

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS MG
ENGENHARIA CIVIL
LILLIAN CAROLINE DA SILVA

ESTUDO COMPARATIVO ORÇAMENTÁRIO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL
ANALISANDO SISTEMAS ESTRUTURAIS DISTINTOS:
Concreto armado e Alvenaria estrutural

Varginha - MG
2020

LILLIAN CAROLINE DA SILVA

**ESTUDO COMPARATIVO ORÇAMENTÁRIO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL,
ANALISANDO SISTEMAS ESTRUTURAIS DISTINTOS:**

Concreto armado e Alvenaria estrutural

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS - MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil sob orientação do Prof. Orientador: Max Filipe Ferreira Marques.

**Varginha - MG
2020**

LILLIAN CAROLINE DA SILVA

**ESTUDO COMPARATIVO ORÇAMENTÁRIO DE 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 – UNIS/MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela banca examinadora.

Aprovado em / /

Prof.

Prof.

Prof. Esp. Max Filipe Ferreira Marques

OBS.:

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me concedido capacidade de aprender e reproduzir conhecimento, e a todos que acreditaram em mim, nos vários momentos que pensei em desistir.

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes”.

Marthin Luther King

RESUMO

Nos dias atuais, construtoras, e empresários do ramo da construção, estão constantemente analisando os inúmeros métodos construtivos de edificações, optando por aqueles que apresentam melhor viabilidade técnica e econômica. Sendo assim, o estudo proposto teve como objetivo comparar dois métodos amplamente utilizados na construção de edificações: o método construtivo em concreto armado com alvenaria de vedação, e o método construtivo em alvenaria estrutural com blocos de concreto, com o intuito de abranger as principais vantagens, desvantagens, e benefícios dos respectivos sistemas. Para este estudo foi utilizado um projeto de um edifício residencial, que será posteriormente construído na cidade de Monsenhor Paulo – MG. O mesmo foi projetado em alvenaria estrutural e em concreto armado. Logo após o dimensionamento e levantamento de dados, houve a verificação de custos, e posteriormente o comparativo.

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

ABSTRACT

Nowadays, construction companies and businessmen are constantly analysing the countless building methods, choosing those that show a better economic and technical viability. Therefore, the study objective was to compare two methods highly used in the construction of buildings: the reinforced concrete with sealing masonry, and the structural masonry with concrete blocks method, in order to embrace the main advantages, disadvantages and benefits of those respective systems. For the study, a residential building Project will was used, that will later be build in the city of Monsenhor Paulo – MG. It was be projected in structural masonry and reinforced concrete. After the sizing and data collection, a cost checking was bem made, and posteriorly the comparative.

Keywords: *Reinforced Concrete. Structural Masonry. Sizing. Costs.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Estrutura de concreto armado com seus elementos componentes.	17
Figura 2. Modos de ensaios de resistência do concreto à tração.	19
Figura 3. Imperfeições geométricas globais.	26
Figura 4. Vão livre e vão teórico.	32
Figura 5. Situações de vinculação das placas isoladas.	33
Figura 6. Distâncias l_0 e l	467
Figura 7. Famílias de blocos de concreto estruturais.	54
Figura 8. Alvenaria não armada.	57
Figura 9. Alvenaria armada ou parcialmente armada.	58
Figura 10. Desaprumo global.	61
Figura 11. Comprimento efetivo do flange.	62
Figura 12. Planta baixa.	76
Figura 13. Pórtico 3D em concreto armado lançado no software TQS.	17
Figura 14. Planta de fôrma do pavimento tipo.	1978
Figura 15. Deslocamentos no pavimento tipo.	80
Figura 16. Armadura negativa principal do pavimento tipo.	81
Figura 17. Armadura positiva principal do pavimento tipo.	81
Figura 18. Detalhamento da viga 1 do pavimento tipo.	82
Figura 19. Corte AA e detalhe do estribo.	83
Figura 20. Detalhamento do pilar 1, do trecho 1 ao 8.	84
Figura 21. Cálculo do coeficiente de arrasto, considerando vento a 0°	85
Figura 22. Cálculo do coeficiente de arrasto, considerando vento a 90°	85
Figura 23. Modulação primeira fiada no térreo.	87
Figura 24. Modulação segunda fiada no térreo.	87
Figura 25. Modulação vertical da parede 2 do tipo 3.	88
Figura 26. Subestruturas.	89
Figura 27. Paredes de contraventamento na direção x.	89
Figura 28. Paredes de contraventamento na direção y.	90
Figura 29. Quinhões de cargas.	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).....	21
Tabela 2 - Classe de agressividade ambiental (CAA).....	23
Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.....	24
Tabela 4 - Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para estruturas de concreto armado.....	24
Tabela 5 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	30
Tabela 6 - Limites para deslocamentos.....	31
Tabela 7 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	44
Tabela 8 - Valores de coeficientes adicional γ_n para pilares-paredes.....	46
Tabela 9 - Determinação de α_b	48
Tabela 10 - Requisito para resistência característica à compressão, absorção e retração.....	54
Tabela 11 - Resistência à compressão da argamassa.....	55
Tabela 12 - Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C.....	64
Tabela 13 - Valores de γ_m	65
Tabela 14 - Propriedades da deformação da alvenaria.....	66
Tabela 15 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento $-f_{vk}$ (MPa).....	689
Tabela 16 - Valores característicos da resistência à tração na flexão - f_{tk} (MPa).....	71
Tabela 17 - Carregamento das lajes.....	79
Tabela 18 - Coeficientes de arrasto para o vento.....	86
Tabela 19 - Preços de blocos cotados no mercado.....	97
Tabela 20 – Comparativo de custos entre a estrutura de concreto armado e a de alvenaria estrutural.....	104
Tabela 21 - Comparativo de custos por porcentagem entre a estrutura de concreto armado e a de alvenaria estrutural.....	104

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Propriedades mecânicas dos aços.	22
Quadro 2 – Quantidade de concreto, aço e área total de fôrma para implantação do sistema .	93
Quadro 3 – Orçamento para construção em concreto armado.....	93
Quadro 4 – Quantidade de material necessário para construção em alvenaria estrutural	97
Quadro 5 – Orçamento para construção em alvenaria estrutural.....	98

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 OBJETIVOS	14
2.1 Objetivo Geral	14
2.2 Objetivos Específicos	14
3 CONCRETO ARMADO.....	15
3.1 Vantagens e desvantagens do concreto armado	15
3.1.1 Vantagens	15
3.1.2 Desvantagens	16
3.2 Sistemas e elementos estruturais	16
3.2.1 Lajes	17
3.2.2 Vigas.....	17
3.2.3 Pilares	18
3.3 Normas técnicas	18
3.4 Elementos que constituem o sistema estrutural convencional	18
3.4.1 Concreto	18
3.4.2 Aço	21
3.4.3 Fôrma.....	22
3.5 Durabilidade	23
3.6 Análise estrutural	25
3.6.1 Ações	25
3.6.2 Estabilidade global	27
3.7 Dimensionamento	29
3.7.1 Método dos Estados Limites.....	29
3.7.2 Coeficientes de ponderação das resistências	30
3.7.3 Limites para as deformações	30
3.7.4 Lajes	31
3.7.5 Viga	41
3.7.6 Pilares	45
4 ALVENARIA ESTRUTURAL.....	52
4.1 Vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural	52
4.1.1 Vantagens	52
4.1.2 Desvantagens	53
4.2 Componentes da alvenaria estrutural	53
4.2.1 Blocos	53
4.2.2 Argamassa	54
4.2.3 Graute	55
4.2.4 Armaduras	56
4.3 Tipos de reforço da alvenaria estrutural.....	56
4.3.1 Vergas.....	56
4.3.2 Contra vergas.....	56
4.3.3 Cintas de amarração.....	57
4.4 Tipos de alvenaria estrutural.....	57
4.5 Normas técnicas	58
4.6 Coordenação modular	59
4.7 Análise estrutural	60

4.7.1 Ações	60
4.7.2 Estabilidade global	63
4.8 Método de ensaios	63
4.8.1 Prisma	63
4.8.2 Relação entre a resistência da parede e prisma.....	64
4.8.3 Relação entre a resistência de pequenas paredes e prisma	65
4.9 Dimensionamento	65
4.9.1 Método dos estados limites.....	65
4.9.2 Deslocamentos limite	65
4.9.3 Propriedades Elásticas	66
4.9.4 Critério de dimensionamento.....	66
4.9.5 Resistência a compressão	67
4.9.6 Resistência ao cisalhamento	68
4.9.7 Resistência à flexão simples	70
4.9.8 Resistência à flexo-compressão.....	72
4.10 Detalhamento	73
5 CUSTOS	74
5.1 Custos diretos.....	74
5.1.1 Composição de custos unitários	74
6 METODOLOGIA.....	75
6.1 Estudo de caso.....	75
6.2 Critérios adotados	76
7 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO.....	77
7.1 Concepção estrutural	77
7.2 Dados preliminares.....	78
7.3 Laje maciça	79
7.3.3 Determinação da flecha limite	80
7.3.4 Momentos solicitantes e área de aço	81
7.4 Vigas.....	82
7.4.1 Determinação das reações nas vigas.....	82
7.5 Pilares	83
7.6 Análise da estabilidade global	84
7.6.1 Determinação da ação lateral do vento.....	84
8 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL....	87
8.1 Modulação	87
8.2 Paredes de contraventamento	88
8.2.1 Paredes na direção X	89
8.2.2 Paredes na direção Y	90
8.3 Dados preliminares.....	90
8.4 Laje Maciça	91
Figura 29. Quinhões de cargas	91
Fonte: a autora.....	91
9 APRESENTAÇÃO DO COMPARATIVO DE CUSTO ENTRE ALVENARIA	
ESTRUTURAL E CONCRETO ARMADO.....	92
9.1 Sistema estrutural em concreto armado.....	92
9.2 Sistema em alvenaria estrutural.....	96
10 ANÁLISE DOS RESULTADOS	104

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	106
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
ANEXOS	110

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil já teve altos e baixos por diferentes fases econômicas, e os momentos de recessão no mercado fizeram com que as empresas estudassem formas de melhorar o futuro dos negócios.

Como prioridade dos estudos de melhoria, tem-se a busca pela redução de custos, onde, muitas construtoras procuram o melhor conjunto custo benefício para suas obras, visando menor tempo de execução e analisando o método construtivo mais apropriado para cada tipo de construção.

Dentre os métodos construtivos existentes, os mais utilizados para execução de edifícios no Brasil é o método que utiliza a alvenaria estrutural, e o que utiliza estruturas de concreto armado.

O concreto armado junta as qualidades do concreto (baixo custo, durabilidade, boa resistência à compressão, ao fogo e à água) com as do aço (ductilidade e excelente resistência à tração e à compressão), permitindo construir estruturas com variadas formas e volumes, com rapidez e facilidade, para os mais variados tipos de obra (BASTOS, 2019).

A alvenaria convencional é aquela utilizada na vedação de estruturas de concreto armado, onde as cargas das lajes descarregam nas vigas, das vigas nos pilares, e dos pilares na fundação (ALBURQUERQUE, 1999).

Já numa construção em alvenaria estrutural, não se utilizam pilares e vigas, pois as cargas são distribuídas uniformemente ao longo das fundações através das próprias paredes, que são chamadas de portantes e compõem a estrutura da edificação (TAUIL; NESE, 2010).

Este trabalho teve como objetivo elaborar uma análise comparativa de custos de um edifício de oito pavimentos, primeiramente dimensionado para ser construído em alvenaria estrutural com laje maciça e numa segunda hipótese em estrutura de concreto armado com fechamento em alvenaria de vedação e laje maciça.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O principal objetivo deste trabalho é realizar um estudo comparativo de custos entre o sistema construtivo estrutural de concreto armado, com fechamento de blocos de vedação, e o sistema construtivo de alvenaria estrutural, levando em consideração o dimensionamento estrutural de ambos os sistemas.

2.2 Objetivos Específicos

- Identificar e descrever os elementos estruturais que compõem os sistemas construtivos em questão;
- Dimensionar e detalhar, tanto as estruturas que fazem parte do concreto armado, quanto as estruturas que fazem parte da alvenaria estrutural;
- Levantar o quantitativo de materiais que irão compor a edificação nos métodos construtivos estruturais verificados;
- Analisar os custos e as diferenças dos sistemas construtivos de concreto armado e de alvenaria estrutural, para atingir a melhor solução na situação proposta.

3 CONCRETO ARMADO

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o concreto é um material composto de argamassa (cimento, água e agregado miúdo) mais agregado graúdo. Como o cimento é um material de custo mais elevado, o principal propósito de adicionar agregado graúdo é diminuir o custo, sem sofrer grande perda de resistência. Porém, o cimento sozinho não consegue ter boa resistência à tração (resiste à tração cerca de 10% da resistência à compressão), por isso adiciona-se um material que tenha mais resistência a tração: o aço.

O aço também serve para aumentar a capacidade de carga das peças que sofrem compressão. Porém, todo o conjunto só funciona graças à aderência das barras de aço com o concreto. Se a aderência não existisse, também não existiria o concreto armado. (ARAÚJO, 2010)

De acordo com Araújo (2010), quando o concreto começa a receber esforços de tração, ele sofre fissuras, e nesse momento as armaduras começam a atuar absorvendo esses esforços e impedindo que a viga chegue a ruptura. O concreto, também tem a função de proteger as armaduras da corrosão, além de resistir os esforços de compressão. Com isso, deve-se adotar um cobrimento mínimo para garantir a durabilidade, de acordo com o ambiente em que se encontra, levando em consideração a agressividade do meio.

3.1 Vantagens e desvantagens do concreto armado

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o concreto armado, assim como qualquer material, apresenta vantagens e desvantagens.

3.1.1 Vantagens

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o concreto armado:

- Tem ótima resistência às solicitações;
- Apresenta boa trabalhabilidade, podendo se assentar em várias formas;
- Têm técnicas de execução bem dominadas no Brasil;
- Compete em custos, na maioria das vezes, com estruturas de aço;
- Apresenta boa durabilidade, quando executado conforme as normas técnicas;
- Resiste mais que a madeira e o aço, em relação ao fogo;
- Quando utilizado em pré-moldes, promove facilidade na execução, poupando tempo;

- Resiste choques, vibrações, efeitos térmicos; etc.

3.1.2 Desvantagens

- Como possui peso específico elevado (aproximadamente 25 kN/m³), resulta em um peso próprio consideravelmente alto;
- Muitas vezes reformas e adaptações são restritas;
- Conduz calor e som;
- Utiliza fôrmas e escoramentos até que o concreto alcance sua melhor resistência, quando não são utilizados pré-moldes (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

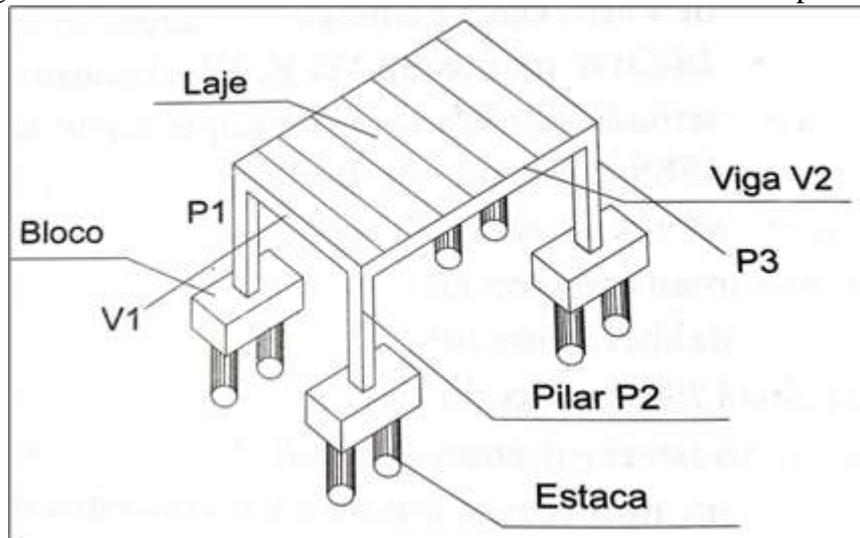
3.2 Sistemas e elementos estruturais

As vigas, lajes, pilares e fundações compõem os elementos estruturais da edificação e o modo como são arrançados determina o sistema estrutural. Basicamente, existem dois tipos principais de estruturas: as moldadas no local e as pré-moldadas. Quando são moldadas no local, os elementos precisam de formas e escoras, pois são concretados onde serão trabalhados. Já no segundo caso, o uso de escoramento não tem muita necessidade, pois os elementos são apenas montados nos lugares definitivos (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

O funcionamento do sistema estrutural, funciona da seguinte maneira: a laje resiste os esforços do seu próprio peso, dos revestimentos e de alguma carga acidental (que não atua permanentemente), e passa os esforços para as vigas; as vigas também resistem o seu peso próprio (e, na maioria das vezes o peso das paredes também) e passam todos os esforços para os pilares; os pilares recebem os esforços provindos da laje, das vigas, junta com seu peso próprio, e conseqüentemente transmitem para as fundações (blocos, estacas, entre outros) (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Na figura 1 estão representados os componentes do sistema construtivo de concreto armado.

Figura 1. Estrutura de concreto armado com seus elementos componentes.



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

3.2.1 Lajes

Segundo Bastos (2015) as lajes são as responsáveis por receber a maior parte das ações de uma construção, como por exemplo o peso das pessoas, dos móveis, dos pisos, das paredes, entre outros, dependendo da sua finalidade. Elas funcionam como elementos planos.

- Lajes maciças: possuem espessuras que normalmente variam de 7 cm a 15 cm, sendo bastante utilizadas em edifícios de muitos pavimentos e em construções de grande porte. Entretanto, não são aplicadas em construções residenciais e outras de pequeno porte, porque nessas construções, as lajes nervuradas pré-fabricadas apresentam algumas vantagens, principalmente no custo e facilidade da montagem (BASTOS, 2015).
- Lajes nervuradas: são geralmente indicadas para vencer grandes vãos e/ou resistir altos esforços perpendiculares. Como as lajes nervuradas resistem grandes vãos, contribuem para diminuição do número de vigas e pilares. São armadas em uma direção ou duas direções (BASTOS, 2015).

3.2.2 Vigas

As vigas são nomeadas como barras, e na maioria das vezes são retas e horizontais. Elas recebem as ações das lajes, de outras vigas, de paredes e as vezes de pilares, entre outros. Têm como principal função, receber os esforços e passar para os pilares, além de vencer vãos. Os esforços que atuam nas vigas, geralmente são em sentido vertical, e podem ser cargas concentradas e/ou distribuídas (BASTOS, 2017).

3.2.3 Pilares

Pilares são elementos lineares que transmitem as cargas providas das vigas, ou também diretamente de lajes, para as fundações. São os elementos de maior importância na estrutura, tanto pela capacidade de resistência, quanto no aspecto de segurança do edifício (BASTOS, 2017).

3.3 Normas técnicas

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), estabelece normas a serem seguidas para uma padronização na elaboração de projetos, para garantir a segurança adequada e qualidade. No caso do concreto armado, as mais importantes são:

- ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.
- ABNT NBR 6120:2019: Ações para o cálculo de estruturas de edificações.
- ABNT NBR 8681:2003 (versão corrigida de 2004): Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.
- ABNT NBR 6123:1988 (versão corrigida 2 de 2013): Forças devidas ao vento em edificações – Procedimentos.
- ABNT NBR 14931:2004: Execução de estruturas de concreto – Procedimento.

3.4 Elementos que constituem o sistema estrutural convencional

Para compreender o comportamento das estruturas de concreto armado, é necessário entender as principais características e propriedades dos materiais que os compõem: concreto e aço (BASTOS, 2019).

3.4.1 Concreto

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o concreto é obtido através da mistura de cimento, agregado miúdo, agregado graúdo e água. Porém quando há algumas necessidades específicas, alguns produtos químicos, ou outros componentes (microsílica, polímeros, entre outros) são adicionados na mistura, para aumentar a trabalhabilidade e/ou a resistência, ou retardar a velocidade de reações químicas, por exemplo.

3.4.1.1 Resistência do concreto à compressão

Para avaliar a resistência de um concreto a compressão, testes devem ser feitos em laboratório, com alguns corpos de prova em formato cilíndrico, com 28 dias de cura, sendo esses padronizados pelas normas: NBR 5738:1994 (Concreto: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova) e NBR 5739:1994 (Concreto: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos).

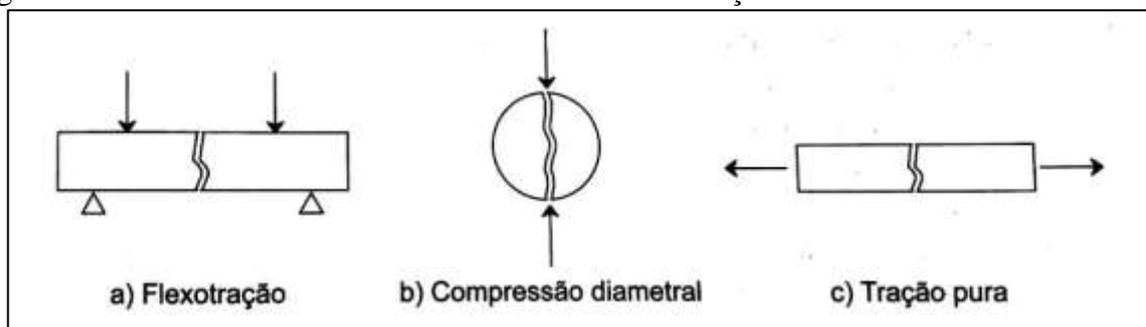
A NBR 6118:2014 estabelece, em consenso com a NBR 8953:2015, algumas classes de concreto, de acordo com a resistência característica (f_{ck}) do concreto a compressão. Se dividem em grupo I, que é formado por concretos da classe C20 até C50 (se tratando de concretos estruturais) e grupo II, que contém concretos C55 até C100, (os números indicadores representantes da resistência característica à compressão especificada em MPa para 28 dias).

3.4.1.2 Resistência do concreto à tração

O concreto é um material que resiste muito pouco à tração. Porém, a resistência à tração pode se relacionar com a capacidade que a peça resiste, com o esforço cortante e a fissuração, por exemplo. Com isso, se torna necessário conhecê-la (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Alguns ensaios em laboratório conseguem chegar à resistência da peça, conforme figura 2.

Figura 2. Modos de ensaios de resistência do concreto à tração.



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

A NBR 6118:2014 mostra que a resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ e a resistência à tração na flexão $f_{ct,f}$ devem ser estipuladas através de ensaios realizados conforme a NBR

7222:2011 e a NBR 12142:2010, respectivamente. A norma também mostra, no mesmo item, que a resistência a tração direta f_{ct} , pode considerar valor igual a $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ou $0,7 \cdot f_{ct,f}$.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), entretanto, quando há falta de ensaios o $f_{ct,sp}$ (resistência à tração indireta) e $f_{ct,f}$ (resistência à tração na flexão), podem ser calculados por meio das equações abaixo, que resultam em seus valores médios ou característicos:

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ct,m} \quad (01)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ct,m} \quad (02)$$

- Concretos até C50:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (03)$$

Lembrando que $f_{ct,m}$ e f_{ck} encontram-se em MPa (megapascals).

3.4.1.3 Módulo de deformação longitudinal do concreto

De acordo com a NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade deve ser estabelecido conforme o ensaio apresentado pela NBR 8522:2008, considerando 28 dias de idade. Mas quando não há realização desse procedimento, usam-se as seguintes equações:

$$E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (04)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa} \quad (05)$$

Sendo:

$\alpha E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha E = 0,9$ para calcário;

$\alpha E = 0,7$ para arenito.

Conforme NBR 6118:2014, o módulo de deformação secante pode ser obtido de acordo com método de ensaio mostrado na NBR 8522:2008, ou através da expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}\right) \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (06)$$

A NBR 6118:2014 traz valores estimados para possível utilização em projetos estruturais, E_{ci} e E_{cs} , que são o módulo de elasticidade inicial do concreto e o módulo de deformação longitudinal à compressão, respectivamente, de acordo com a tabela 1 abaixo. Os valores obtidos consideram granito como agregado graúdo.

Tabela 1. Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).

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	0,9	0,91	0,92	0,95	0,98	1	1

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho, 2014.

3.4.2 Aço

A norma que traz as características do aço é a NBR 7480:2007. Nela, as barras de aço são classificadas por categorias, sendo elas CA-25, CA-50 e CA-60. De acordo com a NBR 6118:2014, quando não há valores fornecidos por fabricantes, deve-se considerar para o módulo de elasticidade longitudinal do aço, o valor de 210 GPa e massa específica igual a 7.850 kg/m³.

Na NBR 7480:2007, é classificado como barra, o aço que tenha diâmetro entre 6,3 e 40 milímetros, e deve ser produzido por laminação a quente (aço CA25 e CA50); já os fios (geralmente CA60) apresentam diâmetro nominal inferior a 10 milímetros, e são produzidos por trefilação ou processo equivalente (estiramento ou laminação a frio).

A resistência característica de escoamento, o limite de resistência e o alongamento na ruptura são as características mecânicas mais importantes para determinar um aço, e são alcançadas através de um ensaio de tração (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

O f_{yk} (resistência característica de escoamento do aço à tração) é a maior tensão que o fio ou a barra resistem, sem sofrer deformações permanentes. Esse é o caso dos aços que têm patamar de escoamento definido, no caso, CA25 e CA50. Já o aço CA60 não possui patamar

definido, então, o valor de f_{yk} será o da tensão correspondente a uma deformação específica permanente de 0,002 (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

O limite de resistência (f_{stk}) é a maior força que o aço suporta, ou seja, a tensão na qual ele se rompe. Esse valor é verificado na máquina que faz o ensaio de tração (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o alongamento na ruptura, nada mais é que o aumento do comprimento do corpo de prova, que corresponde à ruptura.

A deformação específica de cálculo (ϵ_{yd}), nos aços com patamar de escoamento definido, é definida pela equação abaixo (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (07)$$

Em que:

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

f_{yd} = tensão de escoamento de cálculo do aço, sendo $\frac{f_{ck}}{1,15}$;

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

O quadro 1, mostra algumas propriedades mecânicas dos aços, de acordo com NBR 6118:2014.

Quadro 1. Propriedades mecânicas dos aços.

Aço	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ϵ_{yd} (%)
CA25	250	217	0,104
CA50	500	435	0,207
CA60	600	522	0,248

Fonte: NBR 6118 (2014)

3.4.3 Fôrma

As fôrmas são geralmente feitas de madeira, aço ou concreto, e podem ter várias funções, como dar molde ao concreto, abranger o concreto fresco e sustentá-lo até que ele tenha boa resistência e se sustente só, proporcionar à superfície do concreto a textura solicitada, dentre outros (BARROS E MELHADO, 1998).

Conforme Barros e Melhado (1998), as fôrmas são estruturas provisórias, mas nelas atuam alguns esforços, provindos do seu peso próprio, peso do concreto e do aço, sobrecarga

de trabalhadores e outros equipamentos, e empuxo adicional devido à vibração. Os moldes das fôrmas passam os esforços para as escoras, e elas transmitem ao solo.

3.5 Durabilidade

De acordo com a NBR 6118:2014, durabilidade da estrutura é a capacidade dela de resistir às agressividades ambientais que são previstas e definidas no início da elaboração do projeto, pelo autor do projeto estrutural e pelo cliente. As estruturas de concreto devem garantir segurança e estabilidade durante sua vida útil.

Segundo a NBR 6118:2014, vida útil de projeto, é o período onde as características das estruturas de concreto, se mantém íntegras, sem intervenções significativas, sendo feitas apenas manutenções de rotina.

A agressividade ambiental, pode ser classificada conforme o quadro 6.1 da NBR 6118:2014, mostrado na tabela 2.

Tabela 2. 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: CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO (2014).

Conforme a NBR 6118:2014, é permitido adotar alguns requisitos para garantir a durabilidade do concreto, de acordo com a tabela 3, que é a tabela 7.1 da mesma norma.

Tabela 3. 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: CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO (2014).

Depois de estabelecer a CAA (classe de agressividade ambiental), pode-se determinar o cobrimento da armadura na estrutura de concreto armado, conforme a tabela 4 (tabela 7.2 da norma NBR 6118:2014, da qual foram retirados os valores correspondentes ao concreto protendido) (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Tabela 4. 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	30	40	50
Concreto protendido (a)	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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.

Fonte: NBR 6118 (2014).

3.6 Análise estrutural

3.6.1 Ações

De acordo com a NBR 6118:2014, na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que produzam efeitos significativos para a segurança da estrutura em questão, levando em consideração os possíveis estados limites últimos e de serviço. As ações classificam-se em permanentes, variáveis e excepcionais.

3.6.1.1 Ações permanentes

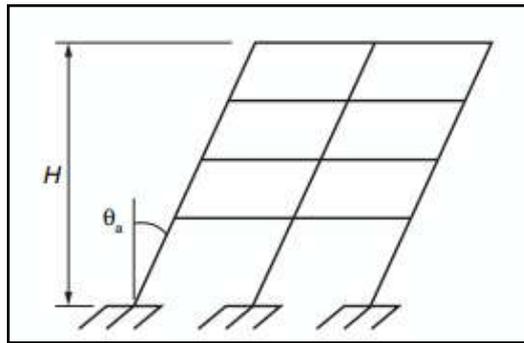
Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente iguais durante a vida inteira da construção. Também são consideradas ações permanentes, as que aumentam gradativamente no tempo, chegando a um valor constante limitado. Devem ser calculadas com valores desfavoráveis para a segurança (NBR 6118:2014).

De acordo com a NBR 6118:2014, há dois tipos de ações permanentes: as diretas e indiretas. As diretas são formadas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos de elementos construtivos fixos na estrutura e de instalações permanentes. Já as ações permanentes indiretas são as deformações causadas pela retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoios, imperfeições geométricas globais (leva em consideração o desaprumo da edificação) e locais, e protensão.

3.6.1.1.1 Imperfeições globais

De acordo com NBR 6118:2014, na análise global das estruturas (contraventadas ou não), deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, conforme mostra a figura 3 abaixo.

Figura 3. Imperfeições geométricas globais.



Fonte: NBR 6118 (2014).

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (08)$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (09)$$

Onde:

θ_1 min = 1/300 para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

θ_1 máx = 1/200;

H = altura total da edificação (m);

n = número de prumadas de pilares no pórtico plano.

3.6.1.2 Ações variáveis

Também existem dos tipos de ações variáveis, as diretas e indiretas. Elas são compostas pelas cargas acidentais, que atuam de acordo com o uso da construção, como pela ação de vento e água (NBR 8681:2003).

As cargas acidentais variáveis diretas são as cargas verticais de uso da construção, como pessoas, moveis, veículos, entre outros; cargas móveis, considerando o impacto vertical; impacto lateral; força longitudinal de frenagem ou aceleração; força centrífuga (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Já as cargas acidentais variáveis indiretas, de acordo NBR 6118:2014, são causadas pela temperatura (variações uniformes e não uniformes) e ações dinâmicas. A variação de temperatura depende do local onde está localizada a construção, e também das dimensões dos elementos estruturais da mesma.

3.6.1.2.1 Ação do vento

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), a formação do vento depende de inúmeros fatores meteorológicos, e tem caráter aleatório. Com isso, o projetista deve adotar a direção do vento mais desfavorável para a estrutura.

Deve-se utilizar as recomendações da NBR 6123:1998, para calcular a ação do vento, chegando as pressões que atuam nas faces da edificação. Essas pressões variam de acordo com a altura, e são multiplicadas pela área de obstrução de cada andar, ou seja, sofrem alterações nas forças estáticas ao nível de cada pavimento, e posteriormente são distribuídas pelos painéis de contraventamento.

3.6.1.3 Ações excepcionais

Consideram-se como exemplo de ações excepcionais as explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura (NBR 8681:2003).

3.6.2 Estabilidade global

As estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e utilizadas, para que conservem segurança, estabilidade e aparência aceitável por um determinado tempo, sem que haja manutenções e reparos. Por isso é necessário calcular efeitos de deslocamentos na estrutura (CARVALHO E PINHEIRO, 2009).

Os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura sem deformação, são chamados efeitos de primeira ordem. Já os provindos da deformação da estrutura, são os efeitos de segunda ordem. Porém, quando inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, os efeitos de segunda ordem são desprezíveis (CARVALHO E PINHEIRO, 2009).

De acordo a NBR 6118:2014, dois processos são utilizados para determinar se a estrutura é deslocável ou indeslocável: o do parâmetro α e do coeficiente γ_z .

3.6.2.1 Parâmetro de instabilidade α

De acordo com a NBR 6118:2014, uma estrutura reticulada poderá ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , definido a seguir:

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{\frac{Nk}{EcsIc}} \quad (10)$$

Onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ se: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se: } n \geq 4$$

Onde:

n = número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} = altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

Nk = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, com seu valor característico;

$EcsIc$ = representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

3.6.2.2 Coeficiente γ_z

Conforme NBR 6118:2014, o coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}} \quad (11)$$

Onde:

$M_{1,\text{tot,d}}$ = momento de tombamento (soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura); $\Delta M_{\text{tot,d}}$

= soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação

considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma z \leq 1,1$ (NBR 6118:2014).

3.7 Dimensionamento

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o dimensionamento ou cálculo de uma estrutura tem finalidade de garantir, com segurança adequada, que ela mantenha características que proporcionem a utilização satisfatória da construção, durante sua vida útil, para as finalidades nas quais foi projetada.

Os métodos de cálculo se classificam em métodos clássicos, que é o método das tensões admissíveis, e métodos de cálculo na ruptura, ou método dos estados limites (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

3.7.1 Método dos Estados Limites

De acordo com a NBR 6118:2014, para o cálculo das estruturas de concreto armado são considerados os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS). O ELU está relacionado ao colapso ou ruína da estrutura, já o ELS está relacionado à durabilidade e ao conforto do usuário, a boa utilização e aparência.

A NBR 6118:2014 adota como modelo de verificação da segurança estrutural o Método dos Estados Limites.

Conforme a NBR 6118:2014, 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:

$$S_d \leq R_d \tag{12}$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \tag{13}$$

$$S_d = \gamma_f \cdot f_k$$

14)

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.

3.7.2 Coeficientes de ponderação das resistências

A NBR 6118:2014 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 5 para estruturas em concreto armado, conforme prescrições da norma. Já os limites estabelecidos para os estados limites de serviço não necessitam de minoração, portanto $\gamma_m=1,0$.

Tabela 5. Valores dos coeficientes γ_c e γ_s .

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,20	1,15
Excepcionais	1,20	1,00

Fonte: NBR 6118 (2014).

3.7.3 Limites para as deformações

Segundo a NBR 6118:2014, para se atender os limites de deformação excessiva são estabelecidos limites máximos, mostrados na tabela 6.

Tabela 6. 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: NBR 6118 (2014).

3.7.4 Lajes

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as lajes são placas de concreto de superfície plana, que distribuem suas reações em todas as vigas que a contorna. O pavimento de uma edificação pode ser projetado com elementos pré-moldados ou moldados no local, sendo que o moldado no local pode ser estabelecido uma única laje (maciça ou nervurada), sem vigas, ou de um conjunto de lajes apoiadas em vigas. Com destaque nas lajes maciças que podem ser utilizadas em diferentes sistemas estruturais, como no caso de estruturas em concreto armado e alvenaria estrutural.

Quando a relação entre o maior e o menor vão 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 de 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 delgadas submetidas a uma carga $p(x, y)$ é descrita abaixo.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial x^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial^4} = -\frac{p}{D} \quad (15)$$

Em que:

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;

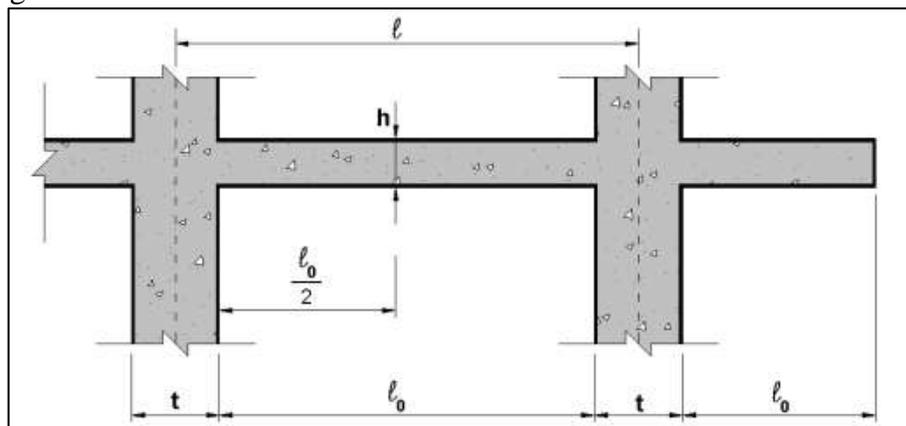
ν = coeficiente de Poisson.

De acordo com a NBR 6118:2014, para o projeto do cálculo de lajes, a primeira etapa consiste em determinar os vãos livres (ℓ_0), os vãos teóricos (ℓ) e a relação entre os vãos teóricos. Vão livre (ℓ_0), é a distância livre entre as faces dos apoios. No caso de balanços, é a distância da extremidade livre até a face do apoio. Vão teórico (ℓ) é a distância entre os centros dos apoios, não sendo necessário adotar valores maiores do que:

- em laje isolada, o vão livre acrescido da espessura da laje no meio do vão;
- em vão extremo de laje contínua, o vão livre acrescido da metade da dimensão do apoio interno e da metade da espessura da laje no meio do vão.

Em geral, para facilidade do cálculo, é comum considerar os vãos teóricos até os eixos dos apoios, como mostra a figura 4.

Figura 4. Vão livre e vão teórico.

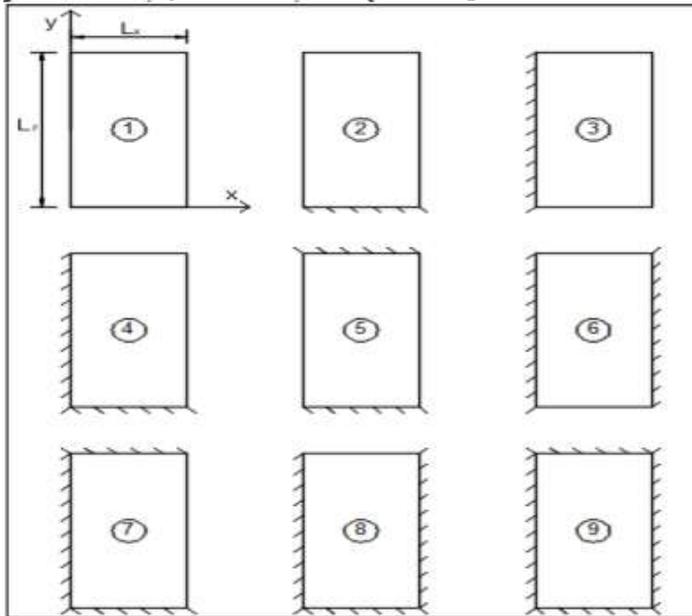


Fonte: www.set.eesc.usp.br

3.7.4.1 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 5 apresenta as condições possíveis de vinculação das placas analisadas isoladamente.

Figura 5. 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:

$$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x} \quad (16)$$

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 6118:2014, 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;

- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\ell/42$ para lajes de piso biapoiadas e $\ell/50$ para lajes de piso contínuas;

b) Determinação de flechas;

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

$$f = \frac{p \cdot \ell x^4}{E \cdot h^3} \cdot \frac{\alpha}{100} \quad (17)$$

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, nas direções x e y:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot \ell x^2}{100} \quad (18)$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot \ell x^2}{100} \quad (19)$$

- Momentos máximos negativos, por unidade de comprimento, nas direções x e y:

$$x_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot \ell x^2}{100} \quad (20)$$

$$x_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot \ell x^2}{100} \quad (21)$$

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) o cálculo das armaduras longitudinais da laje nas direções x e y podem ser determinadas da mesma forma que se calculam as de viga, observando que para a largura da seção é determinada uma faixa unitária (geralmente uma faixa de um metro), e, sendo assim, a armadura encontrada deve ser distribuída ao longo dessa largura.

As equações a seguir satisfazem tais condições.

$$k_{md} = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (22)$$

$$A_s = \frac{Md}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (23)$$

Em que:

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;

$k_z = 1 - 0,40 \cdot k_x$;

f_{yd} = resistência de cálculo do aço.

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

$$A_{s \text{ mín}} = 0,15\% \cdot b_w \cdot H \quad (24)$$

e) 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.

Portanto, de modo simplificado, pode-se adotar que a ação das lajes maciças nas vigas se faça de maneira uniforme.

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:

$$q_x = k_x \cdot \rho \cdot \frac{l_x}{10} \quad (25)$$

$$q_y = k_y \cdot \rho \cdot \frac{l_x}{10} \quad (26)$$

$$q'_x = k'_x \cdot \rho \cdot \frac{l_x}{10} \quad (27)$$

$$q'_y = k'_y \cdot \rho \cdot \frac{l_x}{10} \quad (28)$$

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).

f) Verificação do cisalhamento

Em conformidade com a NBR 6118:2014, 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:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} = [\tau_{Rd1} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (29)$$

Onde:

$$\tau_{Rd1} = 0,25 \cdot \left(\frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (30)$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \quad (31)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (32)$$

3.7.4.2 Verificação 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 6118:2014. 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 6118:2014, expresso pela seguinte equação:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (33)$$

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 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 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 estádio I e no final do estádio II. A expressão é dada por:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \cdot I_{II} \quad (34)$$

Onde:

- 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 estádio I (da seção bruta ou homogeneizada);

- I_{II} : momento de inércia da peça no estádio 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.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a posição da linha neutra no estádio II, é dada por:

$$\frac{b}{2} \cdot x_2^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot x_2 - \alpha_e \cdot A_s \cdot d = 0 \quad (35)$$

$$X_{II} = -a_2 \frac{-a_2 + \sqrt{(a_2)^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (36)$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \quad (37)$$

Sendo:

d = altura útil da seção;

b = largura da seção;

A_s = área de aço (cm²/m).

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

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (38)$$

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. Conforme a NBR 6118:2014, 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:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (39)$$

Sendo $\Delta\varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon(t_0)$;

Onde:

ε = coeficiente em função do tempo, calculado pela expressão:

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

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

t_0 = é a idade em meses, relativa á aplicação da carga de longa duração;

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

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

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) \quad (40)$$

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

d) Verificação da abertura de fissuras

Conforme NBR 6118:2014, define critérios para a verificação dos valores-limites para a abertura de fissuras nos elementos estruturais, analisados e submetidas à combinações de ações, 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:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (41)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \quad (42)$$

Onde:

- Tensão na armadura no estágio II:

$$\sigma_{si} = \frac{M_{serviço}}{A_s \cdot \left(d - \frac{X_{II}}{3} \right)} \quad (43)$$

- A posição da linha neutra no estágio II:

$$X_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right) \quad (44)$$

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

3.7.4.3 Detalhamento

De acordo com NBR 6118:2014, o detalhamento das armaduras das lajes maciças deve seguir as recomendações a seguir:

- 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:

$$A_s \text{ distr} \geq \begin{cases} \frac{A_s}{5} \\ 0,9 \frac{cm^2}{m} \end{cases} \quad (45)$$

3.7.5 Viga

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

a) Engastamento viga-pilar

De acordo com o item 14.6.6.1 da NBR 6118:2014, pode-se utilizar o modelo clássico de viga contínua, exclusivamente apoiada nos pilares, desde que observando às seguintes condições:

- Não devem ser considerados momentos positivos inferiores aos que se obteriam 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, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes da equação a seguir:

$$M_{ext,viga} = \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{viga}} \cdot M_{eng} \quad (46)$$

Onde:

M_{eng} = Momento de engastamento perfeito na ligação viga-pilar;

$r_{inf}, r_{sup}, r_{viga}$ = Rigidez de cada elemento i no nó em foco (pilar inferior, superior e viga).

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: correspondem às situações de serviço;
- Estádio III: corresponde 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.

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o cálculo do dimensionamento das estruturas de concreto armado é feito no estado limite último (estádio III), visto que o principal objetivo é dimensionar estruturas que resistam de maneira econômica e segura, aos esforços solicitantes sem chegar ao colapso.

De acordo com a NBR 6118:2014 para oferecer o comportamento flexível satisfatório em vigas, exige que a altura relativa (x/d) da linha neutra não ultrapasse o valor máximo de 0,45. Conhecendo o posicionamento da linha neutra, é possível saber o domínio em que a peça se encontra trabalhando e calcular as tensões de compressão do concreto (F_c) e o braço de alavanca (z).

$$F_c = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_w) \cdot (0,8 \cdot x) \quad (47)$$

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (48)$$

Ou ainda:

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (49)$$

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 NBR 6118:2014, para averiguar o domínio em que a seção está, é realizado a determinação da posição da linha neutra, obtida, pela seguinte expressão:

$$x = \frac{0,68 \cdot d \pm \sqrt{(0,68 \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot \left(\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}\right)}}{0,544} \quad (50)$$

Em conformidade com a NBR 6118:2014, com o valor de x encontrado, é possível determinar A_s , 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.

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} \quad (51)$$

Onde:

A_s = área de aço;

f_{yd} = resistência de cálculo do aço.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) sempre que possível, é conveniente 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:

$$k_{md} = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,68 \cdot (k_x) - 0,272 \cdot (k_x)^2 \quad (52)$$

$$k_z = 1 - 0,4 \cdot k_x \quad (53)$$

$$A_s = \frac{Md}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (54)$$

c) Armadura mínima para as vigas

Segundo a NBR 6118:2014, 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. Devem sempre ser atendidas as taxas mínimas de armadura (ρ_{\min}) conforme a tabela 7.

Tabela 7. 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: 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. Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm, dispensa o uso dessa armadura.

A NBR 6118:2014, 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) Espaçamento e quantidade de barras por camada

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

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \text{ vezes a dimensão máxima} \\ \text{característica do agregado graúdo} \end{cases} \quad (55)$$

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

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 0,5 \text{ vezes a dimensão máxima} \\ \text{característica do agregado graúdo} \end{cases} \quad (56)$$

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

$$N_{b/c} = \frac{b_w - 2 \cdot (c + \phi_t + \frac{\phi_1}{2})}{a_h + \phi_1} + 1 \quad (57)$$

Onde:

b_w = largura da seção;

c = cobrimento nominal;

ϕ_t = diâmetro do estribo;

ϕ_1 = diâmetro da barra longitudinal.

3.7.6 Pilares

De acordo com a NBR 6118:2014, 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:

- Pilares intermediários: são aqueles posicionados no interior da edificação. As vigas e lajes que se apoiam 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;
- 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;
- 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 6118:2014, a seção transversal de pilares, independentemente, 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 8.

Tabela 8. Valores de coeficientes adicional γ_n para pilares-paredes.

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

Nota:

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

Fonte: NBR 6118 (2014).

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 6118:2014, o comprimento equivalente do pilar, tido como vinculado em ambas as extremidades, é o menor dos seguintes valores:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (58)$$

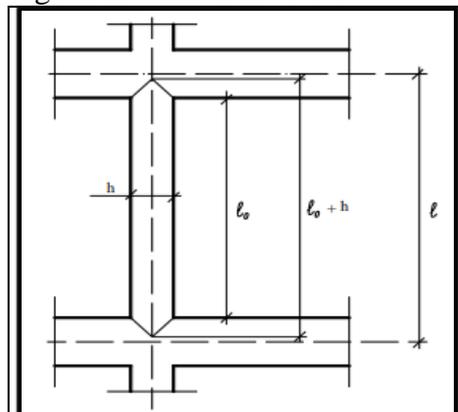
l_0 = distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

h = altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

l = distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

As distâncias l_0 e l podem ser obtidas com base na figura 6.

Figura 6. Distâncias l_0 e l .



Fonte: BASTOS, 2017.

c) Pré-dimensionamento

Conforme as especificações da NBR 6118:2014, para o pré-dimensionamento dos pilares, são possíveis considerar os mesmos com carga suposta centrada, submetidos à compressão simples com carga $Nd = \alpha \cdot Nk$, 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 dada a seguir:

$$A_{c \text{ ideal}} = \frac{Nd *}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot (1 - \rho) + \rho \cdot \sigma_s} \quad (59)$$

Em que:

- Taxa ideal de armadura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} (1,5\% \leq \rho_{\text{méd}} \leq 2,0\%). \quad (60)$$

d) Classificação quanto à esbeltez

Conforme a NBR 6118:2014 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

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (61)$$

Sendo:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow \text{raio de giração do pilar.} \quad (62)$$

- Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (63)$$

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 6118:2014 é obtido conforme tabela 9.

Tabela 9. Determinação de α_b .

Situação	Valor de α_b
Para pilares biapoiados sem cargas transversais	$\alpha_b = 0,60 + 0,40x \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$ <p>Sendo: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$</p>
Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas, ao longo da altura	$\alpha_b = 1,0$
Para pilares em balanço	$\alpha_b = 0,80 + 0,20x \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85$ <p>Sendo: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$</p>
Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo	$\alpha_b = 1,0$

Fonte: NBR 6118 (2014).

- Esbeltez Máxima

A NBR 6118:2014 não aconselha o projeto e construção de pilares com índice de esbeltez superior a 200.

f) Momento mínimo

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (64)$$

Sendo:

N_d , correspondente a força normal de cálculo.

Como prescrito na NBR 6118:2014, 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 6118:2014, estabelece que para pilares com índice de esbeltez menor que 90 e com armadura simétrica, os efeitos de segunda ordem locais podem ser determinados de acordo com 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:

$$M_{d,total} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (65)$$

Onde:

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

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

$M_{1d,A}$: 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 ν_d (NBR 6118:2014).

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_{seção} \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (66)$$

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

$$A_s = \omega \cdot A_{seção} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (67)$$

- Armadura longitudinal mínima

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (68)$$

Além da área mínima exigido por norma, deve-se atender à 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

$$A_{s,máx} = 0,08 \cdot A_c \quad (69)$$

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 (NBR 6118:2014).

- Espaçamento das barras

O espaçamento mínimo e máximo entre as barras deve atender aos seguintes valores estabelecidos pela NBR 6118:2014.

$$s_{min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \emptyset_{barra} \\ 1,2 \cdot \emptyset_{máx,agregado} \end{cases} \quad (70)$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 2 \text{ vezes a menor dimens\~{a}o} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (71)$$

i) Dimensionamento da armadura transversal

A NBR 6118:2014 prescreve que o di\~{a}metro dos estribos e espa\c7amento longitudinal nos pilares n\~{a}o deve ser inferior ao maior dos seguintes valores:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_1}{4} \end{cases} \quad (72)$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimens\~{a}o } (b) \\ 12 \cdot \phi_{barra} \end{cases} \quad (73)$$

4 ALVENARIA ESTRUTURAL

Chama-se de alvenaria o conjunto de peças aplicadas e coladas em sua interface, por uma argamassa adequada, formando um elemento vertical consistente. Esse conjunto utiliza-se para vedar espaços, resistir a cargas de gravidade, promover segurança, resistir a impactos, impedir a entrada de vento e chuva, suportar a ação do fogo, isolar e proteger ambientes acusticamente e contribuir para o conforto térmico (TAUIL E NESE, 2014).

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), o conceito principal ligado à utilização da alvenaria estrutural é a transmissão de esforços por tensões de compressão. Porém, no presente é certo que se possa existir tensões de tração em determinadas peças. Contudo, essas tensões devem se restringir preferencialmente a pontos específicos da estrutura, e também não apresentarem valores muito elevados. Caso contrário, a estrutura pode ser tecnicamente viável, mas economicamente inadequada.

4.1 Vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural

Continuando o assunto de alvenaria estrutural, a seguir são apresentadas características que mostram as principais vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural em relação às estruturas convencionais de concreto armado (RAMALHO E CORRÊA, 2003).

4.1.1 Vantagens

Conforme Ramalho e Corrêa (2003), as principais vantagens são:

- Economia de fôrmas: quando existem, as fôrmas são necessárias apenas para concretar as lajes, e são lisas, baratas e de grande reaproveitamento;
- Redução significativa no uso de revestimentos: habitualmente o revestimento interno é feito com uma camada de gesso aplicada diretamente nos blocos e os azulejos também podem ser colados diretamente sobre a superfície deles;
- Diminuição nos desperdícios de material e mão-de-obra: como as paredes não admitem intervenções posteriores, como aberturas para a colocação de instalações, eliminando muito o desperdício;
- Redução do número de especialistas: não são necessários profissionais como armadores e carpinteiros;
- Flexibilidade no ritmo de execução da obra.

4.1.2 Desvantagens

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), as principais desvantagens são:

- Dificuldade da adaptação para outro tipo de uso: como as paredes fazem parte da estrutura, não é possível grandes adaptações na arquitetura;
- Interferência entre projetos de arquitetura/estruturas/instalações: a manutenção do módulo afeta de forma direta o projeto arquitetônico e a impossibilidade de se furar paredes, sem um controle cuidadoso desses furos, condiciona de forma marcante os projetos de instalações elétricas e hidráulicas;
- Necessidade de uma mão-de-obra qualificada: exige-se uma mão-de-obra apta a fazer uso de instrumentos sua execução, ou seja, um treinamento prévio da equipe contratada para sua execução.

4.2 Componentes da alvenaria estrutural

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), os componentes principais da alvenaria estrutural são: blocos, argamassa, graute e armadura.

4.2.1 Blocos

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), os blocos são os componentes básicos da alvenaria estrutural, sendo também os principais responsáveis pela resistência da estrutura. Quanto ao material, os blocos mais utilizados no Brasil para edificações de alvenaria estrutural são, em ordem crescente de utilização: sílico-calcáreos, cerâmicos e de concreto.

Os blocos podem ser maciços ou vazados, e são denominados tijolos ou blocos, respectivamente. Os maciços são aqueles que têm um índice de vazios de no máximo 25% da área total. Quando os vazios excedem esse limite, o bloco já é classificado como vazado (RAMALHO E CORRÊA, 2003).

Os blocos de concreto, de acordo com a NBR 6136:2014, são classificados 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 10.

Tabela 10. Requisito para resistência característica à compressão, absorção e retração.

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

A Resistência característica à compressão axial aos 28 dias.

b Blocos fabricados com agregado normal.

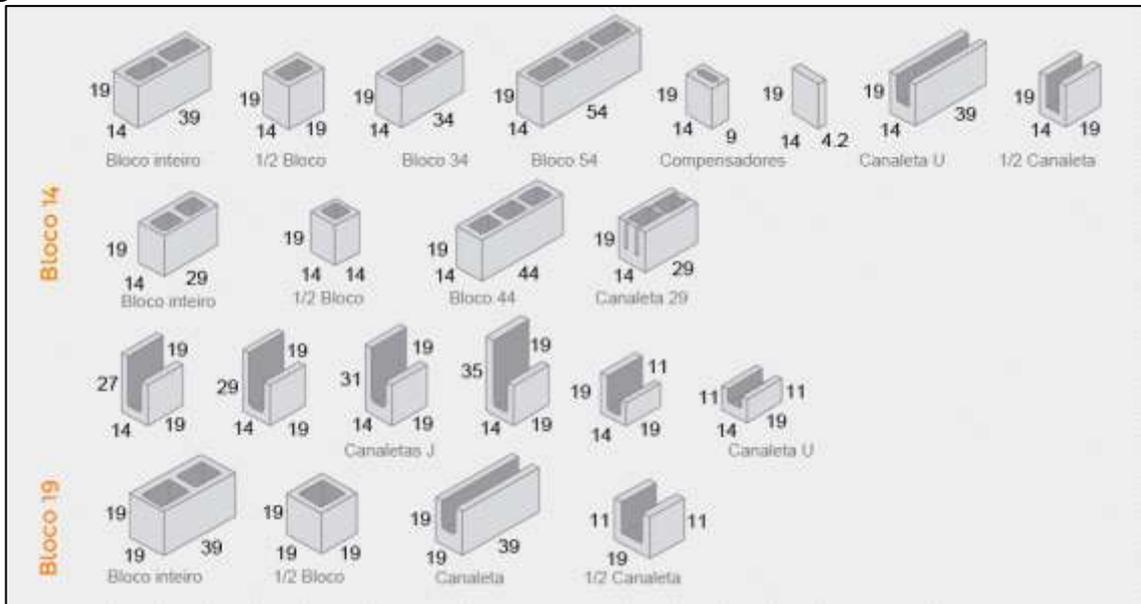
c Blocos fabricados com agregado leve

d Ensaio facultativo.

Fonte: NBR 6136 (2014).

Na figura 7, estão representadas a família de “14” e de “19” dos blocos de concreto estruturais.

Figura 7. Famílias de blocos de concreto estruturais.



Fonte: www.pavertech.com.br

4.2.2 Argamassa

A argamassa possui algumas funções, como solidarizar as unidades (blocos), transmitir as tensões entre os blocos, absorver pequenas deformações e prevenir a entrada de

água e de vento nas edificações. De modo usual, é composta de areia, cimento, cal e água. A argamassa de assentamento deve ter boa trabalhabilidade, resistência, plasticidade e durabilidade (RAMALHO E CORRÊA, 2003).

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a resistência à compressão da argamassa não é tão significativa para a resistência à compressão das paredes. Mais importante que essa característica é a plasticidade, que permite que as tensões sejam transferidas de modo uniforme de um bloco ao outro. Porém é importante, para o projetista, conhecer a resistência média à compressão, pois a NBR 10837:1989 especifica diferentes valores de tensão admissível à tração e ao cisalhamento para a alvenaria em função desse parâmetro.

A tabela 11 a seguir mostra a resistência característica da argamassa quanto à compressão e seu tipo de classe, de acordo com a NBR 13281:2005.

Tabela 11. Resistência à compressão da argamassa.

Classe	Resistência à compressão MPa	Método de ensaio
P1	$\leq 2,0$	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: NBR 13281 (2005).

4.2.3 Graute

Conforme Ramalho e Corrêa (2003), o graute é um concreto com agregados de pequena proporção e moderadamente fluido, usado para o preenchimento dos vazios dos blocos. Sua principal função é proporcionar o aumento da área da seção transversal dos blocos e promover a solidarização deles com as armaduras que irão no seu interior. Dessa forma aumenta a capacidade portante da alvenaria à compressão e permite que as armaduras resistam as tensões de tração que a alvenaria só não resistiria.

O conjunto formado pelos blocos, graute e possivelmente armaduras, trabalham monoliticamente, de maneira parecida ao que ocorre com o concreto armado. Mas para isso, o graute deve cobrir completamente as armaduras e aderir tanto a ela quanto ao bloco, formando um único conjunto (RAMALHO E CORRÊA, 2003).

Segundo a NBR 10837:1989, o graute deve ter a resistência característica maior ou igual a duas vezes a resistência característica do bloco. Essa recomendação é entendida quando se lembra que a resistência característica do bloco se refere à área bruta e que o índice de vazios para os blocos é normalmente 50%. Ou seja, a resistência do graute deve ser no mínimo a mesma do bloco em relação à área líquida.

4.2.4 Armaduras

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), as barras de aço utilizadas nas construções em alvenaria estrutural são as mesmas utilizadas nas estruturas de concreto armado, mas, neste caso, serão sempre envolvidas por graute, para garantir o trabalho conjunto com o restante dos componentes da alvenaria.

4.3 Tipos de reforço da alvenaria estrutural

Na alvenaria estrutural, as próprias paredes que sustentam a edificação, no entanto, utilizam-se elementos de reforço para algumas ocasiões, como por exemplo: vão de janelas e portas, vãos com grandes extensões, entre outros (KALIL, LEGGERINI).

4.3.1 Vergas

Nas aberturas das janelas e portas devem ser colocadas as vergas para reforçar a estrutura. Elas são colocadas na primeira fiada acima do vão, podendo ser executadas com blocos canaletas ou com peças pré-fabricadas de concreto. Seu comprimento deve se prolongar nas janelas, no mínimo, a medida do comprimento de dois blocos canaletas; já para as portas, um bloco canaleta (KALIL, LEGGERINI).

4.3.2 Contra vergas

Segundo Kalil e Leggerini, nas aberturas das janelas, devem ser feitas as contra vergas para melhorar a distribuição das cargas nas paredes, e necessitam ser posicionadas na última fiada antes da abertura, contando de baixo para cima. Normalmente são executadas de bloco canaleta e seu comprimento deve ser prolongado no mínimo, o comprimento de dois blocos, contando para os dois lados do vão.

4.3.3 Cintas de amarração

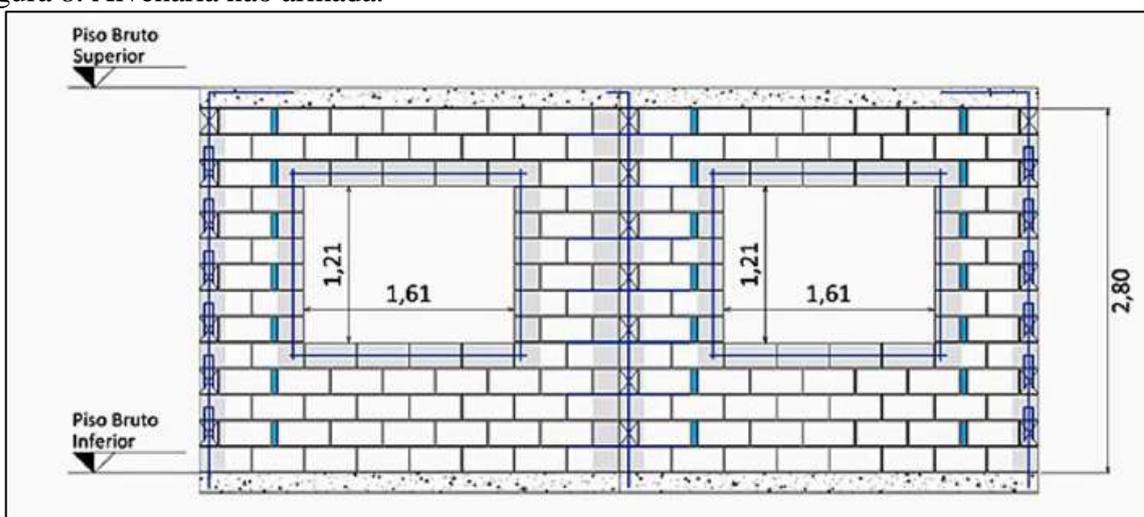
Segundo Kalil e Leggerini, cintas de amarração são apoiadas sobre as paredes, e tem a finalidade de distribuir e uniformizar as cargas que atuam sobre elas, sendo consideradas elementos estruturais. Nas paredes onde tem a concentração de duas ou mais aberturas, possuem a mesma função de uma verga contínua. O emprego das cintas de amarração na estrutura contribui na amarração das paredes e contraventamento, além de evitar recalques diferenciais que não tenham sido considerados na estrutura. Elas podem ser projetadas em concreto armado com blocos canaletas e/ou blocos “J” sendo preenchido com graute e armadura.

4.4 Tipos de alvenaria estrutural

Existem três tipos de alvenaria estrutural: não armada, armada e protendida.

a) Alvenaria não armada: esse tipo de alvenaria não recebe graute, mas recebe os reforços de aço apenas por razões construtivas (vergas de portas, vergas e contravergas de janelas e outros reforços construtivos para aberturas) e para evitar patologias futuras: trincas e fissuras provenientes da acomodação da estrutura, movimentação pelo vento, efeitos térmicos e concentração de tensões (TAUIL E NESE, 2014). Na figura 8, encontra-se a imagem de alvenaria não armada.

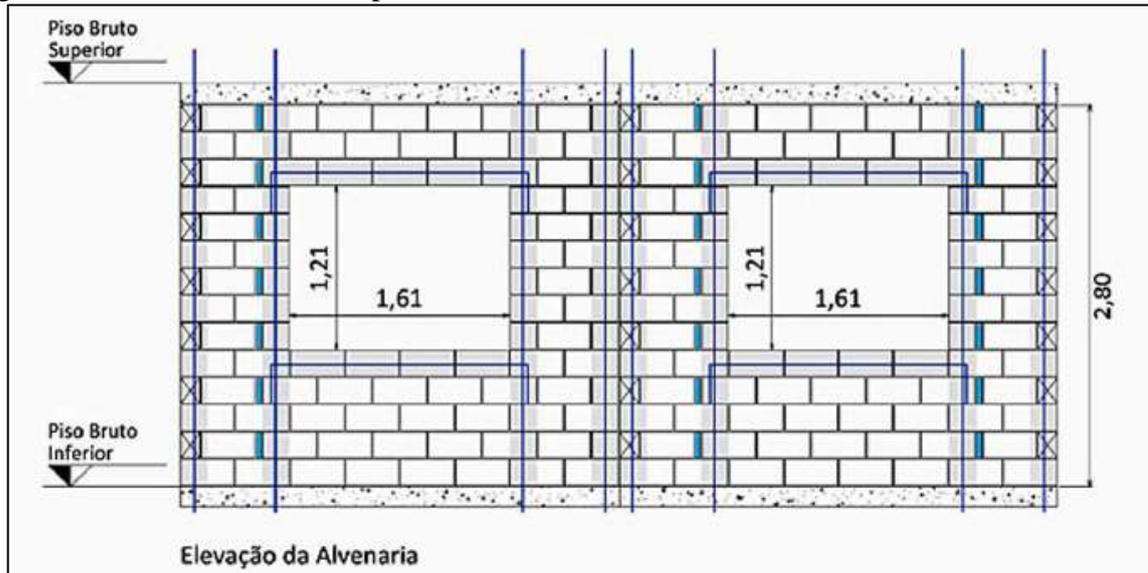
Figura 8. Alvenaria não armada.



Fonte: Tauil e Nese (2014)

b) Alvenaria armada ou parcialmente armada: esse tipo de alvenaria obtém reforços em alguns pontos, devido a exigências estruturais. São utilizadas armaduras passivas de fios, barras e telas de aço dentro dos blocos e posteriormente grauteados, preenchendo também todas as juntas verticais (TAUIL E NESE, 2014). Na figura 9 encontra-se a imagem de alvenaria armada ou parcialmente armada.

Figura 9. Alvenaria armada ou parcialmente armada.



Fonte: Tauil e Nese (2014)

c) Alvenaria protendida: essa alvenaria é reforçada por uma armadura ativa que está sujeita a esforços de compressão. Esse tipo de alvenaria é pouco utilizado, pois tem custo muito alto para o padrão de construção do país (TAUIL E NESE, 2014).

4.5 Normas técnicas

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), traz normas para padronizar os projetos, a execução e o controle de obras, materiais, regulamentando processos que serão empregados a elas. Em seguida, estão citadas algumas normas importantes para o sistema construtivo de alvenaria estrutural:

- ABNT NBR 6120/2019: Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 6123/1988 (versão corrigida 2 de 2013): Forças devidas ao vento em edificações – Procedimentos.
- ABNT NBR 6136/2014: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: requisitos;

- ABNT NBR 10837/1989: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto.
- ABNT NBR 12118/2013: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio;
- ABNT NBR 15812-1/2010: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 1 – Projetos;
- ABNT NBR 15812-2/2010: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 2 – Execução e controle de obras;
- ABNT NBR 15812/2017: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 3 – 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.

4.6 Coordenação modular

Conforme Tauil e Nese (2014) é possível concluir que a coordenação modular organiza todas as peças ou componentes que fazem parte de um edifício, dentro de uma base, com medidas pré-definidas. Pela terminologia, pode-se concluir que coordenar modularmente é organizar ou arranjar peças e componentes, de forma a atenderem a uma medida de base padronizada.

Ao contrário do que parece, projetar de maneira modular, utilizando uma base reticulada espacial nos eixos cartesianos não engessa o projeto, mas possibilita uma perfeita organização dos espaços e compatibilização dos elementos construtivos, trazendo flexibilidade necessária ao partido arquitetônico definido pelo arquiteto (TAUIL E NESE, 2014).

Após definir o módulo a partir do bloco de concreto disponível no mercado e na região, todo o processo de organização da modulação será de maneira automática, e todos os ambientes do projeto terão suas medidas internas e externas múltiplas do módulo de referência adotado. Essa maneira de projetar auxilia, entre muitas vantagens, na definição dos ambientes, nas instalações, entre outros (TAUIL E NESE, 2014).

4.7 Análise estrutural

4.7.1 Ações

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura. As ações que devem ser consideradas são as permanentes, variáveis e excepcionais (NBR 15961-1:2011).

4.7.1.1 Análise estrutural para cargas verticais

a) Carregamento vertical

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) as principais cargas a serem consideradas em edifícios residenciais em alvenaria estrutural são as ações das lajes e o peso próprio das paredes.

b) Interação de paredes

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) uma parede de alvenaria quando aplicada um carregamento localizado, apenas sobre uma parte do seu comprimento, tende a ocorrer um espalhamento da carga ao longo da altura. A NBR 15961-1:2011 afirma que esse espalhamento deve ocorrer de acordo com um ângulo de 45°. É considerado que a existência da abertura represente também um limite entre as paredes. Desse modo, uma parede com abertura normalmente é considerada uma sequência de paredes independentes. Nesse caso, porém, habitualmente ocorre forças de integração entre os diferentes elementos, e por fim, há o espalhamento e uniformização das cargas.

c) Procedimento de distribuição

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) para o auxílio a definição da distribuição das cargas verticais, pode destacar alguns métodos, sendo eles: modelagem tridimensional do elemento, paredes isoladas, grupos de paredes, isoladas e grupos de paredes com interação.

- Grupos isolados de paredes: é um conjunto de paredes que são totalmente solidárias, normalmente, os limites dos grupos são as aberturas, janelas e portas.

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003) é considerado nesse procedimento, que as cargas sejam totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes. Assim, indica que forças de interação nas bordas e cantos são consideradas de grande importância para proporcionar a

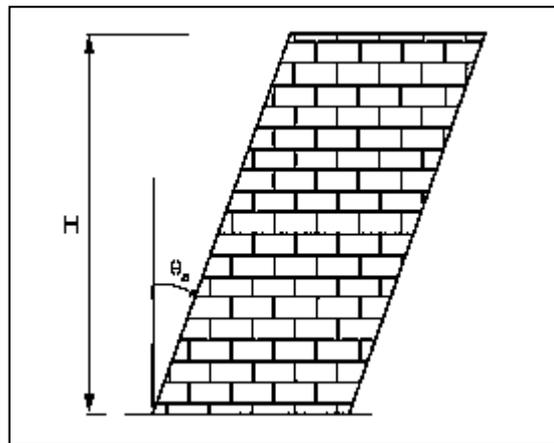
uniformização total e o espalhamento numa pequena altura. Por outro lado, é desconsiderado as forças de interação nas aberturas, sendo possível que cada grupo trabalhe isolado dos demais.

4.7.1.2 Análise estrutural para cargas horizontais

a) Ações horizontais que devem ser consideradas

De acordo com a NBR 15961-1:2011, para edifícios com muitos andares, deve ser considerado um desaprumo global, através de um ângulo de desaprumo θ_a em radianos, conforme figura 10 abaixo.

Figura 10. Desaprumo global.



Fonte: NBR 15961-1 (2011).

Onde:

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40H} \quad (74)$$

H = altura total da edificação em metros.

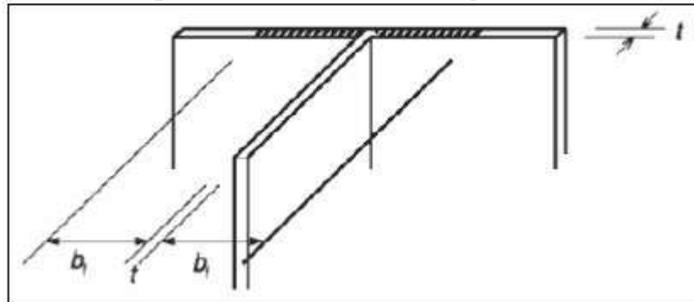
De acordo com Parsekian (2012) forças horizontais correspondentes ao desaprumo em estruturas de alvenaria estrutural, deverão ser somadas as ações do vento ao nível de cada pavimento.

b) Consideração de abas em painéis de contraventamento

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) para considerar a rigidez dos painéis de contraventamento deve se considerar a ajuda dos flanges, os quais são trechos que se ligam ao painel. Esse tipo de trecho pode ser considerado como solidário ao painel, mudando assim, de forma significativa sua rigidez, principalmente seu momento de inércia relativa a flexão.

Segundo a NBR 15961-1:2011, no item 10.1.3, é determinado que seu comprimento efetivo do flange em painéis de contraventamento obedeça ao limite $bt \leq 6 \cdot t$, conforme figura 11.

Figura 11. Comprimento efetivo do flange.



Fonte: NBR 15961-1 (2011).

c) Distribuição de ações para contraventamento simétricos

Segundo Ramalho e Côrrea (2003) em caso de contraventamento simétrico em relação à direção atuante do vento analisado, irá ocorrer apenas translações dos pavimentos, fazendo assim, com que todas as paredes de determinado nível, apresente deslocamento igual. Assim, poderão ser utilizados dois procedimentos, sendo eles: o de parede isolada e o de parede com abertura.

Em conformidade com Ramalho e Côrrea (2003) no caso de ações que atuem segundo eixos de simetria da estrutura, poderá ser feita a compatibilização dos deslocamentos de diversos painéis para encontrar o quinhão de carga que corresponde a cada um. A princípio, cada painel assumirá um quinhão de carga proporcional à sua rigidez, ou seja, para painéis de rigidez constantes ao longo da altura, esse quinhão será proporcional ao seu momento de inércia, podendo assim, definir a soma de todas as inércias, conforme equação a seguir:

$$\Sigma I = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n \quad (75)$$

Desse modo, a rigidez relativa de cada painel será:

$$R_i = \frac{I_i}{\Sigma I} \quad (76)$$

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) ação em cada painel pode ser adquirida através da multiplicação da ação total em um determinado pavimento F_{tot} , pelo valor R_i , ou seja:

$$F_i = F_{tot} \cdot R_i \quad (77)$$

Ainda segundo Ramalho e Côrrea (2003) assim que forem encontradas as ações ao nível de cada pavimento, será possível determinar os diagramas de esforço solicitante. Desse modo, as tensões necessitadas a essa ação, poderão ser obtidas através da seguinte equação:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (78)$$

$$W = \frac{I}{ymáx} \quad (79)$$

Onde:

M = momento fletor atuante na parede;

W = módulo de resistência à flexão.

4.7.2 Estabilidade global

Os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura sem deformação, são chamados efeitos de primeira ordem. Já os provindos da deformação da estrutura, são os efeitos de segunda ordem. Porém, quando inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, os efeitos de segunda ordem são desprezíveis (CARVALHO E PINHEIRO, 2009).

De acordo a NBR 6118:2014, dois processos são utilizados para determinar se a estrutura é deslocável ou indeslocável: o do parâmetro α e do coeficiente γ_z , como já visto anteriormente nos itens 3.6.2.1 e 3.6.2.2. que seguem os mesmos índices para o concreto armado.

4.8 Método de ensaios

4.8.1 Prisma

De acordo com Reboredo (2013) prisma é um corpo de prova formado pela justaposição de dois blocos e argamassa. A resistência do prisma acabará sendo menor que a do bloco, então a resistência da parede será menor que a resistência do prisma. No entanto, o

ensaio de compressão do prisma não simula efetivamente o ensaio de compressão da parede, mas ajuda muito, pois fornece uma avaliação precisa. Também existe uma correlação entre a resistência característica a compressão do prisma e do bloco.

De acordo com Parsekian (2012) são apresentados algumas das relações prisma/bloco, ou seja, f_{pk}/f_{bk} que foram baseados no conhecimento e experiência de projetistas e os resultados de alguns ensaios realizados, considerando assim, argamassa, resistência do bloco e eventual graute utilizado. Na tabela 12, serão apresentadas essas relações. É necessário que, para cada situação, sejam realizados alguns ensaios para avaliação final, ou a utilização do histórico do produto, no qual determinam suas características.

Tabela 12. 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_{pk0}/f_{pk}	f_{pk*}
3,0	4,0	15,0	0,80	2,40	2,00	4,80
4,0	4,0	15,0	0,80	3,20	2,00	6,40
6,0	6,0	15,0	0,80	4,80	1,75	8,40
8,0	6,0	20,0	0,80	6,40	1,75	11,20
10,0	8,0	20,0	0,80	7,50	1,75	13,13
12,0	8,0	25,0	0,80	9,00	1,60	14,40
14,0	12,0	25,0	0,70	9,80	1,60	15,68
16,0	12,0	30,0	0,70	11,20	1,60	17,92
18,0	14,0	30,0	0,70	12,60	1,60	20,16
20,0	14,0	30,0	0,70	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).

4.8.2 Relação entre a resistência da parede e prisma

Segundo Parsekian (2012) os ensaios em corpo de prova de maior dimensão geram uma redução da resistência, para grande parte dos materiais, isso ocorre de acordo com a possibilidade de ocorrências simultâneas de pequenas falhas. Geralmente isso ocorre em

paredes com sua escala real, que possuem resistência inferior à do prisma, correspondendo assim, a possibilidade da distribuição não uniforme da esbeltez e carregamento.

De acordo com a NBR 15961-1:2011, a resistência da parede (f_k) corresponde a 70% em relação a resistência do prisma (f_{pk}).

4.8.3 Relação entre a resistência de pequenas paredes e prisma

De acordo com a NBR 15961-2:2011, o ensaio que define a resistência à compressão de pequenas paredes acompanha a definição da resistência a compressão da argamassa de assentamento e blocos; no caso de parede apenas com graute ou armada, defini a resistência à compressão do graute.

Cada corpo de prova compõe uma pequena parede que possui comprimento mínimo equivalente a dois blocos e altura que equivale a cinco vezes a espessura do bloco, não podendo ser inferior a 70 cm. Ainda de acordo com a NBR 15961-1:2011, a resistência da pequena parede (f_{ppk}) corresponde a 85% da resistência do prisma (f_{pk}).

4.9 Dimensionamento

4.9.1 Método dos estados limites

A NBR 15961-1:2011 adota como modelo de verificação estrutural, o Método dos Estados Limites. Abaixo estão representados na tabela 13, os coeficientes de ponderação das resistências recomendados pela mesma norma.

Tabela 13. Valores de γ_m .

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,50	1,50	1,15
Excepcionais	1,50	1,50	1,00

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

4.9.2 Deslocamentos limite

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

lajes, vigas, etc., não podem apresentar deslocamentos maiores que $L/500$, 10 mm ou $\theta = 0,0017$ rad.

4.9.3 Propriedades Elásticas

De acordo com a NBR 15961-1:2011, o módulo de deformação da alvenaria depende das características da argamassa e dos blocos. Valores de propriedade elástica da alvenaria devem ser adotados de acordo com a tabela 14.

Tabela 14. Propriedades da deformação da alvenaria.

Propriedade	Valor	Valor máximo
Módulo de deformação longitudinal	800 fpk	16 GPa
Coefficiente de Poisson	0,20	

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

A NBR 15961-1:2011, estabelece ainda verificações de estados-limites de serviço (ELS), onde é necessário reduzir os módulos de deformação em 40%, para considerar de forma aproximada o efeito da fissuração da alvenaria.

4.9.4 Critério de dimensionamento

Segundo a NBR 15961-1:2011, para o dimensionamento de elementos da alvenaria não armada que estão sujeitas as tensões normais, é necessário admitir que as seções transversais se mantêm planas depois da deformação; 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; as tensões máximas de tração deverão ter valor inferior ou igual à resistência à tração da alvenaria; as seções transversais sujeitas à flexão e flexo-compressão serão dimensionadas no Estádio I.

Já para o dimensionamento de elementos da alvenaria armada que estão sujeitas as tensões normais, é necessário admitir que as seções transversais se mantêm planas depois da deformação; as armaduras aderentes têm deformação igual à alvenaria em seus arredores; a resistência à tração da alvenaria é nula; as tensões máximas de compressão deverão ter valor inferior ou igual à resistência à compressão da alvenaria; na flexão ou flexo-compressão o encurtamento máximo da alvenaria se limita a 0,35%; o alongamento máximo do aço se limita a 1% (15961-1:2011).

4.9.5 Resistência a compressão

De acordo com Parsekian (2012) a resistência a compressão da alvenaria advém da resistência do bloco, mão de obra e da resistência da argamassa. A carga de compressão maior que a parede, suporta o peso de acordo com a seção transversal, ou seja, comprimento e espessura da parede, da esbeltez e das eventuais excentricidades do carregamento. A NBR 15961-2:2011 recomenda ensaios para controlar a resistência a compressão, sendo eles ensaios de prisma, de paredes e de paredes pequenas.

De acordo com a NBR 15961-1:2011, 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 ainda 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.

Ainda de acordo com a NBR 15961-1:2011, a resistência à compressão é verificada através da equação:

$$\frac{\gamma_f \cdot N_k}{A} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ parede} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{array} \right\} \cdot \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (80)$$

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.

De acordo com a NBR 15961-1:2011, a espessura mínima da parede estrutural é de 14 cm, para edificações com até dois pavimentos, em que se deve atender o limite do índice de esbeltez. Ela ainda estabelece os seguintes limites para o índice de esbeltez (λ), definido como a relação entre altura efetiva e espessura efetiva:

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

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 30 \text{ para alvenaria armada.}$$

Se aumentada com o emprego de enrijecedores, a espessura efetiva só poderá ser usada para cálculo de esbeltez da parede. Já no cálculo da área da seção resistente, utiliza-se a espessura t da parede, o dimensionamento a compressão deve também levar em consideração critérios da resistência na direção horizontal dos blocos. No prisma inteiro grauteado ou em uma parede, deve atribuir que a resistência a compressão em sua direção horizontal é igual à da sua direção vertical, a qual é geralmente utilizada em ensaio de prisma. Ainda de acordo com a NBR 15961-1:2011, se não houver graute deverá ser adotado a resistência a compressão na direção horizontal com valor igual a 50% da resistência alcançada na direção vertical.

4.9.6 Resistência ao cisalhamento

Em edifícios de alvenaria estrutural o cisalhamento ocorre em vigas, vergas, e em paredes de contraventamento, por atuar junto com o momento fletor. Quando se adota a distribuição do carregamento vertical por grupo de paredes também ocorrem tensões de cisalhamento na interface de paredes amarradas (REBOREDO, 2013).

De acordo com a NBR 15961-1:2011, as tensões de cisalhamento na alvenaria abordam como critério de resistência a resistência de Coulomb, que é expressa pela equação:

$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma \quad (81)$$

Assim, de acordo com a NBR 15961-1:2011, há uma parcela inicial da resistência que corresponde a aderência, que aumenta de acordo com o nível de pré compressão. A norma ainda diz, que o valor parcial da resistência ao cisalhamento da alvenaria, vem do traço da argamassa usado, afetando assim, a aderência inicial (τ_0) e o nível de pré compressão ($\mu\sigma$), tendo como coeficiente de atrito (μ) um valor igual a 0,51.

O valor da resistência convencional ao cisalhamento (f_{vk}), será indicado a seguir na tabela 15:

Tabela 15. Valores característicos da resistência ao cisalhamento – f_{vk} (MPa).

Resistência média de compressão da argamassa (MPa)			
	1,5 a 3,4	3,50 a 7,0	Acima de 7,0
f_{vk}	$0,10 + 0,5\sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5\sigma \leq 1,7$

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

Onde:

- f_{vk} é a resistência característica ao cisalhamento;
- σ é a tensão normal considerando apenas 90% das cargas permanentes.

Reboredo (2013) ainda afirma que para se verificar o cisalhamento nas interfaces de ligação entre paredes, ou seja, amarração direta, o f_{vk} deve ser considerado igual a 0,35 MPa. Já para os elementos de alvenaria estrutural submetidos a flexão e/ou quando existir armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento, e ainda tendo graute ao seu entorno, a resistência característica ao cisalhamento será obtida através da seguinte equação:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho \leq 0,7 \text{ Mpa} \quad (82)$$

Onde:

- ρ é a taxa geométrica da armadura.

Já no caso de vigas de alvenaria estrutural em balanço ou bi apoiadas, sua resistência característica ao cisalhamento deve ser multiplicada pelo fator apresentado na equação a seguir (REBOREDO, 2013):

$$\left[2,5 - \frac{0,25 \cdot M_{m\acute{a}x}}{V_{m\acute{a}x} \cdot d} \right] \quad (83)$$

Onde:

$M_{m\acute{a}x}$ = maior valor do momento de cálculo na viga;

$V_{m\acute{a}x}$ = maior valor do esforço cortante de cálculo na viga;

d = altura útil da seção transversal da viga.

Utilizando sempre o valor maior que 1,0, fazendo com que a resistência característica majorada não ultrapasse o valor de 1,75 MPa. De acordo com a NBR 15961-1:2011 deve-se calcular a tensão de cisalhamento de acordo com a seguinte equação:

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

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

Se a alvenaria possuir seção I, T ou outra forma que possua flange, será considerado apenas a área da alma.

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) a verificação da resistência será atendida se a tensão de cisalhamento de cálculo não apresentar valor maior que a resistência de cálculo obtida, ou seja:

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (84)$$

Caso a verificação feita acima não for atendida, poderá ser calculada a armadura de cisalhamento paralela a direção da força cortante. Assim, teremos a seguinte equação:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 f_{yd} \cdot d} \quad (85)$$

A parte do cisalhamento suportada pela alvenaria é dada por:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (86)$$

Onde:

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.

Não é admitido espaçamento (s) maior que 50% da altura útil. Para as paredes armadas ao cisalhamento esse espaçamento não pode ser superior a 60 cm e em caso de vigas de alvenaria o limite não pode ser superior a 30 cm (NBR 15961-1:2011).

4.9.7 Resistência à flexão simples

De acordo com Reboredo (2013) flexão simples ocorre principalmente em muros (devido ao vento), muros de arrimo, paredes de reservatórios pouco comprimidas, vergas e vigas.

- Alvenaria não armada

De acordo com a NBR 15961-1:2011, alvenaria não armada, ocorre seu dimensionamento no estágio I, ou seja, único caso que permite tensões de tração na alvenaria não armada, tendo uma tensão máximas de tração inferior a resistência a tração na flexão (f_{tk}).

A NBR ainda estabelece valores característicos a resistência a tração de alvenaria sob flexão de acordo com os indicativos da tabela 16, os quais são válidos para argamassa de areia, cal e cimento, onde não tem adições nem aditivos e juntas verticais preenchidas. Em outros casos, a resistência de tração na flexão deverá ser estabelecida de acordo com o procedimento descrito no Anexo C da NBR 15961-2:2011.

De acordo com a NBR 15961-1:2011, a resistência de compressão na flexão é admitida 50% a mais que a de compressão simples.

Tabela 16. 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 á fiada - f_{tk}	0,2	0,4	0,5

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

- Alvenaria armada

A alvenaria armada ocorre seu dimensionamento no estágio III, tendo tensões não lineares em sua região comprimida. No caso da alvenaria armada, a resistência da alvenaria a tração não precisa ser considerada, pois quem resistirá será a armadura. A NBR ainda diz que uma seção retangular fletida com armadura simples terá seu momento fletor resistente de cálculo igual a equação (NBR 15961-1:2011):

$$M_{rd} = A_s \cdot f_s \cdot z \quad (87)$$

$$M_{rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (88)$$

Onde seu braço de alavanca (z) será dado por:

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95d \quad (89)$$

Onde:

A_s = área da armadura tracionada;

$f_s = 0,5f_{yd}$, ou seja, metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura, sendo a tensão de tração na armadura;

f_d = máxima tensão de compressão.

De acordo com Ramalho (2012) as expressões para o cálculo de armadura simples serão:

$$k_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}} \quad (90)$$

$$A_s = \frac{1}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,4 \cdot K_x)} \cdot \frac{M_d}{d} \quad (91)$$

4.9.8 Resistência à flexo-compressão

As tensões normais na seção transversal da alvenaria não armada devem ser adquiridas através da superposição das tensões normais lineares, devido ao momento fletor com as tensões normais uniformes devido à força de compressão (NBR 15961-1:2011).

Ainda de acordo com a NBR 15961-1:2011, as tensões normais de compressão devem atender a seguinte equação:

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq f_d \quad (92)$$

Onde:

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 esbelteza do elemento, conforme a expressão:

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (93)$$

De acordo com a NBR 15961-1:2011, em caso que houver tensão de tração, seu valor máximo deverá ser menor ou igual à resistência de tração da alvenaria f_{td} .

4.10 Detalhamento

d) Cobrimento

As barras de armaduras horizontais aparelhadas nas juntas de assentamento, necessitam estar envolvidas totalmente pela argamassa, com cobertura mínimo de 15 mm na horizontal. Já para o caso de armaduras entrelaçadas pelo graute, seu cobertura mínimo é de 15 mm, porém desconsiderando a espessura do bloco (NBR 15961-1:2011).

e) Armaduras máximas e mínimas

De acordo com a NBR 15961-1:2011, as paredes de contraventamento, as quais são determinadas como alvenaria não armada, sua armadura longitudinal de combate à tração, se necessário, não deverá ser inferior a 0,10% da área da seção transversal. Para casos assim é desnecessário a armadura mínima secundária. As armaduras alocadas num mesmo espaçamento grauteado, não poderão ter a área da sua seção transversal superior a 8% da área correspondente da seção do graute que a envolve.

Ainda de acordo com a NBR 15961-1:2011, se localizadas em juntas de assentamentos, as barras da armadura não poderão ter diâmetro superior a 6,3 mm, e 25 mm em outro caso.

f) Uso de cinta intermediária

Segundo Parsekian (2012) é recomendado se utilizar cintas intermediárias, armadas com uma barra de 10 mm nos exemplos a seguir:

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

g) Armadura vertical

De acordo com Parsekian (2012) sempre deve ser armado os cantos externos da edificação, independente da altura do prédio. Essa armadura é construtiva, na maioria das vezes igual a uma barra de 10mm.

h) Vergas e contravergas

De acordo com Parsekian (2012) a contraverga possui armadura construtiva, geralmente utilizada uma barra de 10 mm, já a armadura da verga deve ser dimensionada.

5 CUSTOS

Segundo Mattos (2006) o custo total de uma obra nada mais é que a soma de todos os serviços que à compõe. Então, a origem da quantificação está na identificação dos serviços. Um orçamento, por mais cuidadoso que seja feito, não será completo se excluir algum serviço requerido pela obra.

Em geral, um orçamento é determinado somando-se os custos diretos, como mão-de-obra, materiais, equipamentos, e os custos indiretos, como equipes de supervisão e apoio, despesas gerais do canteiro de obras, taxas, entre outros, e por fim adicionando-se impostos e lucro para se chegar ao preço de venda. (MATTOS, 2006)

5.1 Custos diretos

Conforme Mattos (2006), os custos diretos são aqueles que estão diretamente ligados aos serviços de campo. Representam o custo orçado dos serviços que serão realizados. A unidade básica é a composição de custos, os quais podem ser unitários, ou seja, referentes a uma unidade de serviço (quando ele é mensurável- ex.: kg de armação, m³ de concreto) ou dado como verba (quando o serviço não pode ser mensurável- ex.: paisagismo, sinalização).

5.1.1 Composição de custos unitários

A composição deve ser conhecida, ou seja, a quantidade de material utilizado, o número de pessoas qualificadas e não qualificadas, o número de horas dos equipamentos utilizados, isso tudo ocorre, para se fazer o cálculo correto dos custos unitários da obra. Para entender melhor o funcionamento da composição é necessário saber a relação de insumos e serviço apresentados a seguir de acordo com o autor:

- a) Insumos: materiais como areia, pedra, cimento, etc., mão-de-obra do pedreiro, servente, etc., e equipamentos (betoneiras, furadeiras, lixadeiras, etc.);
- b) Serviços: o conjunto de insumos combinados a serem realizados no andamento da obra (TISAKA, 2011).

De acordo com Mattos (2006), empresa pode usar composições de custos próprias ou obtê-las em publicações especializadas, como a TCPO (Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos), da Editora PINI, que é a publicação mais completa e difundida no mercado.

6 METODOLOGIA

O estudo de caso teve como principal intenção, realizar uma comparação de custos entre materiais de um edifício projetado e dimensionado em concreto armado e em alvenaria estrutural.

Primeiramente, foi feita uma revisão bibliográfica, onde estão descritas as características de ambos sistemas estruturais, juntamente com os componentes de cada, vantagens e desvantagens, entre outros. Posteriormente foi realizado o dimensionamento das estruturas, utilizando o software TQS.

Em seguida, foram retirados dados da TCPO (Tabela de Composição de Preços para Orçamento) da editora PINI, e determinados os preços de insumos conforme o SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) que é um documento da Caixa, e também em pesquisas nos preços de mercado da região, para elaboração de um orçamento da superestrutura do edifício, em concreto armado e também em alvenaria estrutural.

Após elaboração do orçamento, foi realizada uma comparação para identificar o consumo e o custo dos materiais para as estruturas de concreto armado (concreto, aço, fôrma e bloco) e para as estruturas em alvenaria estrutural (bloco, argamassa, graute e aço), para então fazer a melhor escolha estrutural.

O trabalho seguiu uma sequência para sua melhor elaboração:

- a) Lançamento das estruturas no software TQS (concreto armado e alvenaria estrutural);
- b) Determinação das ações;
- c) Dimensionamento dos elementos estruturais;
- d) Detalhamento dos elementos estruturais;
- e) Consumo e levantamento de custo com materiais;
- f) Análise comparativa do edifício.
- g) Resultados e discussões perante a viabilidade de cada sistema.

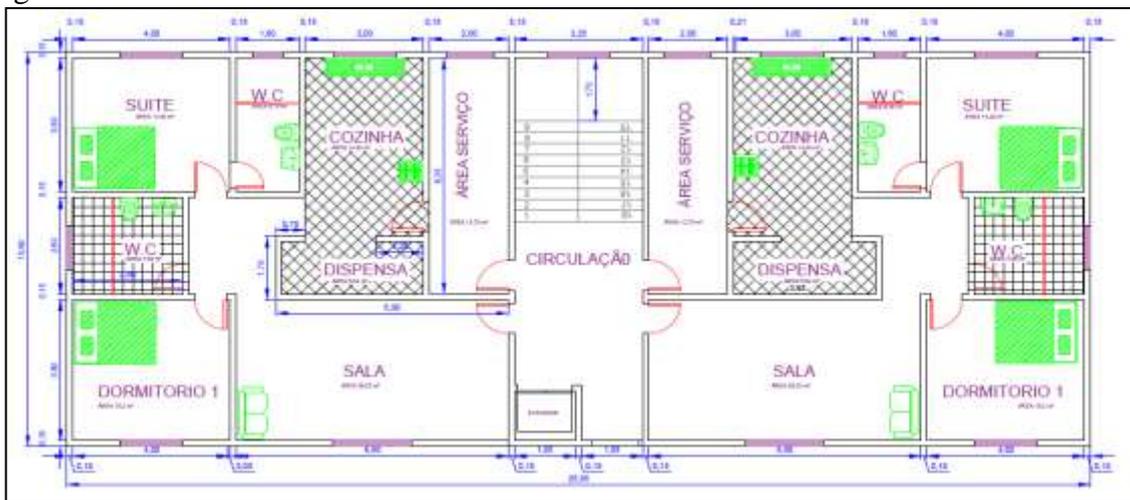
6.1 Estudo de caso

O projeto proposto nesse trabalho mostra uma edificação para fins residenciais, cujo responsável técnico é o engenheiro civil Luiz Alberto da Silva, e os desenhos arquitetônicos foram feitos pela autora do trabalho Lillian Caroline da Silva. A edificação será construída no município de Monsenhor Paulo – MG. Possui uma área total de 2.200,56 m², e o terreno

possui 1000 m². A mesma possui estrutura de 8 pavimentos, contando tipo e térreo, com pé direito de 3,00 m em todos os andares. O térreo possui área de 275,07 m², assim como o tipo. O edifício possui 16 vagas de garagem, à parte da estrutura. Cada pavimento tipo possui dois apartamentos, com sala, cozinha, despensa, área de serviço, banheiro, quarto e suíte.

Para o presente trabalho serão apresentados projeto arquitetônico, composto de planta baixa, cortes, fachadas, que se encontram no anexo A. Na figura 12, está representada a planta baixa.

Figura 12. Planta baixa.



Fonte: Os autores, 2020.

6.2 Critérios adotados

Para a estrutura em concreto armado, serão adotadas lajes maciças, vigas e pilares, e para a estrutura em alvenaria estrutural serão adotadas lajes maciças e paredes estruturais de blocos de concreto. A escolha da laje maciça foi feita por conta da distribuição igualitária de esforços sob as estruturas que a suportam.

De acordo com as normas técnicas NBR 6120:2019 e NBR 15961-1:2011, foram admitidos os pesos específicos dos materiais utilizados concreto armado e alvenaria estrutural, respectivamente:

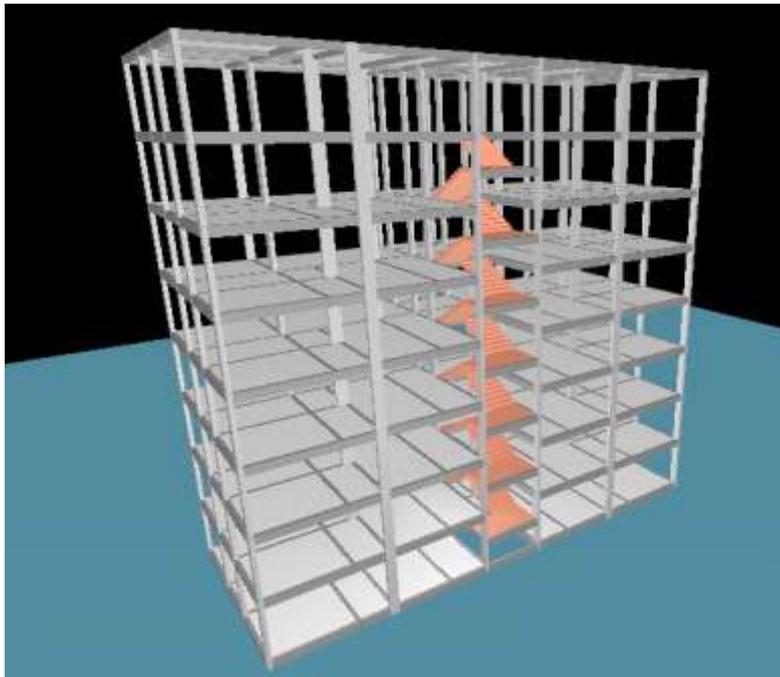
- a) Concreto armado = 25 kN/m³;
- b) Alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto = 14 kN/m³;
- c) Alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto com graute = 24 kN/m³;
- d) Alvenaria não estrutural de blocos vazados de concreto = 13 kN/m³;
- e) Argamassa de cimento, cal e areia = 19 kN/m³;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

7 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO

7.1 Concepção estrutural

A locação dos elementos estruturais foi arranjada perante o desempenho primário dos mesmos. As definições do projeto arquitetônico foram utilizadas para o posicionamento das lajes em todos os pavimentos. Já o posicionamento das vigas, deu-se nas bordas das lajes e onde existem paredes. Em situações que não é possível apoiar as vigas diretamente sobre os pilares, as mesmas apoiam-se sobre outras vigas. A figura 13, nos mostra o pórtico 3D, da estrutura em concreto armado.

Figura 13. Pórtico 3D em concreto armado lançado no software TQS.

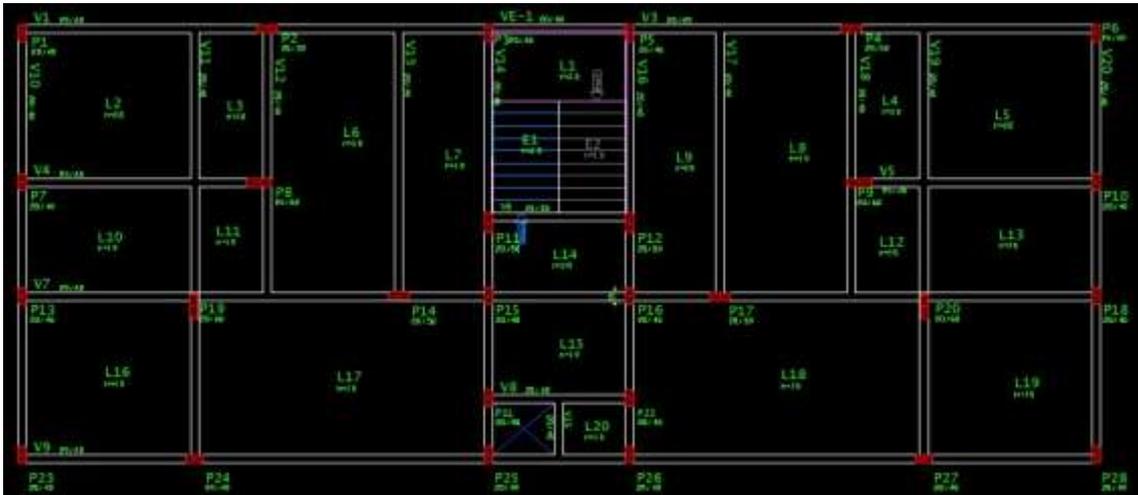


Fonte: A autora.

Na escolha da posição dos pilares foram usados, na grande maioria, parâmetros como os encontros de vigas e espaçamento entre 3 e 6 metros entre pilares.

As extensões dos elementos estruturais foram propostas de modo que se possa alcançar uma igualdade maior de dimensões, promovendo, desta forma a execução e ainda permitindo o reaproveitamento das fôrmas. Empregando as plantas baixas do projeto arquitetônico foram produzidas as plantas de fôrmas para o projeto em assunto. Na figura 14 podemos ver a planta de fôrma do pavimento tipo.

Figura 14. Planta de fôrma do pavimento tipo.



Fonte: A autora.

7.2 Dados preliminares

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

- Concreto com resistência característica $f_{ck} = 30$ MPa para lajes, as vigas e pilares;
- Cobrimento nominal da armadura de 25 mm para lajes e 30 mm para pilares e vigas, admitindo classe de agressividade ambiental II;
- Espessura para laje igual a 10 cm e igual a 15 cm nas escadas;
- Menores dimensões para vigas e pilares iguais a 20 cm;
- Sobrecarga nas lajes de acordo com a NBR 6120, (1,5 kN/m² para dormitórios, sala, copa, cozinha, sanitários; 2,0 kN/m² para despensa, área de serviço e lavanderia; 3,0 kN/m² para áreas de uso comum);
- Paredes externas e internas: blocos de concreto com espessura de 14 cm;
- Aço CA-50 e CA-60 para vigas e pilares;
- Pé direito: 3,10 metros;
- Escada: peso próprio igual a 1,0 kN/m²; e carga variável igual a 3,0 kN/m²;

7.3 Laje maciça

A seguir será descrito o roteiro de cálculo para a Laje 2, e cujo roteiro foi seguido para o dimensionamento das demais lajes do edifício.

As ações permanentes atuantes na laje L2, com altura adotada igual a 10 cm, são:

- Peso Próprio:

$$g1 = h_{\text{estimado}} \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 0,10 \cdot 25 = 2,50 \text{ kN/m}^2 \quad (94)$$

- Revestimento:

$$g2 = (e_{\text{revest.}} \cdot \gamma_{\text{revest.}}) + (e_{\text{arg. piso}} \cdot \gamma_{\text{arg. piso}})$$

$$g2 = (0,02 \cdot 23) + (0,02 \cdot 21) = 0,88 \text{ kN/m}^2 \cong 1,0 \quad (95)$$

A carga variável atuante laje L2, é igual a 1,5 kN/m², pois segundo a NBR 6120:2019, é a laje de um quarto.

A carga total atuante na laje L2 corresponde a:

$$p = g + q = 3,50 + 1,50 = 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (96)$$

No caso das lajes que recebem paredes, foi utilizada a fórmula a seguir para o dimensionamento, e indicadas na tabela 17, na coluna outras (kN/m²):

$$P_{\text{parede}} = \frac{(e_{\text{tijolo}} \cdot \gamma_{\text{tijolo}} + e_{\text{revestimento}} \cdot \gamma_{\text{revestimento}})}{lx} \cdot h_{\text{parede}} \quad (97)$$

Tabela 17. Carregamento das lajes

(continua)

Localização	H _{adotado} (cm)	P. Próprio (kN/m ²)	Revesti. (kN/m ²)	Outras (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²) NBR 6120
L1	15	3,75	1,0	0,00	3,0
L2=L5	10	2,5	1,0	0,00	1,50
L3=L4	10	2,5	1,0	0,00	1,50
L6=L8	10	2,5	1,0	0,26	2,0
L7=L9	10	2,5	1,0	0,00	2,0

Tabela 17. Carregamento das lajes

(conclusão)

Localização	H _{adotado} (cm)	P. Próprio (kN/m ²)	Revesti. (kN/m ²)	Outras (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²) NBR 6120
L10=L13	10	2,5	1,0	0,33	1,50
L11=L12	10	2,5	1,0	0,67	1,50
L14	10	2,5	1,0	0,00	3,0
L15	10	2,5	1,0	0,00	3,0
L16=L19	10	2,5	1,0	0,00	1,50
L17=L18	10	2,5	1,0	0,00	1,50
L20	10	2,5	1,0	0,00	1,50

Fonte: a autora.

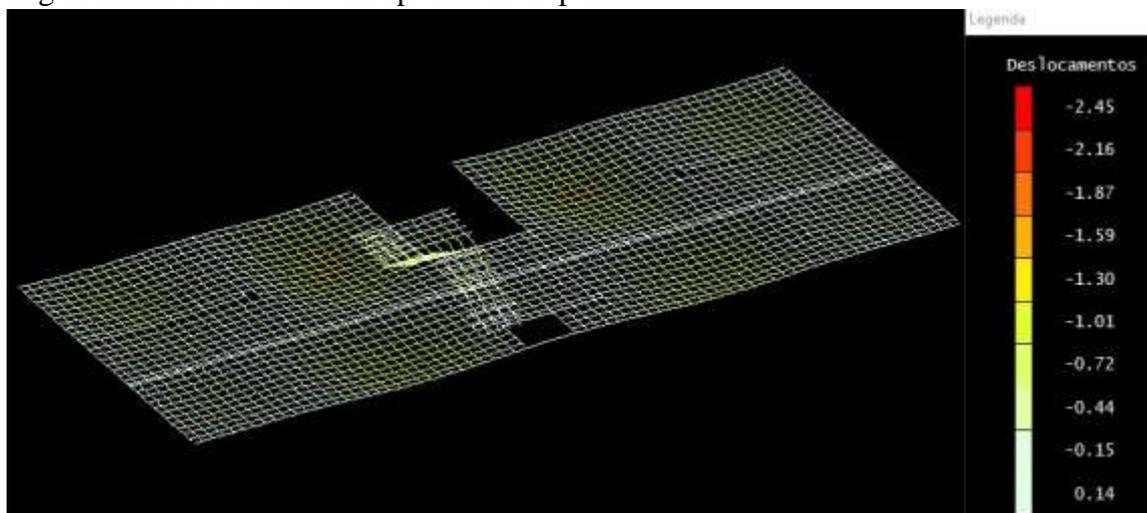
7.3.3 Determinação da flecha limite

As flechas calculadas devem atender aos limites definidos, transcritos, a seguir para a condição de aceitabilidade, sendo que 1 é o menor vão da laje considerada:

- Para totalidade de cargas: 1/250;

Nesse quesito, todas as lajes foram aprovadas. Abaixo, pode – se ver, na figura 15, elaborada pelo software TQS, os deslocamentos no pavimento tipo.

Figura 15. Deslocamentos no pavimento tipo.

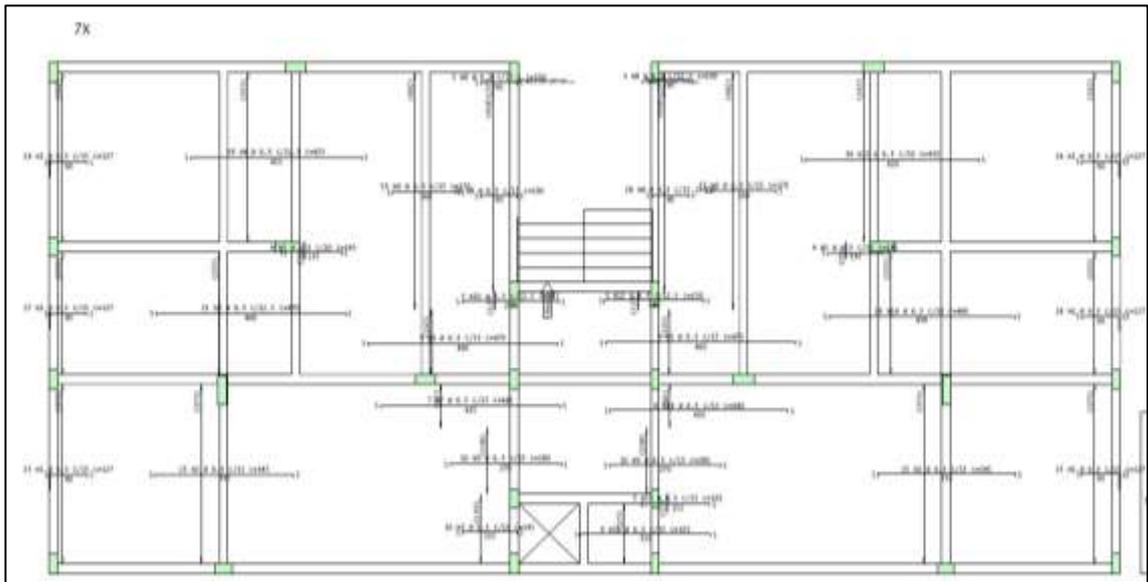


Fonte: a autora.

7.3.4 Momentos solicitantes e área de aço

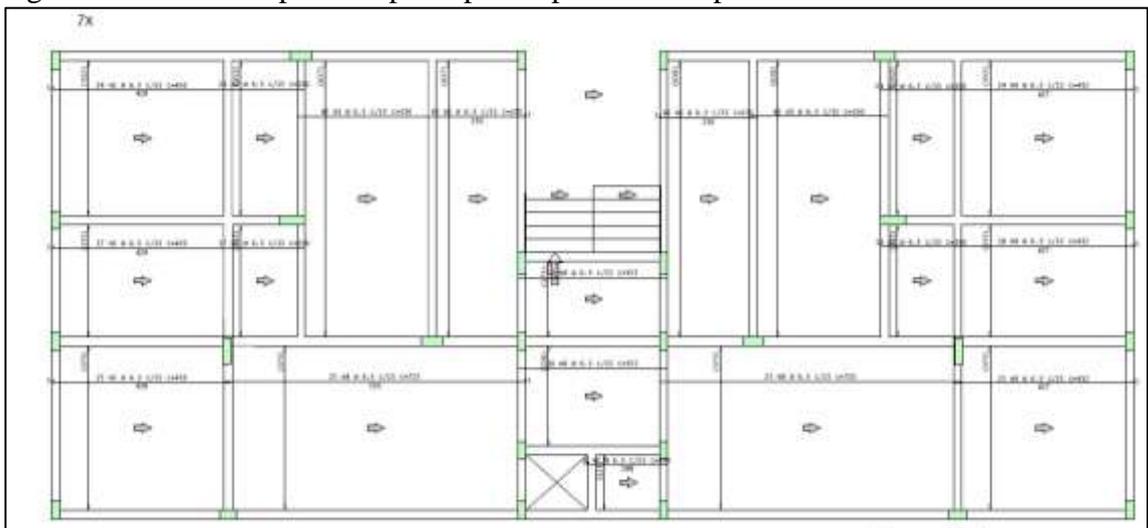
O cálculo dos momentos e esforços solicitantes foi feito através do software TQS e analisado posteriormente, chegando assim, à área de aço necessária. Na figura 16, pode-se ver as armaduras negativas principais do pavimento tipo e, na figura 17, pode-se analisar as armaduras positivas principais do pavimento tipo.

Figura 16. Armadura negativa principal do pavimento tipo.



Fonte: a autora.

Figura 17. Armadura positiva principal do pavimento tipo.



Fonte: a autora.

7.4 Vigas

7.4.1 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:

$$g_1 = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{concreto}} = \text{área de seção} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \quad (98)$$

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:

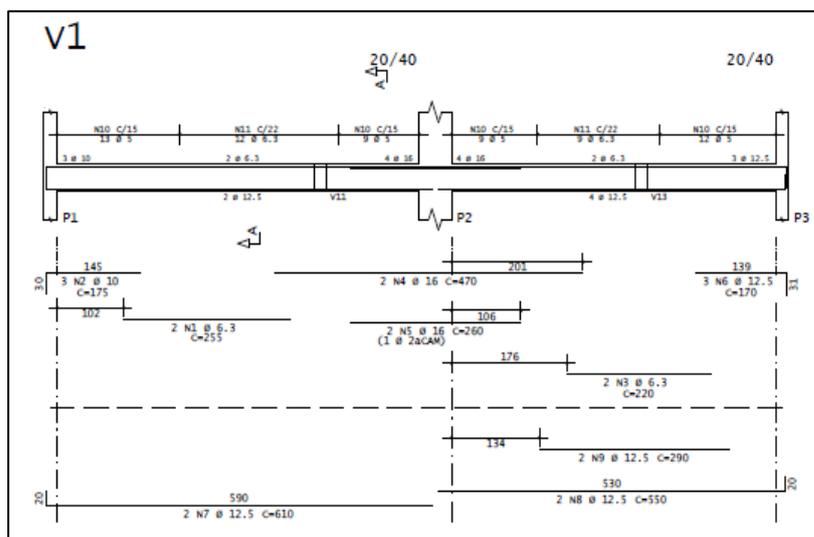
$$h = 0,08 \cdot l \quad (99)$$

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

$$P_{\text{par.}} = (\text{peso do bloco} + \text{espessura do revestimento}) \cdot h_{\text{par}} = (1,80) \cdot 2,60 = 4,68 \text{ kN/m} \quad (100)$$

Reações de apoio das lajes e cargas vindas de outras vigas ou pilares foram calculados através do programa TQS. A figura 18, mostra o detalhamento da viga 1 do pavimento tipo.

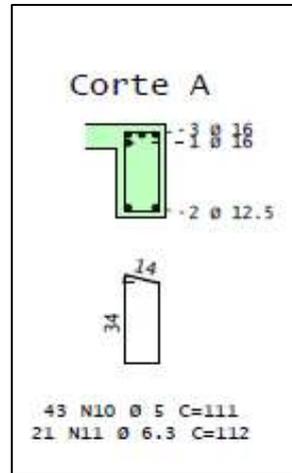
Figura 18. Detalhamento da viga 1 do pavimento tipo.



Fonte: a autora.

A seguir, na figura 19, está apresentado o corte AA e detalhe do estribo.

Figura 19. Corte AA e detalhe do estribo.



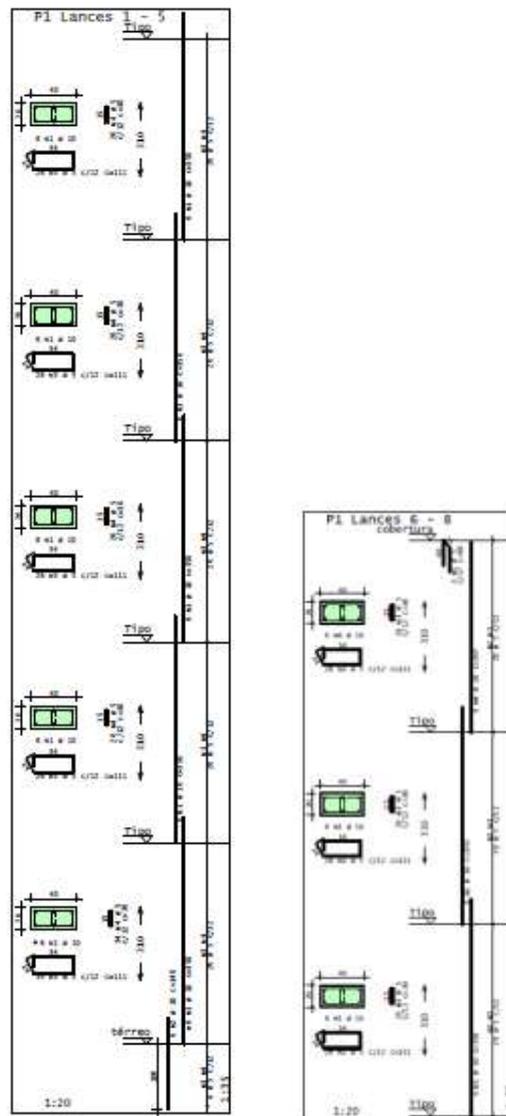
Fonte: a autora

7.5 Pilares

Algumas seções iniciais dos pilares foram mantidas e outras modificadas, para que o edifício se tornasse mais rígido e resistisse a todos os esforços. Foi uma decisão de projeto deixar as seções dos pilares do mesmo tamanho em todos os pavimentos, para que possa haver, por exemplo, reaproveitamento de formas. Com os esforços das vigas calculados foi possível fazer o dimensionamento dos pilares através do software TQS.

Na imagem 20 está representado o detalhamento do pilar 1, do trecho 1 ao 8.

Figura 20. Detalhamento do pilar 1, do trecho 1 ao 8.



Fonte: a autora.

7.6 Análise da estabilidade global

7.6.1 Determinação da ação lateral do vento

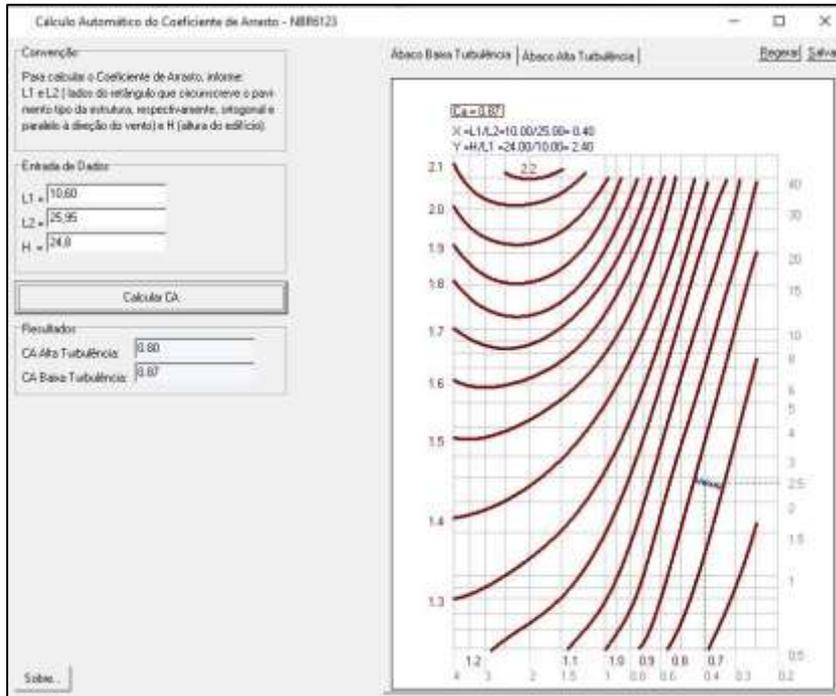
Para a ação lateral do vento, foram utilizados os seguintes parâmetros:

- Velocidade básica do vento: $V_0 = 35$ m/s;
- Fator topográfico: $S_1 = 1,00$;
- Fator estatístico: $S_3 = 1,00$;
- Categoria de rugosidade = III;
- Classe da edificação = B;

- Altura total considerada = 24,80 metros.

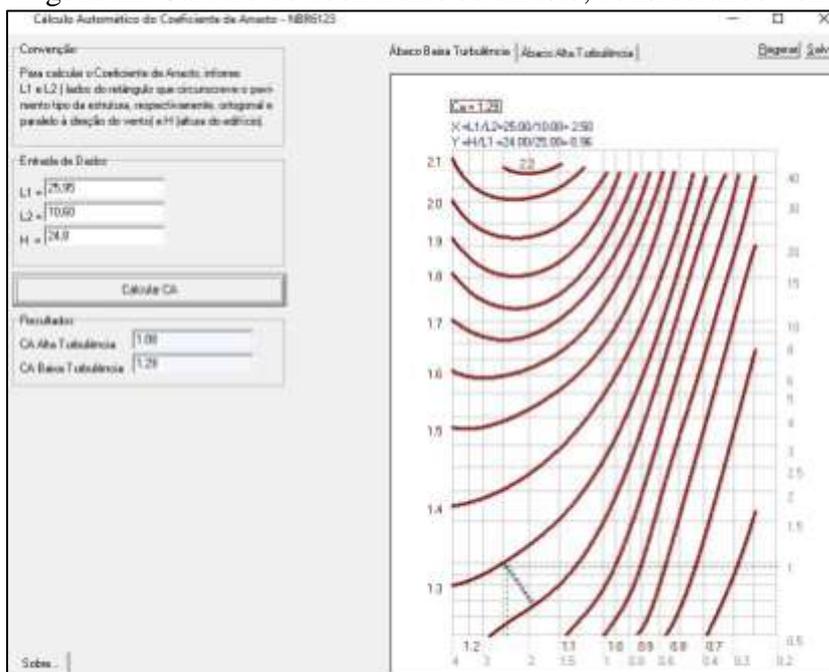
Para determinação do coeficiente de arrasto (C_a) para a situação de vento de baixa turbulência, foi considerado o ábaco das figuras 21 e 22, abaixo.

Figura 21. Cálculo do coeficiente de arrasto, considerando vento a 0° .



Fonte: a autora

Figura 22. Cálculo do coeficiente de arrasto, considerando vento a 90° .



Fonte: a autora

A tabela 18 indica os valores correspondentes ao coeficiente de arrasto para o vento incidente a 0° , 90° , 180° e 270° .

Tabela 18. Coeficientes de arrasto para o vento.

Ângulo	C.A.
90	1.29
270	1.29
0	0.87
180	0.87

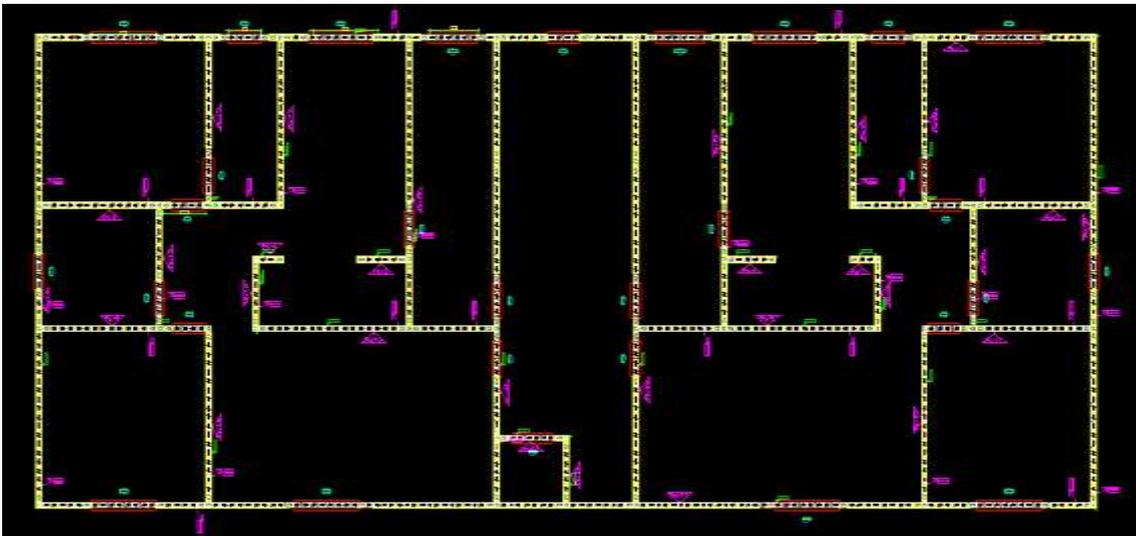
Fonte: a autora.

8 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

8.1 Modulação

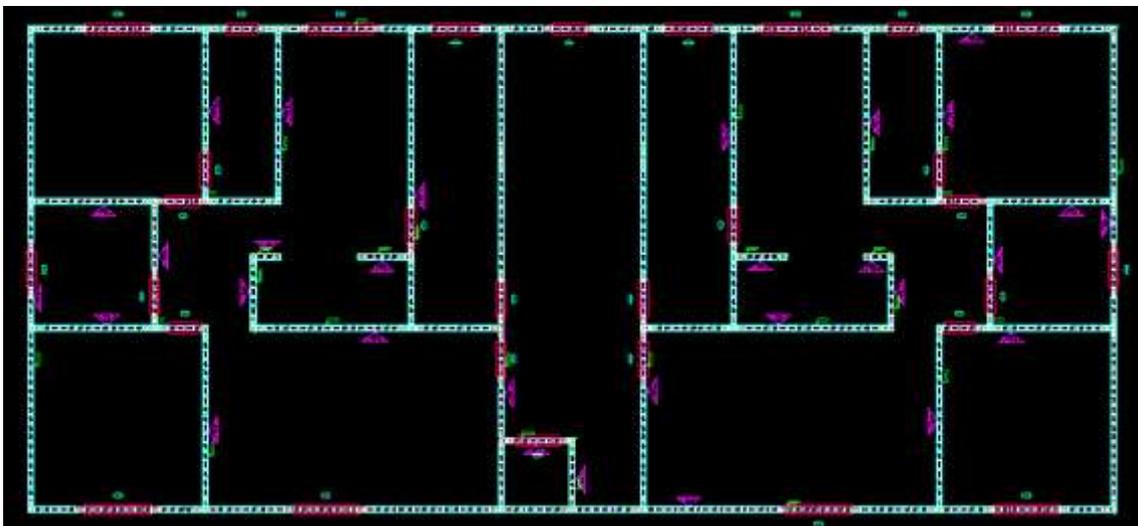
Os pavimentos no desenvolvimento do projeto em alvenaria estrutural foram iniciados através da modulação horizontal, com 1ª e 2ª fiadas, e posteriormente foi feita a elevação das paredes. Os blocos adotados foram com espessura de 14 cm, altura de 19, e comprimento variável, dependendo do projeto de modulação. As figuras 23 e 24 mostram as modulações de primeira e segunda fiada no térreo.

Figura 23. Modulação primeira fiada no térreo.



Fonte: a autora.

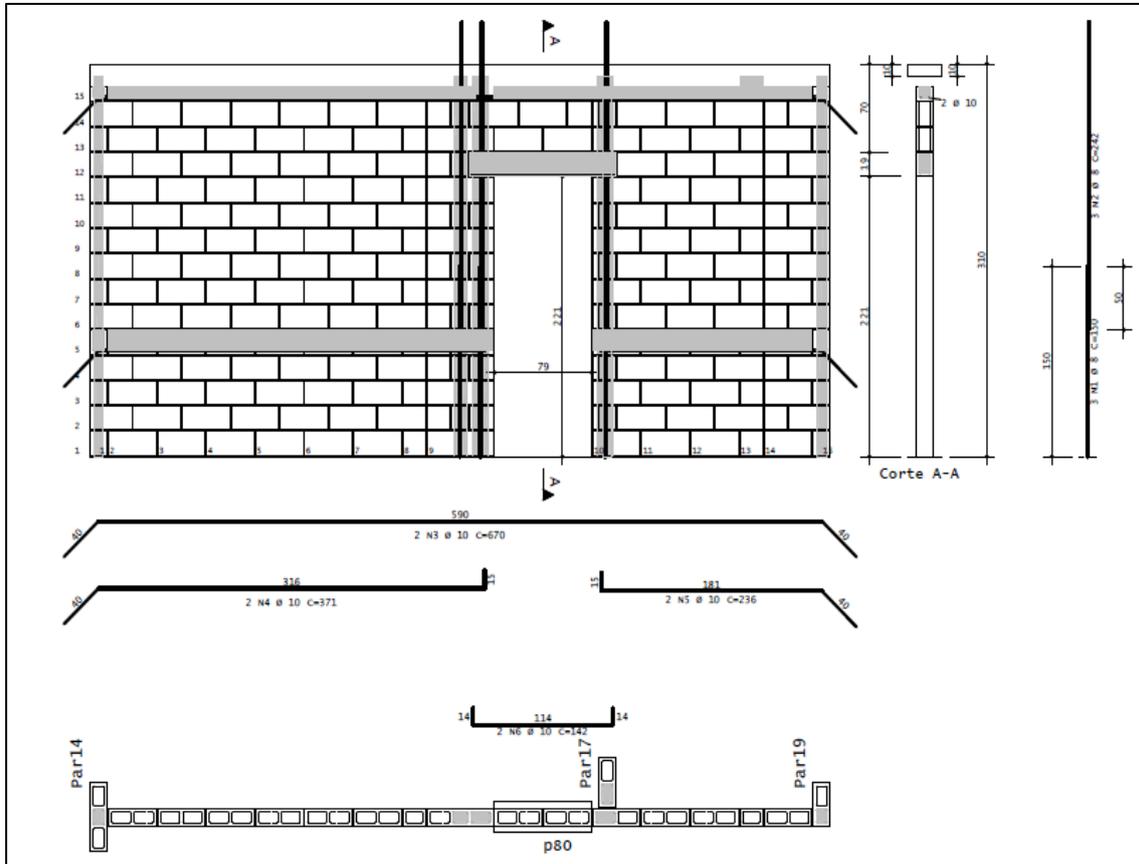
Figura 24. Modulação segunda fiada no térreo.



Fonte: a autora.

Já a figura 25, abaixo mostra a modulação vertical da parede 2 do tipo 3.

Figura 25: Modulação vertical da parede 2 do tipo 3.

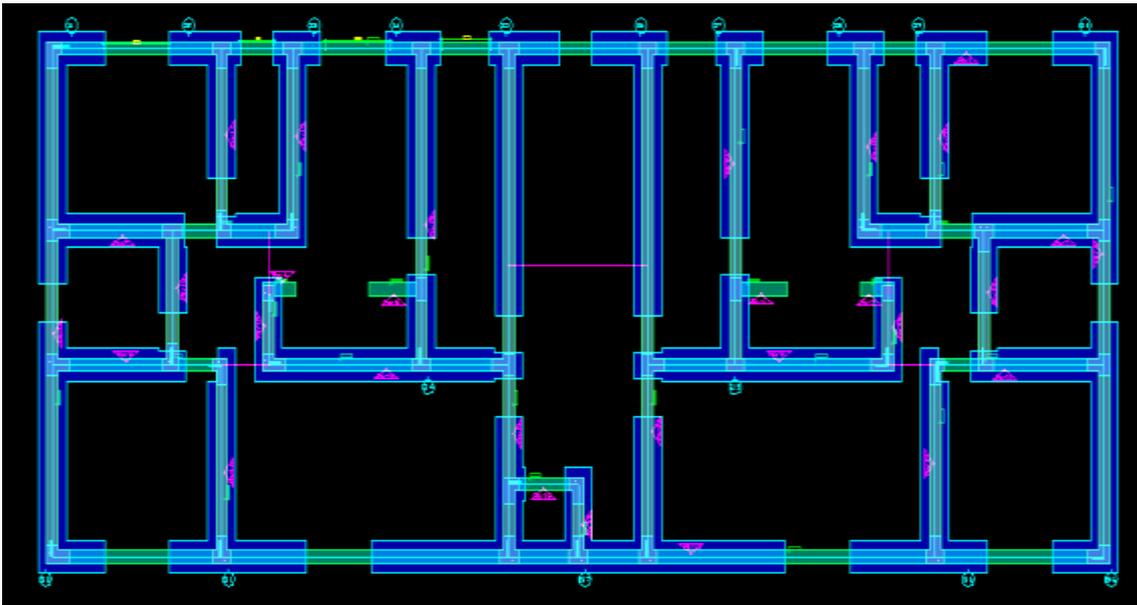


Fonte: a autora.

8.2 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 subestruturas, que são segmentadas de acordo com abertura de vãos, conforme figura 26.

Figura 26. Subestruturas.



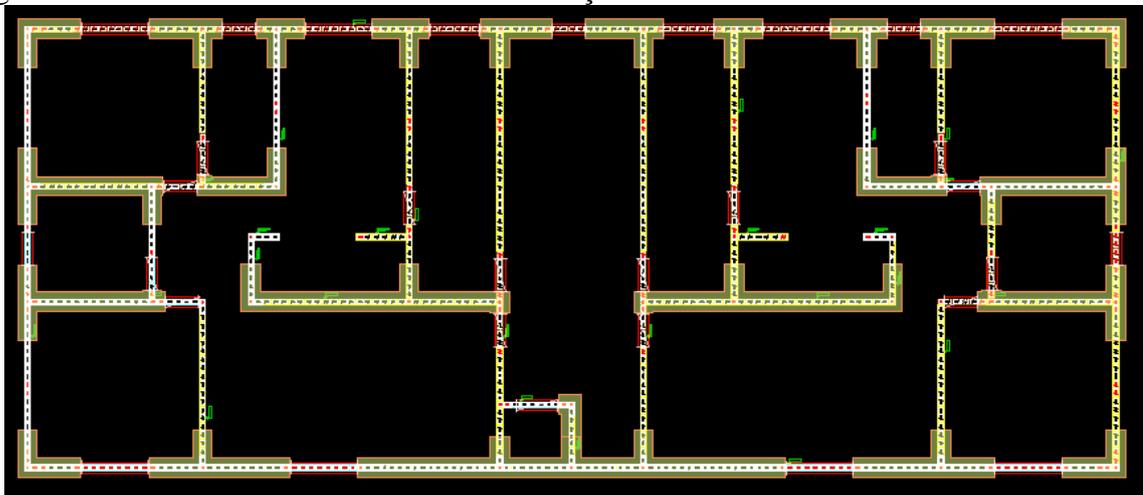
Fonte: a autora.

As subestruturas ainda são divididas em duas direções principais, para análise dos esforços, que são analisados segundo as direções X e Y.

8.2.1 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, a aba ficará limitada a 84 cm. Na figura 27, são mostradas as paredes de contraventamento na direção X.

Figura 27: Paredes de contraventamento na direção x.

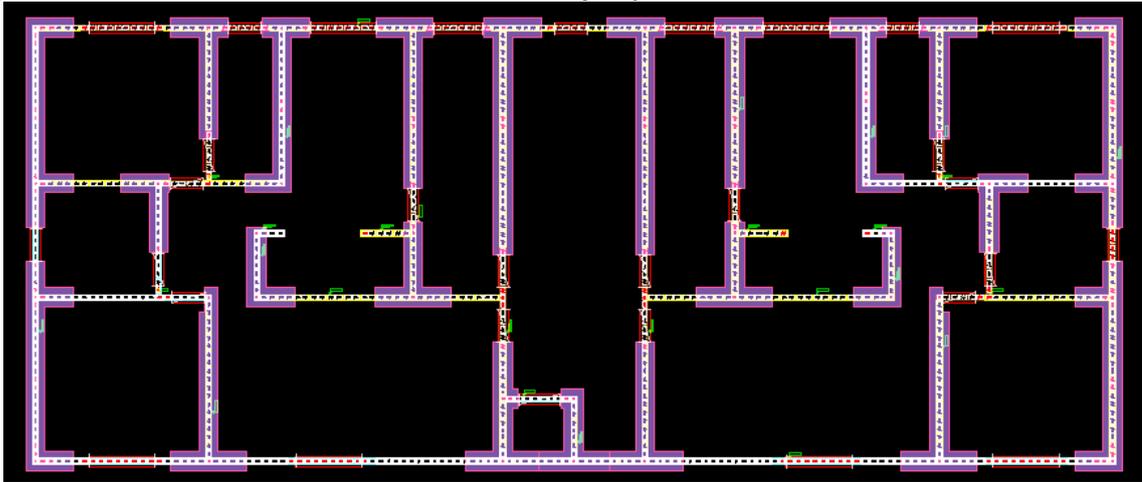


Fonte: a autora.

8.2.2 Paredes na direção Y

Fazem parte do modelo, as paredes dispostas na direção Y, mais as abas das paredes amarradas a essas. Na figura 28, são mostradas as paredes de contraventamento na direção Y.

Figura 28: Paredes de contraventamento na direção y.



Fonte: a autora.

8.3 Dados preliminares

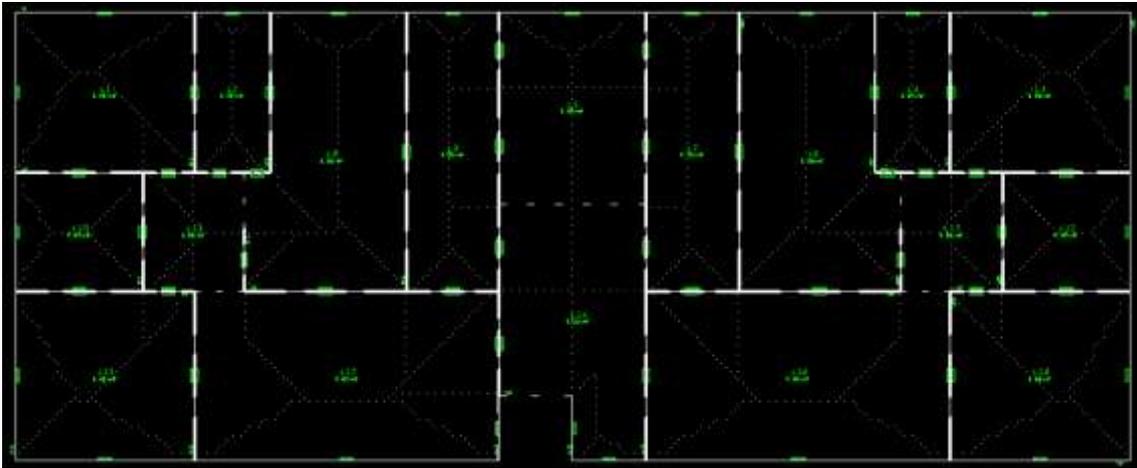
Para o dimensionamento das lajes e paredes estruturais foram admitidos os seguintes dados de projeto:

- Concreto com resistência característica $f_{ck} = 30$ MPa;
- Cobrimento nominal da armadura de 25 mm para lajes, admitindo classe de agressividade ambiental II;
- Espessura para laje igual a 10 cm e igual a 15 cm nas escadas;
- Aço CA-50 para paredes estruturais, contra-vergas, vergas e cinta de amarração;
- Sobrecarga nas lajes de acordo com a NBR 6120, (1,5 kN/m² para dormitórios, sala, copa, cozinha, sanitários; 2,0 kN/m² para despensa, área de serviço e lavanderia; 3,0 kN/m² para áreas de uso comum);
- Paredes externas e internas: blocos de concreto estrutural com espessura de 14 cm
- Pé direito: 3,10 metros;
- Escada: peso próprio igual a 1,0 kN/m²; e carga variável igual a 3,0 kN/m².

8.4 Laje Maciça

O dimensionamento das lajes foi realizado pelo software TQS, lançadas com espessura de 10 cm, para as lajes do pavimento térreo, e cujo roteiro foi seguido para o dimensionamento das demais lajes do edifício. Para determinação do esforço da laje que vai para cada parede, foi feito no software a análise dos quinhões de carga, que são fundamentados na área de abrangência que cabe a cada extremidade, como mostra na figura 29.

Figura 29. Quinhões de cargas



Fonte: a autora.

9 APRESENTAÇÃO DO COMPARATIVO DE CUSTO ENTRE ALVENARIA ESTRUTURAL E CONCRETO ARMADO

Descrevem-se a seguir os quantitativos e os custos das composições, bem como a mão de obra correspondente, que constituem a tabela orçamental do sistema estrutural em concreto armado e alvenaria estrutural, permitindo comparar os custos dos estudos citados. 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 do SINAPI, disponibilizado pela CAIXA, tendo como referência setembro de 2020, e também uma pesquisa de preço de mercado.

Em relação ao sistema de concreto armado, os materiais necessários à execução de pilares, vigas, lajes e blocos de concreto para vedação da alvenaria constituem a quantidade e o orçamento do empreendimento.

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.

9.1 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. Decorrentes ao item da composição, foram considerados oito aproveitamentos para as fôrmas, com exceção das escadas, e a consideração da mão de obra referente a cada serviço estão inclusos dentro de cada item da planilha orçamentária.

Por meio do dimensionamento e projeto detalhado dos elementos estruturais em concreto armado, foi possível obter as quantidades de concreto, de aço e a área total de fôrma necessária para a implantação do sistema, conforme demonstrado no quadro 2.

Quadro 2. Quantidade de concreto, aço e área total de fôrma para implantação do sistema.

	Aço		Concreto (m ³)	Fôrmas (m ²) (8 utilizações)
	Bitola (mm)	Quantidade (kg)		
Pilares	Ø 5,0	1284	62,3	113
	Ø 6,3	178		
	Ø 10,0	2764		
	Ø 12,5	334		
	Ø 16,0	335		
Vigas	Ø 5,0	1.361	118,9	143
	Ø 6,3	805		
	Ø 8,0	5		
	Ø 10,0	3.700		
	Ø 12,5	1.740		
	Ø 16,0	3.094		
	Ø 20,0	560		
Lajes	Ø 5,0	4000	202,1	137
	Ø 6,3	13187		
	Ø 8,0	153		
	Ø 10,0	434		
Paredes	Bloco	Quantidade	-	-
	Bloco 14 x 19 x 39 (m ²)	3.147,20	-	-
	Canaleta 14 x 19 x 39 (m)	56,00	-	-

Fonte: a autora.

O quadro 3 apresenta 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 com o mês de setembro de 2020.

Quadro 3: Orçamento para construção em concreto armado.

Orçamento para construção em concreto armado					
Obra	Construção da parte estrutural do edifício				
Item	Descrição	Unid.	Quant.	Preço unit.	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	1.284	12,12	15.561,05

1.1.2	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm, corte, dobra e montagem	kg	178	11,94	2.124,89
1.1.3	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 10,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	2.764	11,23	31.030,88
1.1.4	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg	334	10,53	3.515,95
1.1.5	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	335	11,87	3.976,99
1.1.6	Fôrma com chapa compensada plastificada, e= 12 mm, para pilares/vigas/lajes, 8 utilizações (fabricação, montagem e desmontagem)	m ²	113	25,11	2.837,74
1.1.7	Concreto usinado e bombeado $f_{ck}=30$ MPa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	62,3	422,33	26.311,44
Total					85.358,94
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	1.361	12,12	16.494,23
1.2.1	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm, corte, dobra e montagem	kg	805	11,94	9.609,77
1.2.2	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 8,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	5	11,35	56,74
1.2.3	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 10,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	3700	11,23	41.539,16
1.2.4	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg	1740	10,53	18.316,63
1.2.5	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16,0 mm, corte,	kg	3094	11,87	36.730,73

	dobra e montagem				
1.2.6	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 20,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	560	12,57	7.040,10
1.2.7	Fôrma com chapa compensada plastificada, e= 12 mm, para pilares/vigas/lajes, 8 utilizações (fabricação, montagem e desmontagem)	m ²	143	25,11	3.591,12
1.2.8	Concreto usinado e bombeado $f_{ck}=30$ MPa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	118,9	422,33	50.215,57
Total					183.594,05
1.3	Lajes				
1.3.1	Armadura de aço ca-60 para estruturas de concreto armado, diâmetro até 5,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	4000	12,12	48.476,80
1.3.2	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm, corte, dobra e montagem	kg	13187	11,94	157.421,13
1.3.3	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 8,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	153	11,35	1.736,18
1.3.4	Armadura de aço ca-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 10,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	434	11,23	4.872,43
1.3.5	Fôrma com chapa compensada plastificada, e= 12 mm, para pilares/vigas/lajes, 8 utilizações (fabricação, montagem e desmontagem)	m ²	137	25,11	3.440,44
1.3.6	Escoras de madeira	m ³	25	27,58	689,53
1.3.7	Concreto usinado e bombeado $f_{ck} =30$ Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	202,1	422,33	85.353,80
Total					301.990,32
1.4	Escadas				
1.4.1	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 6,3 mm	kg	280	13,95	3.906,00

1.4.2	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 8,0 mm	kg	280	11,02	3.085,60
1.4.3	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 10,0 mm	kg	476	8,6	4.093,60
1.4.4	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 12,5 mm	kg	539	6,5	3.503,50
1.4.5	Montagem e desmontagem de fôrma para escadas, com 2 lances, em chapa de madeira compensada resinada, 4 utilizações.	m ²	30	141,47	4.244,10
1.4.6	Concreto usinado e bombeado $f_{ck} = 30$ Mpa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	22,4	422,33	9.460,29
Total					28.293,09
1.5	Paredes				
1.5.1	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	3.147,20	52,25	164.455,68
1.5.2	Verga/contra-verga em bloco de concreto canaleta 14x19x39cm	m	56,00	26,87	1.504,66
Total					164.455,68
Total da obra					763.692,07

Fonte: a autora.

A planilha CPU (Composição do preço unitário) do concreto armado se encontra no anexo B.

9.2 Sistema em alvenaria estrutural

Por meio do dimensionamento e detalhamento do edifício em alvenaria estrutural, pôde-se obter a quantidade e os tipos de blocos, tamanhos e resistências, e a quantidade de aço e graute necessárias para a implantação do sistema em alvenaria estrutural. Através do dimensionamento e detalhamento das lajes, foi possível obter a quantidade de concreto, aço e

a área de fôrmas necessárias para a execução das mesmas. O quadro 4 lista a quantidade de materiais necessários para construir o edifício em alvenaria estrutural.

Quadro 4. Quantidade de material necessário para construção em alvenaria estrutural.

BLOCOS - Resistência 4,5 - 6,0 - 10,0 - 12,0 MPa			
Paredes	Dimensões (cm)	Quantidade para cada resistência (unid.)	Total
	14x19x39 (Bloco inteiro)	7440	29760
	14x19x19 (1/2 bloco)	1202	4808
	14x19x54 (Bloco T)	824	3296
	14x19x34 (Bloco L)	800	3200
	14x19x34 (Canaleta L)	202	808
	14x19x19 (1/2 canaleta)	258	1032
	14x19x39 (Canaleta inteira)	1.238	4952
	14x09x09x19 (Canaleta U)	936	3744
	Aço	Bitola	Quantidade (kg)
Ø 6,3		10.190	-
Ø 8,0		3.350	-
Ø 10,0		4.628	-
Graute (m³)	-	Quantidade (m³)	-
	-	87,78	-
Lajes	Ítem	Quantidade	-
	Concreto C30	204,8 (m³)	-
	Fôrma	249 (m²)	-

Fonte: a autora.

Alguns blocos não constam nas tabelas da SINAPI-MG. Com isso, foi realizada uma pesquisa de preços em empresas fabricantes de blocos estruturais. A tabela 19 apresenta os preços obtidos por unidade.

Tabela 19. Preços de blocos cotados no mercado.

Bloco	4,5 MPa	6,0 MPa	10,0 MPa	12,0 MPa
14x19x39	R\$ 2,05	R\$ 2,18	R\$ 2,47	R\$ 2,65
14x19x19	R\$ 1,16	R\$ 1,22	R\$ 1,39	R\$ 1,49
14x19x54	R\$ 3,57	R\$ 3,79	R\$ 4,33	R\$ 4,64
14x19x34	R\$ 1,98	R\$ 2,12	R\$ 2,39	R\$ 2,57
Canaleta	4,5 MPa	6,0 MPa	10,0 MPa	12,0 MPa
14x19x34	R\$ 2,29	R\$ 2,33	R\$ 2,66	R\$ 2,84
14x19x19	R\$ 1,31	R\$ 1,32	R\$ 1,51	R\$ 1,62
14x19x39	R\$ 2,10	R\$ 2,14	R\$ 2,50	R\$ 2,60
14x09x09x19	R\$ 1,38	R\$ 1,39	R\$ 1,58	R\$ 1,70

Fonte: a autora.

O quadro 5 apresenta os custos e quantidades dos materiais e mão de obra para a execução da superestrutura dos pavimentos do edifício em alvenaria estrutural, sendo que os mesmos foram orçados pelo SINAPI/MG para o mês de setembro de 2020, e pela pesquisa dos preços de blocos.

Quadro 5. Orçamento para construção em alvenaria estrutural.

Orçamento para construção em alvenaria estrutural					
Obra	Construção da parte estrutural do edifício				
Item	Descrição	Unid.	Quant.	Preço Unit.	Preço Total
1	Superestrutura				
1.1	Paredes				
1.1.1	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	600	57,99	34.792,56
1.1.2	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 6,0 Mpa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	600	58,50	35.102,16
1.1.3	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	600	64,18	38.507,76
1.1.4	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	600	64,18	38.507,76
1.1.5	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x34 cm, fpk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	160	62,37	9.978,50
1.1.6	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x34 cm, fpk 6,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	160	64,44	10.310,02

1.1.7	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x34 cm, fpk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	160	68,43	10.949,38
1.1.8	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x34 cm, fpk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	160	71,10	11.375,62
1.1.9	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 4,5 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	48,08	72,19	3.470,83
1.1.10	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 6,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	48,08	73,75	3.545,83
1.1.11	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 10,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	48,08	78,17	3.758,35
1.1.12	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 12,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	48,08	80,77	3.883,35
1.1.13	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x54 cm, fbk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	90,64	62,31	5.647,56
1.1.14	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x54 cm, fbk 6,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	90,64	64,38	5.835,00
1.1.15	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x54 cm, fbk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	90,64	69,45	6.295,09

1.1.16	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x54 cm, fbk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	90,64	72,37	6.559,22
1.1.17	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x34 cm, fpk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	14,14	66,95	946,72
1.1.18	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x34 cm, fpk 6,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	14,14	67,55	955,09
1.1.19	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x34 cm, fpk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	14,14	72,43	1.024,15
1.1.20	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x34 cm, fpk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	14,14	75,09	1.061,82
1.1.21	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	99,04	58,63	5.806,97
1.1.22	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 6,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	99,04	59,15	5.858,08
1.1.23	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	99,04	63,79	6.318,02
1.1.24	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	99,04	65,08	6.445,78

1.1.25	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 4,5 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	10,32	76,09	785,23
1.1.26	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 6,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	10,32	76,35	787,92
1.1.27	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 10,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	10,32	81,29	838,90
1.1.28	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 12,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	10,32	84,15	868,41
1.1.29	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto U, 14 x 09 x 09 x 19 cm, fbk 4,5 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	37,44	77,91	2.916,90
1.1.30	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto U, 14 x 09 x 09 x 19 cm, fbk 6,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	37,44	78,17	2.926,63
1.1.31	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto U, 14 x 09 x 09 x 19 cm, fbk 10,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	37,44	83,11	3.111,59
1.1.32	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto U, 14 x 09 x 09 x 19 cm, fbk 12,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	37,44	86,23	3.228,40
				Total	272.399,61
1.2	Armadura				
1.2.1	Armadura de aço CA-50, diâmetro de 6,3 mm, corte, dobra e montagem	kg	10.190	9,34	95.203,13
1.2.2	Armadura de aço CA-50, diâmetro de 8,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	3.350	8,75	29.321,88

1.2.3	Armadura de aço CA-50, diâmetro de 10,0 mm, corte, dobra e montagem	kg	4.628	8,43	39.027,00
Total					163.552,01
1.3	Concreto				
1.3.1	Graute - preparo e lançamento com argamassa de cimento, areia sem peneira e pedrisco traço 1:3:2	m ³	87,78	577,91	50.728,78
Total					50.728,78
1.4	Lajes				
1.4.1	Concreto usinado e bombeado $f_{ck} = 30$ MPa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	205	422,33	86.494,11
1.4.2	Fôrma com chapa compensada plastificada, $e = 12$ mm, para pilares/vigas/lajes, 8 utilizações (fabricação, montagem e desmontagem)	m ²	249	25,11	6.253,07
1.4.3	Escoras de madeira	m ³	25	27,58	689,53
Total					93.436,70
1.5	Escadas				
1.4.1	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 6,3 mm	kg	280	13,95	3.906,00
1.4.2	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 8,0 mm	kg	280	11,02	3.085,60
1.4.3	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 10,0 mm	kg	476	8,6	4.093,60
1.4.4	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 12,5 mm	kg	539	6,5	3.503,50
1.4.5	Montagem e desmontagem de fôrma para escadas, com 2 lances, em chapa de madeira compensada resinada, 4 utilizações	m ²	30	141,47	4.244,10
1.4.6	Concreto usinado e bombeado $f_{ck} = 30$ MPa, inclusive lançamento e adensamento	m ³	22,4	422,33	9.460,29
Total					28.293,09
Total da obra					608.410,19

A planilha CPU (Composição do preço unitário) da alvenaria estrutural se encontra no anexo C.

10 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para a análise do estudo proposto, foram consultados os custos de materiais e mão de obra na tabela do SINAPI-MG (setembro de 2020), não considerando o aumento do percentual do BDI. Na comparação a seguir, serão avaliados os custos do levantamento de quantitativos das composições das estruturas e paredes dos edifícios. Com isso, obtiveram-se os valores globais das estruturas do sistema de concreto armado e alvenaria estrutural, conforme mostra na tabela 20.

Tabela 20. Comparativo de custos entre a estrutura de concreto armado e a de alvenaria estrutural.

Descrição de insumos	Comparação de custos	
	Concreto armado (R\$)	Alvenaria estrutural (R\$)
Aço	413.092,36	178.140,71
Formas	14.802,93	11.186,69
Concreto	171.341,11	95.954,40
Blocos e argamassa de assentamento	164.455,68	272.399,61
Graute	-	50.728,78
Total geral	763.692,07	608.410,19
Custo por m²	347,05	276,48

Fonte: a autora.

A tabela 21 apresenta os custos dos dois sistemas estruturais, porém em uma comparação de porcentagem.

Tabela 21. Comparativo de custos por porcentagem entre a estrutura de concreto armado e a de alvenaria estrutural.

Descrição de insumos	Comparação de custos em %	
	Concreto armado (%)	Alvenaria estrutural (%)
Aço	54,09	29,28
Formas	1,94	1,84
Concreto	22,44	15,77
Blocos e argamassa de assentamento	21,53	44,77
Graute	-	8,34

Fonte: a autora.

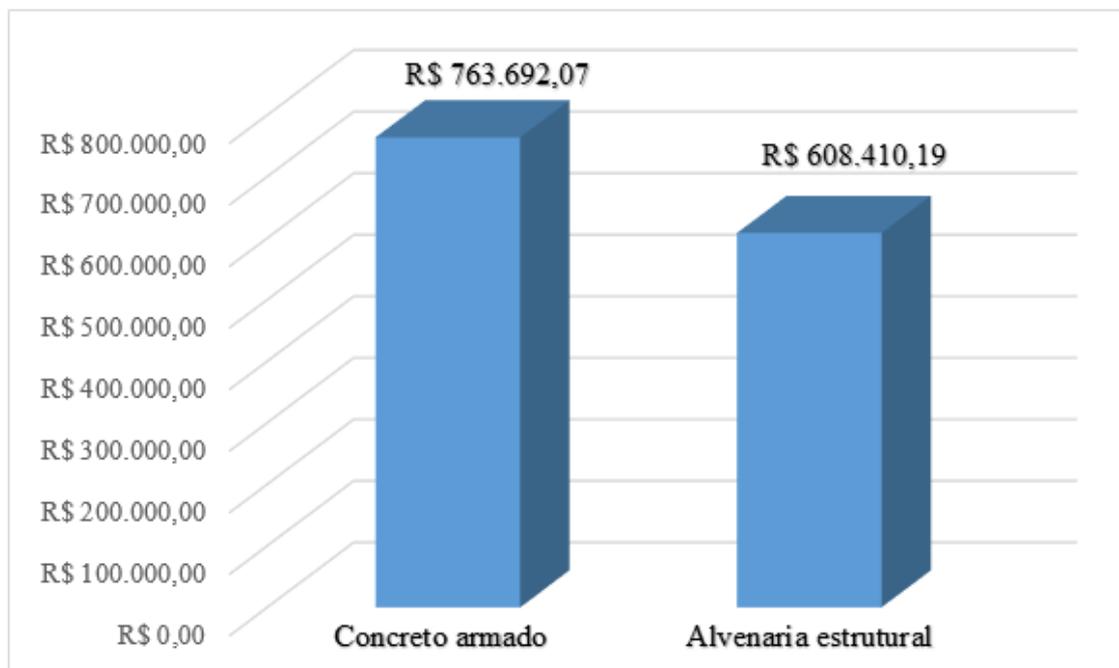
Na análise da execução do sistema estrutural em concreto armado, obteve-se um valor total de R\$ 763.692,07. Com isso, nota-se que o percentual de aço representa o maior valor à parte estrutural do edifício, e o custo do concreto é superior aos demais.

Procedeu-se para o sistema em alvenaria estrutural, um valor total de R\$ 608.410,19, onde a maior porcentagem desse custo foi em blocos estruturais e argamassa de assentamento, correspondendo a 44,77 % do total.

Verificando os custos dos sistemas, chega-se a uma diferença de R\$ 155.281,88 nos valores, que condiz uma vantagem de custo para o sistema de alvenaria estrutural de 20,33%. Essa vantagem é consequente da substituição dos pilares e vigas por paredes estruturais, reduzindo então o consumo de aço, concreto e fôrmas.

O gráfico 1, mostra o custo global dos edifícios analisados.

Gráfico 1. Custo global da estrutura em concreto armado e em alvenaria estrutural.



Fonte: a autora.

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo principal comparar dois sistemas construtivos distintos: concreto armado e alvenaria estrutural. Essa análise se baseou primeiramente em uma ampla pesquisa, abordando normas técnicas, informações teóricas de artigos, sites, livros, publicações, dissertações, entre outros. Também houve a consideração de critérios para o dimensionamento, materiais que serão utilizados e as vantagens que envolvem cada sistema. Toda fundamentação teórica foi utilizada e teve grande importância para o dimensionamento dos sistemas estruturais.

Primeiramente foi feito um estudo detalhado nos projetos estruturais gerados pelo software TQS, e posteriormente a composição dos orçamentos. Após a análise dos mesmos, nos dois sistemas estruturais, obteve-se como resultado uma diferença de R\$ 155.281,88, o que caracteriza uma economia de 20,33% em favor da execução do edifício em alvenaria estrutural.

Então, utilizando-se de um critério especificamente econômico, o edifício mais adequado a ser escolhido seria o de alvenaria estrutural, considerando também o porte do mesmo. Porém, apesar de ter um grande peso na definição do sistema a ser utilizado, o critério econômico não é o único a ser avaliado. Outros itens também devem ser levados em conta, como por exemplo a oferta de mão de obra qualificada, disponibilidade de materiais próximos ao local da obra, entre outros. Esses itens podem encarecer o custo final do sistema e alterar o resultado esperado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. São Carlos, 1999. 97 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. V. 1, 3. Ed. Rio Grande: Dunas, 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**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **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 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **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 10837**: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989. (Versão corrigida 2000).

_____. **NBR 12118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 12142**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 13281:** Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 14931:** Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 15812-1:** Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 1 – Projetos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15812-2:** Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 2 – Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15812:** Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 3 – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **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.

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: 29 de março de 2020.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Lajes de concreto.** Notas de aula, UNESP. Bauru: 2015. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>>. Acesso em 02 de abril de 2020.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Vigas de concreto armado.** Notas de aula, UNESP. Bauru: 2017. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Vigas.pdf>>. Acesso em 02 de abril de 2020.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Pilares de concreto armado.** Notas de aula, UNESP. Bauru: 2017. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>>. Acesso em 02 de abril de 2020.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado.** Notas de aula, UNESP. Bauru: 2019. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>>. Acesso em 02 de abril de 2020.

Blocos de concreto. **Pavertech**, 2013. Disponível em: <http://www.pavertech.com.br/catalogo_blocos_de_concreto.html>. Acesso em 03 de abril de 2020.

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**. São Paulo: Pini, 2009.

KALIL, Silvia Baptista; LEGGERINI, Maria Regina. **Estruturas Mistas: Concreto Armado x Alvenaria Estrutural**. Curso de Graduação. Pontifca Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

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: Edufscar, 2012.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. São Carlos: Edufscar, 2012.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Lajes maciças**, 2010. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/11%20Lajes%20Macicas.pdf>>. Acesso em 06 de abril de 2020.

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: Editora 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.

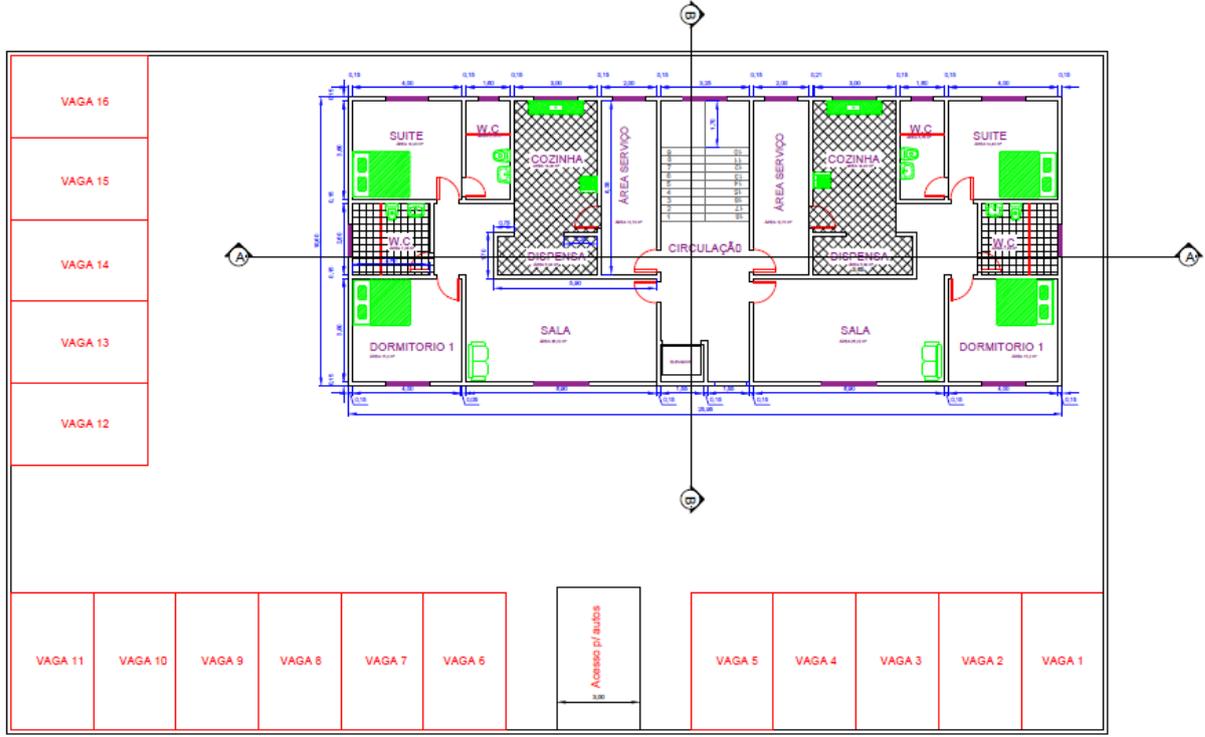
TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. **Alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2010.

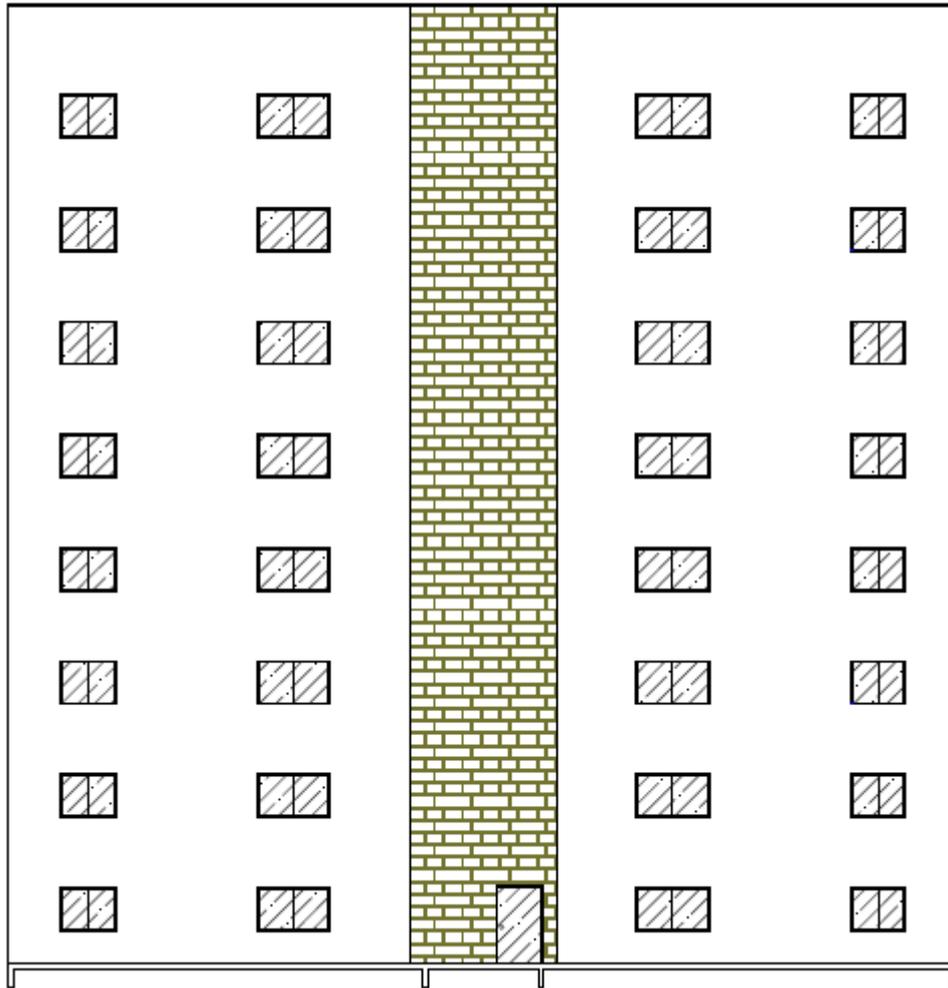
TISAKA, Maçahico. **Orçamento na construção civil: consultoria, projeto e execução**. São Paulo: Editora Pini, 2006. Disponível em: <https://www.academia.edu/25429859/Or%C3%A7amento_na_constru%C3%A7%C3%A3o_civil_-_PINI.PDF>. Acesso em 02 de junho de 2020.

ANEXOS

ANEXO A – Planta baixa: fachada

Planta baixa (sem escala)

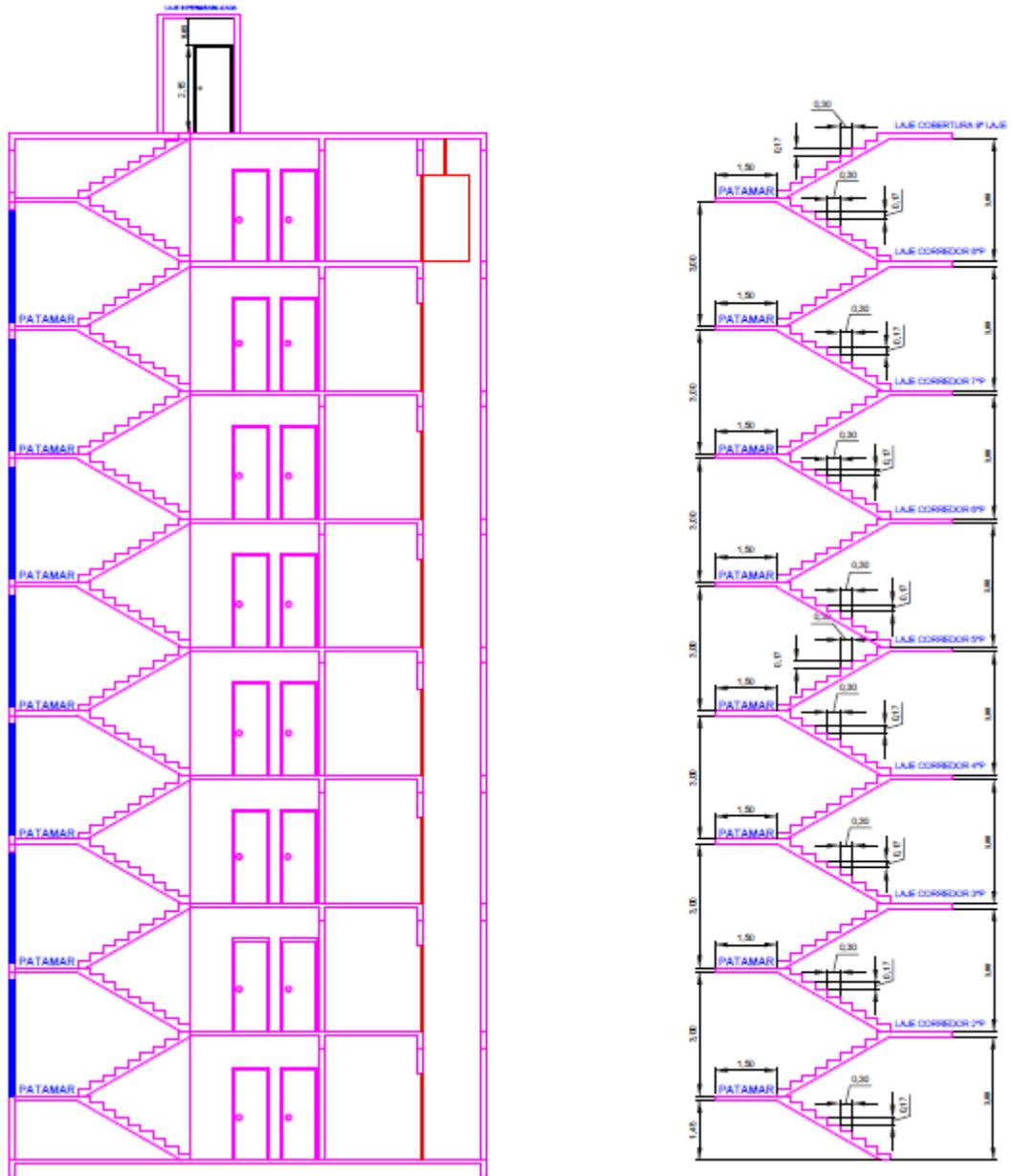


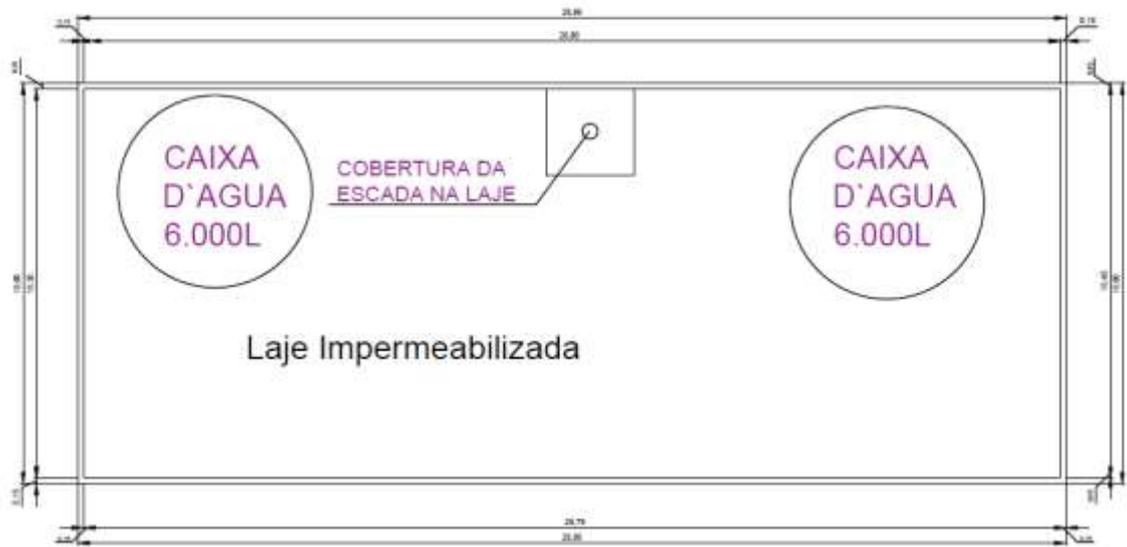
Fachada frontal (sem escala)

Corte AA (sem escala)



Corte BB e detalhe das escadas (sem escala)



Cobertura (sem escala)

ANEXO B – Planilha CPU Concreto Armado

Item	Descrição	Unidade	Consumo	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			12,12
1.1	Ajudante de armador	h	0,07	15,48	1,08
1.2	Armador	h	0,07	20,68	1,45
1.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02	14,00	0,28
1.4	Barra aço CA-60 (bitola 5,00 mm/ massa linear:0,154 kg/m)	kg	1	5,22	5,22
1.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	29,2	0,14	4,09
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			11,94
2.1	Ajudante de armador	h	0,14	15,48	2,167
2.2	Armador	h	0,08	20,68	1,654
2.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm)	kg	0,03	14,00	0,350
2.4	Barra aço CA-50 (bitola 6,3 mm)	kg	1,00	6,17	6,170
2.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	11,40	0,14	1,596
3	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg			11,35
3.1	Ajudante de armador	h	0,14	15,48	2,17
3.2	Armador	h	0,08	20,68	1,65
3.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,03	14,00	0,35
3.4	Barra aço CA-50 (bitola 8,0 mm)	kg	1,00	5,58	5,58
3.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	11,40	0,14	1,60
4	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg			11,23
4.1	Ajudante de armador	h	0,14	15,48	2,17
4.2	Armador	h	0,08	20,68	1,65
4.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,03	14,00	0,35
4.4	Barra aço CA-50 (bitola 10,0 mm)	kg	1,00	5,26	5,26
4.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	11,40	0,14	1,60
4.6	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
5	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 6,3 mm à 12,5 mm, corte, dobra e montagem	kg			10,53

5.1	Ajudante de armador	h	0,14	15,48	2,17
5.2	Armador	h	0,08	20,68	1,65
5.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,03	14,00	0,35
5.4	Barra aço CA-50 (bitola 12,5 mm)	kg	1,00	4,56	4,56
5.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	11,40	0,14	1,60
5.6	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
6	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16,0 mm à 25,0 mm, corte, dobra e montagem	kg			11,87
6.1	Ajudante de armador	h	0,23	15,48	3,56
6.2	Armador	h	0,13	20,68	2,69
6.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,03	14,00	0,48
6.4	Barra aço CA-50 (bitola 16,0 mm)	kg	1,00	4,56	4,56
6.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	1,82	0,14	0,25
6.6	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	0,33
7	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, diâmetro de 16,0 mm à 25,0 mm, corte, dobra e montagem	kg			12,57
7.1	Ajudante de armador	h	0,23	15,48	3,56
7.2	Armador	h	0,13	20,68	2,69
7.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,03	14,00	0,48
7.4	Barra aço CA-50 (bitola 20,0 mm)	kg	1,00	5,26	5,26
7.5	Espaçador de plástico circular para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	unid	1,82	0,14	0,25
7.6	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	0,33
8	Fôrma com chapa compensada plastificada, e= 12 mm, para pilares/vigas/lajes, 8 utilizações (fabricação, montagem e desmontagem)	m²			25,11
8.1	Ajudante de carpinteiro	h	0,182	13,44	2,45
8.2	Carpinteiro	h	0,726	17,07	12,39
8.3	Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, de 2,20 X 1,10 M, E = 12 MM	m ²	0,156	21,33	3,33
8.4	Prego 17 x 21 com cabeça (comprimento: 48,3 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)	kg	0,025	10,98	0,27
8.5	Pontaete 3" x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm)	m	0,75	3,32	2,49
8.6	Sarrafo 1" x 3" (altura: 75 mm / espessura: 25 mm)	m	1,031	1,19	1,23
8.7	Tábua 1" x 8" (espessura: 25 mm / largura: 200 mm)	m	0,065	11,71	0,76
8.8	Tábua 1" x 6" (espessura: 25 mm / largura: 150 mm)	m	0,063	2,47	0,16

8.9	Desmoldante de fôrmas para concreto	l	0,02	3,71	0,07
8.10	Prego 17 x 27 com cabeça dupla (comprimento: 62,1 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)	kg	0,1	13,56	1,36
8.11	Prego 15 x 15 com cabeça (comprimento: 34,5 mm / diâmetro da cabeça: 2,4 mm)	kg	0,05	12,16	0,61
9	Cimbramento de madeira para alturas até 4 m, estruturas leves, fornecimento e montagem	m³			27,58
9.1	Ajudante de carpinteiro	h	1,00	13,44	13,44
9.2	Carpinteiro	h	0,50	17,07	8,54
9.3	Escora de eucalipto Ø 12 a 15 cm	m	1,00	2,12	2,12
9.4	Pontalete de pinus 7,5 x 7,5 cm	m	1,00	3,32	3,32
9.5	Parafuso rosca soberba galvanizado Ø 8mm x 110 mm	unid	0,20	0,83	0,17
10	Concreto usinado e bombeado $f_{ck} = 30$ MPa, inclusive lançamento e adensamento	m³			422,33
10.1	Ajudante de pedreiro	h	4,50	11,83	53,24
10.2	Pedreiro	h	1,65	17,07	28,17
10.3	Concreto usinado e bombeado $f_{ck} = 30$ MPa	m ³	1,05	324,36	340,58
10.4	Vibrador de imersão, elétrico, potência 2 CV	h prod	0,20	1,78	0,36
11	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	m²			52,25
11.1	Ajudante de pedreiro	h	0,47	11,83	5,56
11.2	Pedreiro	h	0,75	17,07	12,80
11.3	Bloco de concreto de vedação 14x19x39 cm	unid	13,50	1,81	24,44
11.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	19,30	0,49	9,46
12	Verga/contra-verga em bloco de concreto canaletas 14x19x39cm				26,87
12.1	Ajudante de pedreiro	h	0,50	11,83	5,92
12.2	Pedreiro	h	0,40	17,07	6,83
12.3	Bloco de concreto tipo canaletas 14 x 19 x 39 cm	unid	3,40	2,41	8,19
12.4	Aço CA-50, diâmetro de 10 mm, em barra, massa nominal 0,617 kg/m	kg	0,50	5,26	2,63
12.5	Areia média lavada	m ³	0,01	66,67	0,67
12.6	Brita 2	m ³	0,01	71,24	0,71
12.7	Cimento CP II-32	kg	4,37	0,44	1,92

ANEXO C – Planilha CPU Alvenaria Estrutural

Item	Descrição	Unidade	Consumo	Valor Unitário	Valor total
1	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			57,99
1.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
1.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
1.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 39 cm (4,5 MPa)	unid	12,90	2,05	26,45
1.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	21,00	0,49	10,29
2	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 6,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			58,50
2.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
2.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
2.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 39 cm (6,0 MPa)	unid	12,90	2,09	26,96
2.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	21,00	0,49	10,29
3	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			63,28
3.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
3.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
3.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 39 cm (10,0 MPa)	unid	12,90	2,46	31,73
3.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	21,00	0,49	10,29
4	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x39 cm, fpk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			64,18
4.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
4.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
4.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 39 cm (12,0 MPa)	unid	12,90	2,53	32,64
4.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	21,00	0,49	10,29
5	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x34 cm, fpk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			62,37
5.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
5.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51

5.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 34 cm (4,5 MPa)	unid	14,80	1,98	29,30
5.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	24,10	0,49	11,81
6	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 34 cm, fpk 6,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			64,44
6.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
6.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
6.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 34 cm (6,0 MPa)	unid	14,80	2,12	31,38
6.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	24,10	0,49	11,81
7	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 34 cm, fpk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			68,43
7.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
7.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
7.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 34 cm (10,0 MPa)	unid	14,80	2,39	35,37
7.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	24,10	0,49	11,81
8	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 34 cm, fpk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			71,10
8.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
8.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
8.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 34 cm (12,0 MPa)	unid	14,80	2,57	38,04
8.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	24,10	0,49	11,81
9	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 4,5 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			72,19
9.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
9.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
9.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 19 cm (4,5 MPa)	unid	26,00	1,16	30,16
9.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
10	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 6,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			73,75
10.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
10.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51

10.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 19 cm (6,0 MPa)	unid	26,00	1,22	31,72
10.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
11	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 10,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			78,17
11.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
11.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
11.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 19 cm (10,0 MPa)	unid	26,00	1,39	36,14
11.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
12	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 12,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			80,77
12.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
12.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
12.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 19 cm (12,0 MPa)	unid	26,00	1,49	38,74
12.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
13	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 54 cm, fbk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			62,31
13.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
13.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
13.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 54 cm (4,5 MPa)	unid	9,40	3,57	33,56
13.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	15,30	0,49	7,50
14	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 54 cm, fbk 6,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			64,38
14.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
14.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
14.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 54 cm (6,0 MPa)	unid	9,40	3,79	35,63
14.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	15,30	0,49	7,50
15	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 54 cm, fbk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			69,45
15.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
15.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
15.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 54 cm (10,0 MPa)	unid	9,40	4,33	40,70

	MPa)				
15.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	15,30	0,49	7,50
16	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14 x 19 x 54 cm, fbk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			72,37
16.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
16.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
16.3	Bloco de concreto estrutural 14 x 19 x 54 cm (12,0 MPa)	unid	9,40	4,64	43,62
16.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	15,30	0,49	7,50
17	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 34 cm, fpk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			66,95
17.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
17.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
17.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 34 cm (4,5 MPa)	unid	14,80	2,29	33,89
17.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	24,10	0,49	11,81
18	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 34 cm, fpk 6,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			67,55
18.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
18.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
18.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 34 cm (6,0 MPa)	unid	14,80	2,33	34,48
18.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	24,10	0,49	11,81
19	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 34 cm, fpk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			72,43
19.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
19.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
19.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 34 cm (10,0 MPa)	unid	14,80	2,66	39,37
19.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	24,10	0,49	11,81
20	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 34 cm, fpk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			75,09
20.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
20.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
20.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 34 cm (12,0 MPa)	unid	14,80	2,84	42,03

20.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	24,10	0,49	11,81
21	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 39 cm, fpk 4,5 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			58,63
21.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
21.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
21.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 39 cm (4,5 MPa)	unid	12,90	2,10	27,09
21.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	21,00	0,49	10,29
22	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 39 cm, fpk 6,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			59,15
22.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
22.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
22.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 39 cm (6,0 MPa)	unid	12,90	2,14	27,61
22.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	21,00	0,49	10,29
23	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 39 cm, fpk 10,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			63,79
23.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
23.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
23.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 39 cm (10,0 MPa)	unid	12,90	2,50	32,25
23.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	21,00	0,49	10,29
24	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 39 cm, fpk 12,0 MPa, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			65,08
24.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
24.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
24.3	canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 39 cm (12,0 MPa)	unid	12,90	2,60	33,54
24.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	21,00	0,49	10,29
25	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 4,5 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			76,09
25.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
25.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
25.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 19 cm (4,5 MPa)	unid	26,00	1,31	34,06
25.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de	kg	42,40	0,49	20,78

	alvenaria				
26	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 6,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			76,35
26.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
26.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
26.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 19 cm (6,0 MPa)	unid	26,00	1,32	34,32
26.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
27	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 10,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			81,29
27.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
27.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
27.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 19 cm (10,0 MPa)	unid	26,00	1,51	39,26
27.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
28	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto, 14 x 19 x 19 cm, fbk 12,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			84,15
28.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
28.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
28.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 19 x 19 cm (12,0 MPa)	unid	26,00	1,62	42,12
28.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
29	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto U, 14 x 09 x 09 x 19 cm, fbk 4,5 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			77,91
29.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
29.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
29.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 09 x 09 x 19 cm (4,5 MPa)	unid	26,00	1,38	35,88
29.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
30	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto U, 14 x 09 x 09 x 19 cm, fbk 6,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			78,17
30.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
30.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
30.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 09 x 09 x 19 cm (6,0 MPa)	unid	26,00	1,39	36,14
30.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78

31	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto U, 14 x 09 x 09 x 19 cm, fbk 10,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			83,11
31.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
31.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
31.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 09 x 09 x 19 cm (10,0 MPa)	unid	26,00	1,58	41,08
31.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
32	Alvenaria estrutural com canaleta de concreto U, 14 x 09 x 09 x 19 cm, fbk 12,0 MPa espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m²			86,23
32.1	Ajudante	h	0,57	11,83	6,74
32.2	Oficial	h	0,85	17,07	14,51
32.3	Canaleta de concreto estrutural 14 x 09 x 09 x 19 cm (12,0 MPa)	unid	26,00	1,70	44,20
32.4	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	kg	42,40	0,49	20,78
33	Armadura de aço CA-50, diâmetro de 6,3 mm, corte, dobra e montagem	kg			9,34
33.1	Ajudante de armador	h	0,08	15,48	1,24
33.2	Armador	h	0,08	20,68	1,65
33.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm)	unid	0,02	14,00	0,28
33.4	Barra aço CA-50 (bitola 6,3 mm)	kg	1,00	6,17	6,17
34	Armadura de aço CA-50, diâmetro de 8,0 mm, corte, dobra e montagem	kg			8,75
34.1	Ajudante de armador	h	0,08	15,48	1,24
34.2	Armador	h	0,08	20,68	1,65
34.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02	14,00	0,28
34.4	Barra aço CA-50 (bitola 8,0 mm)	kg	1,00	5,58	5,58
35	Armadura de aço CA-50, diâmetro de 10,0 mm, corte, dobra e montagem	kg			8,43
35.1	Ajudante de armador	h	0,08	15,48	1,24
35.2	Armador	h	0,08	20,68	1,65
35.3	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02	14,00	0,28
35.4	Barra aço CA-50 (bitola 10,0 mm)	kg	1,00	5,26	5,26
36	Graute - preparo e lançamento com argamassa de cimento, areia sem peneira e pedrisco traço 1:3:2	m³			577,91
36.1	Ajudante	h	18,00	11,83	212,94
36.2	Oficial	h	5,00	17,07	85,35
36.3	Areia lavada tipo média	m ³	0,82	66,67	54,67
36.4	Pedrisco	m ³	0,78	90,96	70,95
36.5	Cimento Portland CP II-E-32	kg	350,00	0,44	154,00

37	Concreto usinado e bombeado $f_{ck} = 30$ MPa, inclusive lançamento e adensamento	m³			422,33
37.1	Ajudante	h	4,50	11,83	53,24
37.2	Oficial	h	1,65	17,07	28,17
37.3	Concreto usinado e bombeado $f_{ck} = 30$ MPa	m ³	1,05	324,36	340,58
37.4	Vibrador de imersão, elétrico, potência 2 CV	h prod	0,20	1,78	0,36
38	Fôrma com chapa compensada plastificada, e= 12 mm, para pilares/vigas/lajes, 8 utilizações (fabricação, montagem e desmontagem)	m²			25,11
38.1	Ajudante de carpinteiro	h	0,182	13,44	2,45
38.2	Carpinteiro	h	0,726	17,07	12,39
38.3	Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, de 2,20 X 1,10 M, E = 12 MM	m ²	0,156	21,33	3,33
38.4	Prego 17 x 21 com cabeça (comprimento: 48,3 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)	kg	0,025	10,98	0,27
38.5	Pontaletes 3" x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm)	m	0,75	3,32	2,49
38.6	Sarrafo 1" x 3" (altura: 75 mm / espessura: 25 mm)	m	1,031	1,19	1,23
38.7	Tábua 1" x 8" (espessura: 25 mm / largura: 200 mm)	m	0,065	11,71	0,76
38.8	Tábua 1" x 6" (espessura: 25 mm / largura: 150 mm)	m	0,063	2,47	0,16
38.9	Desmoldante de fôrmas para concreto	l	0,02	3,71	0,07
38.10	Prego 17 x 27 com cabeça dupla (comprimento: 62,1 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)	kg	0,1	13,56	1,36
38.11	Prego 15 x 15 com cabeça (comprimento: 34,5 mm / diâmetro da cabeça: 2,4 mm)	kg	0,05	12,16	0,61
39	Cimbramento de madeira para alturas até 4 m, estruturas leves, fornecimento e montagem	m³			27,58
39.1	Ajudante de carpinteiro	h	1,00	13,44	13,44
39.2	Carpinteiro	h	0,50	17,07	8,54
39.3	Escora de eucalipto Ø 12 a 15 cm	m	1,00	2,12	2,12
39.4	Pontaletes de pinus 7,5 x 7,5 cm	m	1,00	3,32	3,32
39.5	Parafuso rosca soberba galvanizado Ø 8mm x 110 mm	unid	0,20	0,83	0,17