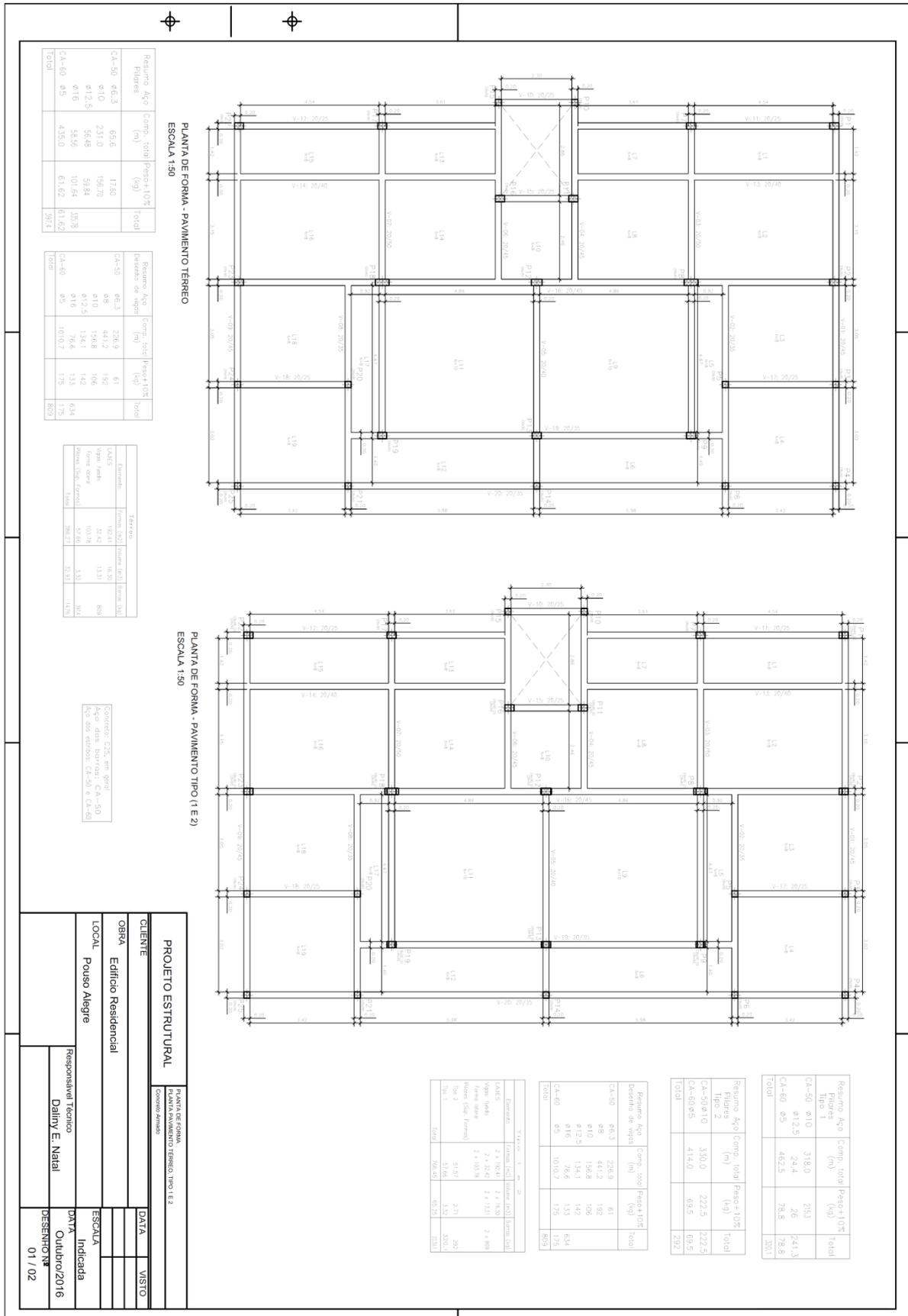
TABELAS DE COMPOSIÇÃO DE PREÇOS PARA ORÇAMENTOS. 14 ed.. São Paulo: Pini, 2012.

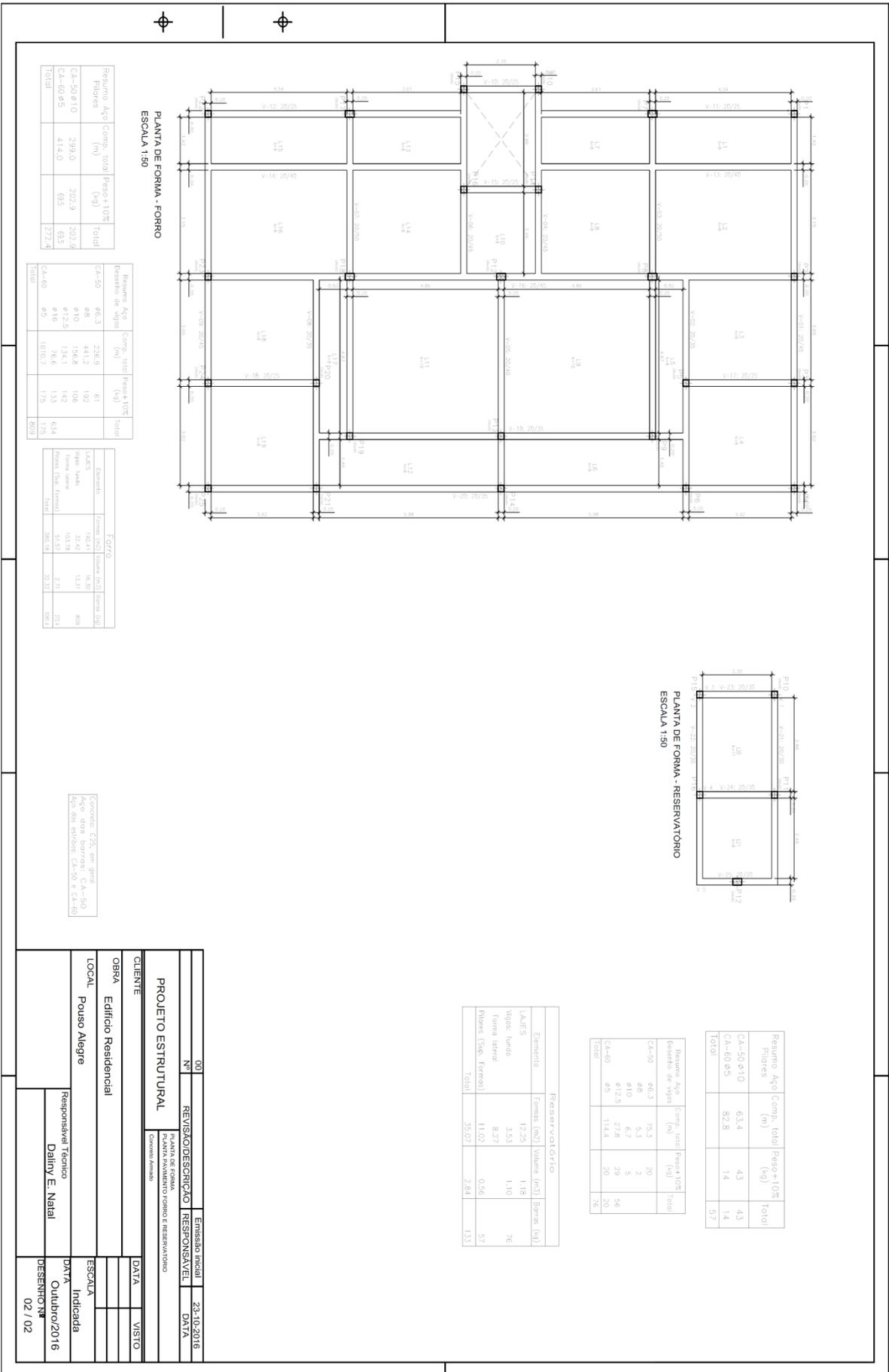
TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M.. **Alvenaria Estrutural:** Metodologia do projeto, detalhes, mão de obra, normas e ensaios. 1 Ed.. São Paulo: Pini, 2010.

TISAKA, Maçahiko. **Orçamento na construção civil:** consultoria, projeto e execução. São Paulo: Editora Pini, 2011.

VILLAR, Carlos Eduardo de França. **Caracterização e comportamento da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Ceará. Fortaleza: 2005.

APÊNDICE A – Projeto estrutural de concreto armado





PLANTA DE FORMA - RESERVATÓRIO
ESCALA 1:50

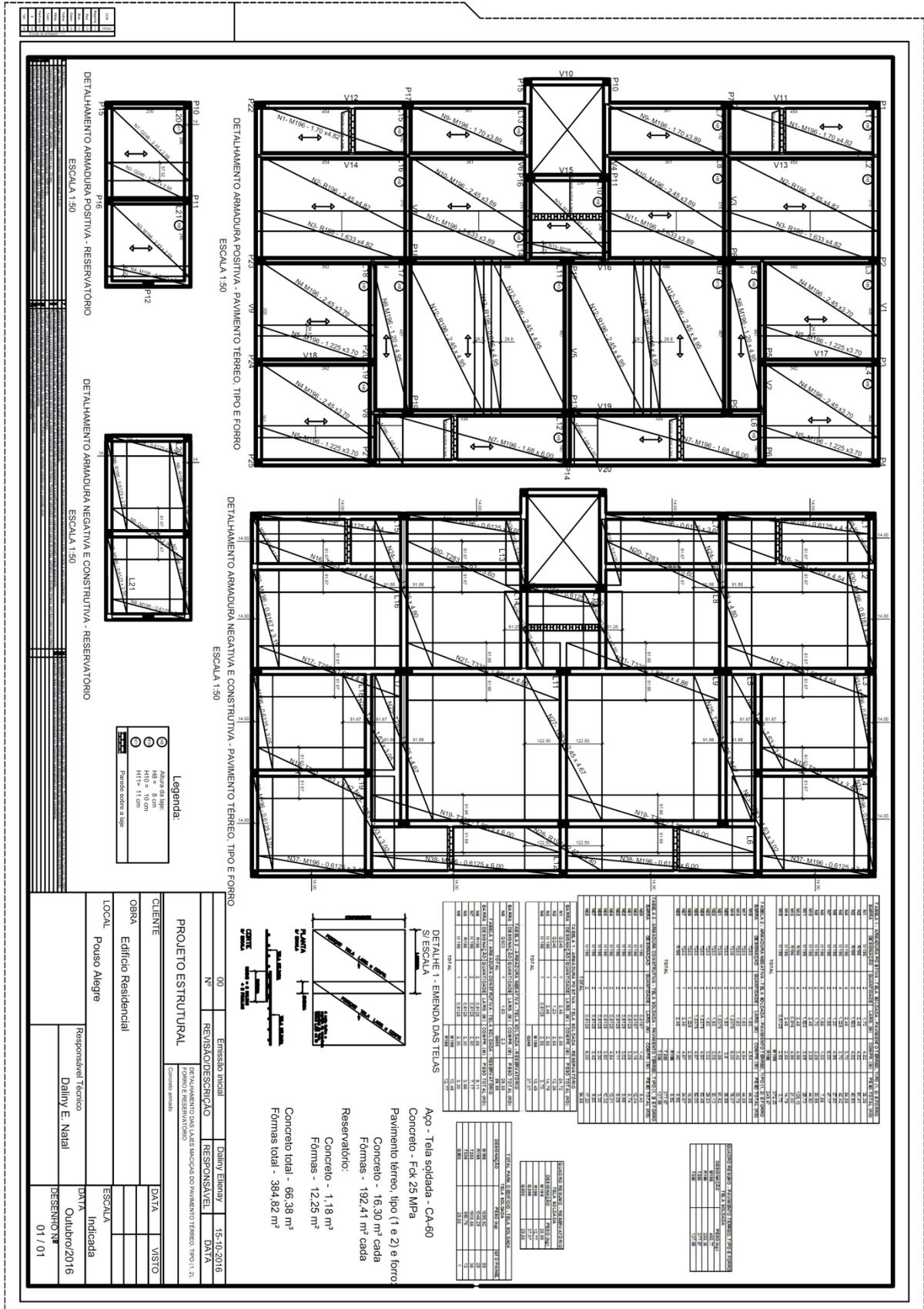
Resumo Aço	Comp. total	Peso+10%	Total
Pilares	(m)	(kg)	(ton)
CA-50 ø10	63,4	43	43
CA-60 ø5	82,8	14	14
Total			57

Resumo Aço	Comp. total	Peso+10%	Total
Resumo de vigas	(m)	(kg)	(ton)
CA-50 ø6,3	79,3	20	20
ø6,3	2,3	2	2
ø10	2,3	2	2
ø12,5	27,8	29	29
CA-60 ø5	114,4	20	20
Total			76

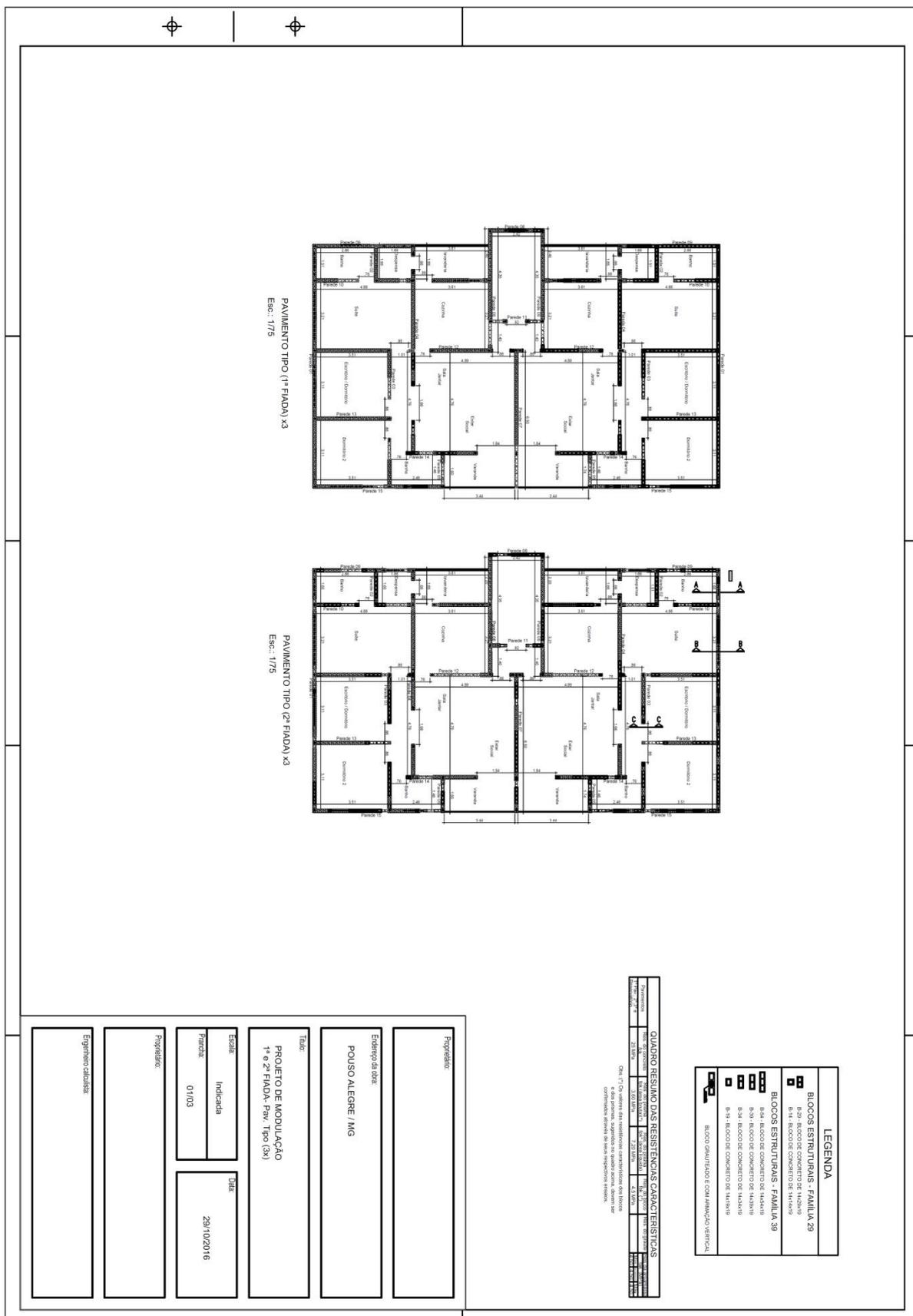
Elemento	Formas (m²)	Volume (m³)	Barras (kg)
LAJES	12,25	1,18	76
Vigas: Lado	3,33	1,10	
Forma lateral	8,27	0,56	57
Pilares (Sup. Formas)	11,02	2,84	133
Total	35,07	2,84	133

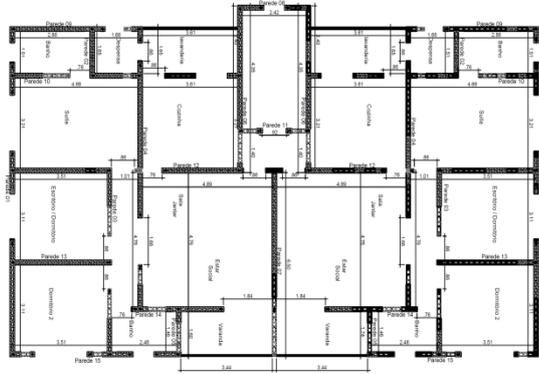
001	REVISÃO/DESCRIÇÃO	Emissão inicial	23-10-2016
Nº	RESPONSÁVEL	DATA	
PROJETO ESTRUTURAL PLANTA/VALIAMENTO/FORMA DE RESERVATÓRIO Comando: Anísio			
CLIENTE		DATA	VISTO
OBRA	Edifício Residencial		
LOCAL	Pouso Alegre	ESCALA	
	Responsável Técnico	DATA	
	Dalmy E. Nairal	Outubro/2016	
		DESENHO Nº	02 / 02

APÊNDICE B – Projeto estrutural de lajes maciças para o sistema estrutural em concreto armado

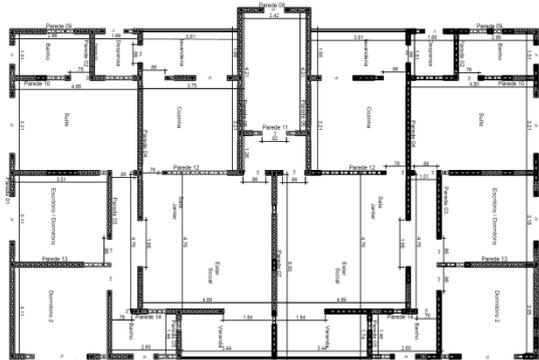


APÊNDICE C – Projeto de alvenaria estrutural

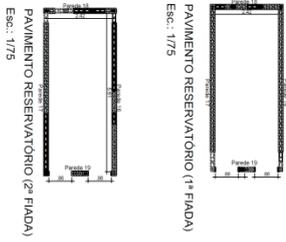




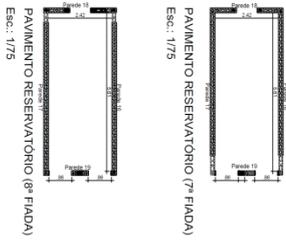
PAVIMENTO TIPO (7ª FIADA) X3
Esc.: 1/75



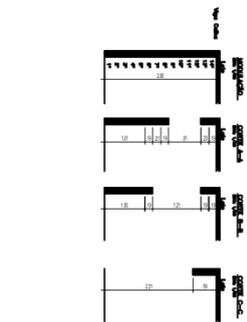
PAVIMENTO TIPO (8ª FIADA) X3
Esc.: 1/75



PAVIMENTO RESERVATÓRIO (1ª FIADA)
Esc.: 1/75



PAVIMENTO RESERVATÓRIO (7ª FIADA)
Esc.: 1/75



PAVIMENTO RESERVATÓRIO (2ª FIADA)
Esc.: 1/75

PAVIMENTO RESERVATÓRIO (8ª FIADA)
Esc.: 1/75

LEGENDA	
BLOCOS ESTRUTURAS - FAMÍLIA 29	
	B-29 - BLOCO DE CONCRETO DE M4xM19
	B-24 - BLOCO DE CONCRETO DE M4xM19
BLOCOS ESTRUTURAS - FAMÍLIA 39	
	B-34 - BLOCO DE CONCRETO DE M4xM19
	B-39 - BLOCO DE CONCRETO DE M4xM19
	B-34 - BLOCO DE CONCRETO DE M4xM19
	B-19 - BLOCO DE CONCRETO DE M4xM19
BLOCO ORÇAMENTO E COM ANOTAÇÃO VERTICAL	

QUADRO RESUMO DAS RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS	
TIPO DE BLOCO	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA (MPa)
B-19	11,20
B-24	11,20
B-29	11,20
B-34	11,20
B-39	11,20

Obs.: (*) Os valores das resistências características são blocos e das juntas, segundo os dados acima, devem ser corrigidos de acordo com o respectivo projeto.

Proprietário: _____

Endereço da obra: **POUSO ALEGRE / MG**

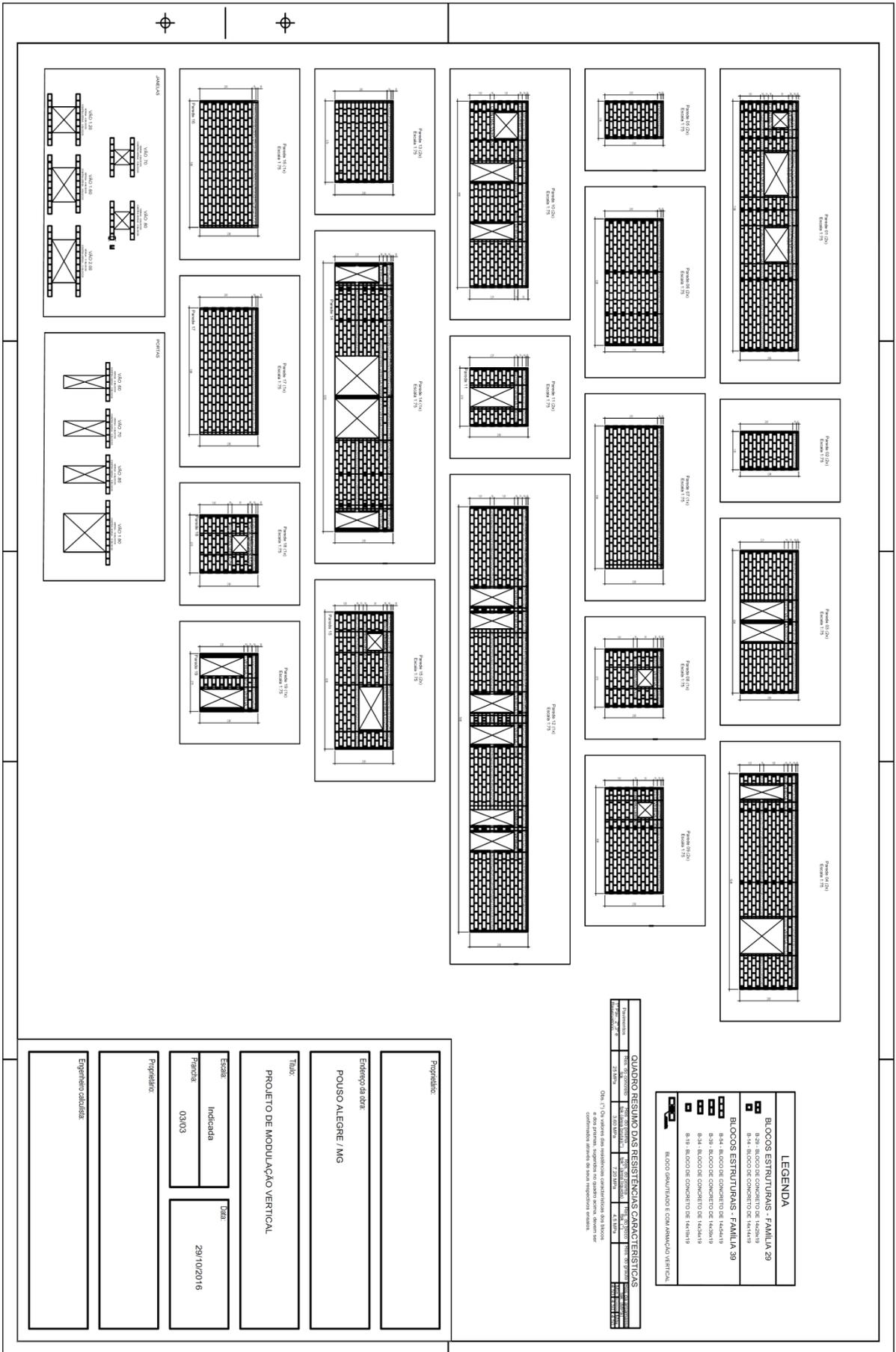
Título: **PROJETO DE MODULAÇÃO 6ª e 7ª FIADA, Pav. Tipo (3x) 1ª, 2ª, 6ª e 7ª FIADA, Pav. Reservatório**

Escala: Indicada

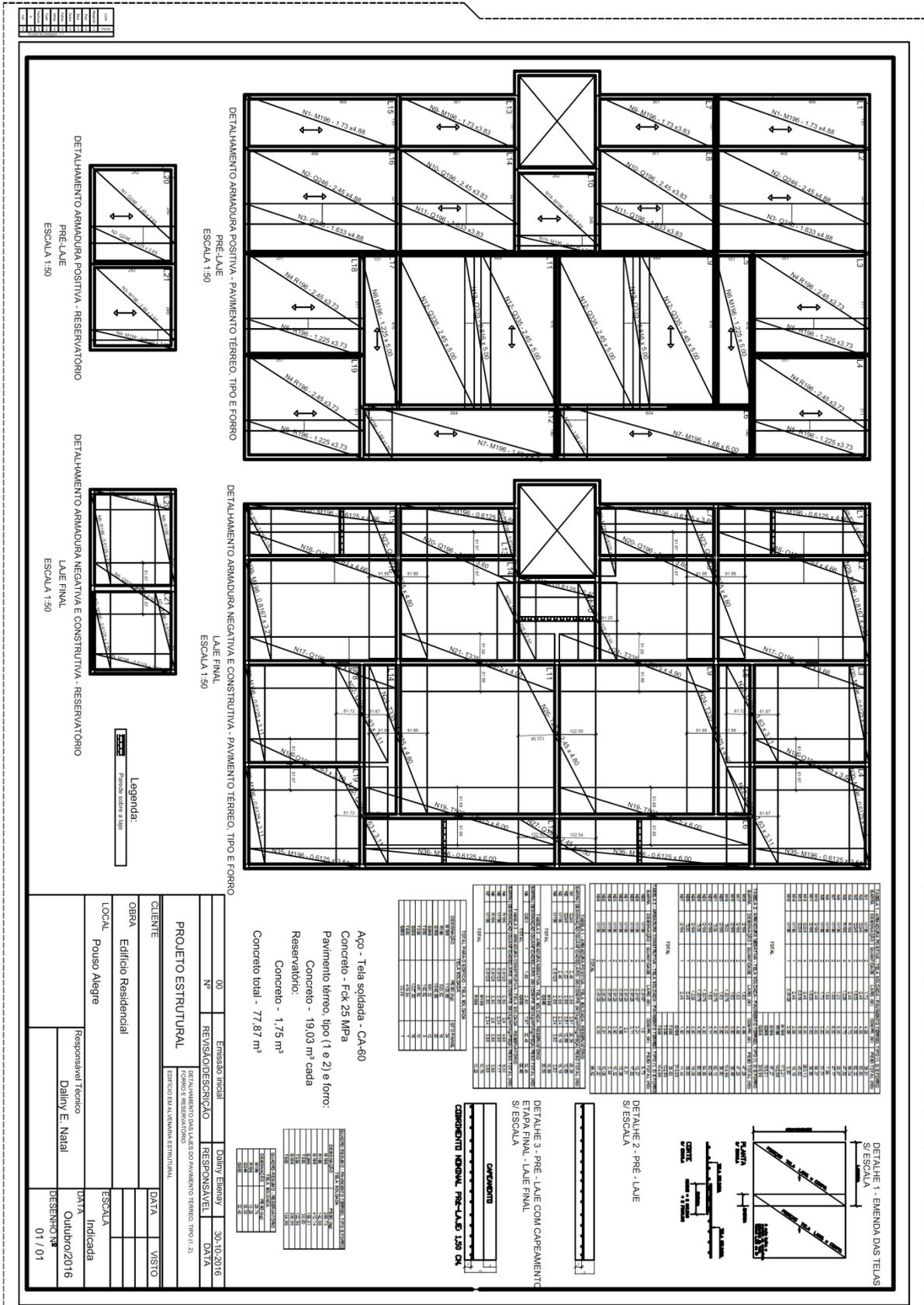
Data: 29/10/2016

Proprietário: _____

Engenheiro responsável: _____



APÊNDICE D – Projeto estrutural de lajes maciças para o sistema em alvenaria estrutural



APÊNDICE E – Composição de preços unitários – Estrutura em concreto armado

Item	Descrição	Unid.	Quant.	Valor Unitário	Valor Total
1	Armadura de aço CA-60 para estruturas de concreto armado, diâmetro até 5,0 mm, corte, dobra e montagem	kg			8,57
1.1	Ajudante de armador	h	0,07	11,13	0,78
1.2	Armador	h	0,07	14,81	1,04
1.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02	7,00	0,14
1.4	Barra aço CA-60 (bitola 5,00 mm/ massa linear:0,154 kg/m)	kg	1,00	3,69	3,69
1.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	29,20	0,10	2,92
2	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg			7,80
2.1	Ajudante de armador	h	0,14	11,13	1,56
2.2	Armador	h	0,08	14,81	1,18
2.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,025	7,00	0,18
2.4	Barra aço CA-50 (bitola 12,50 mm/ massa linear:0,963 kg/m)	kg	1,00	3,54	3,54
2.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	11,40	0,10	1,14
2.6	Dobradora para ferro, elétrica, 5 HP 3,7 kW, capacidade de dobra, CA-25 até Ø 32 mm e CA-50 até Ø 25 mm	h prod	0,06	3,32	0,20
3	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16 mm à 25 mm, corte, dobra e montagem	kg			9,03
3.1	Ajudante de armador	h	0,23	11,13	2,54
3.2	Armador	h	0,13	14,81	1,93
3.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,034	7,00	0,24
3.4	Barra aço CA-50 (bitola 25,00 mm/ massa linear:4,00 kg/m)	kg	1,00	3,82	3,82
3.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	1,82	0,10	0,18
3.6	Dobradora para ferro, elétrica, 5 HP 3,7 kW, capacidade de dobra, CA-25 até Ø 32 mm e CA-50 até Ø 25 mm	h prod	0,10	3,32	0,32
4	Fôrmas para pilares, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos (fabricação montagem e desmontagem)	m ²			53,35
4.1	Ajudante de carpinteiro	h	0,24	9,67	2,32
4.2	Carpinteiro	h	0,96	14,81	14,22
4.3	Chapa de madeira compensada resinada 1,10 x 2,20 m, espessura de 12 mm	m ²	0,45	31,84	14,33
4.4	Pontaletes de cedro 7,5 x 7,5 cm	m	2,07	8,44	17,47
4.5	Sarrafo 1" x 3"	m	2,73	0,89	2,43
4.6	Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm	kg	0,067	9,54	0,64
4.7	Desmoldante de fôrmas de madeira para concreto	l	0,02	5,21	0,10
4.8	Prego com cabeça dupla 17 x 27	kg	0,20	9,54	1,91
5	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³			324,73
5.1	Ajudante de pedreiro	h	4,50	10,78	48,51
5.2	Pedreiro	h	1,65	14,81	24,44
5.3	Concreto usinado e bombeado Fck=25 Mpa	m ³	1,05	238,90	250,85
5.4	Vibrador de imersão, elétrico, potência 1 HP	h prod	0,20	4,68	0,94
6	Fôrmas para vigas, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos (fabricação montagem e desmontagem)	m ²			45,13
6.1	Ajudante de carpinteiro	h	0,30	9,67	2,90
6.2	Carpinteiro	h	1,19	14,81	17,62
6.3	Chapa de madeira compensada resinada 1,10 x 2,20 m, espessura de 12 mm	m ²	0,40	31,84	12,74
6.4	Pontaletes de cedro 7,5 x 7,5 cm	m	1,07	8,44	9,03
6.5	Sarrafo 1" x 3"	m	1,33	0,89	1,18
6.6	Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm	kg	0,067	9,54	0,64
6.7	Desmoldante de fôrmas de madeira para concreto	l	0,02	5,21	0,10
6.8	Prego com cabeça dupla 17 x 27	kg	0,10	9,54	0,95
7	Armadura de tela de aço CA-60 (Série 196)	kg			6,85
7.1	Ajudante de armador	h	0,04	11,13	0,45
7.2	Armador	h	0,02	14,81	0,30

7.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,034	7,00	0,24
7.4	Tela de aço CA-60 soldada (série 196)	kg	1,00	5,87	5,87
8	Armadura de tela de aço CA-60 (Série 283)	kg			7,23
8.1	Ajudante de armador	h	0,04	11,13	0,45
8.2	Armador	h	0,02	14,81	0,30
8.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,034	7,00	0,24
8.4	Tela de aço CA-60 soldada (série 283)	kg	1,00	6,25	6,25
9	Armadura de tela de aço CA-60 (Série 335)	kg			7,35
9.1	Ajudante de armador	h	0,04	11,13	0,45
9.2	Armador	h	0,02	14,81	0,30
9.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,034	7,00	0,24
9.4	Tela de aço CA-60 soldada (série 283)	kg	1,00	6,37	6,37
10	Armadura de tela de aço CA-60 (Série 503)	kg			7,36
10.1	Ajudante de armador	h	0,04	11,13	0,45
10.2	Armador	h	0,02	14,81	0,30
10.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,034	7,00	0,24
10.4	Tela de aço CA-60 soldada (série 283)	kg	1,00	6,38	6,38
11	Fôrmas para lajes, com chapa compensada plastificada, espessura de 12 mm, 3 aproveitamentos (fabricação montagem e desmontagem)	m ²			40,04
11.1	Ajudante de carpinteiro	h	0,20	9,67	1,93
11.2	Carpinteiro	h	0,83	14,81	12,29
11.3	Chapa de madeira compensada resinada 1,10 x 2,20 m, espessura de 12 mm	m ²	0,42	31,84	13,37
11.4	Pontaletes de cedro 7,5 x 7,5 cm	m	0,87	8,44	7,34
11.5	Tábua de cedrinho 1" x 8"	m	2,94	0,89	2,62
11.6	Desmoldante de fôrmas de madeira para concreto	l	0,02	5,21	0,10
11.7	Prego com cabeça dupla 15x15	kg	0,30	8,56	2,57
12	Cimbramento de madeira para alturas até 4 m, estruturas leves, fornecimento e montagem	m ³			27,30
12.1	Ajudante de carpinteiro	h	1,00	9,67	9,67
12.2	Carpinteiro	h	0,50	14,81	7,41
12.3	Escora de eucalipto Ø 10 cm	m	1,00	1,67	1,67
12.4	Pontaletes de cedro 3ª 7,5 x 7,5 cm	m	1,00	8,44	8,44
12.5	Parafuso rosca soberba galvanizado Ø 8mm x 110 mm	unid	0,20	0,55	0,11
13	Alvenaria de vedação com blocos de concreto, 14 x 19 x 39 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²			44,70
13.1	Ajudante	h	0,47	10,78	5,07
13.2	Oficial	h	0,75	14,81	11,11
13.3	Bloco de concreto de vedação 14 x 19 x 39 cm	unid	13,50	1,47	19,85
13.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	19,30	0,45	8,69
14	Verga/contra-verga em bloco de concreto canaleta 14x19x39cm	m			21,56
14.1	Ajudante	h	0,50	10,78	5,39
14.2	Oficial	h	0,40	14,81	5,92
14.3	Bloco de concreto tipo canaleta 14 x 19 x 29 cm	unid	3,40	1,62	5,51
14.4	Aço CA-50, diâmetro de 10 mm, em barra, massa nominal 0,617 kg/m	kg	0,50	3,72	1,86
14.5	Areia média lavada	m ³	0,01	58,33	0,58
14.6	Brita 2	m ³	0,01	50,00	0,50
14.7	Cimento CP-32	kg	4,37	0,41	1,79

APÊNDICE F – Composição de preços unitários – Sistema em alvenaria estrutural

Item	Descrição	Unid.	Quant.	Valor Unitário	Valor Total
1	Alvenaria de vedação com blocos de concreto, 14 x 19 x 4 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²			113,01
1.1	Ajudante	h	0,66	10,78	7,11
1.2	Oficial	h	0,66	14,81	9,77
1.3	Bloco de concreto de vedação 14 x 19 x 4 cm	unid	131,60	0,70	92,12
1.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	8,89	0,45	4,00
2	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 14 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²			78,33
2.1	Ajudante	h	0,57	10,78	6,14
2.2	Oficial	h	0,85	14,81	12,59
2.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 14 cm	unid	34,40	1,00	34,40
2.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	56,00	0,45	24,20
3	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 19 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²			69,01
3.1	Ajudante	h	0,57	10,78	6,14
3.2	Oficial	h	0,85	14,81	12,59
3.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 19 cm	unid	26,00	1,20	31,20
3.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,45	19,08
4	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 29 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²			62,29
4.1	Ajudante	h	0,57	10,78	6,14
4.2	Oficial	h	0,85	14,81	12,59
4.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 29 cm	unid	17,20	1,80	30,96
4.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	28,00	0,45	12,60
5	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 34 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²			60,66
5.1	Ajudante	h	0,57	10,78	6,14
5.2	Oficial	h	0,85	14,81	12,59
5.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 34 cm	unid	14,80	2,10	31,08
5.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	24,10	0,45	10,85
6	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 39 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²			55,27
6.1	Ajudante	h	0,57	10,78	6,14
6.2	Oficial	h	0,85	14,81	12,59
6.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 39 cm	unid	12,90	2,10	27,09
6.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	21,00	0,45	9,45
7	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 54 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²			56,64
7.1	Ajudante	h	0,57	10,78	6,14
7.2	Oficial	h	0,85	14,81	12,59
7.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 54 cm	unid	9,40	3,30	31,02
7.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	15,30	0,45	6,89
8	Verga/ contraverga /cinta com blocos de concreto tipo "U" e "J", 14x19x29 cm	m			13,64
8.1	Ajudante	h	0,25	10,78	2,70
8.2	Oficial	h	0,20	14,81	2,96
8.3	Bloco de concreto estrutural tipo "U" e "J" 14 x 19 x 29 cm	unid	3,40	1,80	6,12
8.4	Barra de aço CA-50 - Bitola 10 mm / Massa linear: 0,617 kg/m	kg	0,50	3,72	1,86
9	Armadura de aço CA-50, diâmetro de 10 mm, corte, dobra e montagem	kg			5,94
9.1	Ajudante de armador	h	0,08	11,13	0,89
9.2	Armador	h	0,08	14,81	1,18

9.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02	7,00	0,14
9.4	Barra aço CA-50 (bitola 10,00 mm/ massa linear:0,617 kg/m)	kg	1,00	3,72	3,69
10	Grout - preparo e lançamento com argamassa de cimento, areia sem peneira e pedrisco traço 1:3:2	m ³			509,22
10.1	Ajudante	h	18,00	10,78	194,04
10.2	Oficial	h	5,00	14,81	74,05
10.3	Areia lavada tipo média	m ³	0,82	58,33	47,83
10.4	Pedrisco	m ³	0,78	63,84	49,80
10.5	Cimento Portland CP II-E-32	kg	350,00	0,41	143,50