

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Gabriela Seolin

**ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO**

Santa Cruz do Sul

2017

Gabriela Seolin

**ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Msc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul

2017

Gabriela Seolin

## **ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO**

Este trabalho de conclusão foi apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheira Civil.



Prof. M.Sc. Christian Donin

Professor orientador - UNISC



Prof. M.Sc. Henrique Luiz Rupp

Professor examinador



Prof. M.Sc. José Ricardo Donin de Lima

Professor examinador

Santa Cruz do Sul

2017

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus, acima de tudo pela vida, e por guiar, proteger e iluminar todos os meus passos. Que me dê força para continuar a caminhada em busca dos meus objetivos.

Agradeço ao meus pais Luis e Leila Seolin e minha irmã Natália, por acreditarem na minha capacidade quando eu mesma achei que não seria possível, pelo incentivo, pelo amor e confiança que me depositaram e principalmente pela força que me deram nessa reta final, aprendi com vocês que perseverança é fundamental para alcançar meus objetivos. Vocês são as ancoras da minha vida!

Agradeço ao meu namorado Samuel Colombelli de Souza, pelo carinho, paciência, companheirismo e pela sua capacidade de me trazer paz e descontração na correria destes últimos semestres.

Agradeço ao professor, ex-chefe e orientador Christian Donin, pela experiência adquirida ao longo do meu estágio, por todos os ensinamentos, pela paciência em responder minhas dúvidas e dedicação para a elaboração deste trabalho.

Agradeço aos meus amigos e colegas pela motivação e incentivo para sempre continuar em frente, em especial minhas amigas Sara de Lima Marion e Lana Dornelles e minhas colegas Danielle Brixner e Talita Resmin Colaço que estiveram comigo nos semestres, trabalhos e provas mais difíceis deste curso, me amparando em momentos de raiva, tristeza e choro, e comemorando comigo conquistas e alegrias. Vocês foram minha sanidade em meio a tanta loucura.

Agradeço a todos aqueles que de uma ou de outra forma contribuíram para que hoje pudesse chegar ao final deste trabalho.

## RESUMO

Com o aumento da demanda por projetos de edifícios de paredes de concreto armado moldadas “in loco” é necessário produzir mais conhecimento sobre os materiais, modelos numéricos empregados e o comportamento das edificações, sendo relevante uma análise adequada deste sistema. O presente trabalho apresenta e esclarece os procedimentos, tanto de projeto como de execução, da norma ABNT NBR 16055:2012, bem como outras prescrições de paredes de concreto com base na literatura técnica disponível. Além disto, apresenta um estudo de caso de um edifício de paredes de concreto, verificando o dimensionamento das paredes, considerando a combinação de ações verticais e horizontais, bem como todos os cálculos necessários para a integridade da estrutura. O procedimento de cálculo empregado no dimensionamento do edifício modelo é feito por meio da distribuição das ações horizontais e verticais de acordo com a rigidez das paredes. Com a aplicação do método, concluiu-se que o edifício modelo suporta todas as cargas solicitantes e que, se construído, não apresentaria problemas estruturais.

**Palavras-chave:** Paredes. Concreto armado. Moldadas “in loco”.

## **ABSTRACT**

With the increase in the demand for projects of reinforced concrete walls in situ, it is necessary to produce more knowledge about the materials, numerical models employed and the behavior of the buildings. The present work presents and clarifies the procedures, both of design and execution, of the standard ABNT NBR 16055: 2012, as well as other prescriptions of concrete walls based on available technical literature. In addition, it presents a case study of a concrete-walled building, verifying the dimensioning of the walls, considering the combination of vertical and horizontal actions, as well as all the calculations necessary for the integrity of the structure. The calculation procedure used in the design of the model building is done by means of the distribution of the horizontal and vertical actions according to the stiffness of the walls. With the application of the method, it was concluded that the model building supports all the loads requested and that, if built, would not present structural problems.

**Keywords:** Walls. Reinforced concrete. Molded "in loco".

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Exemplo de edifício de paredes de concreto moldado “in loco” .....	18
Figura 2 – Fôrmas metálicas aplicadas em obra.....	25
Figura 3 – Exemplo de forma com acessórios .....	26
Figura 4 – Fôrmas metálicas.....	27
Figura 5 – Fôrmas metálicas + compensadas.....	27
Figura 6 – Fôrmas plásticas .....	28
Figura 7 – Elementos da tela soldada .....	29
Figura 8 – Telas soldadas de aço locadas em obra .....	29
Figura 9 – Designação das telas de aço .....	30
Figura 10 – Tipos de tela de aço .....	30
Figura 11 – Instalações hidráulicas amarradas e espaçadas dentro da fôrma .....	33
Figura 12 – Tubulação de esgoto locada antes da concretagem do piso ou fundação .....	33
Figura 13 – Instalação de caixa de passagem na fôrma e espaçador plástico .....	34
Figura 14 – Posicionamento das tomadas na fôrma .....	35
Figura 15 – Instalações elétricas amarradas nas armaduras.....	35
Figura 16 – Esquema para cálculo das reações das lajes .....	43
Figura 17 – Distribuição do carregamento vertical .....	44
Figura 18 – Espalhamento de cargas concentradas ou parcialmente distribuídas....	45
Figura 19 – Interação de paredes em regiões de aberturas.....	45
Figura 20 – Grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes.....	47
Figura 21 – Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo .....	50
Figura 22 – Consideração de abas em painéis de contraventamento.....	51
Figura 23 – Paredes acopladas e modelo de pórtico com trecho rígido.....	53
Figura 24 – Associação plana de paredes acopladas .....	54
Figura 25 – Modelagem com elementos de barra tridimensional.....	56
Figura 26 – Nós de dimensões finitas ou trechos rígidos de barras.....	57
Figura 27 – Modelagem estrutural do núcleo pelo modelo de Yagui (1971) .....	59
Figura 28 – Esquema tridimensional de um núcleo estrutural.....	59
Figura 29 – Modelagem das paredes de contraventamento .....	61

Figura 30 – Planta baixa da modelagem tridimensional dos painéis de contraventamento com elementos de barra .....	61
Figura 31 – Eixos de referência para graus de liberdade .....	62
Figura 32 – Aplicação do Modelo Pórtico Tridimensional.....	62
Figura 33 – Exemplo de modelagem em elementos finitos com elementos quadrangulares de 4 à 8 nós.....	63
Figura 34 – Exemplo de edificação pelo Modelo em Elementos Finitos .....	64
Figura 35 – Comprimento equivalente $l_e$ .....	67
Figura 36 – Diagrama dos esforços de compressão .....	71
Figura 37 – Distribuição horizontal de aberturas em uma parede de concreto .....	73
Figura 38 – Distribuição vertical de aberturas em uma parede de concreto .....	74
Figura 39 – Valores do coeficiente $k_{ab}$ .....	75
Figura 40 – Esforço solicitante .....	76
Figura 41 – Armaduras de reforço.....	77
Figura 42 – Planta baixa do pavimento tipo .....	81
Figura 43 – Esquema para o cálculo das reações das lajes do edifício modelo .....	83
Figura 44 – Áreas de influência das lajes do edifício modelo.....	83
Figura 45 – Cargas permanentes ( $\rho g$ ) e variáveis ( $\rho q$ ) por parede .....	85
Figura 46 – Vento à 0° e 90° atuantes na estrutura.....	87
Figura 47 – Grupos de paredes e suas respectivas dimensões.....	88
Figura 48 – Áreas e centro de gravidade do Grupo 1 .....	89
Figura 49 – Áreas e centro de gravidade do Grupo 2 .....	90
Figura 50 – Áreas e centro de gravidade do Grupo 3 .....	90
Figura 51 – Distâncias do eixo x e y para CG e gráficos de tensões do Grupo 1 .....	92
Figura 52 – Distâncias do eixo x e y para CG e gráficos de tensões do Grupo 2 .....	93
Figura 53 – Distâncias do eixo x e y para CG e gráficos de tensões do Grupo 3 .....	94
Figura 54 – Ações do Grupo 1 .....	96
Figura 55 – Ações do Grupo 2 .....	97
Figura 56 – Ações do Grupo 3 .....	98
Figura 57 – Especificações de telas em projeto.....	104
Figura 58 – Especificações da tela utilizada na edificação .....	104
Figura 57 – Parede 3 da edificação com locação de telas soldadas.....	104



## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Resumo das tipologias de concreto .....	23
Quadro 2 – Vantagens técnicas das telas soldadas e dos vergalhões .....	31
Quadro 3 – Classes de agressividade ambiental (CAA) .....	38
Quadro 4 – Correspondência entre CAA e qualidade do projeto .....	38
Quadro 5 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm .....	39
Quadro 6 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental para concreto armado .....	40
Quadro 7 – Valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência.....	40

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Cargas totais distribuídas ao longo de cada área de influência do pavimento tipo .....	84
Tabela 2 - Cargas totais distribuídas ao longo de cada área de influência da cobertura .....	84
Tabela 3 - Cargas permanentes ( $\rho g$ ) e variáveis ( $\rho q$ ) por parede .....	84
Tabela 4 - Ações do vento à 0° em cada nível do edifício modelo .....	86
Tabela 5 - Ações do vento à 90° em cada nível do edifício modelo .....	86
Tabela 6 - Ações do vento à 90° em cada nível do edifício modelo .....	90
Tabela 7 - Rigidez equivalente de cada grupo .....	91
Tabela 8 – Momento fletor do vento à 0° ( $M_x$ ) .....	91
Tabela 9 - Momento fletor do vento à 90° ( $M_y$ ) .....	91
Tabela 10 - Tensões calculadas a partir das ações gravitacionais em cada grupo de paredes .....	95
Tabela 11 - Combinações para o Grupo 1 .....	97
Tabela 12 - Combinações para o Grupo 2 .....	98
Tabela 13 - Combinações para o Grupo 3 .....	99
Tabela 14 - Coeficientes $k_1$ e $k_2$ .....	100
Tabela 15 - Cálculo da $\eta d, resist$ em cada parede .....	101
Tabela 16 - Cálculo da $\eta d, resist$ em cada parede .....	102
Tabela 17 - Cálculo de $fvd$ em cada grupo de paredes .....	102
Tabela 18 - Força cortante solicitante de cálculo para vento 0° e 90° .....	103

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>14</b>
<b>2 JUSTIFICATIVA .....</b>	<b>16</b>
<b>3 OBJETIVOS .....</b>	<b>17</b>
3.1 Objetivo geral .....	17
3.2 Objetivos específicos .....	17
<b>4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>18</b>
4.1 Introdução .....	18
4.1.1 Vantagens do sistema construtivo .....	18
4.1.2 Desvantagens do sistema construtivo .....	19
4.2 Requisitos gerais de qualidade da estrutura e do projeto .....	20
4.2.1 Requisitos de qualidade da estrutura .....	20
4.2.2 Requisitos de qualidade do projeto .....	20
4.2.3 Documentação do projeto .....	21
4.3 Materiais .....	21
4.3.1 Concreto .....	21
4.3.2 Fôrmas .....	25
4.3.3 Armadura .....	28
4.3.4 Instalações prediais .....	31
4.3.4.1 Instalações hidráulicas .....	32
4.3.4.2 Instalações elétricas .....	34
4.4 Análise estrutural e dimensionamento .....	35
4.4.1 Premissas básicas de concepção do projeto .....	36
4.4.2 Diretrizes para durabilidade das estruturas de concreto .....	37
4.4.3 Ações .....	41
4.4.3.1 Esforços solicitantes .....	41
4.4.4 Análise estrutural para cargas verticais .....	42
4.4.4.1 Cargas provenientes das lajes .....	43
4.4.4.2 Peso próprio das paredes .....	44
4.4.4.3 Interação de paredes .....	44
4.4.4.4 Procedimentos de distribuição de cargas .....	46
4.4.4.4.1 Paredes isoladas .....	46
4.4.4.4.2 Grupo isolado de paredes .....	46
4.4.5 Análise estrutural para cargas horizontais .....	47
4.4.5.1 Ação dos ventos .....	48

4.4.5.2 Desaprumo .....	49
4.4.5.3 Consideração de abas em painéis de contraventamento .....	51
4.4.5.4 Distribuição de ações para contraventamento simétricos .....	52
4.4.5.4.1 Paredes isoladas .....	52
4.4.5.4.2 Paredes com aberturas .....	53
4.4.5.5 Distribuição de ações para contraventamento assimétricos .....	55
4.4.5.5.1 Paredes isoladas .....	55
4.4.5.5.2 Paredes com aberturas .....	56
4.4.5.6 Consideração de trechos rígidos para os lintéis .....	57
4.4.6 Modelos tridimensionais .....	58
4.4.6.1 Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) .....	58
4.4.6.2 Modelo em Elementos Finitos (MEF) .....	63
4.4.7 Juntas de trabalho .....	64
4.4.7.1 Juntas de controle vertical .....	64
4.4.7.2 Juntas de controle horizontal .....	65
4.4.7.3 Juntas de dilatação .....	65
4.4.8 Resistências .....	65
4.4.9 Dimensionamento .....	65
4.4.9.1 Dimensões mínimas .....	66
4.4.9.2 Premissas básicas de dimensionamento .....	66
4.4.9.3 Armadura mínima .....	68
4.4.9.3.1 Seção de aço .....	68
4.4.9.3.2 Espaçamento entre barras .....	68
4.4.9.3.3 Quantidade de tela soldada .....	69
4.4.9.4 Reforços horizontais .....	69
4.4.9.5 Resistência-limite sob solicitação normal .....	69
4.4.9.5.1 Resistência de cálculo sob normal de compressão .....	70
4.4.9.5.2 Verificação à compressão .....	71
4.4.9.6 Dimensionamento ao cisalhamento .....	71
4.4.9.6.1 Verificação da resistência .....	72
4.4.9.6.2 Armadura de cisalhamento .....	72
4.4.9.7 Dimensionamento devido a cargas localizadas .....	73
4.4.9.8 Dimensionamento ao redor das aberturas .....	73
4.4.9.8.1 Região de influência .....	73
4.4.9.8.2 Limitação de tensão no concreto .....	74
4.4.9.9 Armaduras de reforço ao redor das aberturas .....	76

4.5 Algumas pesquisas.....	78
<b>5 METODOLOGIA.....</b>	<b>80</b>
5.1 Introdução .....	80
5.2 Características da edificação .....	80
5.3 Ações atuantes na estrutura .....	81
5.3.1 Cargas verticais .....	81
5.3.2 Cargas horizontais .....	85
5.3.3 Combinações de cálculo .....	94
5.4 Verificações.....	99
5.4.1 Verificação da resistência-limite sob solicitação normal.....	99
5.4.2 Verificação da resistência ao cisalhamento .....	102
5.5 Armaduras .....	103
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>105</b>
6.1 Sugestões para trabalhos futuros .....	106

## 1 INTRODUÇÃO

Apesar de ser considerado inovador, o sistema construtivo de parede de concreto moldadas “in loco”, iniciou-se na década de 70, porém como a demanda na época não era suficiente para tornar a utilização do sistema economicamente viável no mercado brasileiro, a tecnologia não foi consolidada.

Entretanto, nos últimos anos o cenário nacional alterou-se. Com o alto déficit nacional e o crescimento da população jovem, que consistirá em potenciais compradores nos anos seguintes, a procura por construções de alta qualidade e em grande escala, executadas no menor tempo possível aumentou consideravelmente, evidenciando o sistema de paredes de concreto, não somente por suprir a carência por moradia, mas também como uma opção para a construção de edificações com qualidade e economicamente viáveis.

Com a crescente demanda de procura por este tipo de sistema, no dia 10 de abril de 2012 foi publicada a norma ABNT NBR 16055:2012, a qual determina exigências básicas para a execução e o dimensionamento das paredes de concreto armado moldadas no local, com fôrmas removíveis. A norma se aplica às paredes submetidas à carga axial, sem flexão ou com flexão, concretadas com todos os elementos que estarão presentes na parte final da construção, como particularidades da fachada, instalações hidráulicas e elétricas.

Para a elaboração da ABNT NBR 16055:2012 foram utilizadas como referências normativas a norma ABNT NBR 6118 e a norma norte-americana ACI 318, juntamente com a norma francesa DTU 23.1.

Desde meados de 2007, a quantidade de unidades feitas pelo sistema de Paredes de Concreto vem aumentando exponencialmente. No mesmo ano, a ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), Abesc (Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem) e o IBTS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas) desenvolveram estudos sobre as edificações desenvolvidas com parede de concreto moldada in loco. Uma das iniciativas deste grupo, foi a fundação do Grupo Paredes de Concreto, que tinha como meta a elaboração de um texto pré-normativo tratando dos procedimentos e cálculos necessários para edifícios em parede de concreto de até cinco pavimentos, texto este que era usado como referência para as

construções em paredes de concreto no Brasil, antes da consolidação da ABNT NBR 16055:2012.

Com o aumento da demanda por projetos de edifícios de paredes de concreto armado moldadas in loco é necessário produzir mais conhecimento sobre os materiais, modelos numéricos empregados e o comportamento das edificações, sendo relevante uma análise mais adequada desse sistema estrutural.

## 2 JUSTIFICATIVA

É necessário um sistema construtivo rápido, posto que a tendência para o déficit habitacional é somente aumentar se continuarmos a usar sistemas construtivos tradicionais, com baixo grau de rapidez e industrialização. Sob essa visão, o sistema de Paredes de Concreto encaixa-se corretamente na demanda gigantesca que esse problema traz.

O sistema de paredes de concreto chama à atenção por possibilitar elevada produtividade, diminuir desperdícios em obra, ter um custo x benefício bastante elevado em relação a sistemas construtivos tradicionais e por possuir um maior controle de qualidade, porém requer alguns pré-requisitos indispensáveis para que suas características sejam aproveitadas e para isto é inevitável uma análise maior e mais detalhada do sistema, incluindo procedimentos, etapas de execução, controle tecnológico e parâmetros de construção, além de considerações de cálculo para ampliar o conhecimento técnico brasileiro, já que a ABNT NBR 16055:2012 é relativamente recente.

O presente trabalho de conclusão visa apresentar o que deve ser levado em conta para o cálculo e dimensionamento deste tipo de sistema estrutural, mostrar as ponderações necessárias para o processo executivo em paredes de concreto e apresentar modelos possíveis de desenvolvimento do projeto estrutural.



### **3 OBJETIVOS**

#### **3.1 Objetivo geral**

O objetivo principal deste trabalho consiste em apresentar e analisar, por meio da comparação de resultados, os modelos de cálculo utilizados para o pré-dimensionamento e dimensionamento de paredes de concreto armado moldadas no local.

#### **3.2 Objetivos específicos**

Para atingir o objetivo principal, têm-se como os objetivos específicos:

- apresentar e esclarecer os procedimentos, tanto de projeto como de execução, da norma ABNT NBR 16055 – Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos (2012), bem como outras prescrições de paredes de concreto com base na literatura técnica disponível;
- apresentar e analisar um estudo de caso de um edifício de paredes de concreto e com base no estudo de caso, verificar o dimensionamento das paredes considerando a combinação de ações horizontais e verticais.

## 4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 4.1 Introdução

Por definição da ABNT NBR 16055 (2012, p.3), parede de concreto é um “Elemento estrutural autoportante, moldado no local com comprimento maior que dez vezes sua espessura e capaz de suportar carga no mesmo plano de parede”.

O processo executivo das paredes de concreto é resumido, basicamente, na montagem de formas metálicas, plásticas ou mistas, na locação das armaduras centralizadas nas fôrmas e no preenchimento das mesmas com concreto. A norma considera que todas as paredes de cada ciclo construtivo, são moldadas em uma única etapa de concretagem e que após a desforma já possam conter, em seu interior, vãos para janelas e portas, tubulações ou eletrodutos de pequeno porte e outros elementos específicos. Porém a decisão do embutimento das instalações nas paredes é feita pelo projetista estrutural, de tal forma que não comprometa o sistema construtivo.

Trata-se de um sistema construtivo racionalizado, que permite um planejamento completo e detalhado da obra, reduzindo assim improvisos e imprevistos, e diminuindo, conseqüentemente, a mão de obra.

**Figura 1 – Exemplo de edifício de paredes de concreto moldado “in loco”**



Fonte: BRAGUIM & BITTENCOURT (2014)

#### 4.1.1 Vantagens do sistema construtivo

As vantagens do sistema, conforme Franco (2004), são:

- Alta produtividade;
- Custo global competitivo, se comparado com o tradicional;
- Possibilidade de dispensar revestimentos ou usar revestimentos de pequena espessura.

Já Carvalho (2012), apresenta outras vantagens, tais como:

- Maior velocidade na construção, em um todo, da obra;
- Máxima economia, devido ao uso de matérias-primas comuns e a repetição do processo;
- Permite um amplo uso de modulações na construção, resultado da grande variedade de tamanhos de fôrmas;
- Permite um controle de qualidade da construção maior;
- O concreto, por ser um material maciço, possui vantagens nas questões como a estabilidade sob ações do vento, vibração acústica, variações térmicas e resistência ao fogo;
- Maior durabilidade;
- Custo de mão de obra reduzida por causa da agilidade do processo.

#### 4.1.2 Desvantagens do sistema construtivo

As desvantagens do sistema segundo Franco (2004), são:

- Baixa flexibilidade;
- Custo é em função da reutilização das fôrmas e da velocidade de execução;
- Impõe grande domínio tecnológico em todo o processo;
- Na disputa por mercado na construção de edifícios habitacionais com a alvenaria estrutural geralmente fica em desvantagem.

Outras desvantagens citadas por Carvalho (2012), são:

- Peso da estrutura excessivo;
- Necessidade de fôrmas específicas (conforme tamanho dimensionado);
- A rentabilidade desse tipo de construção é ligada diretamente à escala de unidades produzidas, portanto, devem-se construir muitas unidades iguais;

- Não é um isolante acústico bom quanto a ruídos de impacto.
- Necessita de mão de obra especializada.

## **4.2 Requisitos gerais de qualidade da estrutura e do projeto**

Nos itens que se seguem, primeiramente são apresentados os requisitos de qualidade da estrutura e, posteriormente, os requisitos de qualidade do projeto.

### **4.2.1 Requisitos de qualidade da estrutura**

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012, p.4), a estrutura deve ser projetada e executada de forma que:

- (a) resista a todas as ações que sobre ela produzam efeitos significativos tanto na construção quanto durante a sua vida útil;
- (b) sob as condições ambientais previstas na época de projeto e quando utilizada conforme preconizado em projeto, conserve sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil;
- (c) contemple detalhes construtivos que possibilitem manter a estabilidade pelo tempo necessário à evacuação quando da ocorrência de ações excepcionais localizadas previsíveis, conforme a ABNT NBR 6118:2014.

### **4.2.2 Requisitos de qualidade do projeto**

Segundo a ABNT NBR 16055 (2012, p.4) o projeto deve ser constituído adotando-se:

- (a) sistema estrutural adequado à função desejada para a edificação;
  - (b) combinação de ações compatíveis e representativas;
  - (c) dimensionamento e verificação de todos os elementos estruturais presentes;
  - (d) especificação de materiais de acordo com os dimensionamentos efetuados;
  - (e) modulação coordenada conforme a ABNT NBR 15873.
- O projeto de fôrma, escoramentos, detalhes embutidos ou vazados e os projetos de instalações devem ser validados pelo projetista de estrutura.

### **4.2.3 Documentação do projeto**

Segundo a ABNT NBR 16055 (2012) o projeto estrutural deve possuir desenhos, especificações técnicas e memorial descritivo. Estes documentos devem conter informações corretas, claras e coerentes entre si, para tornar possível a execução da estrutura segundo os critérios adotados.

O projeto precisa apresentar desenhos que incluam as plantas de formas e elevações das paredes com as suas respectivas armaduras. Sempre que se fizer necessários, devem ser apresentados: local de pontos de reforços, detalhes de amarração de paredes, paredes com laje e a posição de juntas de controle ou construtivas.

Conforme a velocidade de execução da estrutura, o projeto deverá considerar as etapas construtivas com as respectivas idades e resistências do concreto, visando a capacidade resistente das lajes juntos às escoras e a fissuração proveniente do processo construtivo. Antes do início da execução de qualquer parte da estrutura, as especificações de projeto que dizem respeito a essa parte devem estar completas e disponíveis.

O memorial descritivo deve incluir a caracterização do empreendimento e o local que será implantado, as hipóteses adotadas de carregamento e a descrição da estrutura com condições de contorno (ABNT NBR 16055, 2012).

## **4.3 Materiais**

Os principais materiais para a construção das edificações em paredes de concreto são o concreto, as armações, as fôrmas e as instalações hidráulicas e elétricas (ABCP, 2008).

### **4.3.1 Concreto**

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012), o concreto deve seguir as especificações das ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 8953:1992, ABNT NBR 12655:2006, dependendo da classe de agressividade ambiental a que a estrutura estiver sujeita. Para a análise das tensões devida à retração aplica-se o que

estabelece a ABNT NBR 6118:2014. Já para o preparado do concreto deve seguir os requisitos previstos nas ABNT NBR 12655:2006 e ABNT NBR 7212:2012 e, para o controle da qualidade dos materiais componentes do concreto, deve ser obedecido o disposto na ABNT NBR 12654:1992.

Para a caracterização do concreto, o ensaio de resistência à compressão, nas idades para controle, deve ser feito conforme a ABNT NBR 5739:2007, e os ensaios de massa específica, absorção de água e índice de vazios, conforme a ABNT NBR 9778:1986.

A norma também define que a consistência do concreto é especificada conforme a classificação estabelecida na ABNT NBR 8953:1992 em função do tipo de aplicação e a dimensão máxima característica do agregado graúdo é estabelecida levando em conta a espessura das paredes e a densidade da armadura. Já o uso de aditivos químicos deve ser feito de acordo com as Normas Brasileiras específicas (ABNT NBR 11768:1992 e ABNT NBR 12655:2006). Proíbe-se o uso de aditivos que possam atacar quimicamente as armaduras, especialmente aqueles à base de cloreto.

Ainda conforme a ABNT NBR 16055 (2012), a especificação do concreto para esse sistema construtivo deve estabelecer a resistência à compressão para desforma (compatível com o ciclo de concretagem), resistência à compressão característica aos 28 dias ( $f_{ck}$ ), classe de agressividade do local da obra (conforme a ABNT NBR 12655:2006) e trabalhabilidade, medida pelo abatimento do tronco de cone (ABNT NBR NM 67:1998) ou pelo espalhamento do concreto (ABNT NBR 15823-2:2017).

Requisitos complementares podem ser solicitados, tais como, módulo de elasticidade do concreto (a uma determinada idade e tensão) e retração do concreto (ABNT NBR 16055, 2012).

Conforme a Associação de Cimento Portland (2008), existem quatro tipos de concreto que são os mais recomendados para a utilização em sistemas de paredes de concreto. São eles o concreto celular, concreto com alto teor de ar incorporado, concreto com agregados leves e concreto autoadensável.

A recomendação do uso de um desses quatro tipos de concreto, de acordo com os mesmos autores, se faz pela necessidade de que o concreto tenha uma trabalhabilidade adequada para o sistema parede de concreto, buscando um bom acabamento para a superfície e o preenchimento completo das fôrmas.

As informações de massa específica e resistência à compressão dos quatro tipos de concretos estão resumidas no quadro a seguir (ABCP, 2008).

**Quadro 1 - Resumo das tipologias de concreto**

<b>Tipo</b>	<b>Descrição</b>	<b>Massa específica (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Resistência à compressão mínima (MPa)</b>
L1	Concreto celular	1.500 a 1.600	4
L2	Concreto com agregado	1.500 a 1.800	20
M	Concreto com ar	1.900 a 2.000	6
N	Concreto normal	2.000 a 2.800	20

Fonte: ASSOCIAÇÃO DE CIMENTO PORTLAND (2008, p.137)

A Associação de Cimento Portland (2008) destaca ainda que deve-se considerar as classes de concreto conforme a tabela acima somente para uso em paredes de concreto. As lajes e quaisquer outros elementos de concreto armado deverão seguir as especificações da norma ABNT NBR 6118:2014.

Os quatro tipos de concreto são especificados como:

**a) Concreto celular (Tipo L1)**

Segundo a Associação de Cimento Portland (2008), o concreto celular é composto por agregados convencionais (areia e brita), cimento Portland, água e minúsculas bolhas de ar distribuídas uniformemente em sua massa. Em razão dessas bolhas de ar, adquire a propriedade de concreto leve, com bom desempenho acústico e térmico. Possui massa específica menor que a dos concretos convencionais, que varia entre 1.500kg/m<sup>3</sup> e 1.600 kg/m<sup>3</sup> e resistência mínima à compressão de 4 MPa. Este concreto é geralmente utilizado para estruturas de até dois pavimentos, desde que a resistência especificada seja igual a resistência mínima – 4 MPa, mas também pode ser usado em estruturas com mais pavimentos, desde que se especifique concretos com resistências superiores à mínima indicada.

Para o concreto celular, a mistura da espuma deve ser feita no canteiro de obra e o tempo decorrente entre o término da mistura e o lançamento do concreto nas fôrmas, não deve ultrapassar 30 minutos (ABCP, 2008).

**b) Concreto com alto teor de ar incorporado – até 9% (Tipo M)**

O concreto com alto teor de ar incorporado tem características mecânicas, térmicas e acústicas parecidas com as do concreto celular. Possui massa específica que varia entre 1900 kg/m<sup>3</sup> a 2000 kg/m<sup>3</sup> e resistência mínima à compressão de 6

MPa. O concreto com alto teor de ar incorporado é utilizado, usualmente, para residências térreas e assobradas quando especificado resistência igual a resistência mínima – 6 MPa (ABCP, 2008).

**c) Concreto com agregados leves ou de baixa massa específica (Tipo L2)**

Conforme a Associação de Cimento Portland (2008), este concreto é preparado com agregados leves e tem bom desempenho térmico e acústico (levemente inferior ao desempenho dos concretos tipos L1 e M). Possui massa específica que varia entre 1500 kg/m<sup>3</sup> a 1800 kg/m<sup>3</sup> e resistência à compressão de 20 MPa. Por apresentar resistência à compressão mais elevada que os outros tipos de concreto citados acima, pode ser usado em edificações de qualquer tipologia, que necessite de resistência de até 25 MPa.

**d) Concreto convencional ou concreto autoadensável (Tipo N)**

Possui massa específica que varia entre 2000 kg/m<sup>3</sup> e 2800 kg/m<sup>3</sup> e resistência mínima à compressão de 20 MPa. Este concreto é uma excelente opção para o sistema de paredes de concreto, pois possui duas particularidades importantes: sua aplicação é feita de maneira muito rápida, por meio de bombeamento, e a mistura é extremamente plástica o que dispensa o uso de vibradores. Obviamente também é possível usar o concreto convencional desde que este tenha uma trabalhabilidade adequada com o método de transporte, a espessura das paredes e lajes e que se evitem segregações nas partes inferiores das fôrmas verticais (ABCP, 2008).

A Associação Brasileira de Cimento Portland (2008), recomenda que todos os concretos sejam dosados em centrais e fornecidos para a obra através de caminhões betoneira, pois nas centrais existe um maior grau de controle dos fatores que influenciam na qualidade final do concreto, como a qualidade dos agregados, precisão dos volumes e medidas de peso. Além disso, a concreteira garante o desempenho do concreto fornecido.

Deve-se ter cuidado especial com o uso de aditivos no concreto autoadensável, pois geralmente são usados aditivos superplastificantes adicionados na obra, os quais perdem o efeito aproximadamente 40 minutos após sua adição ao concreto (ABCP, 2008).



### 4.3.2 Fôrmas

Conforme definição da norma ABNT NBR 15696 (2009, p.2), fôrmas são “estruturas provisórias que servem para moldar o concreto fresco, resistindo a todas as ações provenientes das cargas variáveis resultantes das pressões do lançamento do concreto fresco, até que o concreto se torne autoportante”.

De acordo com a ABNT NBR 15696 (2009, p.5), o projeto de fôrmas deve:

- (a) especificar os materiais utilizados;
- (b) definir clara e exatamente o posicionamento de todos os elementos utilizados;
- (c) mencionar os critérios adotados para o dimensionamento da fôrma, tais como a pressão do concreto, a velocidade de lançamento, altura de concretagem e de vibração, consistência do concreto, metodologia de lançamento etc.;
- (d) ser detalhado com plantas, cortes, vistas e demais detalhes, de tal forma que não fiquem dúvidas para a correta execução da montagem. A critério do responsável técnico da obra, quando da utilização de equipamentos industrializados com cargas admissíveis comprovadas para um tipo específico de montagem, o projeto de fôrma ou escoramento pode incorporar catálogos técnicos, manuais de instrução e montagem.

Também, segundo a mesma norma, as fôrmas devem ter rigidez suficiente para assegurar o formato e as dimensões das peças da estrutura projetada e devem também ser estanques, de modo que impeçam a perda de pasta de cimento.

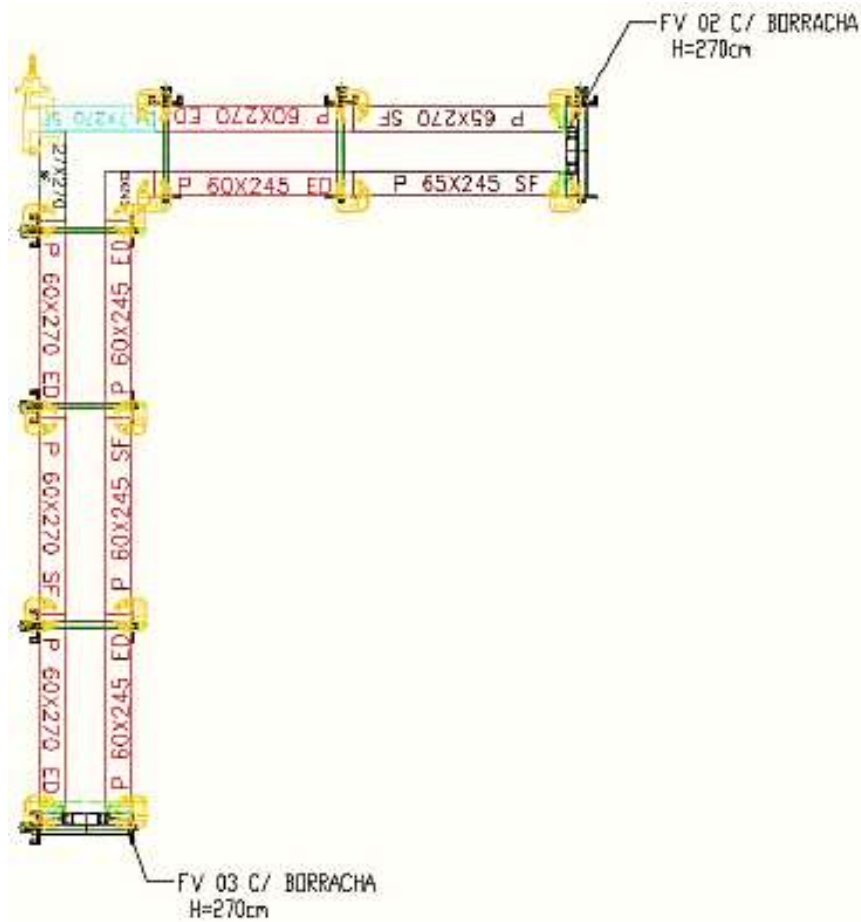
O sistema de fôrmas é composto além dos painéis de formas, por acessórios que tem como função facilitar a montagem dos painéis, travar as fôrmas, aprumar e alinhar o conjunto de painéis e garantir a desforma de modo que não gere impacto ou pressões imprevistas nas paredes recém concretadas (ABCP, 2008).

**Figura 2 – Fôrmas metálicas aplicadas em obra**



Fonte: BKS Fôrmas. Acesso em < <http://www.bks.ind.br/produtos/formas-de-paredes-e-lages/formas-metlicas-para-predios/> >

**Figura 3 – Exemplo de forma com acessórios**



Fonte: Donin (2017)

Segundo Associação Brasileira de Cimento Portland (2008) os tipos de fôrmas mais utilizados no sistema paredes de concreto são as fôrmas metálicas, metálicas + compensadas e as plásticas. As mesmas são especificadas nos itens a seguir:

#### **a) Fôrmas metálicas**

São fôrmas que empregam quadros e chapas metálicas tanto para dar acabamento à peça concretada quanto para a estruturação de seus painéis. Podem ser encontradas fôrmas metálicas em aço, porém o material mais utilizado é o alumínio, por ser mais leve e resistente (ABCP, 2008).

Nakamura (2013) afirma que, de acordo com fabricantes desta tipologia de formas, por conta das características do material usado, as reutilizações possíveis giram em torno de mil ao longo da vida útil da fôrma. Este índice depende diretamente dos cuidados de manuseio na obra, transporte, limpeza, armazenagem, movimentação e da manutenção e revisão periódicas.

**Figura 4 – Fôrmas metálicas**



Fonte: Braguim (2013)

**b) Fôrmas metálicas + compensadas**

São compostas por dois elementos, os quadros em peças metálicas (aço ou alumínio) que são os responsáveis pela estruturação dos painéis e as chapas de madeira compensada ou de material sintético que mantêm contato direto com o concreto e oferecem o correto acabamento na peça concretada (ABCP, 2008).

**Figura 5 – Fôrmas metálicas + compensadas**



Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (2008)

### c) Fôrmas plásticas

São fôrmas compostas de quadros e chapas feitas em plástico reciclável, responsáveis tanto para dar acabamento para a peça concretada quanto para a estruturação de seus painéis. Devem ser contra ventadas por estruturas metálicas como apresentado na figura 6.

São consideradas as fôrmas mais baratas, porém são as que menos podem ser reutilizadas (ABCP, 2008).

**Figura 6 – Fôrmas plásticas**



Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (2008)

### 4.3.3 Armadura

Conforme a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008), adota-se como armadura para o sistema de paredes de concreto: barras (vergalhões), treliças eletrosoldadas ou telas soldadas, sendo esta última a mais utilizada.

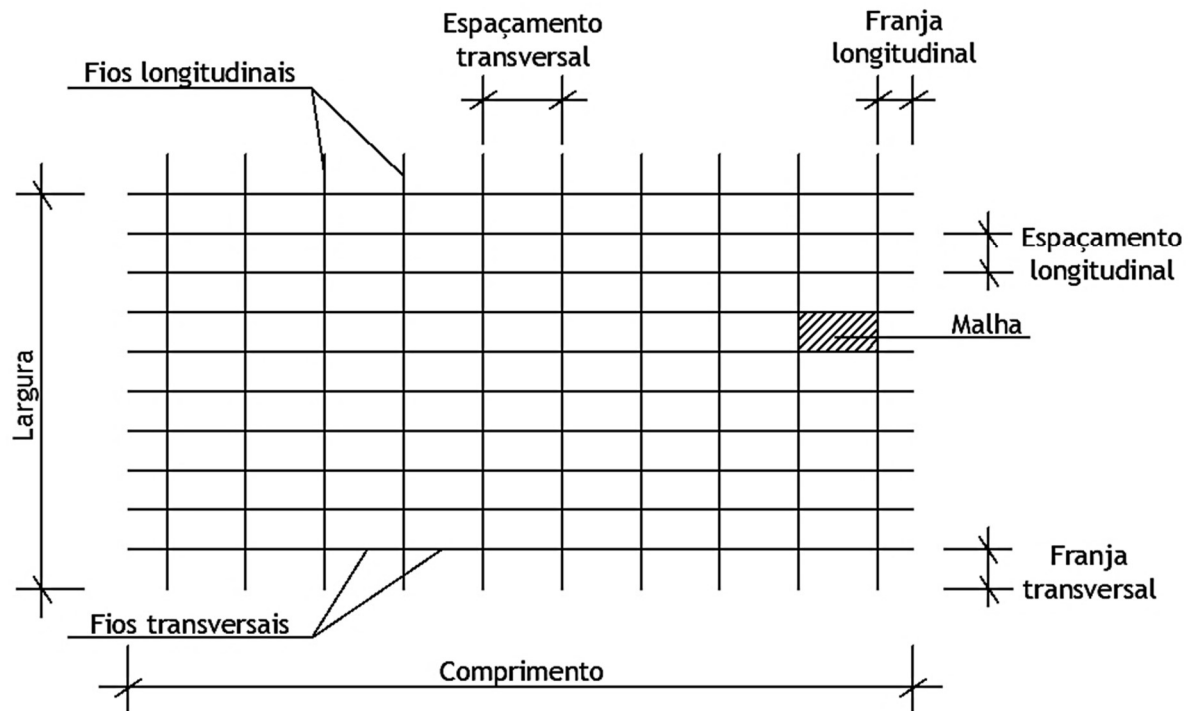
A ABNT NBR 7481 (1990, p.1) define tela de aço soldada como

Armadura pré-fabricada, destinada a armar o concreto, em forma de rede de malhas retangulares, constituída de fios de aço longitudinais e transversais, sobrepostos e soldados em todos os pontos de contato (nós), por resistência elétrica (caldeamento).

As armaduras devem seguir três requisitos básicos: resistir a esforços de flexo-torção nas paredes, conter a retração do concreto e estruturar e fixar as tubulações

de elétrica, hidráulica e gás. As telas soldadas são posicionadas no eixo das paredes ou nas duas faces, dependendo do projeto de dimensionamento, além de pontos específicos nos quais são colocadas barras, como cinta superior das paredes, vergas, contra-vergas, etc (ABCP, 2008).

**Figura 7 – Elementos da tela soldada**



Fonte: IBTS (2012). Acesso em <[http://www.ibts.org.br/telas\\_inf\\_elementos.asp](http://www.ibts.org.br/telas_inf_elementos.asp)>.

**Figura 8 – Telas soldadas de aço locadas em obra**



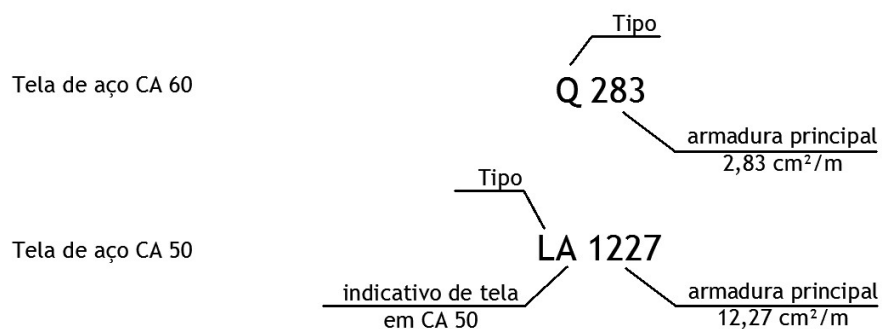
Fonte: Donin (2017)



Conforme a ABNT NBR 16055 (2012) quando as armaduras forem telas soldadas, devem ser usadas telas segundo a ABNT NBR 7481:1990. Já para barras de aço a norma a ser seguida é a ABNT NBR 7480:1996, e para treliças a ABNT NBR 14862:2002.

Existem vários tipos de telas soldadas padronizadas, conforme consta nos anexos A e B, que são designadas por meio da letra que define seu tipo (Q, L, M, R, T), acompanhada da área de aço da armadura principal, como na figura a seguir.

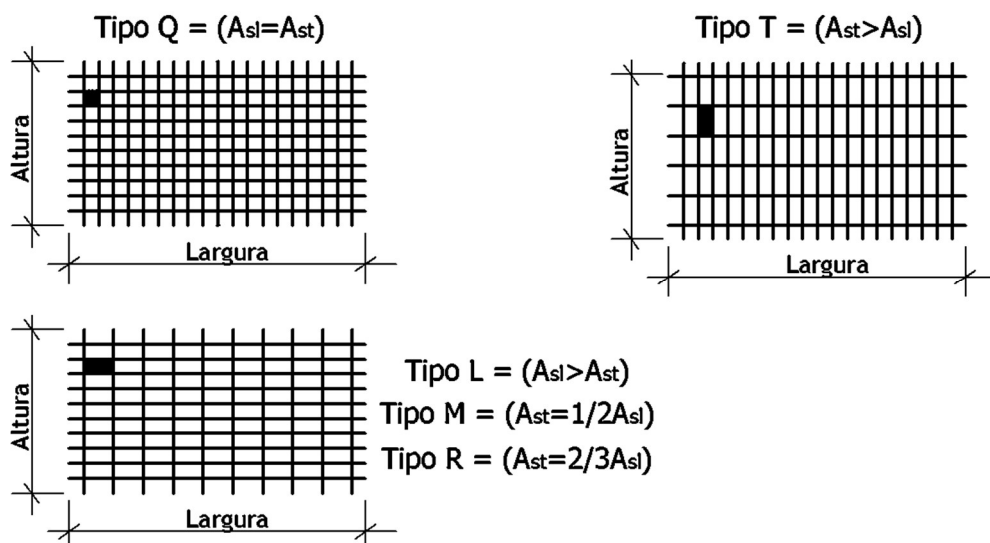
**Figura 9 – Designação das telas de aço**



Fonte: IBTS (2012). Acesso em <[http://www.ibts.org.br/telas\\_inf\\_designacao.asp](http://www.ibts.org.br/telas_inf_designacao.asp)>.

Analisando a figura 10 pode-se observar que as telas do tipo Q possuem a mesma área de seção de aço, tanto no sentido transversal quanto no longitudinal. Já as telas do tipo L, M, e R possuem a área de seção do aço longitudinal maior que a transversal, e as telas do tipo T possuem a área transversal maior que a longitudinal.

**Figura 10 – Tipos de tela de aço**



Fonte: IBTS (2012), adaptada pela autora. Acesso em <[http://www.ibts.org.br/telas\\_inf\\_tipos.asp](http://www.ibts.org.br/telas_inf_tipos.asp)>

Conforme o Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS), as telas soldadas possuem mais vantagens técnicas que os vergalhões, como consta no quadro 2.

**Quadro 2 – Vantagens técnicas das telas soldadas e dos vergalhões**

Item	Vergalhão	Tela Soldada
Perda	Cortes (5 a 15%)	Zero ou próxima de zero
Recebimento	Necessita de pesagem	Elimina a pesagem
Colocação na forma	Corte, dobramento, marcação na forma, posicionamento da armadura e amarração com arame recozido	Simples colocação de painéis prontos.
Amarração	2,5% do consumo do aço em arame recozido	Elimina a amarração
Emenda	Varia de acordo com a resistência do concreto, zona de aderência e diâmetro do fio	Simples sobreposição de malhas: armadura principal = 2 malhas Armadura secundária = 1 malha
Ancoragem	Necessidade de ganchas	Ancoragem reta (sem gancho) e menor comprimento
Aderência	Somente pela superfície do fio	Pela superfície do fio somando com a região do nó soldado
Qualidade	Espaçamento entre os fios com variações. Deficiência no recobrimento da armadura pela massa de concreto	Espaçamento entre fios rigorosamente uniformes Posicionamento correto dentro da massa de concreto.
Inspeção	Conferência de diâmetro, espaçamento entre fios, comprimento de emenda e comprimento de ancoragem	Conferência do tipo de tela, número de malhas na emenda e comprimento de ancoragem

Fonte: IBTS (2012). Acesso em <[http://www.ibts.org.br/telas\\_vantagens.asp](http://www.ibts.org.br/telas_vantagens.asp)>.

#### 4.3.4 Instalações prediais

A característica de maior importância do sistema de paredes de concreto é possibilitar que, logo após a desforma, as paredes comportem, embutidas em seu interior, todos os elementos previstos em projeto, como: caixilhos de portas e janelas, tubulações elétricas e hidráulicas, entre outros (ABCP, 2008).

De acordo com a ABNT NBR 16055 (2012, p. 10) as tubulações verticais podem ser embutidas nas paredes de concreto, se atenderem ao mesmo tempo as seguintes condições:

- quando a diferença de temperatura no contato entre a tubulação e o concreto não ultrapassar 15 °C;

- quando a pressão interna na tubulação for menor que 0,3 Mpa;
- quando o diâmetro máximo for de 50 mm;
- quando o diâmetro da tubulação não ultrapassar 50% da espessura da parede, restando espaço suficiente para, no mínimo, o cobrimento adotado e a armadura de reforço. Admite-se tubulação com diâmetro até 66% da espessura da parede e com cobrimentos mínimos, desde que existam telas nos dois lados da tubulação com comprimento mínimo de 50 cm para cada lado;
- tubos metálicos não encostem nas armaduras para evitar corrosão galvânica.

Não se admitem tubulações horizontais, a não ser em trechos que não são considerados estruturais, de até um terço do comprimento da parede e que não ultrapassem 1 metro. Em hipótese nenhuma são permitidas tubulações, sejam elas verticais ou horizontais, nos encontros de paredes (ABNT NBR 16055, 2012).

Como são várias as condições a serem respeitadas para que as instalações das tubulações sejam feitas dentro das paredes, é comum optar por passar as tubulações por fora. Recomenda-se que, nas regiões com grandes quantidades de tubulações criem-se shafts para a passagem das instalações verticais (que podem ser fechados com sistemas de paredes divisórias). Este tipo de procedimento também facilita manutenções caso ocorra algum problema com as tubulações (ABCP, 2008).

#### **4.3.4.1 Instalações hidráulicas**

Para os casos em que as instalações hidráulicas estejam incorporadas nas paredes, instrui-se que todos os pontos de conexões da rede hidráulica sejam demarcados nos painéis de fôrmas desde a primeira montagem, garantindo assim, que se tenham as mesmas posições em utilizações futuras.

Quando a fôrma utilizada é feita com chapas de madeira compensada ou material sintético, os furos para fixação das conexões devem ser feitos com serra copo, com o intuito de não prejudicar o acabamento da peça concretada. Já para fôrmas que utilizam como acabamento dos painéis chapas metálicas, devem-se evitar as perfurações para a fixação das peças. Nestes casos, a solução é fazer a amarração das peças nas armaduras e colocar espaçadores entre as faces dos painéis e a rede de tubos hidráulicos, para assegurar o recobrimento e o posicionamento das peças (ABCP, 2008).

Uma opção que aumenta a produtividade dos serviços e a qualidade das instalações são os kits hidráulicos, onde a montagem dos tubos e conexões são feitas



antecipadamente. Os kits devem ser testados para prevenir vazamentos antes da instalação nas fôrmas.

A tubulação de esgoto segue o mesmo padrão de outros tipos de construções usuais, onde é locada antes da concretagem do piso ou radier e posteriormente feita a impermeabilização de toda a região por onde a tubulação irá passar (ABCP, 2008).

**Figura 11 – Instalações hidráulicas amarradas e espaçadas dentro da fôrma**



Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (2008)

**Figura 12 – Tubulação de esgoto locada antes da concretagem do piso ou fundação**



Fonte: Equipe de obra. Acesso em < <http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/37/casas-com-paredes-de-concreto-220698-1.aspx> >

#### 4.3.4.2 Instalações elétricas

Os procedimentos para a instalação da rede elétrica são similares ao da rede hidráulica. Assim como as tubulações hidráulicas, as elétricas devem ser fixadas nos painéis das fôrmas de acordo com a posição definida em projeto, bem como as caixas de interruptores e tomadas.

Conforme consta na Associação Brasileira de Cimento Portland (2008, p. 93), “Em caixas que apresentem orifícios por onde possa entrar o concreto ou vaziar, devem ser feitos preenchimentos com papel ou pó de serra, impedindo assim que o concreto obstrua os orifícios dos dutos elétricos.”. Existem caixas de passagem de elétrica feitas exatamente para a utilização no sistema de paredes de concreto. Estas possuem tampas removíveis e reaproveitáveis que extinguem a possibilidade de entrar concreto nas caixas.

Para evitar que ocorram deslocamentos durante o lançamento do concreto nas fôrmas, os eletrodutos devem ser fixados junto às armaduras. Também deve ser feito o uso de espaçadores entre a rede de dutos e os moldes das paredes, afim de garantir o recobrimento e posicionamento das peças (ABCP, 2008).

**Figura 13 – Instalação de caixa de passagem na fôrma e espaçador plástico**



Fonte: Equipe de obra. Acesso em < <http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/37/casas-com-paredes-de-concreto-220698-1.aspx> >

**Figura 14 – Posicionamento das tomadas na fôrma**



Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (2008)

**Figura 15 – Instalações elétricas amarradas nas armaduras**



Fonte: Donin (2017)

#### **4.4 Análise estrutural e dimensionamento**

Esse capítulo tem como guia a norma ABNT NBR 16055:2012 - Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e Procedimentos, que estabelece requisitos básicos para o projeto e a execuções deste método construtivo. Também demonstra as disposições de cálculo considerando a

estrutura em paredes de concreto submetida à carga axial, com flexão ou sem, já concretadas com todos os elementos que farão parte da construção final, tais como armaduras localizadas e distribuídas, instalações prediais embutidas e detalhes de fachada.

Uma detalhada análise estrutural permite que se obtenham esforços internos, deslocamentos, tensões e deformações em um elemento ou na estrutura como um todo, permitindo que o estado-limite último e o de serviço sejam verificados corretamente (ABNT NBR 16055, 2012).

Deve estar precisamente definido o caminho percorrido pelas ações, tanto verticais como horizontais, desde o ponto de aplicação até o fim da estrutura, expondo sempre locais onde ocorrem interferências de outros subsistemas como aberturas, instalações prediais e outros.

#### **4.4.1 Premissas básicas de concepção do projeto**

A norma ABNT NBR 16055 (2012) impõe premissas básicas que devem ser atendidas para o projeto e construção das estruturas das paredes de concreto. Tais como:

- Para definir o elemento como parede de concreto, o comprimento da parede deve ser maior ou igual a dez vezes a sua espessura. Nos casos em que esta especificação não for atendida, o elemento precisa ser dimensionado como linear de pilar, pilar-parede ou viga-parede;
- Espessura da parede igual ou maior que 10 cm, excetuando-se as limitações de dimensões mínimas;
- Atender os requisitos de durabilidade e ter resistência característica à compressão do concreto menor ou igual a 40 MPa;
- Considerar para dimensionamento os esforços causados devido aos efeitos da variação volumétrica por retração e dilatação térmica;
- Quando os centros de gravidade e de torção não coincidirem no caso da utilização de modelos de barras para as paredes, analisar os esforços de torção.

#### 4.4.2 Diretrizes para durabilidade das estruturas de concreto

As exigências aplicadas para durabilidade das estruturas de concreto são as da ABNT NBR 6118 (2014), que orienta que a estrutura de concreto seja projetada e construída levando em consideração as condições ambientais previstas na época do projeto, para que quando utilizadas, conforme aconselhado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e eficiência em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

Entende-se por vida útil de projeto o período de tempo no qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem grandes intervenções, atendendo a todos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e construtor, bem como os de execuções de reparos necessários que decorrem de danos acidentais.

Alguns dos critérios a serem seguidos para a durabilidade efetiva da estrutura são (ABNT NBR 6118, 2014):

- Controle da fissuração para evitar a corrosão das armaduras sujeitas às intempéries;
- Qualidade do concreto e cobrimento adequado;
- Qualidade no detalhamento das armaduras de modo a permitir boas condições de lançamento e adensamento;
- Drenagem e impermeabilização eficientes em superfícies expostas;
- Evitar formas arquitetônicas que comprometam a vida útil da estrutura;
- Programa de inspeção e manutenção preventiva.

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014) a agressividade do meio ambiente está diretamente relacionada às ações químicas e físicas que atuam sobre as estruturas de concreto, que independem das ações mecânicas, das variações de volume de origem térmica, da retração hidráulica e de outras previstas no dimensionamento das estruturas.

A agressividade ambiental pode ser avaliada segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, e deve ser classificada de acordo com o quadro 3 apresentado abaixo. O projetista estrutural responsável pelo projeto, com o conhecimento dos dados relativos ao ambiente em que será construída a estrutura, pode considerar uma classificação mais agressiva que a estabelecida pela tabela.



**Quadro 3 – Classes de agressividade ambiental (CAA)**

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

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Também segundo a norma (ABNT NBR 6118, 2014, p. 18), “A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura”. Geralmente, são feitos ensaios comprobatórios do desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto, que estabelecem parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes ensaios e devido à existência de uma correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, requisitos mínimos recomendados pela norma são adotados (quadro 4).

**Quadro 4 – Correspondência entre CAA e qualidade do projeto**

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 5953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

O critério de aceitação para atender todos os requisitos estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014) é o cobrimento mínimo da armadura, ou seja, o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado. Para assegurar o cobrimento mínimo ( $c_{\min}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{\text{nom}}$ ), que é o cobrimento mínimo somado com a tolerância de execução ( $\Delta_c$ ). Portanto, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, apresentados no quadro 5, para  $\Delta_c = 10$  mm.

**Quadro 5 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta_c = 10$  mm**

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

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassas 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 7.4.7.5 da ABNT NBR 6118:2014, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15\text{mm}$

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

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45\text{mm}$ .

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012), para o cobrimento das armaduras das paredes de concreto aplicam-se os requisitos para pilares da ABNT NBR 6118:2014 e para os casos em que o uso de armaduras centradas tiverem cobrimentos maiores que os especificados pela mesma norma, pode-se utilizar as prescrições de uma classe de agressividade ambiental mais branda (imediatamente acima), desde que o estado-limite de abertura de fissuras em uma eventual face tracionada atenda o estabelecido pela norma.

Outro critério importante para durabilidade são os limites de fissuração e a proteção das armaduras. A norma define que a abertura máxima característica das fissuras ( $w_k$ ), não tem importância relevante na corrosão das armaduras passivas quando não exceder valores entre 0,2 mm a 0,4 mm (Quadro 6). Porém para as armaduras ativas, onde existe a possibilidade de corrosão por tensão, esses limites são mais restritos.

**Quadro 6 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental para concreto armado**

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

O controle da fissuração também pode ser feito sem a verificação da abertura das fissuras, para isto, o elemento estrutural deve ser dimensionado seguindo as restrições quanto ao diâmetro máximo ( $\varnothing_{m\acute{a}x}$ ) e ao espaçamento máximo ( $S_{m\acute{a}x}$ ) das armaduras passivas (quadro 7), tal como exigências de cobrimento e armadura mínima (ABNT NBR 6118, 2014).

**Quadro 7 – Valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência**

Tensão na barra	Valores máximos			
	Concreto sem armaduras ativas		Concreto com armaduras ativas	
$\sigma_{si}$ ou $\Delta\sigma_{pi}$ MPa	$\varnothing_{m\acute{a}x}$ mm	$S_{m\acute{a}x}$ cm	$\varnothing_{m\acute{a}x}$ mm	$S_{m\acute{a}x}$ cm
160	32	30	25	20
200	25	25	16	15
240	20	20	12,5	10
280	16	15	8	5
320	12,5	10	6	-
360	10	5	-	-
400	8	-	-	-

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)



### **4.4.3 Ações**

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012), as ações consideradas são classificadas pela ABNT NBR 6118:2014, que afirma que para correta análise estrutural deve ser ponderada a influência de todas as ações que possam gerar efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando em conta os estados-limites últimos e os de serviço. As ações a considerar, de acordo com a ABNT NBR 8681 (2003), classificam-se em permanentes, variáveis e excepcionais.

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), as ações permanentes são aquelas que ocorrem durante praticamente toda a vida da construção, com valores de variação pequena em torno de sua média. São de dois tipos distintos, diretas (como pesos próprios, peso de equipamentos fixos, empuxos de terra, etc) e as indiretas (como a protensão, recalques de apoio e retração dos materiais).

Também segundo a norma, as ações variáveis são aquelas em que seus valores apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção. São cargas variáveis as sobrecargas de utilização, os efeitos do vento, variações de temperatura, entre outros. Dependem da sua probabilidade de ocorrência para serem classificadas entre normais ou especiais. As ações variáveis normais têm probabilidade de ocorrência elevada, portanto, devem ser consideradas obrigatoriamente no projeto de determinadas estruturas. Já as ações variáveis especiais são de intensidade especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza.

As ações acidentais devem ser consideradas em projeto de determinadas estruturas. Possuem duração de baixa probabilidade de ocorrência e extremamente curta, como explosões, choques de veículos, enchentes, sismos e incêndios (ABNT NBR 8681, 2003).

#### **4.4.3.1 Esforços solicitantes**

Segundo a ABNT NBR 16055 (2012) os cálculos dos esforços solicitantes devem seguir os princípios da teoria das estruturas. A mesma norma orienta que edifícios de paredes de concreto precisam ser contraventados de modo que não ocorram grandes deslocamentos entre o topo e a base do edifício, respeitando sempre

os limites estabelecidos na ABNT NBR 6118:2014. Esta condição será atendida quando:

- A estabilidade dos componentes e do conjunto estrutural é assegurada pela locação de paredes resistentes nas duas direções. Para minimizar a esbeltez das paredes, a rigidez das ligações entre as mesmas deve ser assegurada;
- A laje funciona como diafragma rígido e transfere às paredes os esforços horizontais, por isso, é calculada como solidária com as paredes resistentes. Permite-se empregar, para o cálculo das reações das lajes, o método das charneiras plásticas, tendo o cuidado de determinar criteriosamente os esforços devidos à flexão, afim de garantir a monoliticidade do diafragma e a sua conexão com as paredes.

#### **4.4.4 Análise estrutural para cargas verticais**

Segundo Carvalho (2012) a análise nas estruturas de edifícios em paredes de concreto, são tratadas de maneira similar às estruturas de edifícios em alvenaria estrutural.

O carregamento gravitacional das paredes de concreto considera todas as cargas atuantes sobre ela. Em edificações residenciais, as cargas verticais são determinadas pela soma do peso próprio dos elementos estruturais com as ações permanentes e variáveis da estrutura. Os valores mínimos recomendados para os carregamentos dos elementos são obtidos de acordo com a ABNT NBR 6120:1980 (ABNT NBR 16055, 2012).

A ABNT NBR 16055 (2012), considera que as cargas verticais atuam paralelamente ao plano médio das paredes de concreto e que essas paredes devem ser calculadas como estruturas de casca plana, admitindo que seus esforços característicos obtidos estejam em regime elástico.

A definição de como acontecem às interações entre paredes e como as ações das lajes sobre as paredes de apoio se realizam, são fatores determinantes para se conseguir uma análise estrutural coerente das paredes (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

#### 4.4.4.1 Cargas provenientes das lajes

Conforme Corrêa e Ramalho (2003) as cargas principais que atuam nas lajes de edificações residenciais podem ser diferenciadas em dois grupos, cargas permanentes e cargas variáveis.

As cargas permanentes atuantes nas lajes são o peso próprio, contrapiso e revestimento ou piso. Para as cargas variáveis são usados valores de sobrecarga de utilização, que para edifícios residências, conforme a ABNT NBR 6120:1980, variam de 1,5 a 2,0 kN/m<sup>2</sup>.

As lajes descarregam todas as cargas sobre as paredes de concreto que lhe servem de apoio. Para calcular essas ações, destacam-se dois casos: lajes armadas em uma direção e lajes armadas em duas direções.

Segundo Braguim (2013) o cálculo para reações nas lajes, é feito utilizando o método das charneiras plásticas, que se fundamenta na posição aproximada das linhas de ruptura que determinam as áreas de influência das lajes sobre as paredes. As áreas podem ser divididas em duas situações (BRAGUIM, 2013, p. 49):

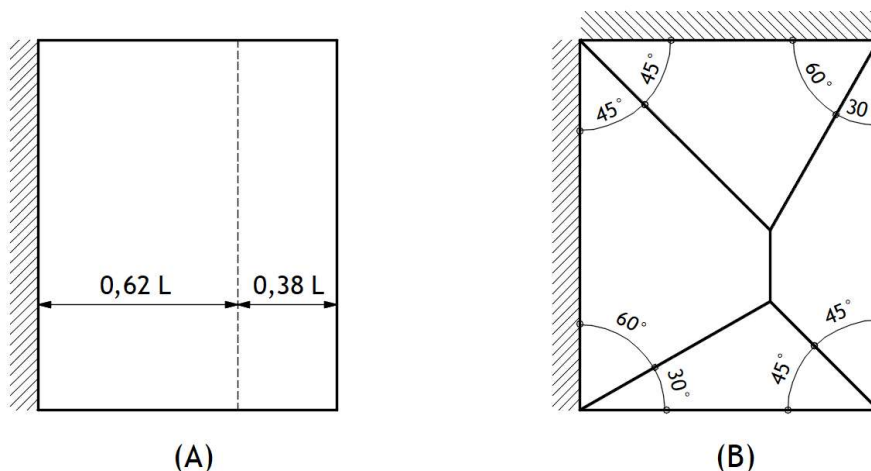
Quando a laje for armada em uma direção (Figura 16(A)):

- 0,5.L entre dois apoios do mesmo tipo;
- 0,38.L do lado apoiado e 0,62 L do lado engastado;
- 1,0.L do lado engastado, se a outra borda for livre.

Quando a laje for armada em duas direções (Figura 16(B)):

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do lado engastado se o outro for apoiado;
- 90° a partir de qualquer apoio se a borda vizinha for livre.

**Figura 16 – Esquema para cálculo das reações das lajes**



Fonte: Oliveira (2009), adaptado pela autora.

#### 4.4.4.2 Peso próprio das paredes

O peso próprio por unidade de comprimento das paredes pode ser calculado a partir da fórmula:

$$p = \gamma \cdot e \cdot h \quad (1)$$

Onde:

$\gamma$  = peso específico do concreto;

$e$  = espessura da parede;

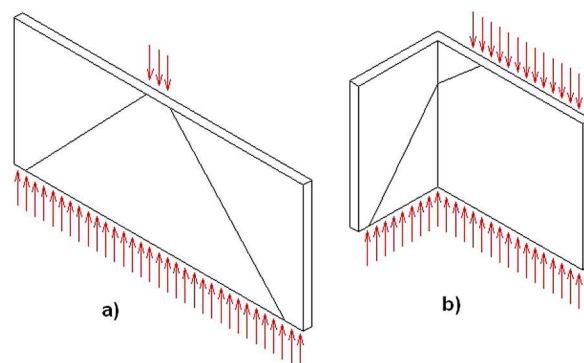
$h$  = altura da parede.

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), nas construções correntes, o peso próprio da estrutura pode ser avaliado considerando valores para massa específica de concreto simples de 2.400 kg/m<sup>3</sup> e para concreto armado 2.500 kg/m<sup>3</sup>.

#### 4.4.4.3 Interação de paredes

Segundo a ABNT NBR 16055 (2012), para cargas linearmente distribuídas e aplicadas, as paredes podem ser tratadas como elementos de chapa. Em algumas situações, as cargas assumem um andamento inclinado ao longo das paredes de concreto, seguindo um ângulo limite de 45°, e redistribuem-se entre paredes adjacentes, transferindo forças de uma para a outra na sua interface em comum (Figura 17). Essas forças são conhecidas como forças de interação e sua causa é a tendência de deslocamento relativo na interface vertical para carregamentos diferenciados. Nestes casos de paredes adjacentes as tensões de cisalhamento nas paredes e entre elas devem ser verificadas.

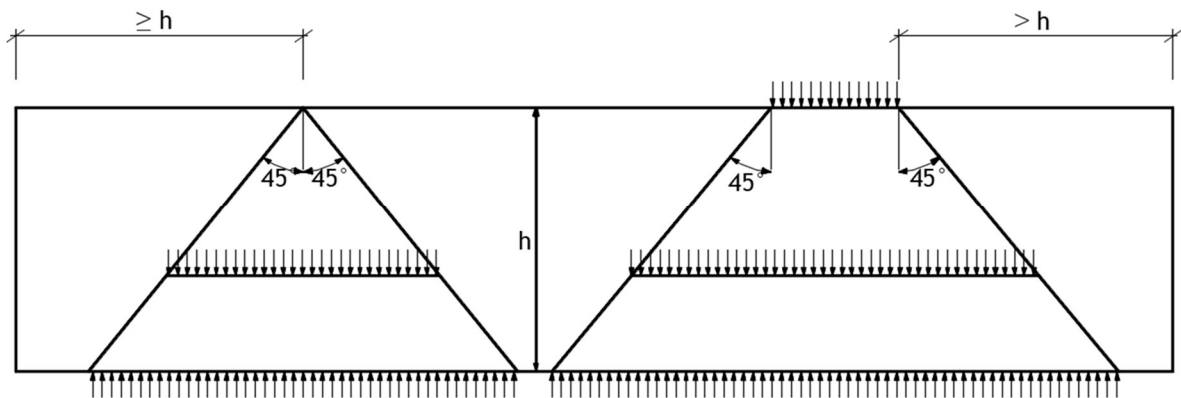
**Figura 17 – Distribuição do carregamento vertical**



Fonte: Nunes (2011).

Já as cargas concentradas ou parcialmente distribuídas podem ser repartidas uniformemente em seções horizontais, percorrendo o ponto de aplicação da carga e limitadas por um dos planos inclinados a 45°. Esse espalhamento gera uma uniformização das cargas, e por isto, verifica-se a interferência entre cargas próximas, conforme figura 18.

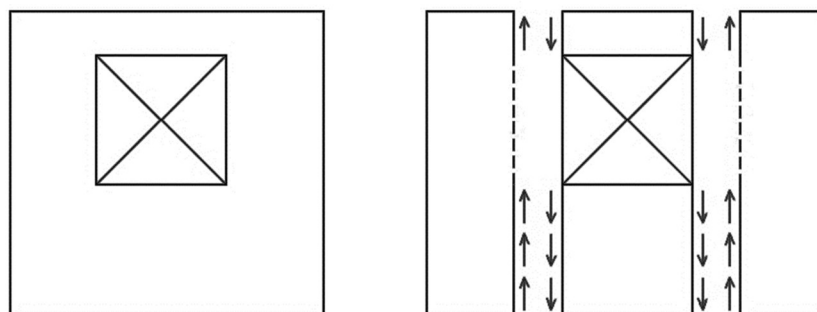
**Figura 18 – Espalhamento de cargas concentradas ou parcialmente distribuídas**



Fonte: ABNT NBR 16055 (2012).

Corrêa e Ramalho (2003) levantam a questão da existência ou não de forças de interação também nas aberturas. Segundo os autores a existência de uma abertura também representa um limite entre paredes, caracterizando a interrupção do elemento. Portanto, uma parede com aberturas é vista como uma sequência de paredes independentes e nestes casos costumam haver forças de interação entres os diferentes elementos, acarretando no espalhamento e uniformização de cargas (Figura 19), tornando importante avaliar a distribuição das cargas verticais.

**Figura 19 – Interação de paredes em regiões de aberturas**



Fonte: Nunes (2011)

#### **4.4.4.4 Procedimentos de distribuição de cargas**

O procedimento de distribuição de cargas verticais em edifícios de paredes de concreto pode ser o de paredes isoladas ou o de grupos isolados de paredes (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

##### **4.4.4.4.1 Paredes isoladas**

Este procedimento considera cada parede como elemento isolado, que não interage com os demais elementos da estrutura. É um modelo simples e rápido, e para encontrar a carga em uma parede, num determinado nível, somam-se as cargas atuantes dos pavimentos que estão acima da parede em questão.

Por não uniformizar as cargas, as resistências prescritas para os blocos serão sempre mais elevadas. No entanto isso pode causar uma estimativa incorreta das cargas atuantes nas paredes, bem como em suas regiões de apoio, como vigas baldrame e de transição (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

##### **4.4.4.4.2 Grupo isolado de paredes**

De acordo com Corrêa e Ramalho (2003, p. 32) “Um grupo é um conjunto de paredes que são supostas totalmente solidárias. Geralmente, os limites dos grupos são as aberturas, portas e janelas” (Figura 20). As cargas, neste procedimento, são uniformizadas em cada grupo de paredes estudado, trabalhando isolados dos demais grupos.

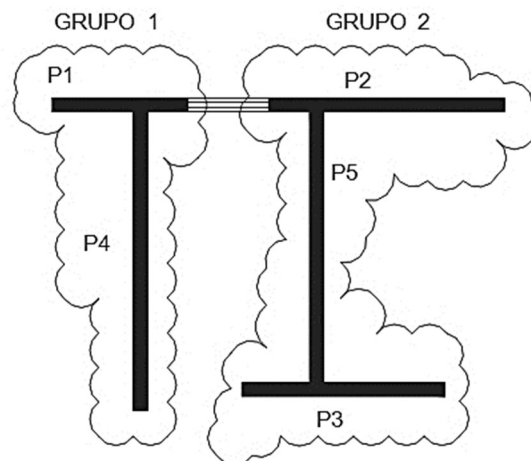
Como neste modelo as cargas são totalmente uniformizadas, em cada grupo de paredes a força que atua no grupo é o somatório das forças atuantes em cada uma das paredes que fazem parte dele. Posteriormente, este somatório de cargas é distribuído pelo comprimento total das paredes do grupo. Portanto, a carga uniformizada de cada grupo é definida pela razão entre a força atuante e o comprimento total de cada um.

O modelo é seguro e econômico quando as aberturas são usadas como limites entre grupos. Entretanto é de extrema importância que se avalie a possibilidade de ocorrer forças de interação em cantos e bordas pela verificação da tensão de

cisalhamento nas interfaces verticais do encontro de paredes. Também resulta em cargas adequadas para estruturas de apoio (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

Braguim (2013) ressalta também que em casos onde existe lintel nos vãos ou aberturas que limitam os grupos, a carga atuante nele será dividida por dois e aplicada concentrada no ponto de apoio dos dois grupos ligados ao lintel.

**Figura 20 – Grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes**



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

#### 4.4.5 Análise estrutural para cargas horizontais

Ações horizontais sobre a estrutura de um edifício podem ser ocasionadas por fenômenos naturais, como a ação do vento e de sismos ou por imperfeições geométricas, como o desaprumo da construção e os empuxos desequilibrados (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

A ABNT NBR 16055 (2012) orienta que as ações horizontais que precisam ser consideradas, obrigatoriamente, são as originadas pelo desaprumo e pelo vento, não se desprezando demais ações que, na avaliação do projetista, possam gerar esforços relevantes. Entre a ação do desaprumo e o vento, aquela que propiciar a situação mais desfavorável é a que deve ser considerada.

Além disto, os edifícios de paredes de concreto devem ser contraventados de maneira que não aconteçam grandes deslocamentos entre o topo e a base do edifício, obedecendo sempre os limites estabelecidos nas ABNT NBR 6118:2014.

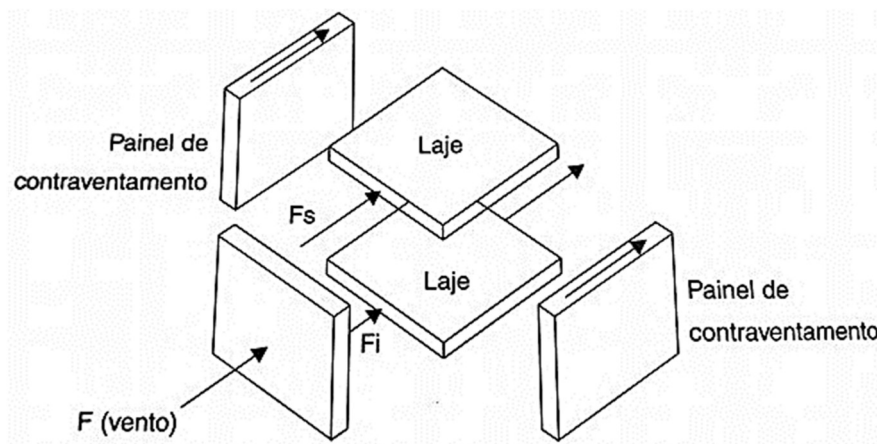
#### 4.4.5.1 Ação dos ventos

A ABNT NBR 16055 (2012) define que para as considerações das ações do vento na estrutura, devem ser seguidas as especificações da norma ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

Segundo a norma as forças ocasionadas pelo vento sobre uma edificação precisam ser calculadas isoladamente para elementos de vedação e suas fixações (vidros, esquadrias, telhas, painéis de vedação, etc.), para partes da estrutura (paredes, telhados, etc.) e para a estrutura como um total.

O vento opera sobre as paredes que são normais à sua direção e estas transmitem a ação, acarretada pelo vento, para as lajes dos pavimentos, tidos como diafragmas rígidos, que se espalham nos painéis de contraventamento, conforme a rigidez de cada um (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

**Figura 21 – Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento**



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

A norma ABNT NBR 6123 (1988), permite transformar as pressões do vento, que acometem perpendicularmente na superfície das paredes, em forças estáticas. Para tal, é necessário encontrar a velocidade característica do vento que é definida por:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2)$$

Onde:

$V_k$  = velocidade característica do vento (m/s);

$V_0$  = velocidade básica do vento (m/s);



$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = fator que considera a rugosidade do terreno e a variação da velocidade do vento com a altura e dimensões da edificação;

$S_3$  = fator estatístico.

Em função da velocidade característica do vento é determinada a pressão dinâmica do vento, conforme ABNT NBT 6123 (1988), que impõe a equação:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (3)$$

Onde:

$q$  = pressão dinâmica do vento ( $N/m^2$ );

$V_k$  = velocidade característica do vento (m/s).

Por fim, a força de arrasto, que é a componente da força global na direção do vento, é obtida pela equação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (4)$$

Onde:

$F_a$  = força de arrasto na direção do vento;

$C_a$  = coeficiente de arrasto conforme direção do vento;

$A_e$  = área frontal efetiva sobre um plano perpendicular à direção do vento.

Todos os fatores considerados para as equações anteriores são fornecidos pela norma ABNT NBR 6123:1988.

#### 4.4.5.2 Desaprumo

O desaprumo para edifícios de múltiplos andares, segundo a ABNT NBR 16055 (2012), é considerado através de um ângulo de desaprumo  $\theta$ , calculado por:

$$\theta = \frac{1}{170\sqrt{H}} \quad (5)$$

Onde:

$\theta$  = ângulo de desaprumo (rad);

$H$  = altura da edificação (m).

Corrêa e Ramalho (2003) ressaltam que é importante mencionar um aspecto prático para a consideração correta do desaprumo. Por meio do ângulo  $\theta$ , pode-se definir uma ação horizontal equivalente, aplicada no nível de cada pavimento, dada por:

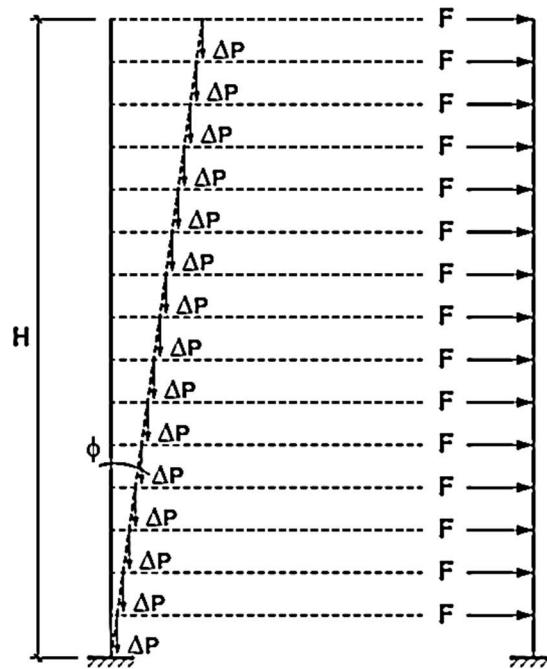
$$F_d = \Delta P \cdot \theta \quad (6)$$

Onde:

$F_d$  = força horizontal equivalente ao desaprumo;

$\Delta P$  = peso total do pavimento considerado.

**Figura 21 – Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo**



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

As ações horizontais, depois de calculadas, são transmitidas às paredes de contraventamento através das lajes, que podem funcionar como diafragmas rígidos e que atuam como ligação entre as paredes, aumentando a rigidez da edificação por fazer com que trabalhe de forma unificada. Normalmente, a moldagem “in loco” permite este efeito de diafragma rígido nas lajes, o que faz com que as forças sejam distribuídas entre as paredes de contraventamento conforme a rigidez relativa de cada painel (OLIVEIRA, 2009).

Segundo Corrêa e Ramalho (2003) outro detalhe importante para as ações horizontais é a simetria da estrutura de contraventamento. Assimetrias expressivas devem ser evitadas. Nas estruturas simétricas em relação à direção do vento analisado, como as translações ocorrem na mesma direção da estrutura, os deslocamentos serão iguais em um mesmo pavimento, facilitando a distribuição das cargas. Já em estruturas assimétricas, onde a resultante das forças horizontais não

coincide com o centro elástico do edifício, além da translação da estrutura, também ocorrerá rotações nos pavimentos, fazendo com que os deslocamentos sejam diferentes para um mesmo nível de pavimento.

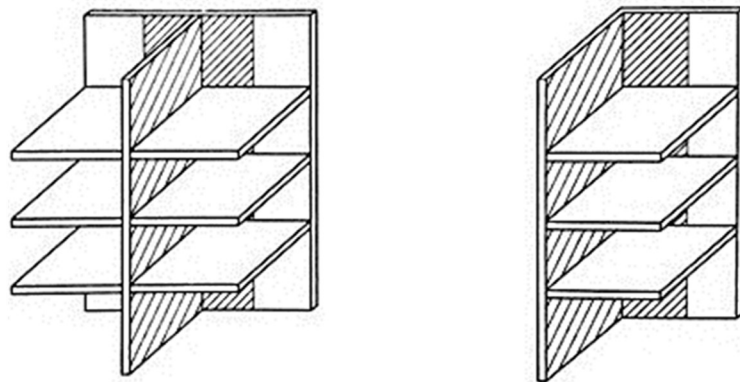
O contraventamento e os diafragmas horizontais também influenciam a estabilidade lateral pois, é preciso que as paredes absorvam as ações horizontais e as transfiram às estruturas de apoio, de modo que seus efeitos sejam pequenos na estrutura (CAMACHO, 1986).

No desempenho da estrutura sob ações horizontais usam-se diversos modelos que podem determinar as tensões nos painéis de contraventamento. Estes modelos podem ser tridimensionais ou bidimensionais, equivalentes nas direções X e Y do sistema estrutural em planta (BRISOT, 2001). A seguir serão apresentados procedimentos que normalmente são usados para a distribuição de ações horizontais.

#### 4.4.5.3 Consideração de abas em painéis de contraventamento

Para a consideração correta da rigidez dos painéis de contraventamento é preciso que se leve em consideração a colaboração das abas ou flanges da estrutura, trechos de paredes transversais que são ligadas ao painel. Esses trechos quando solidários aos painéis, alteram sua rigidez e seu momento de inércia relativo à flexão. A figura a seguir exemplifica, para duas situações, como o painel seria acrescido pela consideração das abas (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

**Figura 22 – Consideração de abas em painéis de contraventamento**



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

Os procedimentos para distribuir as ações horizontais podem ser executados com ou sem a consideração das abas. Corrêa e Ramalho (2003) destacam que esta

consideração é bastante interessante e apresenta duas vantagens que podem ser destacadas. A primeira diz respeito a determinação da rigidez de cada painel da estrutura de contraventamento, que quando feita desconsiderando a presença de abas, pode causar uma distribuição incorreta das ações, acarretando uma rigidez superestimada ou subestimada para os painéis.

A outra vantagem apresentada pelos autores é de que as abas também dobram a inércia dos painéis, o que divide pela metade as tensões a serem obtidas da análise, evitando que apareçam tensões elevadas que inviabilizem a estrutura.

#### **4.4.5.4 Distribuição de ações para contraventamento simétricos**

Como visto anteriormente, nos contraventamentos simétricos em relação à direção do vento, ocorrerá apenas translação dos pavimentos e todas as paredes do mesmo nível apresentarão deslocamentos iguais, o que facilita a distribuição das ações pelos painéis (CORRÊA E RAMALHO, 2003). Serão abordados dois procedimentos para a distribuição das ações horizontais para contraventamentos simétricos: o das paredes isoladas e a das paredes com aberturas.

##### **4.4.5.4.1 Paredes isoladas**

Quando não existem lintéis entre as aberturas, ou seu efeito de ligação é ignorado, as paredes se tornam elementos isolados, separadas pelas aberturas de portas e janelas. São consideradas então como vigas em balanço na direção vertical, engastadas na extremidade inferior e livres no topo. A exigência entre elas será apenas de que os deslocamentos horizontais sejam os mesmos em cada nível de pavimentos (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

Conforme Corrêa e Ramalho (2003), em casos de ações horizontais que atuam segundo o eixo de simetria da estrutura, para se encontrar a carga referente a cada painel, basta que seja feita a compatibilização dos deslocamentos destes. Cada painel assume uma carga proporcional à sua rigidez e uma inércia específica ( $I_n$ ). Desta forma, pode-se definir a soma de todas as inércias ( $\Sigma I$ ) como:

$$\Sigma I = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n \quad (7)$$

Com esta informação, acha-se a rigidez relativa de cada painel ( $R_i$ ), dada pela equação:

$$R_i = I_i / \Sigma I \quad (8)$$

Para obter a ação horizontal em cada painel ( $F_i$ ), basta multiplicar a ação total em um determinado pavimento ( $F_{tot}$ ), pelo valor da rigidez relativa de cada painel ( $R_i$ ), ou seja:

$$F_i = F_{tot} \times R_i \quad (9)$$

Com a parcela das ações horizontais que atuam em cada painel conhecidas, resta determinar os diagramas de esforços solicitantes, principalmente o de momento fletor. As tensões podem ser encontradas utilizando a expressão clássica da resistência dos materiais:

$$\sigma = M/W \quad (10)$$

Onde:

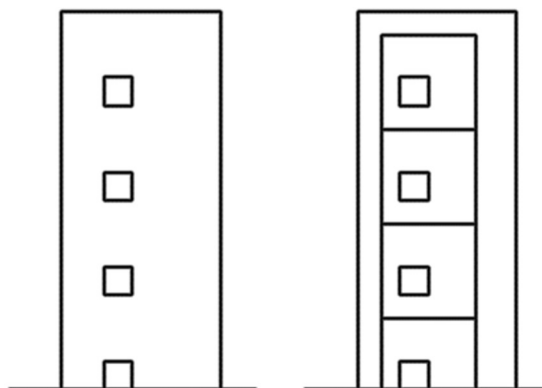
M = momento fletor atuante na parede;

W = módulo de resistência à flexão ( $W = I/y_{máx}$ ).

#### 4.4.5.4.2 Paredes com aberturas

Este procedimento considera os trechos com aberturas como pórticos, sendo as paredes modeladas como pilares e os lintéis como vigas (figura 23). Por este procedimento, os painéis também vão absorver suas rigidezes, de forma similar à que foi descrita no item 4.4.5.4.1. É importante ressaltar que algumas paredes não possuem aberturas e estas são consideradas simplesmente como paredes isoladas.

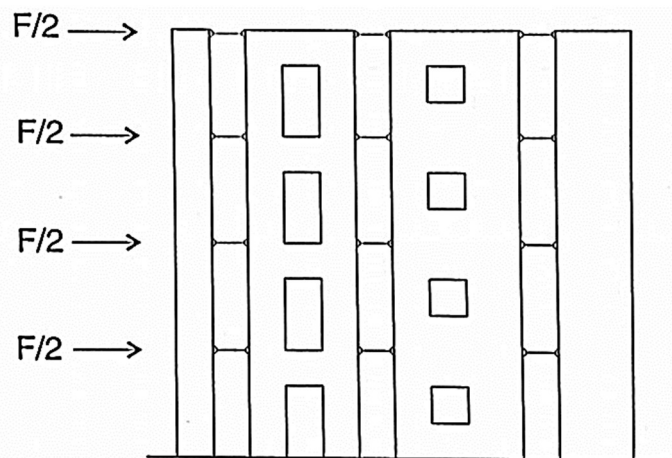
**Figura 23 – Paredes acopladas e modelo de pórtico com trecho rígido**



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

Este procedimento é utilizado com o auxílio de recursos computacionais, mesmo em estruturas de contraventamento simétrico. Para ações segundo um eixo de simetria, um programa computacional simples que contemple pórticos planos já é suficiente, só é preciso que os diversos painéis da estrutura, pórticos e paredes isoladas, sejam modelados por associação plana de painéis, como exemplificado na figura abaixo.

**Figura 24 – Associação plana de paredes acopladas**



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

Segundo Corrêa e Ramalho (2003) a escolha da área da seção transversal e comprimento da barra que realiza a ligação entre os painéis em cada pavimento é de extrema importância para o caso de associação plana de painéis, pois a barra deve ter rigidez suficiente para assegurar que os nós de um mesmo pavimento tenham deslocamentos iguais, porém, não pode influenciar de forma equivocada a matriz de rigidez global, inviabilizando assim a obtenção de resultados coerentes.

Os autores recomendam que os comprimentos dessa barra estejam entre 0,5 e 1 metro, e que possua seção transversal de 2 a 3 metros em relação a espessura da laje de concreto da estrutura. Deste modo, o momento de inércia não influencia nos resultados obtidos. Porém, se o programa computacional utilizado não possuir recursos de articulação em extremidade de barra, o valor da inércia deve ser reduzido para que sua rigidez à flexão se torne desprezível.

O carregamento pode ser aplicado nos nós de apenas um painel e normalmente é a metade da ação total do pavimento. A compatibilidade de

deslocamentos garantirá a distribuição das ações pelo resto dos elementos da estrutura.

Em comparação ao modelo de paredes isoladas, o método das paredes com aberturas obtém valores menores de tensões nas paredes, pois a inclusão dos lintéis é favorável na absorção das ações horizontais. Porém, deve-se verificar sempre o cisalhamento e a flexão dos lintéis, pois dependendo de suas magnitudes, pode ser necessário reforçar esses elementos (NASCIMENTO NETO, 1999).

#### **4.4.5.5 Distribuição de ações para contraventamento assimétricos**

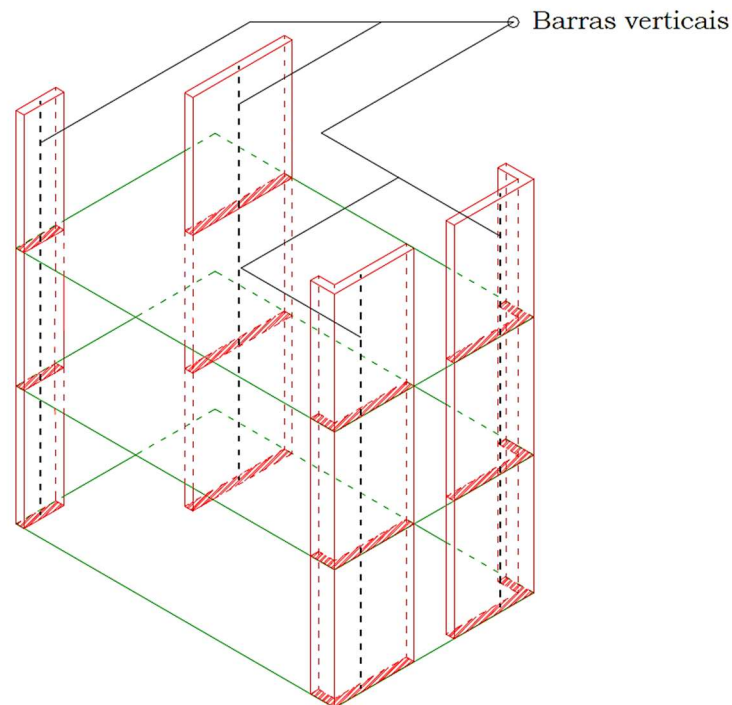
Neste caso ao se aplicar a ação horizontal na estrutura, o pavimento apresenta translação e rotação. Segundo Blessmann (1989) *apud* Nascimento Neto (1999), existem inúmeros fatores que podem estar associados à torção nas edificações, alguns deles são: distribuição desproporcional das pressões do vento e turbulência do vento ou incidência oblíqua, que causa uma distribuição assimétrica das pressões mesmo quando o vento incide perpendicularmente, provocando torção.

Devido à rotação do pavimento os deslocamentos dos painéis não serão os mesmos, acarretando esforços adicionais de torção que deverão ser considerados. Esta torção faz com que exista a necessidade de recursos computacionais maiores para o dimensionamento adequado da estrutura, para tanto, os procedimentos continuam basicamente os mesmos e serão tratados a seguir.

##### **4.4.5.5.1 Paredes isoladas**

Corrêa e Ramalho (2003) sugerem a utilização, para este tipo de modelagem, de um programa computacional com recursos para modelagem de cada parede como barra tridimensional, na qual o eixo principal coincida com o eixo que passe pelo centro de gravidade da parede (Figura 25) e que viabilize a utilização de um nó mestre.

**Figura 25 – Modelagem com elementos de barra tridimensional**



Fonte: Nascimento Neto (1999)

Para consideração de nó mestre, Corrêa e Ramalho (2003, p. 53) especificam que “O nó mestre é um recurso computacional através do qual as translações no plano do pavimento dos nós a ele ligados são transferidas em conjunto com rotação normal a esse plano, como se existisse um segmento totalmente rígido”.

O nó mestre garante assim, o comportamento de diafragma rígido das lajes. Os nós do pavimento perdem seus graus de liberdade de translação, juntamente com a rotação em torno do eixo normal ao plano, deixando todas as rigidezes aplicadas no ponto do nó mestre do pavimento.

#### **4.4.5.5.2 Paredes com aberturas**

Este procedimento funciona de modo semelhante ao anterior (4.4.5.5.1) e necessita dos mesmos recursos computacionais. A diferença deste procedimento é que além das barras verticais na estrutura, existirão barras horizontais para a simulação dos lintéis.

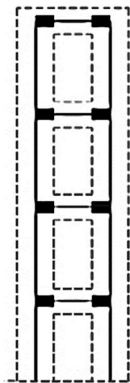


A ação total do pavimento também estará aplicada no nó mestre e todos os nós de um pavimento devem estar ligados a ele, para que o pavimento execute movimentos de corpo rígido. É de extrema importância a verificação do esforço cortante e momento fletor nos lintéis (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

#### 4.4.5.6 Consideração de trechos rígidos para os lintéis

Na modelagem de pórticos pode-se incorporar ligações infinitamente rígidas e resistentes, chamados trechos rígidos, entre os elementos (Figura 26). A implantação de barras nos eixos dos elementos faz com que o comprimento flexível das barras sejam maiores que seu comprimento real, resultando em painéis mais flexíveis (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

**Figura 26 – Nós de dimensões finitas ou trechos rígidos de barras**



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003)

A consideração dos trechos rígidos, para os elementos que representam os lintéis, em alguns casos altera significativamente a rigidez do painel e em outros não traz mudanças expressivas. Da mesma forma as cargas também são bastante modificadas.

Para a correção destas distorções, considerando os trechos rígidos, podem ser utilizados dois procedimentos. O primeiro mostra-se o mais eficiente e depende de que o programa computacional a ser utilizado, incorpore trechos rígidos como recursos de modelagem, ou seja, quando se definir uma barra o programa deve permitir que se indique, junto às duas extremidades, o comprimento dos trechos sem deformação. Então, ao gerar a matriz de rigidez do elemento calculado, o programa

considera somente o trecho efetivamente flexível, transmitindo as rigidezes através de um procedimento padrão de translação de graus de liberdade.

O segundo procedimento é utilizado somente quando o programa computacional não tiver o recurso citado anteriormente, por trazer dificuldades acerca das características geométricas adotadas, que não devem apresentar deformações. Neste procedimento são colocados nós adicionais na estrutura e onde há ocorrência de trechos rígidos, ocorre a divisão do elemento em dois ou três trechos. Se a resultante dos valores for muito elevada, a matriz global da estrutura será mal condicionada, obtendo valores finais incoerentes. No entanto, se os valores forem relativamente baixos, o trecho apresentará deformações significativas, não sendo considerado como uma modelagem representativa (CORRÊA E RAMALHO, 2003).

#### **4.4.6 Modelos tridimensionais**

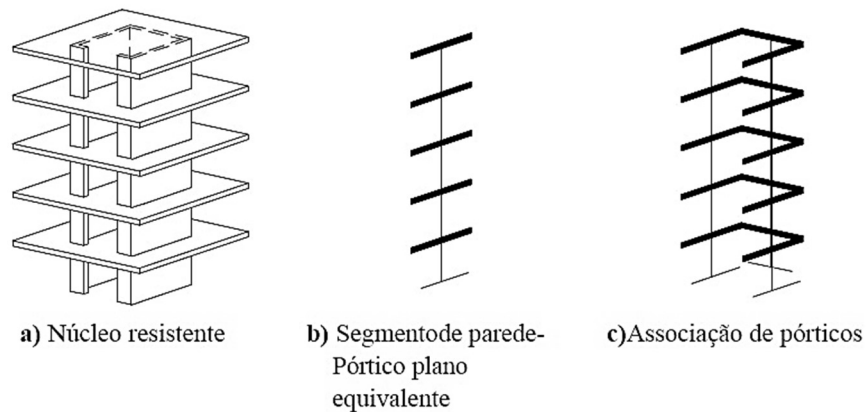
Para a análise do comportamento do sistema de contraventamento da estrutura serão usados dois modelos tridimensionais distintos para a modelagem. O primeiro, conhecido como Modelo Pórtico Tridimensional (MPT), particiona as paredes em elementos de barra. O segundo modelo particiona as paredes em elementos de casca, chamado de Modelo em Elementos Finitos (MEF). A descrição detalhada dos dois modelos é apresentada nos itens 4.4.6.1 e 4.4.6.2.

##### **4.4.6.1 Modelo Pórtico Tridimensional (MPT)**

Denominado por Nascimento Neto (1999) como Modelo Pórtico Tridimensional, este modelo é uma adaptação do que foi proposto por Yagui (1971), o qual discretiza os núcleos rígidos em elementos de barra, travados na horizontal pelas lajes que atuam como diafragma rígido. Tanto o modelo de Nascimento Neto (1999), quanto o modelo de Yagui (1971), possibilitam a distribuição de cargas verticais e horizontais.

O modelo proposto por Yagui consiste na substituição de paredes planas de núcleo rígido, que concedem grande rigidez à estrutura global, por conjuntos de vigas horizontais, engastadas em pilares verticais e com suas extremidades em balanço. Em resumo, o que ocorre é a alteração das paredes dos núcleos por pórticos equivalentes (Figura 27).

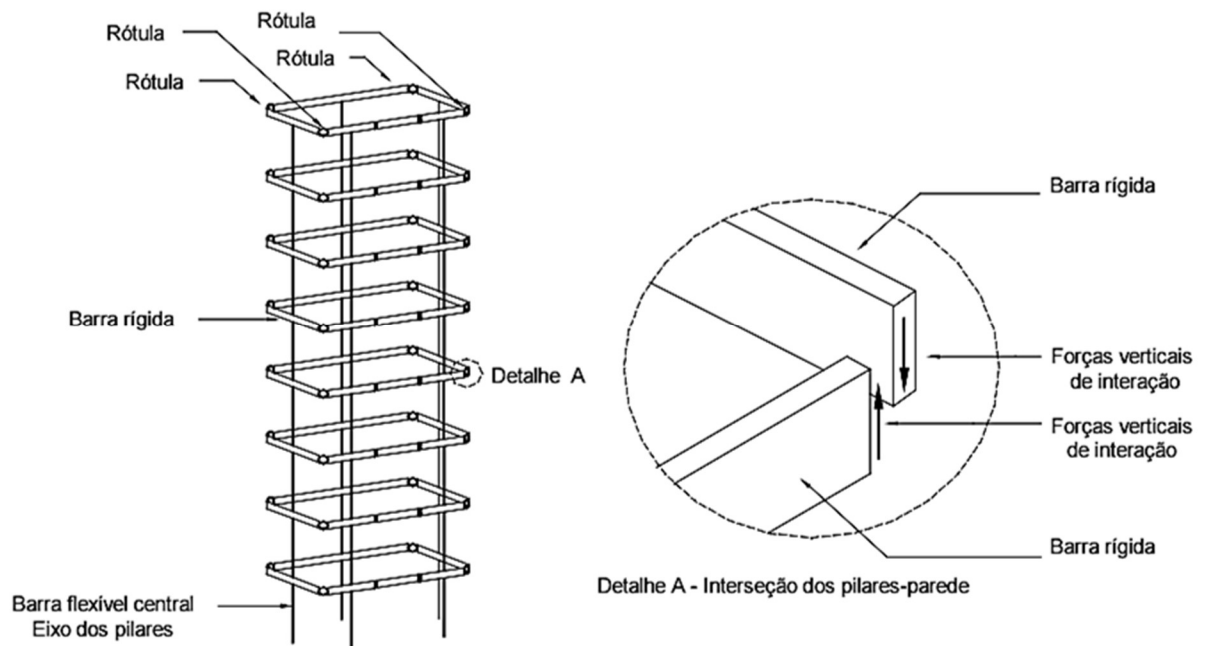
**Figura 27 – Modelagem estrutural do núcleo pelo modelo de Yagui (1971)**



Fonte: Pereira (2000)

Como citado anteriormente, esta estrutura equivalente é bloqueada horizontalmente pelas lajes que funcionam como diafragmas rígidos, não deixando ocorrer distorções angulares entre as paredes que a compõem, e verticalmente pelos vínculos das vigas existentes, fazendo com que ocorra apenas uma força de cisalhamento vertical nos pontos de interseção das paredes, como mostrado na figura 28 (PEREIRA, 1997).

**Figura 28 – Esquema tridimensional de um núcleo estrutural**



Fonte: Pereira (2000)

O modelo adaptado de Nascimento Neto (1999) possui pequenas alterações para formulação do elemento, em comparação com o método de Yagui (1971), tornando-o mais abrangente. Além do mais, o método foi aplicado em sistemas estruturais compostos por paredes, Nunes (2011) o utilizou para análise dos esforços de um edifício em paredes de concreto e Nascimento Neto (1999) para um caso de edifício de alvenaria estrutural.

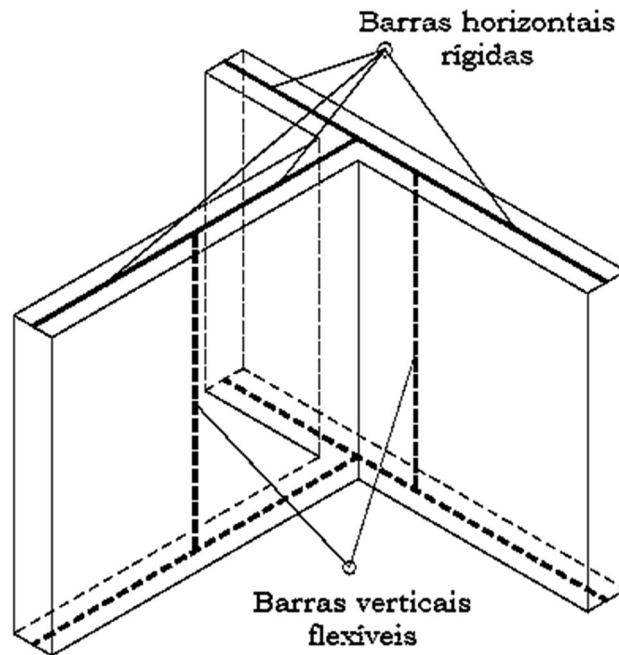
O Modelo Pórtico Tridimensional usa a rigidez à flexão na direção de inércia menor da parede, pois suas barras tridimensionais possuem seis graus de liberdade em cada extremidade (NASCIMENTO NETO, 1999).

Braguim (2013) destaca algumas características semelhantes entre os métodos de Yagui (1971) e Nascimento Neto (1999), tais como:

- a barra flexível vertical é colocada no eixo vertical da parede, contendo as características geométricas e elásticas do trecho de parede que substitui;
- a deformação por flexão e por cisalhamento são consideradas nas barras flexíveis verticais;
- as barras rígidas horizontais são distribuídas ao nível do pavimento e servem de ligação para as extremidades das paredes à barra flexível vertical;
- a espessura e a altura da seção transversal deve ser idêntica à da parede que representa;
- o nó que é comum à barra flexível vertical é contínuo e os nós localizados na extremidade das barras rígidas horizontais são articulados;
- as barras rígidas horizontais possuem rigidez infinita à flexão no plano e reproduzem o comprimento das paredes e a interação entre elas.

Segundo Nascimento Neto (1999), um trecho de parede sem abertura, localizado entre pavimentos consecutivos, é discretizado na vertical por elementos de barra tridimensionais flexíveis e na horizontal por elementos de barras rígidas (Figura 29).

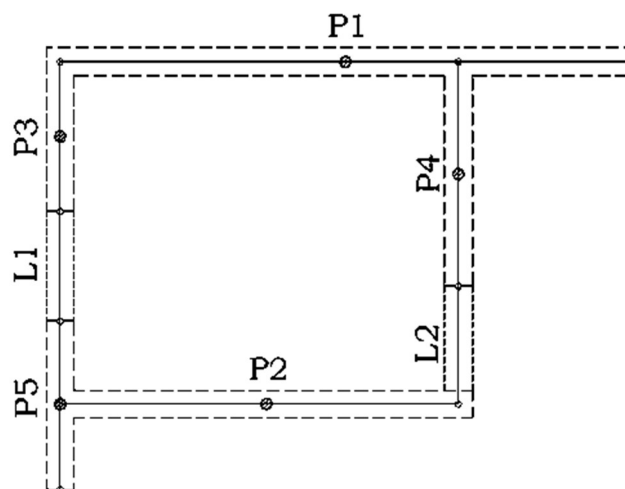
**Figura 29 – Modelagem das paredes de contraventamento**



Fonte: Pereira (2000)

Em paredes onde ocorrem intercepções, recomenda-se que as mesmas sejam interligadas e conectadas por barras horizontais rígidas. As extremidades comuns a estas paredes são consideradas como articuladas.

**Figura 30 – Planta baixa da modelagem tridimensional dos painéis de contraventamento com elementos de barra**



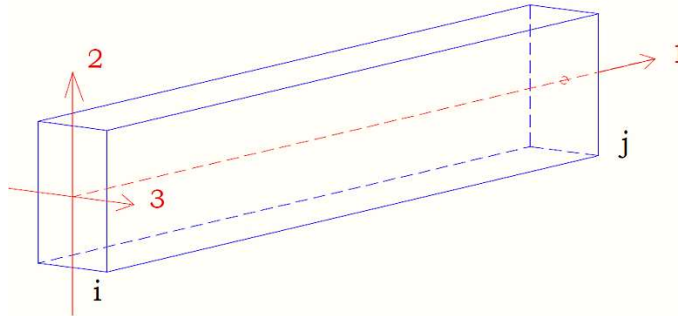
Fonte: Nascimento Neto (1999)

Também é possível incluir lintéis nos trechos de parede localizados entre as aberturas de janelas e portas (Figura 30), aumentando conseqüentemente a rigidez

do edifício. Quando utilizados estes lintéis, é recomendado que a ligação entre os lintéis e as barras horizontais rígidas seja contínua.

Os eixos de referência para os graus de liberdade estão apresentados na figura abaixo.

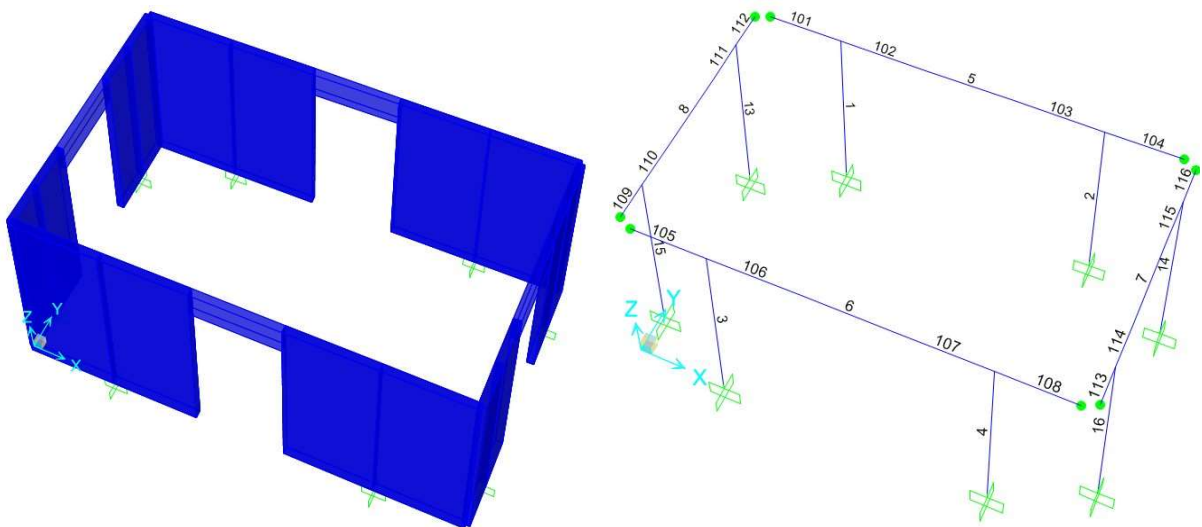
**Figura 31 – Eixos de referência para graus de liberdade**



Fonte: Nascimento Neto (1999)

A figura 32 ilustra uma aplicação do Modelo Pórtico Tridimensional feita por Braguim (2013) com o intuito de evidenciar algumas características do modelo. Na primeira figura, as paredes e lintéis são apresentadas com seções transversais "cheias". Já na segunda figura, apresentam-se as barras tridimensionais verticais e horizontais e suas nomenclaturas.

**Figura 32 – Aplicação do Modelo Pórtico Tridimensional**

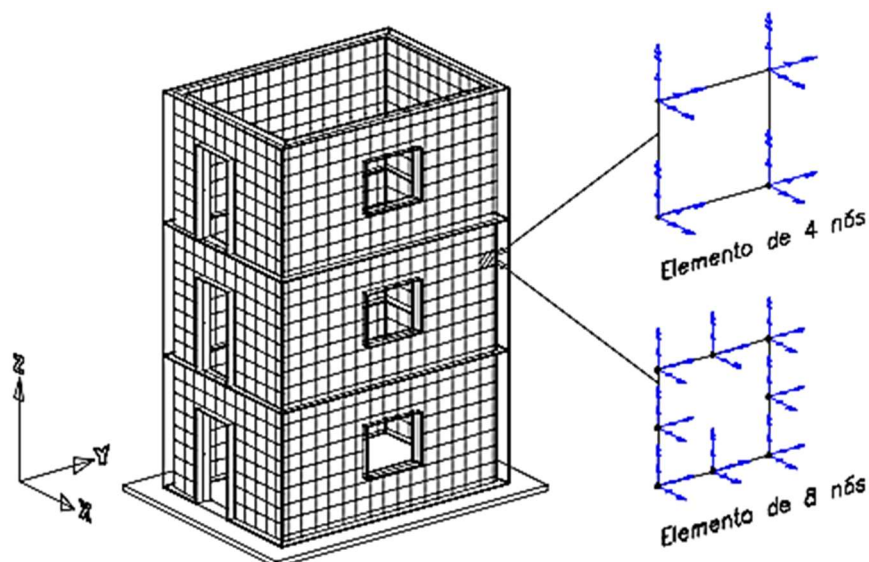


Fonte: Braguim (2013)

#### 4.4.6.2 Modelo em Elementos Finitos (MEF)

No Modelo em Elementos Finitos a estrutura é discretizada, usualmente, com elementos planos de membrana ou de chapa, quadrangulares (Figura 33), com elementos interconectados por nós, onde uma solução aproximada pode ser adotada obtendo-se as equações de equilíbrio da estrutura. Pelo método podem ser encontrados resultados como: deformações e tensões nos elementos, deslocamentos e esforços nodais, permitindo uma análise mais completa do modelo.

**Figura 33 – Exemplo de modelagem em elementos finitos com elementos quadrangulares de 4 à 8 nós**



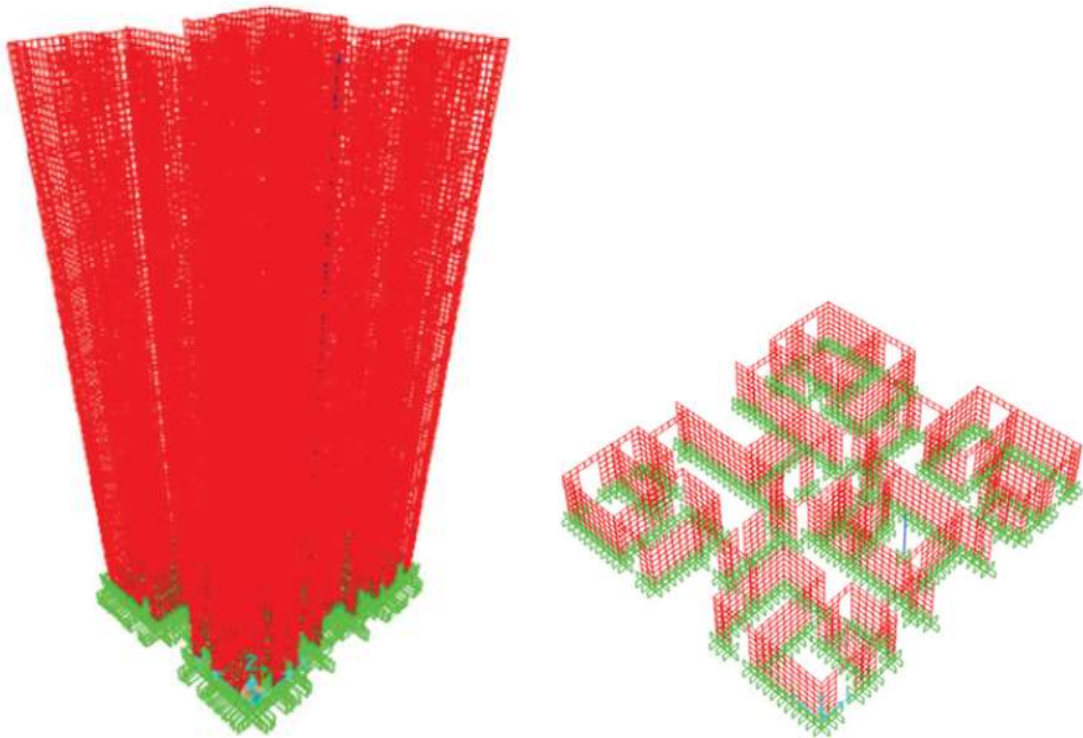
Fonte: Palácio (2001)

Souza (2004) ressalta que a dimensão dos elementos deve ser escolhida com bastante atenção e cuidado, pois tem influência direta na convergência da solução. Na modelação do elemento estrutural, quanto menor o elemento finito, mais específica será a solução, porém, a matriz de rigidez da estrutura será mais elevada, aumentando também o esforço computacional.

As disseminações de cargas verticais e ações horizontais acontecem de forma espontânea pelo fluxo de tensões e pela compatibilidade de deslocamentos nodais.

Este modelo é bem mais completo, porém precisa de uma apurada definição dos elementos finitos e da malha formadas por eles, para se alcançar bons resultados. Apresenta como desvantagem a complexidade na entrada de dados e na posterior análise de resultados.

**Figura 34 – Exemplo de edificação pelo Modelo em Elementos Finitos**



Fonte: Braguim (2014)

#### **4.4.7 Juntas de trabalho**

A fissuração das paredes de concreto pode surgir por diversas razões. Geralmente ocorre devido a variações de retração, temperatura, variação da altura ou espessura da parede e variação brusca de carregamento.

Para prevenir o surgimento de fissuras, deve ser estudada a necessidade da colocação de juntas verticais e horizontais na estrutura, conforme a ABNT NBR 16055 (2012).

##### **4.4.7.1 Juntas de controle vertical**

Segundo a ABNT NBR 16055 (2012), as juntas de controle verticais devem ser dispostas para paredes de concreto contidas em um único plano e para quando houver uma avaliação imprecisa das condições específicas da parede.

O espaçamento máximo das juntas deve ser definido através de dados de ensaios específicos, na falta destes, recomenda-se adotar o distanciamento máximo



entre juntas, de 6 metros para paredes externas e 8 metros para paredes internas. As juntas podem ser passantes ou não passantes, serradas ou pré-formadas.

#### **4.4.7.2 Juntas de controle horizontal**

De acordo com a ABNT NBR 16055 (2012, p. 10) “Em face da dilatação da última laje, deve ser prevista uma junta de controle imediatamente sob esta laje”. A junta citada segue os mesmos procedimentos que para juntas de controle verticais.

#### **4.4.7.3 Juntas de dilatação**

Quando a deformação por efeito da variação da temperatura for capaz de comprometer a totalidade do conjunto, aconselha-se o uso de juntas de dilatação a cada 25 m da estrutura em planta (limite que pode ser alterado se feita uma avaliação mais apurada dos efeitos da variação de temperatura e de retração do concreto sobre a estrutura) e nos locais onde ocorram variações bruscas de esforços verticais ou de geometria (ABNT NBR 16055, 2012).

#### **4.4.8 Resistências**

As estruturas de paredes de concreto podem apresentar rigidez elevada, além de retrações, o que torna o comportamento desse material em algo frágil. Por causa dessa propriedade, deve-se limitar a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) à 40MPa, conforme a norma ABNT NBR 16055:2012.

#### **4.4.9 Dimensionamento**

Para o dimensionamento dos edifícios de concreto moldados in loco, seguem-se as especificações da norma para este sistema construtivo, a ABNT NBR 16055:2012.

As paredes devem ser construídas como um conjunto monolítico e devem ter armaduras de ligação entre seus elementos, sempre atentando-se para as armaduras mínimas, como ligações parede × parede, parede × laje, parede × fundação e em

todas suas bordas. Os elementos pré-moldados (lajes, escadas e outros) precisam ser consolidados com a parede e não podem adentrar sua seção, com o objetivo de preservar o efeito de diafragma rígido e assegurar a continuidade das paredes (ABNT NBR 16055, 2012).

As extremidades das paredes devem ter travamento mínimo de três vezes a sua espessura. Nos locais onde o comprimento da parede entre os travamentos extrapolar duas vezes a sua altura geométrica, também existe a necessidade de travamento. As paredes nas quais não for possível executar o travamento devem ser parcialmente calculadas como pilares ou pilar-parede, conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Deve ser analisada também como viga-parede, a região não apoiada das paredes que não estão continuamente apoiadas em outro elemento, como paredes inferiores ou fundação contínua. Para calcular as lajes da edificação, devem-se seguir as exigências da ABNT NBR 6118:2014.

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012), é proibida a abertura de paredes ou sua remoção sem consulta preliminar ao projetista. Esta observação deve estar nos documentos do projeto, pois como são as paredes de concreto que suportam a carga da estrutura, sua retirada pode comprometer a estabilidade estrutural do sistema.

#### **4.4.9.1 Dimensões mínimas**

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012), para paredes de até 3 metros a espessura mínima da mesma deve ser de 10 cm. Já em paredes com alturas maiores que 3 metros, a espessura mínima deve ser igual à  $l_e/30$ , com  $l_e$  definido de acordo com as premissas básicas de dimensionamento. Em edifícios de até dois pavimentos, é permitido espessura de 8 cm para as paredes internas.

Os demais limites para a situação de serviço, com exceção de ensaios específicos, devem seguir as exigências da ABNT NBR 6118:2014.

#### **4.4.9.2 Premissas básicas de dimensionamento**

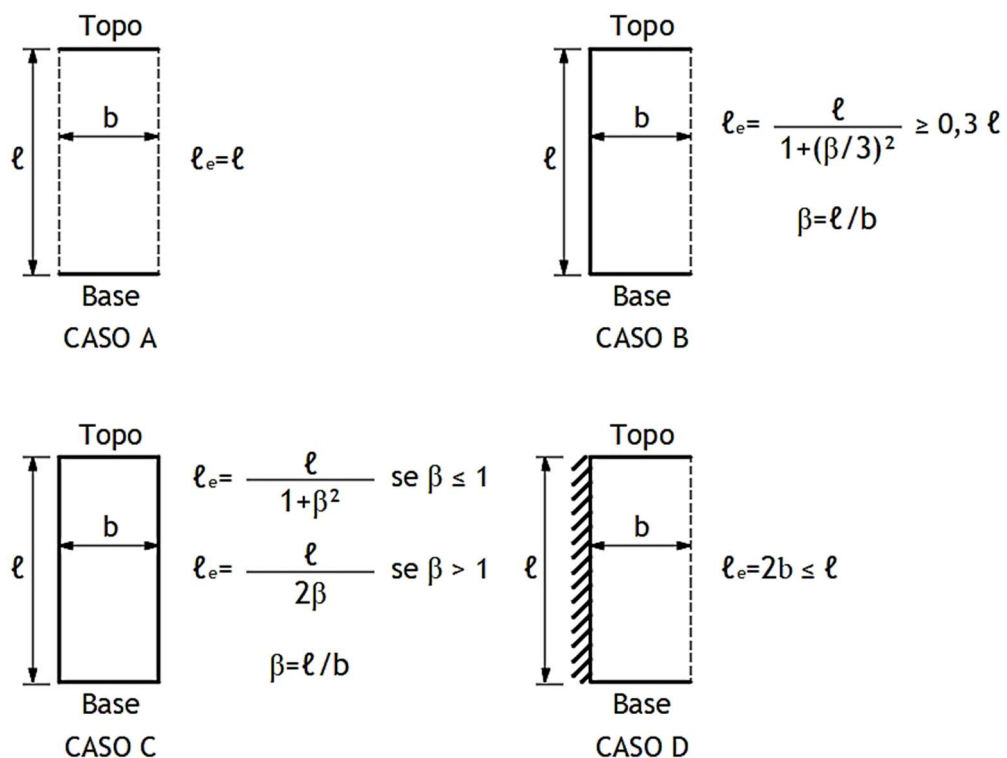
Nos trechos de paredes em que seu comprimento é menor que dez vezes sua espessura, estas devem ser dimensionados como pilar ou pilar-parede.

Todas as paredes devem ser dimensionadas à flexo-compressão para os esforços atuantes, adotando como mínimo o maior valor entre as seguintes excentricidades (ABNT NBR 16055:2012, p. 13):

- (a) excentricidade mínima de  $(1,5 + 0,03 t)$  cm, onde  $t$  é a espessura da parede;
- (b) excentricidade decorrente da pressão lateral do vento nas paredes externas;

O comprimento equivalente da parede ( $l_e$ ) é definido a partir da análise das condições de contorno da parede, levando em consideração inclusive, a possibilidade da parede ser contínua lateralmente com outras paredes. É obtido de acordo com a figura a seguir.

**Figura 35 – Comprimento equivalente  $l_e$**



Fonte: ABNT NBR 16055 (2012) adaptado pela autora

Quando houver uso de tela dupla, considera-se somente a colaboração da armadura tracionada para dimensionamento.

No uso de armaduras duplas (telas em ambas as faces), para  $t < 15$  cm a armadura vertical considerada deve ser a de apenas uma das faces, representando

assim, 50% do total da seção. Já para  $t \geq 15$  cm, utiliza-se 67%, pois para essa espessura de parede a eficiência das armaduras é maior (ABNT NBR 16055, 2012).

#### **4.4.9.3 Armadura mínima**

Com relação a armadura mínima a ser utilizada, a ABNT NBR 16055 (2012) prescreve recomendações sobre seção de aço, espaçamento entre barras e quantidade de telas soldadas, apresentadas nos itens a seguir.

##### **4.4.9.3.1 Seção de aço**

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012), para as armaduras verticais de aço CA-60, a seção mínima de aço deve corresponder a 0,09% da seção de concreto e para edificações de até dois pavimentos a armadura mínima equivale a 66% deste valor.

A norma também especifica que para as armaduras horizontais, a seção mínima de aço deve corresponder a 0,15% da seção de concreto. Quando houver paredes externas de até 6 metros de comprimento horizontal entre juntas de controle ou paredes internas com qualquer comprimento, o uso da armadura mínima equivale a 60% destes valores. Já para edificações de até dois pavimentos admite-se o uso equivalente a 40% destes valores. A armadura de emenda das paredes deve ser de no mínimo 3 vezes a espessura da mesma ou a sobreposição de duas malhas.

Para os casos de utilização de armaduras duplas, ou seja, armaduras em ambas as faces, para  $t < 15$  cm, a armadura mínima vertical deve ser empregada a cada uma das faces. Para  $t \geq 15$  cm permite-se o uso de 0,67 desta armadura em cada face, devido às espessuras das paredes proporcionarem maior eficiência das armaduras. Nas as armaduras horizontais a armadura total mínima permanece a mesma (ABNT NBR 1605, 2012).

##### **4.4.9.3.2 Espaçamento entre barras**

Entre as barras das armaduras horizontais e verticais e o espaçamento máximo não pode ultrapassar o valor de 30 cm ou mais do que duas vezes a espessura da parede (ABNT NBR 1605, 2012).

#### **4.4.9.3.3 Quantidade de tela soldada**

Normalmente as paredes de concreto possuem apenas uma tela soldada, disposta longitudinalmente e próxima ao centro geométrico da seção horizontal da parede. A ABNT NBR 16055 (2012) cita dois casos onde a tela soldada deve ser especificada para as duas faces da parede, quando a espessura da parede for superior a 15 cm e em paredes que estão sujeitas a choques de veículos ou que engastem marquises e terraços em balanço.

#### **4.4.9.4 Reforços horizontais**

A ABNT NBR 16055 (2012) especifica que quando as paredes tiverem a borda superior livre, é necessário o uso de uma armadura horizontal com valor de no mínimo  $0,5 \text{ cm}^2$ , em toda a sua extensão, disposta na região da seção transversal junto à borda livre, a uma distância máxima de duas vezes a espessura da parede.

Quando as aberturas tiverem uma dimensão horizontal igual ou maior que 40 cm, a norma recomenda que sejam reforçadas com armaduras horizontais, tanto na face superior quanto na face inferior da abertura. O valor da seção desta armadura deve ser dimensionado pelo modelo elástico ou biela-tirante, com valor mínimo de  $0,5 \text{ cm}^2$  em cada face. Já o seu comprimento deve ultrapassar a face lateral da abertura em no mínimo o comprimento de ancoragem da barra, acrescido de  $\frac{1}{4}$  do vão horizontal da abertura.

#### **4.4.9.5 Resistência-limite sob solicitação normal**

A resistência aos esforços solicitantes de uma parede de concreto tem que ser maior que os próprios esforços solicitantes, ou seja, a resistência deve ser maior ou igual às solicitações. Os cálculos necessários, prescritos pelas ABNT NBR 16055 (2012) estão dispostos nos itens a seguir.

#### 4.4.9.5.1 Resistência de cálculo sob normal de compressão

Para a pressão máxima de vento de 1 kN/m<sup>2</sup>, a resistência de cálculo é obtida conforme a equação a seguir:

$$n_{d,resist} = \frac{(0,85f_{cd} + \rho \times f_{scd})t}{k_1[1 + 3k_2(2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85 f_{cd} + \rho \times f_{scd})t}{1,643} \leq 0,4 \cdot f_{cd} \times A_c \quad (11)$$

Onde:

$n_{d,resist}$  = normal resistente de cálculo, por unidade de comprimento, admitida no plano médio da parede;

$f_{cd}$  = valor de cálculo da resistência do concreto,  $f_{cd} = f_{ck}/1,4$ ;

$\rho$  = taxa geométrica da armadura vertical da parede, não maior que 1%;

$t$  = espessura da parede;

$A_c$  = área da seção transversal de concreto da parede;

$f_{scd} = E_s \cdot 0,002/\gamma_s$  e considerando a compatibilização da deformação no aço com a do concreto adjacente;

$\gamma_s$  = coeficiente de ponderação da resistência do aço;

$\gamma_c$  = coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

Sendo  $\gamma_c$  obtido pela equação:

$$\gamma_c = 1,4 \times 1,2 = 1,68 \quad (12)$$

$k_1$  e  $k_2$  são coeficientes que dependem do índice de esbeltez da parede ( $\lambda$ ), calculado considerando a parede de concreto como um pilar. E com isso tem-se:

Para:  $35 \leq \lambda \leq 86 \Rightarrow k_1 = \lambda/35, k_2 = 0$

Para:  $86 < \lambda \leq 120 \Rightarrow k_1 = \lambda/35, k_2 = (\lambda - 86)/35$

$$\lambda = \frac{H}{l_e} \times \frac{\sqrt{12}}{t}$$

Verificações adicionais das paredes de periferia submetidas à flexão serão feitas para pressões de vento que ultrapassem o valor de 1 KN/m<sup>2</sup>. Para efeito de cálculo consideram-se as paredes do último pavimento como engastadas na parte inferior e apoiadas na laje de cobertura na parte superior. Já nos demais pavimentos as paredes devem ser calculadas como bi-engastadas (ABNT NBR 16055, 2012).

#### 4.4.9.5.2 Verificação à compressão

Segundo a ABNT NBR 16055 (2012, p. 15) “O dimensionamento é atendido se os esforços solicitantes por metro linear obtidos pelo modelo de cálculo forem menores que a normal resistente de cálculo em cada um de seus trechos.”.

Admitindo que todos os casos e combinações de carregamento estão contemplados, para cada trecho de parede e para cada caso ou combinação, admite-se que a segurança ao estado limite último foi atendida para as solicitações normais quando a condição a seguir for obedecida:

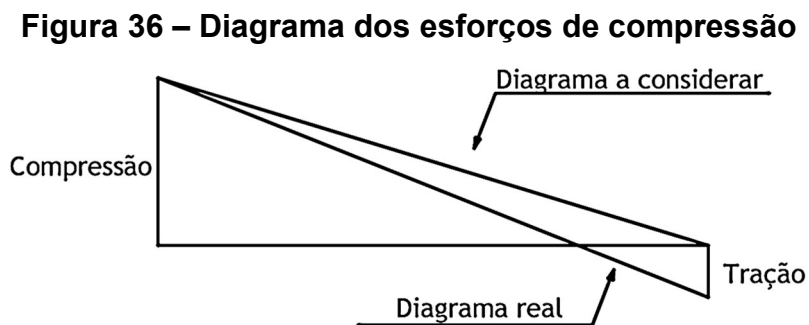
$$n_{d,resist} \geq (3 \times n_{d,max} + n_{d,min})/4 \quad (13)$$

Onde:

$n_{d,max}$  = maior valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado no trecho escolhido;

$n_{d,min}$  = menor valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado, no trecho escolhido.

Os valores de  $n_{d,max}$  e  $n_{d,min}$  correspondem aos esforços das seções dos extremos do trecho considerado, mantendo os sinais destes valores constantes ao longo do trecho (conforme Figura 36). Para o caso de tração,  $n_{d,min}$  é igual a zero.



Fonte: ABNT NBR 16055 (2012)

#### 4.4.9.6 Dimensionamento ao cisalhamento

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012, p. 16) “O esforço solicitante total horizontal em uma direção é distribuído por todas as almas das paredes resistentes na mesma direção”. Obtêm-se o esforço solicitante através da consideração de todos os casos de carregamento e combinações necessárias para efeito deste cálculo.

#### 4.4.9.6.1 Verificação da resistência

Segundo a ABNT NBR 16055 (2012), a força cortante solicitante de cálculo em cada parede deve ser menor que a força cortante resistente de cálculo ( $f_{vd}$ ), especificada pela equação:

$$V_d \leq f_{vd} \quad (14)$$

$$f_{vd} = 0,3 \times f_{ct,d} \times (1 + 3\sigma_{cmd}/f_{ck}) \sum t \times l \quad (15)$$

$$1 + 3\sigma_{cmd}/f_{ck} \leq 2 \quad (16)$$

Sendo:

$$f_{ct,d} = (0,21 \times (f_{ck})^{2/3})/\gamma_c \quad (17)$$

Onde:

$\sigma_{cmd}$  = tensão média de cálculo no concreto comprimido, em megapascais;

$t$  = largura de cada trecho que compõe uma mesma parede, em metros;

$l$  = comprimento de cada trecho que compõe uma mesma parede tomada sempre da direção do esforço cortante, em metros;

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto, em megapascais;

$f_{ct,d}$  = resistência de cálculo à tração do concreto, em megapascais.

#### 4.4.9.6.2 Armadura de cisalhamento

Se a condição  $V_d \leq f_{vd}$  não for atendida, deve-se armar a parede ao cisalhamento, com área de armadura calculada a partir da equação:

$$A_{sh}/s = V_d/f_{yd} \quad (18)$$

$$A_{sv}/s = (V_d - n_d/2)/f_{yd} \quad (19)$$

Onde:

$A_{sh}$  = armadura horizontal;

$A_{sv}$  = armadura vertical;

$s$  = espaçamento;

$V_d$  = força cortante por unidade de comprimento;

$n_d$  = compressão por unidade de comprimento na mesma seção;

$F_{yd}$  = tensão de cálculo de escoamento do aço.



#### 4.4.9.7 Dimensionamento devido a cargas localizadas

A tensão de contato de cálculo ( $\sigma_{\text{cont,d}}$ ) ocasionada por elementos não contínuos não pode exceder o valor dado pela equação (ABNT NBR 16055, 2012):

$$\sigma_{\text{cont,d}} \leq 0,85 \times f_{\text{cd}} \quad (20)$$

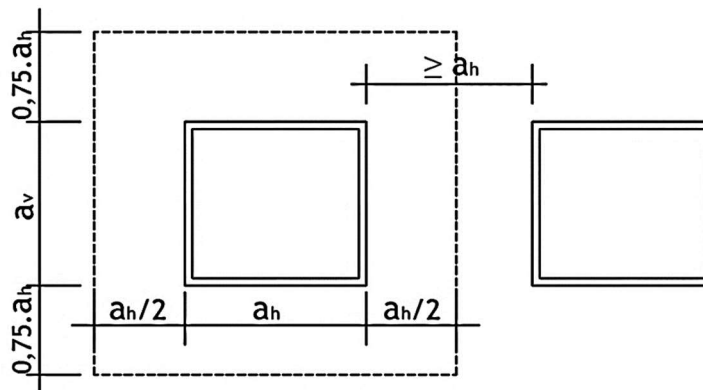
#### 4.4.9.8 Dimensionamento ao redor das aberturas

No sistema de paredes de concreto a posição das aberturas é de conhecimento e determinadas previamente, por conta dos reforços que serão precisos ao seu redor. Recomendações construtivas e de dimensionamento para a região ao redor das aberturas, que tratam sobre as regiões de influência, limitações de tensão no concreto e armaduras, seguindo as especificações da ABNT NBR 16055:2012, estão apresentadas nos itens abaixo.

##### 4.4.9.8.1 Região de influência

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012, p. 17) “Para a abertura de dimensão horizontal  $a_h$  e dimensão vertical  $a_v$ , deve ser considerada uma região de influência de  $0,5 a_h$  de cada lado, horizontalmente, e de  $0,75 a_h$  de cada lado, verticalmente”. Quando existir mais de uma abertura na mesma parede, deve-se respeitar um espaçamento mínimo  $a_h$  entre elas (Figura 37). Caso isto não ocorra o trecho entre as aberturas deve ser classificado para dimensionamento como pilar ou pilar-parede.

**Figura 37 – Distribuição horizontal de aberturas em uma parede de concreto**



Fonte: ABNT NBR 16055 (2012)

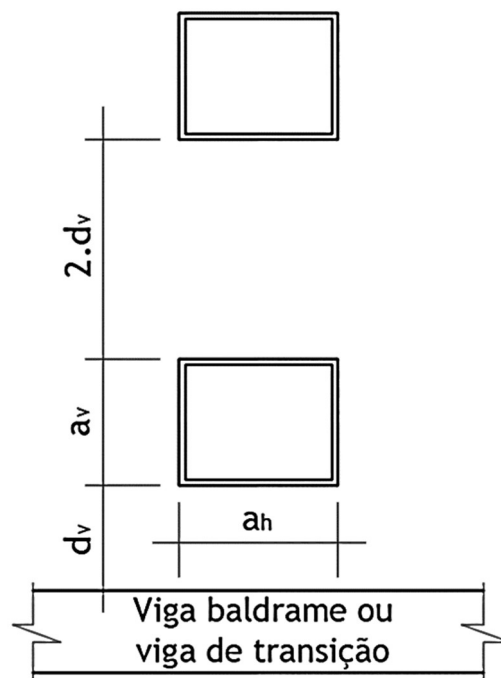
Estão isentas de qualquer verificação e reforços, paredes com aberturas ou furos com tamanho máximo de duas vezes a espessura da parede. Quando a ocorrência de aberturas e furos consecutivos deve-se ter um espaçamento livre entre eles de no mínimo quatro vezes a espessura da parede.

#### 4.4.9.8.2 Limitação de tensão no concreto

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012), a limitação de tensão no concreto é feita pela definição da distância de influência das aberturas, definição do coeficiente  $k_{ab}$  e pela definição dos esforços solicitantes.

A distância de influência ( $d_v$ ) é o valor da distância em que as tensões são consideradas uniformes ao longo de toda parede, sem contar com influência de aberturas. Este valor surge entre uma abertura e uma estrutura fixa de apoio. Entre duas aberturas verticalmente consecutivas, esta uniformização deve ser considerada a partir do valor  $2d_v$  (Figura 38).

**Figura 38 – Distribuição vertical de aberturas em uma parede de concreto**



Fonte: ABNT NBR 16055 (2012)

A distância de influência também é de extrema importância para o cálculo do coeficiente  $k_{ab}$ . Conforme a ABNT NBR 16055 (2012, p. 19) “O coeficiente  $k_{ab}$  indica a parcela de carga que se desvia sob a abertura. Este desvio é nulo para aberturas contínuas ( $d_v = 0$ ) e é total para  $d_v = 0,75a_h$ ”.

Os valores de  $k_{ab}$  variam para dois limites de resultado:

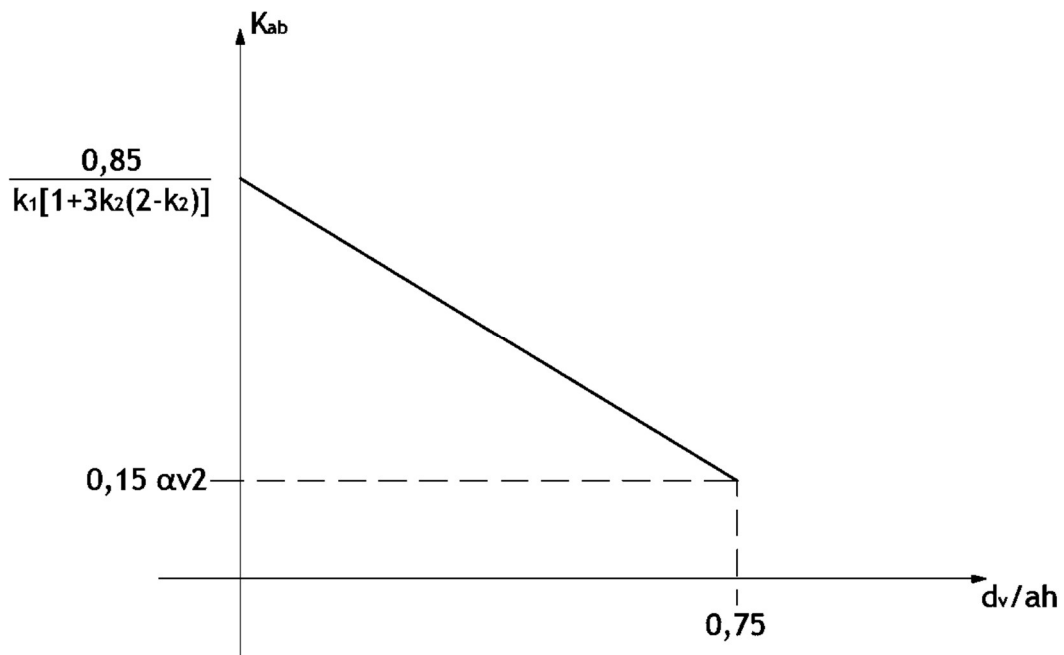
- Para  $d_v \geq 0,75a_h \Rightarrow k_{ab} = 0,15 \times \alpha_{v2}$

Sendo:  $\alpha_{v2} = 1 - (f_{ck}/250)$

Onde  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto, em megapascais (MPa).

- Para  $d_v < 0,75a_h$ , fazer a interpolação pelo gráfico da Figura 39, com  $k_1$  e  $k_2$ .

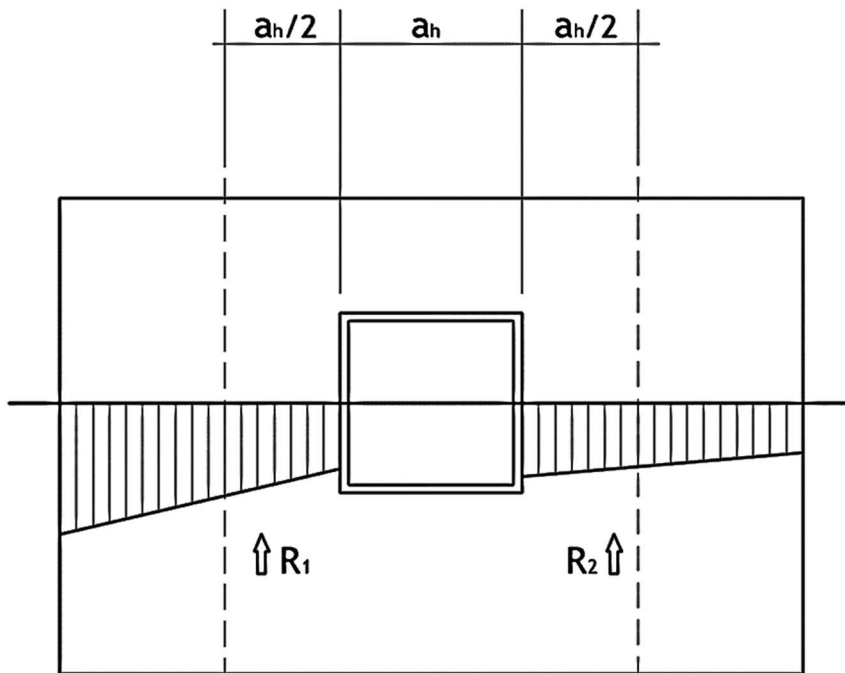
**Figura 39 – Valores do coeficiente  $k_{ab}$**



Fonte: ABNT NBR 16055 (2012)

O esforço solicitante deve ser a maior resultante vertical adquirida no modelo estrutural, que necessariamente deve considerar as aberturas. Toma-se a maior das duas resultantes  $R_1$  e  $R_2$ , dadas pela integração das tensões normais atuantes numa região não menor do que  $a_h/2$ , de cada lado das aberturas (conforme Figura 40).

**Figura 40 – Esforço solicitante**



Fonte: ABNT NBR 16055 (2012)

A verificação do esforço solicitante deve ser feita aplicando a equação:

$$R_{d,max} \leq k_{ab} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot a_h \quad (21)$$

Onde:

$R_{d,max}$  = é o maior valor entre  $R_1$  e  $R_2$ , majorado de  $\gamma_f$ ;

$k_{ab}$  = coeficiente da parcela de carga que se desvia sob a abertura;

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

$t$  = espessura da parede;

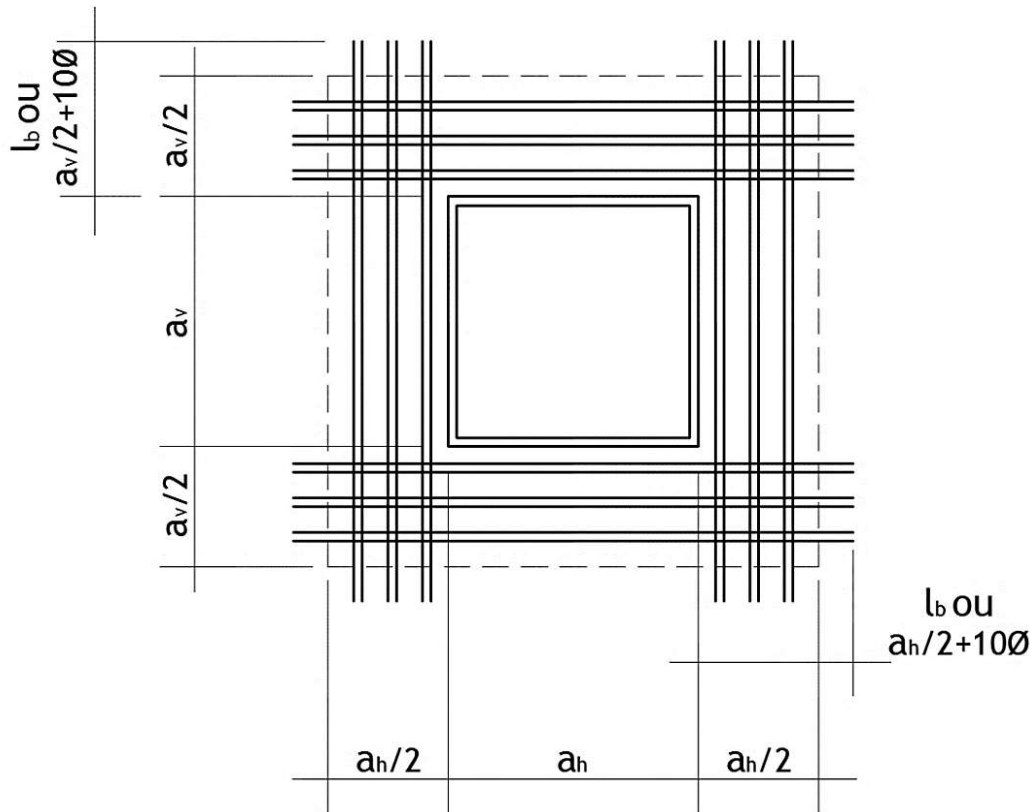
$a_h$  = dimensão horizontal da abertura.

#### 4.4.9.9 Armaduras de reforço ao redor das aberturas

Conforme a ABNT NBR 16055 (2012), as armaduras de reforço em volta das aberturas precisam ser distribuídas em faixas com proporções de  $a_h/2$  ou  $a_v/2$  (ver Figura 41), e devem adotar como comprimento mínimo, além da abertura, o maior valor entre:  $(a_h/2 + 10\Phi)$  e  $l_b$

Onde  $l_b$  é o comprimento de ancoragem em metros.

**Figura 41 – Armaduras de reforço**



Fonte: ABNT NBR 16055 (2012)

Recomenda-se que a armadura horizontal seja o resultado da soma entre a armadura calculada para a função de verga e a armadura necessária para equilibrar o desvio da força vertical, sendo esta última dada pela equação:

$$A_{slh} \geq \frac{R_{d,max}}{2 \cdot f_{yd}} \times \frac{d_v}{0,75 \cdot a_h} \quad (22)$$

Com  $d_v \leq 0,75 \cdot a_h$  e  $R_{d,max}$ ,  $d_v$ ,  $a_h$  e  $f_{yd}$  já definidos anteriormente.

Nas partes inferiores da abertura, como em contravergas, precisa-se prever no mínimo uma armadura igual a  $\Delta A_{slh}$ .

A armadura vertical de cada lado da abertura é dada pela equação:

$$\frac{A_{slv}}{s} \geq \frac{\frac{2 \times R_{d,max}}{a_h} - K_{ab} \times f_{cd} \times t}{f_{yd}} \quad (23)$$

Onde  $R_{d,max}$ ,  $k_{ab}$ ,  $d_v$ ,  $a_h$  e  $f_{yd}$ , foram definidos anteriormente.

#### 4.5 Algumas pesquisas

Yagui (1971) sugeriu que para a análise de estruturas compostas de paredes delgadas com diafragmas transversais fosse utilizado um modelo de barras, onde as paredes planas são trocadas por um conjunto de vigas horizontais, engastadas no meio por pilares verticais e com suas extremidades em balanço. As vigas são colocadas no nível dos diafragmas e o comprimento dos pilares são iguais a distância entre eles. As paredes delgadas são representadas por barras, que são interligadas entre si, formando uma estrutura tridimensional, a qual é analisada por meio de formulações matriciais do processo dos deslocamentos ou dos esforços. Este modelo de barras é conhecido como pórtico tridimensional.

Yagui (1978) posteriormente ampliou a utilização de seu modelo para a análise de núcleos estruturais de concreto armado. Esta ampliação possibilitou que o modelo de pórtico tridimensional fosse usado na análise de edifícios de alvenaria estrutural, o qual apresentou-se como uma boa opção por conseguir representar de maneira satisfatória a distribuição das ações verticais e horizontais da estrutura, com resultados obtidos de modo relativamente simples. O modelo também apresenta a possibilidade de aperfeiçoar o modelo básico de pórtico para que considere efeitos mais refinados na análise estrutural.

Nascimento Neto (1999) utilizou, em um estudo de caso, o modelo de pórtico tridimensional para a análise estrutural de edifícios de alvenaria estrutural submetidos à ação horizontal do vento. Neste estudo, avaliou os efeitos causados pela torção do edifício e analisou a deformação por cisalhamento das paredes de contraventamento. Após aplicação, o autor concluiu que os efeitos causados pela torção do edifício não podem ser desprezados, pois alteram consideravelmente a distribuição dos esforços cortantes nas paredes de contraventamento, provando a importância da utilização de um modelo estrutural que considere a torção.

Oliveira (2009) aplicou o modelo de pórtico tridimensional em comparação com outro modelo simplificado, para avaliar as tensões de cisalhamento nas interfaces de paredes de alvenaria estrutural interconectadas, quando expostas simultaneamente à carregamentos verticais e ações horizontais. Com os resultados obtidos a autora pode concluir que, o modelo de pórtico tridimensional em comparação com o modelo simplificado, gerou tensões e deslocamentos menores e também apresentou

distribuição mais uniforme dos esforços entre as paredes, consolidando-se o modelo mais recomendado.

Nunes (2011) analisou dois modelos distintos para um edifício de paredes de concreto. O primeiro modelo considerava todo o edifício com elementos finitos de casca. O segundo modelo usava elementos de casca somente nos primeiros dois pavimentos considerando os demais pavimentos como modelados em elementos de barras, pelo método do pórtico tridimensional. Este uso de elementos de casca nos primeiros dois pavimentos, buscou englobar o efeito arco causado na estrutura de transição existente. Após a comparação dos modelos, o autor concluiu que o segundo modelo citado, tem precisão suficiente para à correta análise estrutural dos tipos de edifícios propostos no estudo e seria o mais recomendado, pois precisa-se discretizar as paredes dos primeiros andares de maneira apurada para que o fluxo de tensões nas imediações da estrutura de transição seja corretamente representado.

Braguim (2013) analisou um edifício de paredes de concreto de 15 pavimentos, utilizando quatro diferentes modelos estruturais: o de elementos finitos de casca (modelo referência), o de pórtico tridimensional sem a discretização das paredes dos dois primeiros pavimentos, um modelo que usa o procedimento de grupos de paredes isoladas e um modelo que concebe todas as paredes como isoladas. O autor verificou uma boa aproximação entre os resultados do modelo de elementos finitos de casca e o modelo de pórtico tridimensional, indicando o modelo de pórtico tridimensional para uso em projetos estruturais de edifícios de paredes de concreto, e o modelo de referência somente para uso em análises locais. Ainda utilizando os quatro modelos de cálculo anteriormente citados, Braguim (2013) também comparou o dimensionamento das paredes do edifício com os procedimentos de cálculo de algumas normas técnicas, inclusive da ABNT NBR 16055:2012, verificando a estabilidade global do edifício.

## 5 METODOLOGIA

### 5.1 Introdução

A revisão bibliográfica sobre o sistema de paredes de concreto moldadas “in loco”, foi baseada em publicações acadêmicas como teses e artigos científicos, em publicações de organizações como a Associação Brasileira de Concreto Portland, juntamente com diretrizes normativas da Associação Brasileira de Normas Técnicas, referentes aos materiais e metodologias para execuções e projetos necessários para uma descrição detalhada do sistema.

Tendo como base a revisão bibliográfica, será feito o dimensionamento de um edifício modelo de paredes de concreto, considerando a combinação de ações verticais e horizontais, bem como todos os cálculos necessários para a integridade da estrutura.

### 5.2 Características da edificação

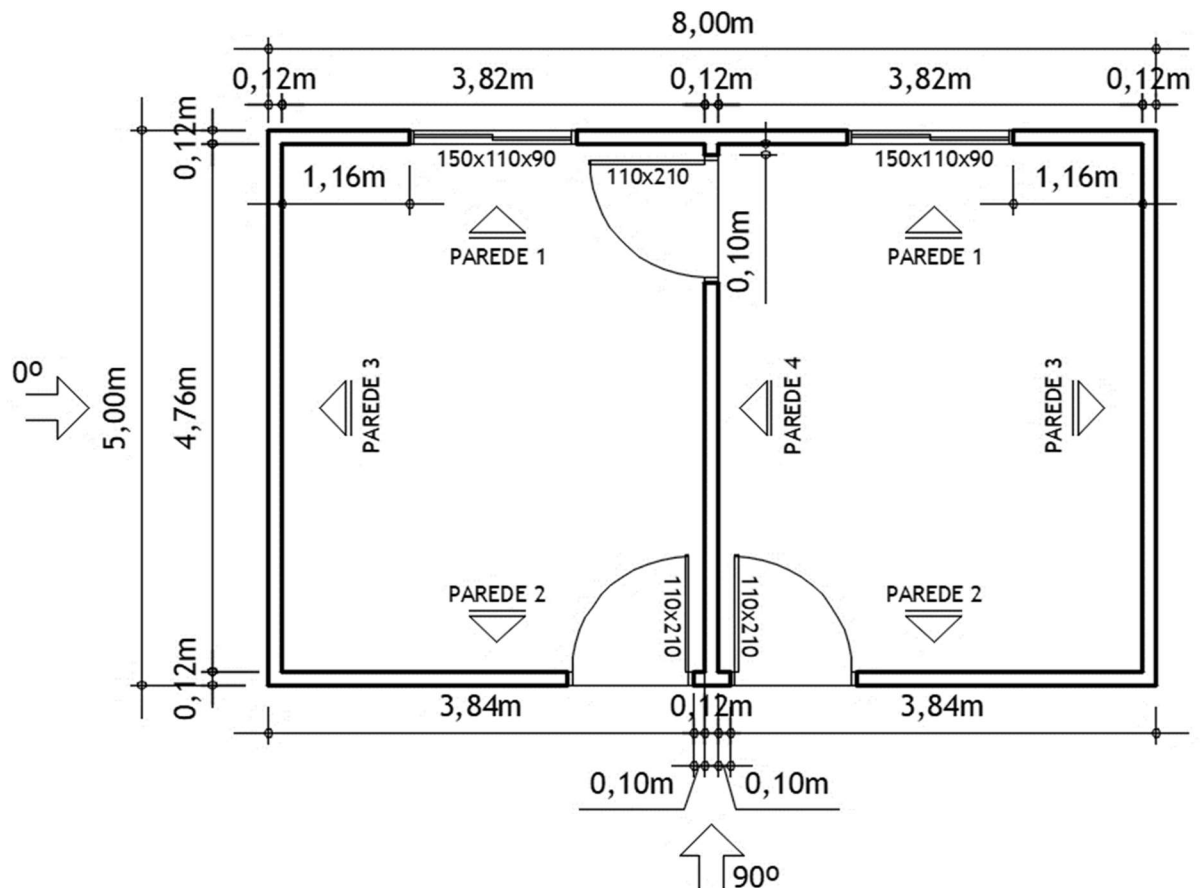
A edificação é composta por quatro pavimentos tipo, com lajes entre pisos. Suas dimensões em planta são de 8 metros de comprimento por 5 metros de largura, totalizando uma área construída de 40 m<sup>2</sup> por pavimento. A espessura das paredes de concreto são de 12 centímetros. A figura 42 apresenta a planta baixa do pavimento tipo da edificação, com suas respectivas dimensões.

A edificação possui pé-direito de 2,90 metros por nível de pavimento e na última laje (laje de cobertura), existe uma platibanda com 1,00 metro de altura, o que resulta em uma altura total do edifício de 12,70 metros.

O edifício está localizado em área urbana, na cidade de Santa Cruz do Sul, em terreno plano. Conforme o quadro 3, a classe de agressividade ambiental (CAA) do projeto pode ser classificada como classe II, com agressividade moderada e com pequeno risco de deterioração da estrutura. O concreto será do tipo CA, com relação água/cimento em massa de  $\leq 0,60$  e classe de concreto C25 ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ).



**Figura 42 – Planta baixa do pavimento tipo**



Fonte: Autora (2017)

### 5.3 Ações atuantes na estrutura

Os carregamentos considerados na edificação são as cargas verticais e as ações horizontais. As cargas verticais são provenientes do peso próprio da estrutura, cargas permanentes e cargas acidentais. Já as ações horizontais são devidas ao vento e desaprumo.

#### 5.3.1 Cargas verticais

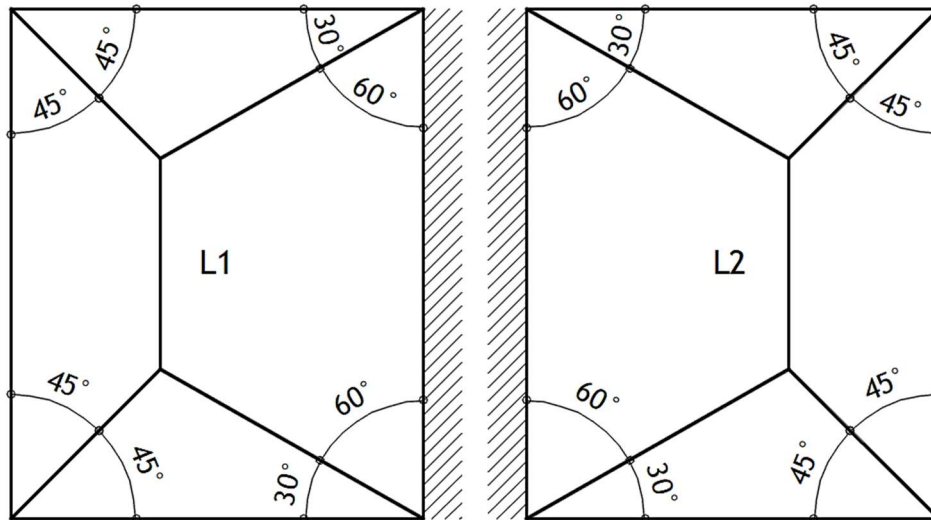
A composição do carregamento vertical leva em consideração as cargas das paredes da edificação, as cargas permanentes, que são peso próprio da laje, contra piso e revestimento, e as cargas variáveis da estrutura que é sua sobrecarga de utilização. Os valores de peso específico aparente de todos os itens estão

especificados na ABNT NBR 6120:1980 e para cálculo das composições é utilizada a equação 1.

- Composição de carga vertical  
 Paredes externas =  $0,12\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^2 \times 12,60\text{m} = 37,80 \text{ kN/m}$   
 Paredes internas =  $0,12\text{m} \times 11,60\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^2 = 34,80 \text{ kN/m}$
  
- Composição de carga permanente do pavimento tipo  
 Peso próprio da laje =  $0,10\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,50 \text{ kN/m}^2$   
 Contrapiso =  $0,06\text{m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 1,26 \text{ kN/m}^2$   
 Revestimento =  $0,02\text{m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 0,38 \text{ kN/m}^2$   
 $G_{laje,t} = 4,14 \text{ kN/m}^2$
  
- Composição de carga variável do pavimento tipo  
 Sobrecarga de utilização =  $2,00 \text{ kN/m}^2$   
 $Q_{laje,t} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
  
- Composição de carga permanente da cobertura  
 Peso próprio da laje =  $0,10\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,50 \text{ kN/m}^2$   
 Telhado =  $1,00 \text{ m} \times 0,5 \text{ kN/m}^3 = 1,26 \text{ kN/m}^2$   
 Revestimento =  $0,02\text{m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 0,38 \text{ kN/m}^2$   
 $G_{laje,c} = 3,38 \text{ kN/m}^2$
  
- Composição de carga variável da cobertura  
 Sobrecarga de utilização (Cobertura inacessível a pessoas) =  $0,50 \text{ kN/m}^2$   
 $Q_{laje,c} = 0,50 \text{ kN/m}^2$

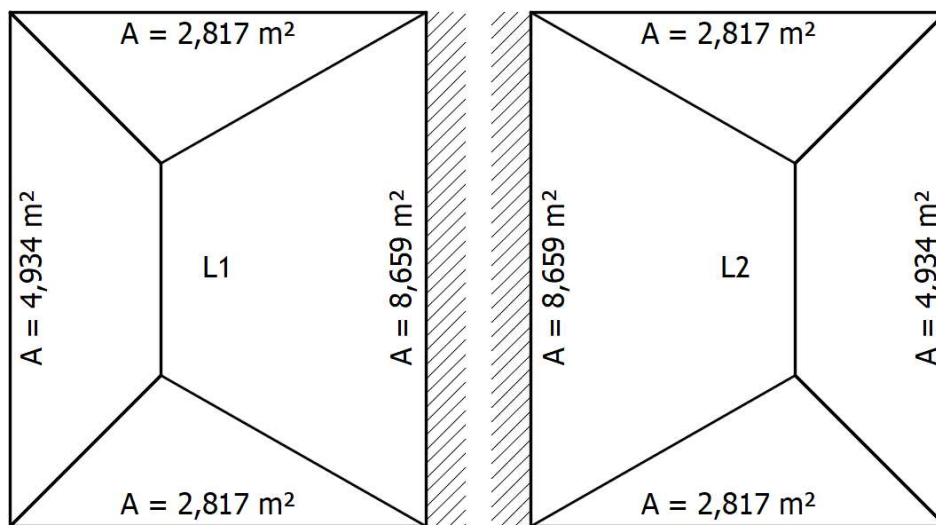
Para o cálculo das reações nas lajes, utiliza-se o método das charneiras plásticas, cuja posição das linhas de ruptura determinam as áreas de influência das lajes sobre as paredes. As lajes do edifício modelo são armadas em duas direções, ou seja, a relação entre o maior e o menor vão são menores que 2, portanto, o esquema para cálculo das reações destas encontra-se na figura 43 e as áreas de influência resultantes estão apresentadas na figura 44.

**Figura 43 – Esquema para o cálculo das reações das lajes do edifício modelo**



Fonte: Autora (2017)

**Figura 44 – Áreas de influência das lajes do edifício modelo**



Fonte: Autora (2017)

Com o valor das áreas de influência de cada laje ( $A_l$ ), o seu respectivo comprimento de influência ( $L_{inf}$ ) e o somatório das cargas permanentes (G) e variáveis (Q) é possível encontrar a carga total distribuída (g e q) que atuará ao longo de cada comprimento de influência, pelas equações:

$$g = \sum G \times (A_l/L_{inf}) \quad (24)$$

$$q = \sum Q \times (A_l/L_{inf}) \quad (25)$$

**Tabela 1 - Cargas totais distribuídas ao longo de cada área de influência do pavimento tipo**

Área	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>inf</sub> (m)	g <sub>laje,t</sub> (kN/m)	q <sub>laje,t</sub> (kN/m)
A <sub>1</sub>	4,14	2,00	2,817	3,94	2,96	1,43
A <sub>2</sub>	4,14	2,00	4,934	4,88	4,19	2,02
A <sub>3</sub>	4,14	2,00	8,659	4,88	7,34	3,55
A <sub>4</sub>	4,14	2,00	2,817	3,94	2,96	1,43

Fonte: Autora (2017)

**Tabela 2 - Cargas totais distribuídas ao longo de cada área de influência da cobertura**

Área	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>inf</sub> (m)	g <sub>laje,c</sub> (kN/m)	q <sub>laje,c</sub> (kN/m)
A <sub>1</sub>	3,38	0,50	2,817	3,94	2,42	0,36
A <sub>2</sub>	3,38	0,50	4,934	4,88	3,42	0,51
A <sub>3</sub>	3,38	0,50	8,659	4,88	6,00	0,89
A <sub>4</sub>	3,38	0,50	2,817	3,94	2,42	0,36

Fonte: Autora (2017)

A partir das cargas totais distribuídas para cada área de influência calcula-se as cargas permanentes ( $\rho g$ ) e variáveis ( $\rho q$ ) para cada parede, levando em consideração, para as lajes do pavimento térreo, todas as lajes acima pavimento térreo até o pavimento de cobertura.

$$\rho g = (g_{laje,t} \times n^{\circ} \text{ de lajes}) + (g_{laje,c}) + (g_{parede}) \quad (26)$$

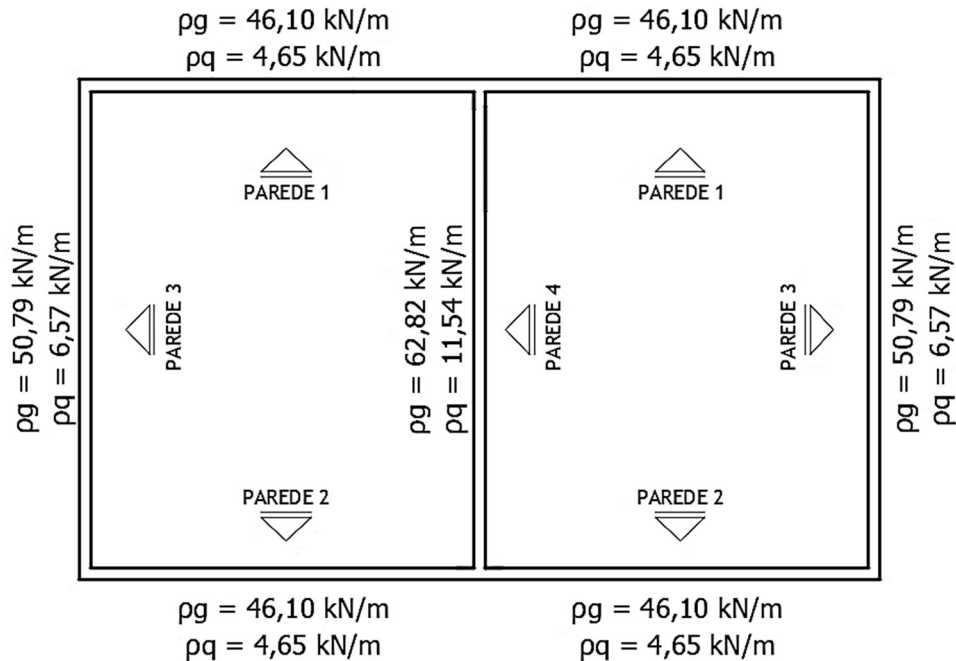
$$\rho q = (q_{laje,t} \times n^{\circ} \text{ de lajes}) + (q_{laje,c}) \quad (27)$$

**Tabela 3 - Cargas permanentes ( $\rho g$ ) e variáveis ( $\rho q$ ) por parede**

Parede	g <sub>laje,t</sub> (kN/m)	g <sub>laje,c</sub> (kN/m)	g <sub>parede</sub> (kN/m)	q <sub>laje,t</sub> (kN/m)	q <sub>laje,c</sub> (kN/m)	n <sup>o</sup> de lajes	$\rho g$ (kN/m)	$\rho q$ (kN/m)
P1	2,96	2,42	34,80	1,43	0,36	3	46,10	4,65
P2	2,96	2,42	34,80	1,43	0,36	3	46,10	4,65
P3	4,19	3,42	34,80	2,02	0,51	3	50,79	6,57
P4	7,34	6,00	34,80	3,55	0,89	3	62,82	11,54
P5	4,19	3,42	34,80	2,02	0,51	3	50,79	6,57

Fonte: Autora (2017)

**Figura 45 – Cargas permanentes ( $\rho g$ ) e variáveis ( $\rho q$ ) por parede**



Fonte: Autora (2017)

### 5.3.2 Cargas horizontais

Segunda a norma NBR 16055:2012, para a composição de cargas horizontais, as ações consideradas são as originadas pelo vento e pelo desaprumo, entre as duas, a que originar a situação mais desfavorável para o edifício será a considerada para cálculos posteriores.

O cálculo das ações originadas pelo desaprumo da edificação gerou resultados inferiores ao cálculo das ações do vento nesta estrutura, portanto será demonstrado no presente trabalho, apenas o cálculo das ações do vento em conformidade com a ABNT NBR 6123:1988. Foram considerados os seguintes fatores para o projeto:

- velocidade básica do vento na cidade de Santa Cruz do Sul, estado do Rio Grande do Sul, onde  $V_0 = 45$  m/s;
- fator topográfico  $S_1 = 1,0$ , correspondente a terreno plano ou fracamente acidentado;
- fator de rugosidade do terreno e de variação da velocidade do vento  $S_2$ :
  - Categoria IV, correspondente à zona urbana de pequenas cidades e

seus arredores;

- Classe A, onde todas as dimensões da edificação (horizontal ou vertical), não excedam 20 metros;
- Parâmetros meteorológicos:  $F_r = 1,0$ ,  $b = 0,860$  e  $p = 0,120$ .
- fator estatístico  $S_3 = 1,00$ , para construções residenciais, hotéis e pontos comerciais, correspondente ao Grupo 2;

Alguns fatores são específicos para cada direção de vento e são apresentados a seguir:

- Vento à  $0^\circ$ :  $C_a = 1,05$ ,  $L_{edifício} = 5,00\text{ m}$ ,  $ha_{edifício} = 2,90\text{ m}$ ,  $L_{platibanda} = 5,00\text{ m}$ ,  $ha_{platibanda} = 1,95\text{ m}$ ;
- Vento à  $90^\circ$ :  $C_a = 1,31$ ,  $L_{edifício} = 8,00\text{ m}$ ,  $ha_{edifício} = 2,90\text{ m}$ ,  $L_{platibanda} = 8,00\text{ m}$ ,  $ha_{platibanda} = 1,95\text{ m}$ .

Com as equações 2, 3 e 4 foram determinados, respectivamente, a velocidade característica do vento  $V_k$ , a pressão dinâmica do vento  $q$  e a força de arrasto na direção do vento, conforme valores apresentados na tabela 4 e 5. A figura 46 ilustra os resultados para o vento à  $0^\circ$  e  $90^\circ$ .

**Tabela 4 - Ações do vento à  $0^\circ$  em cada nível do edifício modelo**

Nível (m)	$V_0$ (m/s)	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$V_k$ (m/s)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_e$ (m <sup>2</sup> )	$C_a$	$F_a$ (kN)
0,10	45	1,0	0,494878	1,0	22,26953	304,00617	14,5	1,05	4,628494
3,00	45	1,0	0,744309	1,0	33,49388	687,68809	14,5	1,05	10,47005
5,90	45	1,0	0,807236	1,0	36,32563	808,88520	14,5	1,05	12,31528
8,80	45	1,0	0,846908	1,0	38,11087	890,34484	14,5	1,05	13,55550
11,70	45	1,0	0,876356	1,0	39,43604	953,33823	14,5	1,05	14,51457
12,70	45	1,0	0,885024	1,0	39,82607	972,28883	9,75	1,05	9,953807

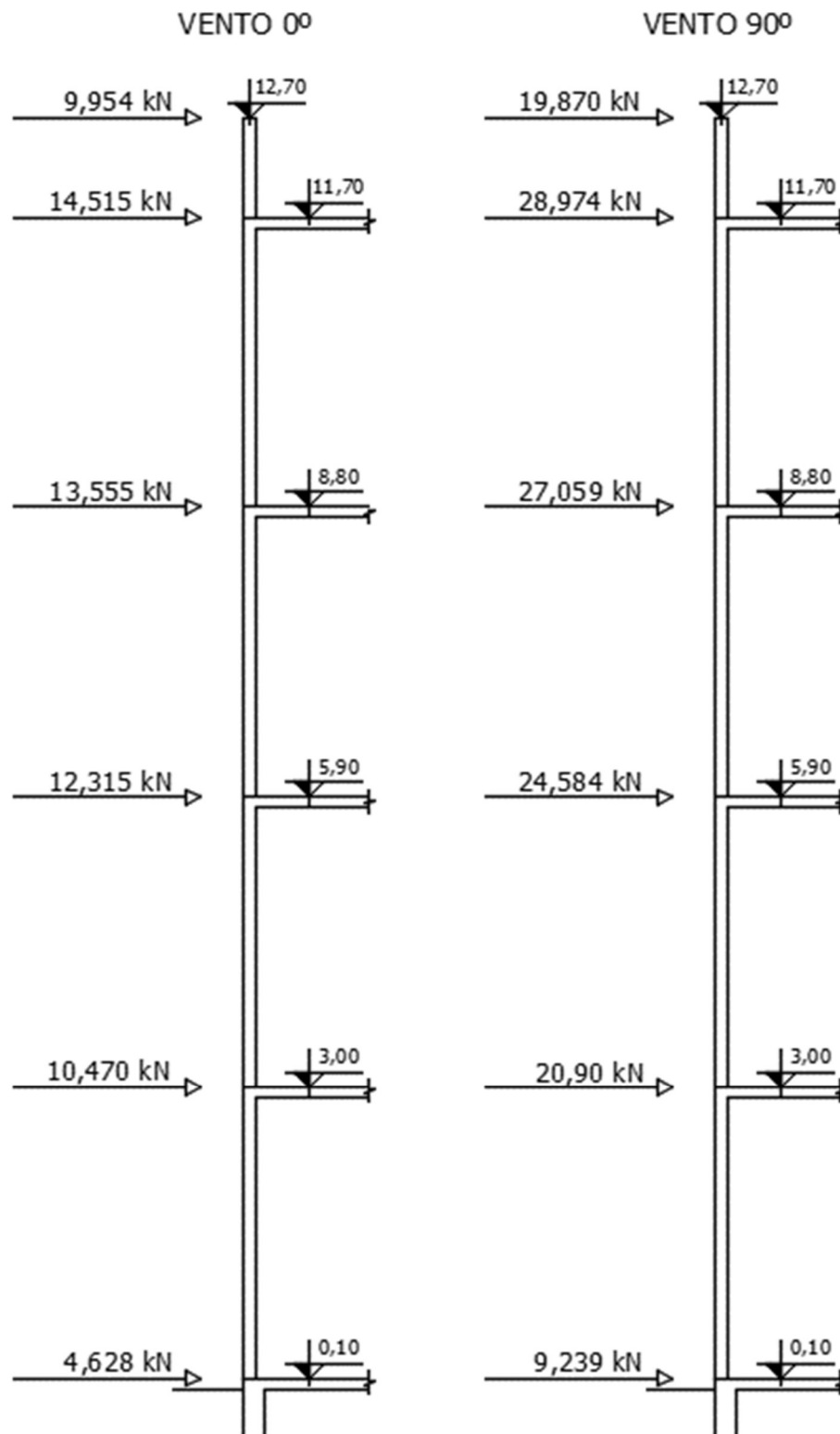
Fonte: Autora (2017)

**Tabela 5 - Ações do vento à  $90^\circ$  em cada nível do edifício modelo**

Nível (m)	$V_0$ (m/s)	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$V_k$ (m/s)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_e$ (m <sup>2</sup> )	$C_a$	$F_a$ (kN)
0,10	45	1,0	0,494878	1,0	22,26953	304,00617	23,2	1,31	9,239356
3,00	45	1,0	0,744309	1,0	33,49388	687,68809	23,2	1,31	20,90022
5,90	45	1,0	0,807236	1,0	36,32563	808,88520	23,2	1,31	24,58364
8,80	45	1,0	0,846908	1,0	38,11087	890,34484	23,2	1,31	27,05936
11,70	45	1,0	0,876356	1,0	39,43604	953,33823	23,2	1,31	28,97386
12,70	45	1,0	0,885024	1,0	39,82607	972,28883	15,6	1,31	19,86969

Fonte: Autora (2017)

Figura 46 – Vento à 0° e 90° atuantes na estrutura

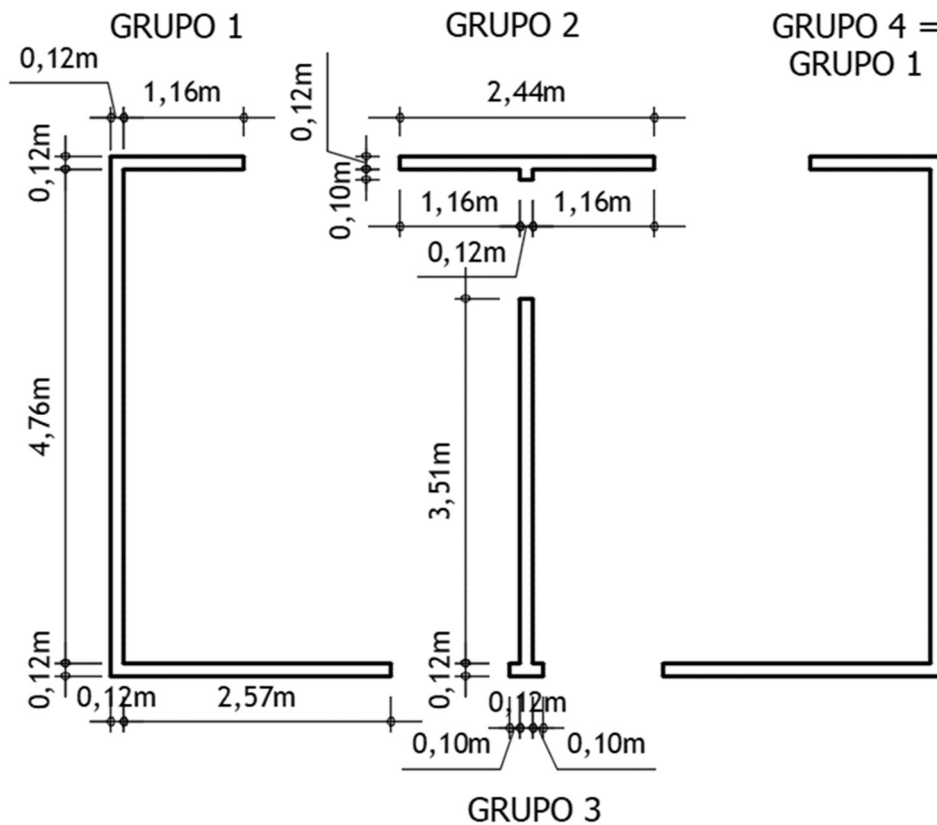


Fonte: Autora (2017)

Nos contraventamentos simétricos em relação à direção do vento, ocorre apenas translação dos pavimentos e deslocamentos iguais para as paredes de mesmo nível, o que facilita a distribuição das ações pelos painéis.

Para a distribuição das ações horizontais do edifício modelo, será usado o procedimento das paredes isoladas, onde as paredes são separadas pelas aberturas da edificação, como portas e janelas. A figura abaixo demonstra os grupos de paredes separados pelas aberturas, bem como suas respectivas dimensões. O grupo de paredes 4 é igual ao grupo de paredes 1, portanto sempre terão os mesmos resultados.

**Figura 47 – Grupos de paredes e suas respectivas dimensões**



Fonte: Autora (2017)

É feita a compatibilização dos deslocamentos de cada painel, para que sejam encontradas suas cargas de referência. Cada painel possui uma carga proporcional à sua rigidez e uma inércia específica ( $I_n$ ). O cálculo do centro de gravidade e inércia do Grupo 1 de paredes estão demonstrados abaixo, bem como a figura com o resumo de áreas e as distâncias de cada eixo até o centro de gravidade.



$$\bar{y} = (\sum A_i \times y_i) / \sum A_i \quad (28)$$

$$\bar{y} = \frac{(0,323 \times 0,06) + (0,571 \times 2,5) + (0,154 \times 4,94)}{(0,323 + 0,571 + 0,154)}$$

$$\bar{y} = 2,106526718m \Rightarrow \bar{y} = 2,10653m$$

$$\bar{x} = (\sum A_i \times x_i) / \sum A_i \quad (29)$$

$$\bar{x} = \frac{(0,323 \times 1,345) + (0,571 \times 0,06) + (0,154 \times 0,64)}{(0,323 + 0,571 + 0,154)}$$

$$\bar{x} = 0,541273855m \Rightarrow \bar{x} = 0,54127m$$

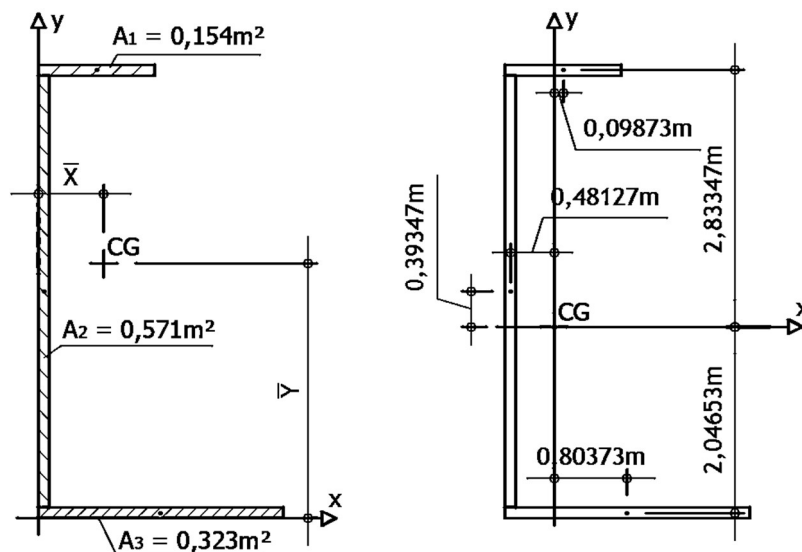
$$I_{yt} = I_y \times CG + A \times d^2 \Rightarrow I_{yt} = [(b \times h^3)/12] + A \times d^2 \quad (30)$$

$$I_{yt} = \left[ \left( \frac{0,12 \times 1,28^3}{12} \right) + 0,154 \times 0,09873^2 \right] + \left[ \left( \frac{4,76 \times 0,12^3}{12} \right) + 0,571 \times 0,48127^2 \right] + \left[ \left( \frac{0,12 \times 2,69^3}{12} \right) + 0,323 \times 0,80373^2 \right] \Rightarrow I_{yt} = 0,55871682 m^4$$

$$I_{xt} = I_x \times CG + A \times d^2 \Rightarrow I_{xt} = [(b \times h^3)/12] + A \times d^2 \quad (31)$$

$$I_{xt} = \left[ \left( \frac{1,28 \times 0,12^3}{12} \right) + 0,154 \times 2,83347^2 \right] + \left[ \left( \frac{0,12 \times 4,76^3}{12} \right) + 0,571 \times 0,39347^2 \right] + \left[ \left( \frac{2,69 \times 0,12^3}{12} \right) + 0,323 \times 2,04653^2 \right] \Rightarrow I_{xt} = 3,75668799 m^4$$

**Figura 48 – Áreas e centro de gravidade do Grupo 1**



Fonte: Autora (2017)

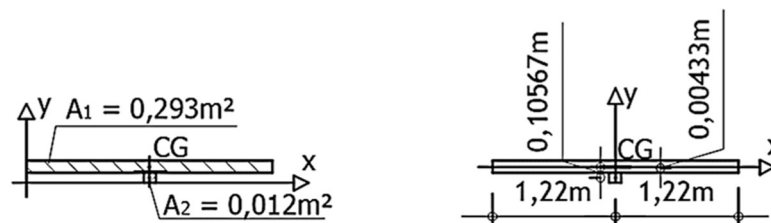
O resumo da aplicação das equações está apresentado na tabela 6, e as áreas e distâncias dos centros de gravidade do Grupo 2 e 3, estão representadas, respectivamente, nas figuras 49 e 50.

**Tabela 6 - Ações do vento à 90° em cada nível do edifício modelo**

Grupo	$\bar{y}$ (m)	$\bar{x}$ (m)	$I_{yt}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{xt}$ (m <sup>4</sup> )
1	2,10653	0,54127	0,55871682	3,75668799
2	0,15567	1,22	0,14527784	0,00050525
3	1,72474	0,16	0,00083312	0,54729861
4	2,10653	0,54127	0,55871682	3,75668799

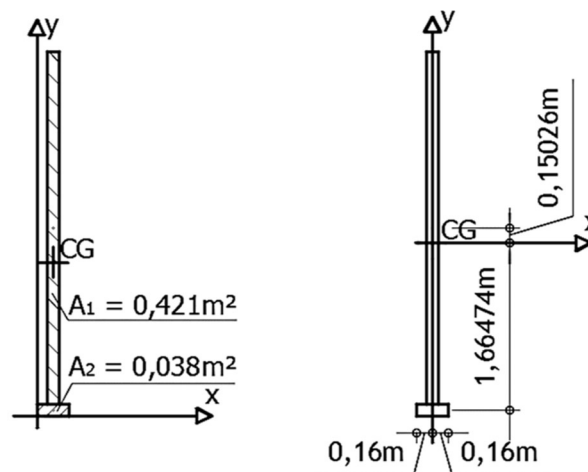
Fonte: Autora (2017)

**Figura 49 – Áreas e centro de gravidade do Grupo 2**



Fonte: Autora (2017)

**Figura 50 – Áreas e centro de gravidade do Grupo 3**



Fonte: Autora (2017)

Com todas as inércias calculadas, faz-se o somatório das mesmas e com esta informação obtém-se a rigidez relativa de cada painel ( $R_i$ ), feita a partir da equação 8. Os resultados encontrados estão dispostos na tabela a seguir:

Tabela 7 - Rigidez equivalente de cada grupo

Grupo	$I_y (m^4)$	$R_{iy} (%)$	$I_x (m^4)$	$R_{ix} (%)$
1	0,55871682	44,22	3,75668799	46,60
2	0,14527784	11,50	0,00050525	0,01
3	0,00083312	0,06	0,54729861	6,79
4	0,55871682	44,22	3,75668799	46,60
<b><math>\Sigma</math></b>	<b>1,2635446</b>	<b>100</b>	<b>8,06117984</b>	<b>100</b>

Fonte: Autora (2017)

A ação horizontal em cada painel ( $F_i$ ) é o resultado da multiplicação da ação total de vento em um determinado pavimento ( $F_{tot}$ ) pelo valor encontrado de  $R_i$ , dada pela equação 9. O momento fletor atuante em cada grupo de paredes, é o somatório da multiplicação dos resultados de  $F_i$  pela altura de seu respectivo pavimento, obtido pela equação:

$$M = F_i \times h \quad (32)$$

As tabelas 8 e 9 apresentam os resultados obtidos da equação 32, para o vento à  $0^\circ$  ( $M_x$ ) e à  $90^\circ$  ( $M_y$ ).

Tabela 8 – Momento fletor do vento à  $0^\circ$  ( $M_x$ )

h (m)	$F_{tot,x}$ (kN)	Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3	
		$F_{ix1}$ (kN)	$M_{x1}$ (kN/m)	$F_{ix2}$ (kN)	$M_{x2}$ (kN/m)	$F_{ix3}$ (kN)	$M_{x3}$ (kN/m)
0,1	4,628	2,046502	0,204650	0,532220	0,053222	0,002777	0,000278
3,0	10,470	4,629834	13,889502	1,204050	3,612150	0,006282	0,018846
5,9	12,315	5,445693	32,129589	1,416225	8,355728	0,007389	0,043595
8,8	13,555	5,994021	52,747385	1,558825	13,717660	0,008133	0,071570
11,7	14,515	6,418533	75,096836	1,669225	19,529933	0,008709	0,101895
12,7	9,954	4,401659	55,901067	1,144710	14,537817	0,005972	0,075849
<b><math>\Sigma</math> (mom. fletor)</b>			<b>229,969029</b>		<b>59,806509</b>		<b>0,312034</b>

Fonte: Autora (2017)

Tabela 9 - Momento fletor do vento à  $90^\circ$  ( $M_y$ )

h (m)	$F_{tot,x}$ (kN)	Grupo 1		Grupo 2		Grupo 3	
		$F_{ix1}$ (kN)	$M_{x1}$ (kN/m)	$F_{ix2}$ (kN)	$M_{x2}$ (kN/m)	$F_{ix3}$ (kN)	$M_{x3}$ (kN/m)
0,1	9,239	4,305374	0,430537	0,000924	0,000092	0,627328	0,062733
3,0	20,900	9,739400	29,218200	0,002090	0,006270	1,419110	4,257330
5,9	24,584	11,456144	67,591250	0,002458	0,014505	1,669254	9,848596
8,8	27,059	12,609494	110,963547	0,002706	0,023812	1,837306	16,168294
11,7	28,974	13,501884	157,972043	0,002897	0,033900	1,967335	23,017815
12,7	19,870	9,259420	117,594634	0,001987	0,025235	1,349173	17,134497
<b><math>\Sigma</math> (mom. fletor)</b>			<b>483,770211</b>		<b>0,103813</b>		<b>70,489265</b>

Fonte: Autora (2017)

Após encontrados os momentos fletores que atuam em cada grupo de painéis, utiliza-se a expressão clássica da resistência dos materiais (equação 10) para calcular as tensões normais de compressão e tração de cada grupo. Os cálculos realizados e as figuras demonstrando as tensões encontradas para efeito do vento à 0° e à 90° e as distâncias do eixo x e y em relação ao centro de gravidade (CG), e estão dispostos a seguir.

- Grupo 1

Efeito do vento à 0° ( $M_x$ )

$$\sigma = (M_y/Ix) \times y \quad (33)$$

$$\sigma_c = \frac{483,770211}{3,75668799} \times 2,89347 \Rightarrow \sigma_c = 372,608790 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{483,770211}{3,75668799} \times 2,10653 \Rightarrow \sigma_t = 271,269923 \text{ kN/m}^2$$

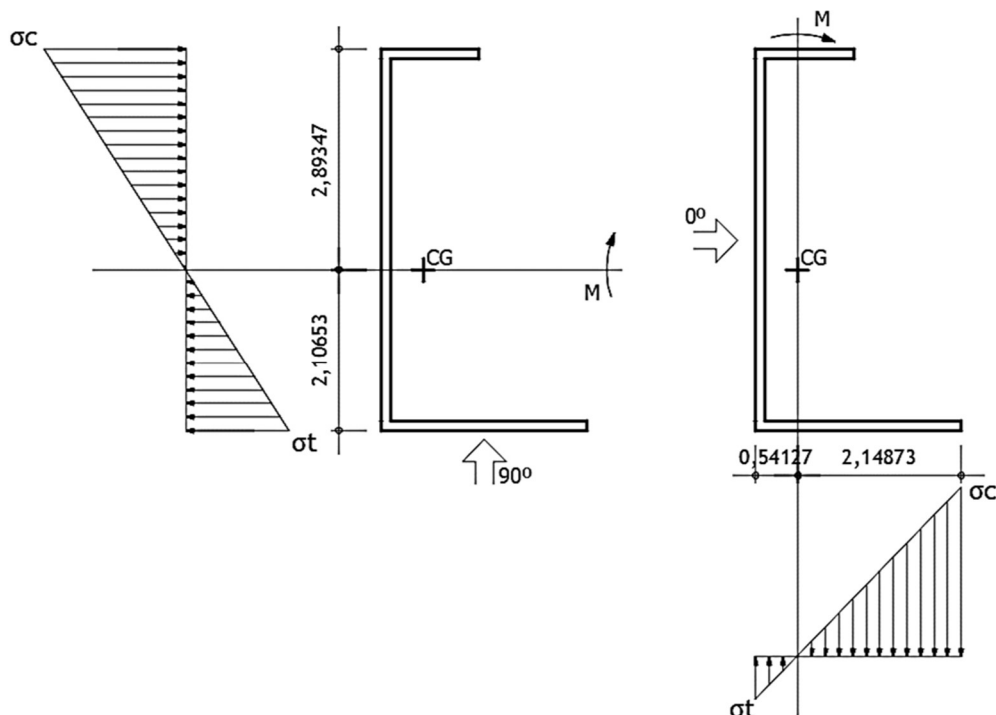
Efeito do vento à 90° ( $M_y$ )

$$\sigma = (M_x/Iy) \times x \quad (34)$$

$$\sigma_c = \frac{229,969029}{0,55871682} \times 2,14873 \Rightarrow \sigma_c = 884,421827 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{229,969029}{0,55871682} \times 0,54127 \Rightarrow \sigma_t = 222,787880 \text{ kN/m}^2$$

**Figura 51 – Distâncias do eixo x e y para CG e gráficos de tensões do Grupo 1**



Fonte: Autora (2017)

- Grupo 2

Efeito do vento à 0° ( $M_x$ )

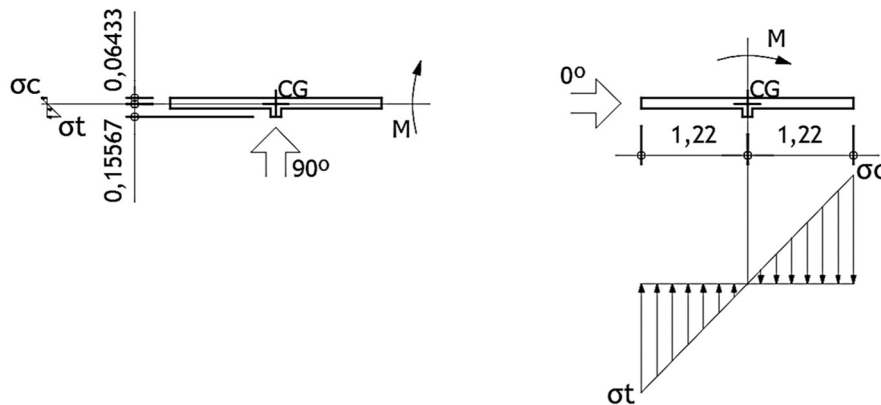
$$\sigma_c = \frac{0,103813}{0,00050525} \times 0,06433 \Rightarrow \sigma_c = 13,217838 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{0,103813}{0,00050525} \times 0,15567 \Rightarrow \sigma_t = 31,985402 \text{ kN/m}^2$$

Efeito do vento à 90° ( $M_y$ )

$$\sigma_c = \sigma_t = \frac{59,806509}{0,14527784} \times 1,22 \Rightarrow \sigma_c = \sigma_t = 502,237237 \text{ kN/m}^2$$

**Figura 52 – Distâncias do eixo x e y para CG e gráficos de tensões do Grupo 2**



Fonte: Autora (2017)

- Grupo 3

Efeito do vento à 0° ( $M_x$ )

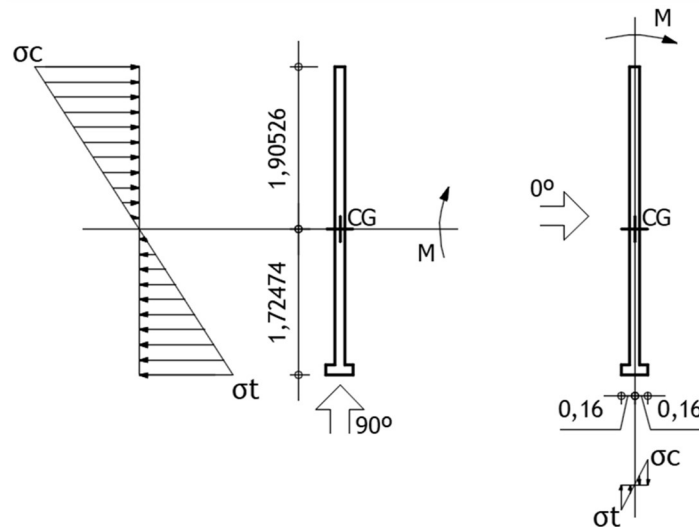
$$\sigma_c = \frac{70,489265}{0,54729861} \times 1,90526 \Rightarrow \sigma_c = 245,387753 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{70,489265}{0,54729861} \times 1,72474 \Rightarrow \sigma_t = 222,137700 \text{ kN/m}^2$$

Efeito do vento à 90° ( $M_y$ )

$$\sigma_c = \sigma_t = \frac{0,312034}{0,00083312} \times 0,16 \Rightarrow \sigma_c = \sigma_t = 59,925861 \text{ kN/m}^2$$

**Figura 53 – Distâncias do eixo x e y para CG e gráficos de tensões do Grupo 3**



Fonte: Autora (2017)

### 5.3.3 Combinações de cálculo

No dimensionamento de paredes de concreto, emprega-se o método dos estados limites, que se baseia em métodos probabilísticos. Para a obtenção dos valores de cálculo, estes métodos levam em consideração a variabilidade das ações e das resistências, por intermédio de combinações de ações e coeficientes de ponderação.

No presente trabalho, as paredes dimensionadas seguem o recomendado pelas normas ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 16055:2012 e ABNT NBR 8186:2004 – Ações e Segurança nas Estruturas.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as combinações das ações devem ser feitas de modo que considerem os efeitos para que sejam os mais desfavoráveis para a estrutura. As ações permanentes devem estar presentes em todas as combinações, já as ações variáveis são consideradas de acordo com o tipo de combinação.

Neste trabalho, para a verificação ao dimensionamento das tensões normais e tangencias das paredes de concreto, será utilizado as combinações ultimas normais.

Serão calculadas, para cada grupo de paredes, quatro combinações que consideram como efeitos as ações gravitacionais da estrutura e as tensões originadas pelo vento, apresentadas nas equações a seguir:

$$C1 = F_d = \rho g \times 1,4 \quad (35)$$

$$C2 = F_d = \rho g \times 1,4 + \rho q \times 1,4 \quad (36)$$

$$C3 = F_d = \rho g \times 1,4 + \rho q \times 0,7 + Vento \times 1,4 \quad (37)$$

$$C4 = F_d = \rho g \times 1,4 + \rho q \times 1,4 + Vento \times 0,84 \quad (38)$$

É necessário que o somatório das cargas permanentes e variáveis, já aplicadas na combinação ( $F_d$ ), sejam transformadas em tensões, pela equação:

$$\sigma_{Fd} = l \times F_d / (t \times l) \quad (39)$$

Na tabela 10, encontram-se os resultados obtidos, seguindo a equação 39, para os grupos de paredes. Com as informações adquiridas, calcula-se a tensão média de cálculo no concreto comprimido ( $\sigma_{cmd}$ ), que será usado em cálculos posteriores, que é o somatório das cargas totais em cada parede, divididas pela resultante do comprimento total vezes a espessura da parede.

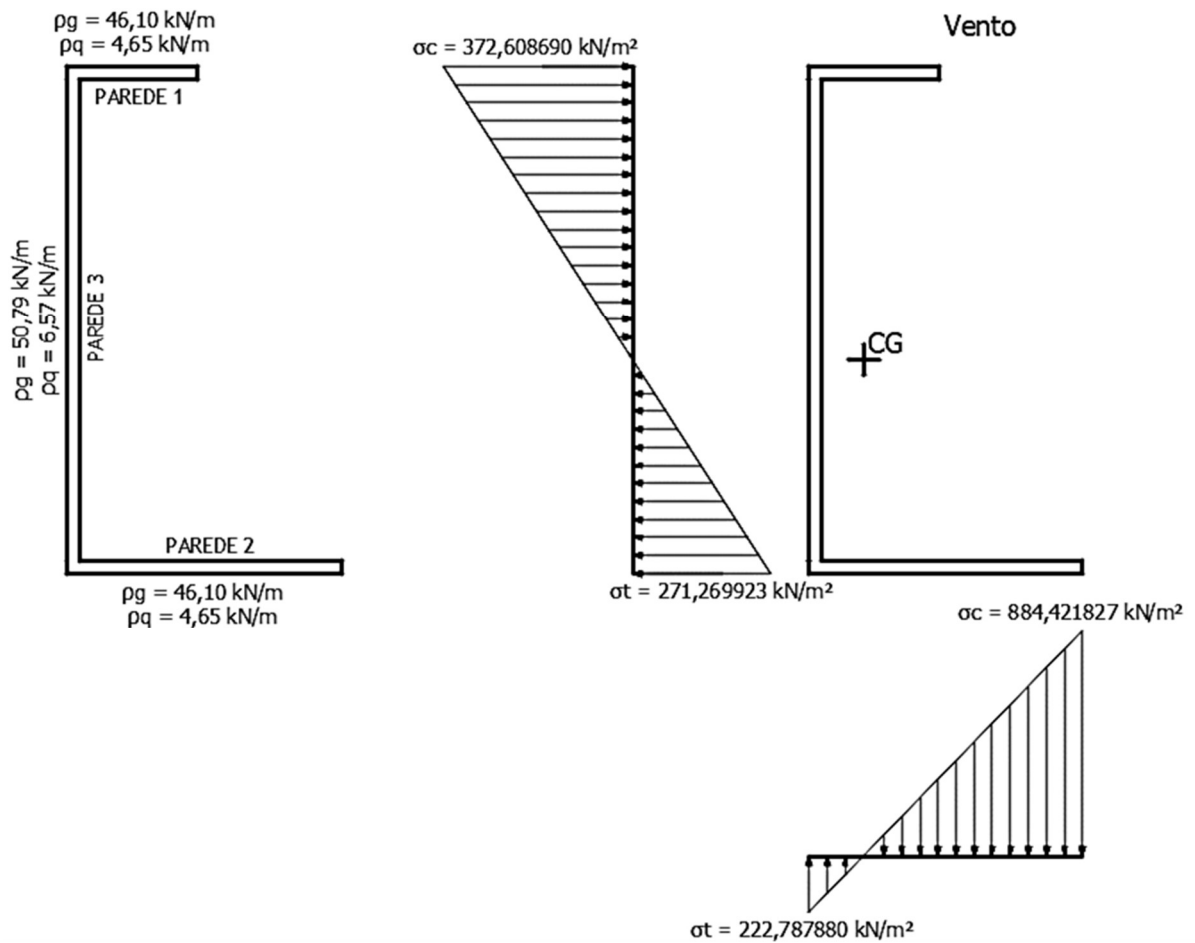
**Tabela 10 - Tensões calculadas a partir das ações gravitacionais em cada grupo de paredes**

		Parede	$l$ (m)	$F_d$ (kN/m)	Carga Total (kN)	$\sigma_{Fd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{cmd}$ (MPa)
Grupo 1	C1	P1	1,22	64,54	78,74	537,83	
		P2	2,63	64,54	169,74	537,83	
		P3	4,88	71,106	347,00	592,55	
	$\Sigma$		<b>8,73</b>		<b>595,48</b>		<b>0,568423</b>
	C2 = C4	P1	1,22	71,05	86,68	592,08	
		P2	2,63	71,05	186,86	592,08	
		P3	4,88	80,304	391,88	669,20	
	$\Sigma$		<b>8,73</b>		<b>665,43</b>		<b>0,635195</b>
	C3	P1	1,22	67,795	82,71	564,96	
		P2	2,63	67,795	178,30	564,96	
		P3	4,88	75,705	369,44	630,87	
	$\Sigma$		<b>8,73</b>		<b>630,45</b>		<b>0,601804</b>
Grupo 2	C1	P1	2,44	64,54	157,48	537,83	
		P4	0,16	87,948	14,07	732,90	
	$\Sigma$		<b>2,60</b>		<b>171,55</b>		<b>0,549840</b>
	C2 = C4	P1	2,44	71,05	173,36	592,08	
		P4	0,16	104,104	16,66	867,53	
	$\Sigma$		<b>2,60</b>		<b>190,02</b>		<b>0,609038</b>
C3	P1	2,44	67,795	165,42	564,96		
	P4	0,16	96,026	15,36	800,22		
$\Sigma$		<b>2,60</b>		<b>180,78</b>		<b>0,579423</b>	
Grupo 3	C1	P2	0,32	64,54	20,65	537,83	
		P4	3,57	87,948	313,97	732,90	
	$\Sigma$		<b>3,89</b>		<b>334,63</b>		<b>0,716859</b>
	C2 = C4	P2	0,32	71,05	22,74	592,08	
		P4	3,57	104,104	371,65	867,53	
	$\Sigma$		<b>3,89</b>		<b>394,39</b>		<b>0,844880</b>
C3	P2	0,32	67,795	21,69	564,96		
	P4	3,57	96,026	342,81	800,22		
$\Sigma$		<b>3,89</b>		<b>364,51</b>		<b>0,780870</b>	

Fonte: Autora (2017)

Para recapitular todos os resultados que serão considerados para aplicação das combinações, apresentam-se figuras com as informações de cargas gravitacionais e tensões de vento para cada grupo de paredes. Após cada figura, estará disposta a tabela expressando os resultados de cada combinação para cada grupo, seguindo as equações de 35 a 38.

**Figura 54 – Ações do Grupo 1**



Fonte: Autora (2017)



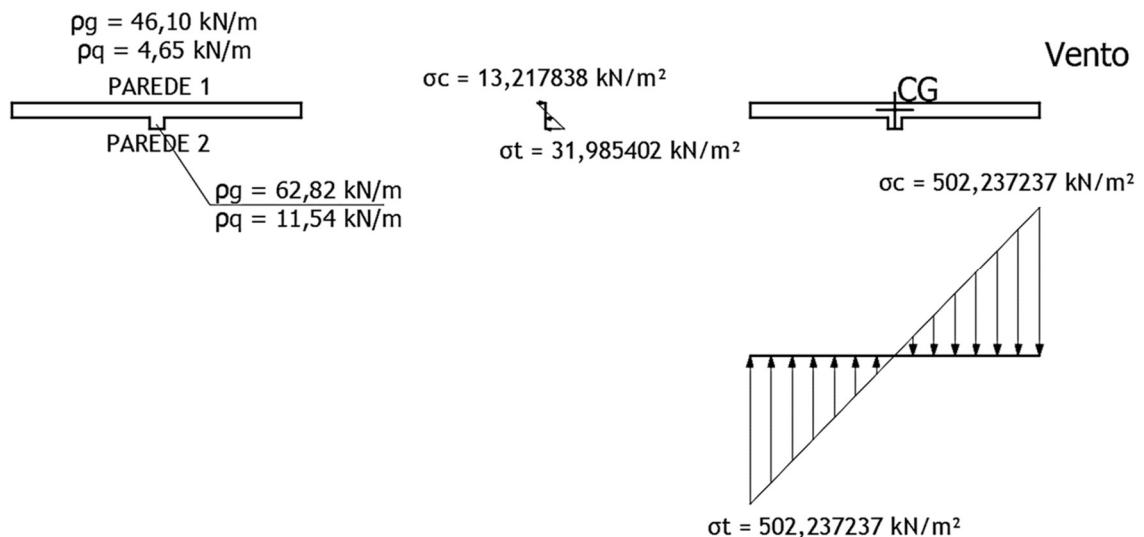
Tabela 11 - Combinações para o Grupo 1

		$F_d$ (kN/m)	$\sigma_{Fd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )
P1	C1	64,54	537,83	-	-	537,83	537,83
	C2	71,05	592,08	-	-	592,08	592,08
	C3 $M_x$	67,795	564,96	521,652166	-	1086,61217	1086,612166
	C3 $M_y$	67,795	564,96	425,687970	311,903032	253,056968	990,647970
	C4 $M_x$	71,05	592,08	312,991300	-	905,071300	905,071300
	C4 $M_y$	71,05	592,08	255,412782	187,141819	404,938181	847,492782
P2	C1	64,54	537,83	-	-	537,83	537,83
	C2	71,05	592,08	-	-	592,08	592,08
	C3 $M_x$	67,795	564,96	379,777892	-	944,737892	944,737892
	C3 $M_y$	67,795	564,96	1238,19056	311,903032	253,056968	1803,150558
	C4 $M_x$	71,05	592,08	227,866735	-	819,956735	819,956735
	C4 $M_y$	71,05	592,08	742,914335	187,141819	404,938181	1334,994335
P3	C1	71,106	592,55	-	-	592,55	592,55
	C2	80,304	669,20	-	-	669,20	669,20
	C3 $M_x$	75,705	630,87	521,652166	379,777892	251,092108	1152,522166
	C3 $M_y$	75,705	630,87	311,903032	-	942,773032	942,773032
	C4 $M_x$	80,304	669,20	312,991300	227,866735	441,333265	982,191300
	C4 $M_y$	80,304	669,20	187,141819	-	856,341819	856,341819

Fonte: Autora (2017)

Com os resultados de todas as combinações em cada parede, pode-se retirar as tensões mínimas e máximas para cada uma. As tensões encontradas para o grupo 1 foram: parede 1  $\sigma_{min} = 253,056968 \text{ kN/m}^2$  e  $\sigma_{max} = 1086,612166 \text{ kN/m}^2$ ; parede 2  $\sigma_{min} = 253,056968 \text{ kN/m}^2$  e  $\sigma_{max} = 1803,150558 \text{ kN/m}^2$ ; parede 3  $\sigma_{min} = 251,092108 \text{ kN/m}^2$  e  $\sigma_{max} = 1152,522166 \text{ kN/m}^2$ .

Figura 55 – Ações do Grupo 2



Fonte: Autora (2017)

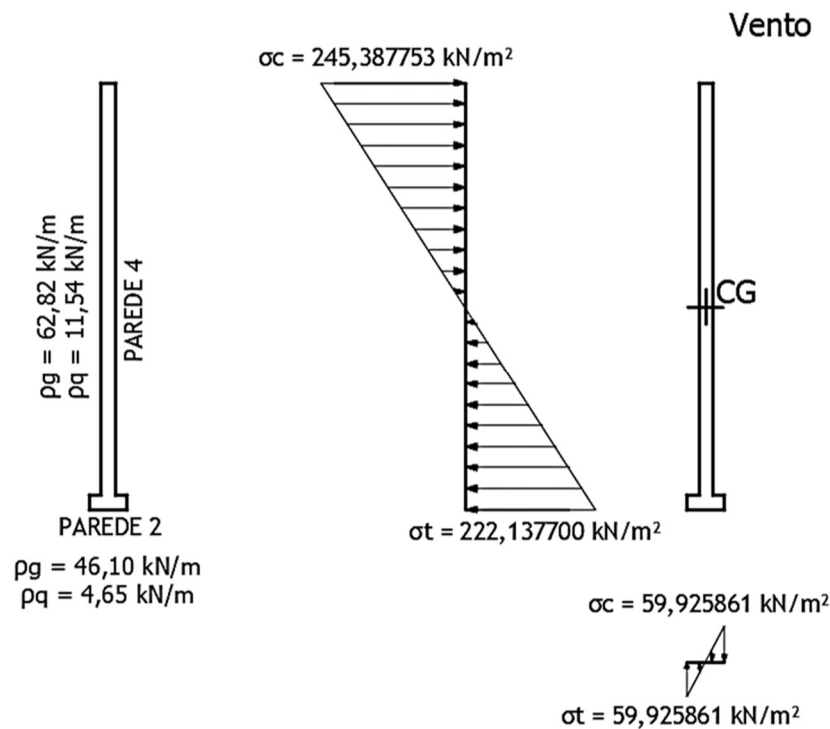
Tabela 12 - Combinações para o Grupo 2

		$F_d$ (kN/m)	$\sigma_{Fd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )
P1	C1	64,54	537,83	-	-	537,83	537,83
	C2	71,05	592,08	-	-	592,08	592,08
	C3 $M_x$	67,795	564,96	18,504973	-	583,464973	583,464973
	C3 $M_y$	67,795	564,96	703,13213	703,13213	-138,172132	1268,092132
	C4 $M_x$	71,05	592,08	11,102984	-	603,182984	603,182984
	C4 $M_y$	71,05	592,08	421,879278	421,87928	170,200721	1013,959279
P4	C1	87,948	732,90	-	-	732,90	732,90
	C2	104,10	867,53	-	-	867,53	867,53
	C3 $M_x$	96,026	800,22	18,504973	44,779563	755,440437	818,724973
	C3 $M_y$	96,026	800,22	703,13213	-	1503,352132	1503,352132
	C4 $M_x$	104,10	867,53	11,102984	26,867738	840,662262	878,632984
	C4 $M_y$	104,10	867,53	421,87928	-	1289,409279	1289,409279

Fonte: Autora (2017)

Para o grupo 2, as tensões mínimas e máximas encontradas foram: parede 1  $\sigma_{min} = -138,172132 \text{ kN/m}^2$  e  $\sigma_{max} = 1268,092132 \text{ kN/m}^2$  e para parede 4  $\sigma_{min} = 732,90 \text{ kN/m}^2$  e  $\sigma_{max} = 1503,352132 \text{ kN/m}^2$ .

Figura 56 – Ações do Grupo 3



Fonte: Autora (2017)

Tabela 13 - Combinações para o Grupo 3

		$F_d$ (kN/m)	$\sigma_{Fd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )
P2	C1	64,54	537,83	-	-	537,83	537,83
	C2	71,05	592,08	-	-	592,08	592,08
	C3 $M_x$	67,795	564,96	310,992780	-	875,952780	875,952780
	C3 $M_y$	67,795	564,96	83,896205	83,896205	481,063795	648,856205
	C4 $M_x$	71,05	592,08	186,595668	-	778,675668	778,675668
	C4 $M_y$	71,05	592,08	50,337723	50,337723	541,742277	642,417723
P4	C1	87,948	732,90	-	-	732,90	732,90
	C2	104,10	867,53	-	-	867,53	867,53
	C3 $M_x$	96,026	800,22	343,542854	310,992780	489,22722	1143,762854
	C3 $M_y$	96,026	800,22	83,896205	-	884,116205	884,116205
	C4 $M_x$	104,10	867,53	206,125712	186,595668	680,934332	1073,655712
	C4 $M_y$	104,10	867,53	50,337723	-	917,867723	917,867723

Fonte: Autora (2017)

Já as tensões para o grupo 3 foram: parede 1  $\sigma_{min} = 481,063795 \text{ kN/m}^2$  e  $\sigma_{max} = 875,952780 \text{ kN/m}^2$  e para parede 4  $\sigma_{min} = 489,22722 \text{ kN/m}^2$  e  $\sigma_{max} = 1143,762854 \text{ kN/m}^2$ .

## 5.4 Verificações

Para a aceitação dos cálculos das tensões atuantes na estrutura e para a segurança da edificação, são necessárias verificações, feitas segundo a ABNT NBR 16055:2012, demonstradas a seguir.

### 5.4.1 Verificação da resistência-limite sob solicitação normal

Conforme a ABNT NBR 16055:2012, a resistência de cálculo sob normal de compressão deve ser calculada pela equação 11, sempre que as pressões de vento forem inferiores à  $1 \text{ kN/m}^2$ . No presente trabalho as pressões de vento são superiores a este limite, mas será feito a demonstração por este método de cálculo para comprovar que a estrutura resiste a solicitação normal.

Segundo a ABNT NBR 16055:2012, a resistência aos esforços solicitantes de uma parede deve ser maior que os próprios esforços solicitantes. Para isto, calcula-se a resistência de cálculo sob normal de compressão, através da equação 11 e compara-se com os esforços solicitantes, obtidos pela equação 13.

O coeficiente  $k_1$  e  $k_2$  é feito a partir do comprimento equivalente ( $l_e$ ) de cada parede, que é definido pela análise das condições de contorno das paredes, expresso na figura 35, e pelo seu índice de esbeltez. A tabela 14 apresenta os coeficientes calculados para as paredes de cada grupo e suas dimensões.

**Tabela 14 - Coeficientes  $k_1$  e  $k_2$**

		Caso	b (m)	l (m)	$l_e$ (m)	$\lambda$	$k_1$	$k_2$
<b>Grupo 1</b>	P1	D	1,22	2,90	2,44	70,44	2,01	0
	P2	B	2,63	2,90	2,55	73,61	2,10	0
	P3	C	4,88	2,90	2,14	61,78	1,76	0
<b>Grupo 2</b>	P1	A	2,44	2,90	2,90	83,71	2,39	0
	P4	D	0,16	2,90	0,32	9,24	1,0	0
<b>Grupo 3</b>	P2a	D	0,16	2,90	0,32	9,24	1,0	0
	P2b	D	0,16	2,90	0,32	9,24	1,0	0
	P4	B	3,57	2,90	2,70	77,94	2,23	0

Fonte: Autora (2017)

As informações necessárias para a aplicação da equação 11, estão dispostas abaixo:

$$f_{scd} = \frac{E_s \times 0,002}{\gamma_s} \Rightarrow f_{scd} = \frac{21000 \times 0,002}{1,15} \Rightarrow f_{scd} = 36,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \Rightarrow f_{cd} = \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,68} \Rightarrow f_{cd} = 1,49 \text{ kN/cm}^2$$

A norma especifica que a taxa de aço mínimo para armaduras horizontais deve ser de 0,15% da seção de concreto, portanto:

$$\frac{0,15\% \times 100 \text{ cm} \times 12 \text{ cm}}{100} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Conforme o ANEXO A, para área de aço de 1,8 cm<sup>2</sup> a tela indicada será a Q196, que possui área de 1,96 cm<sup>2</sup>, a taxa de armadura vertical da parede será:

$$\rho = \frac{1,96 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}} = 0,001633$$

O segundo e terceiro parâmetros de comparação para  $\eta_{d,resist}$  são calculados apenas uma vez, pois seguem os mesmos para todas as paredes, por conter informações padrões para a edificação, os dois estão dispostos a seguir:

$$\eta_{d,resist}^2 = \frac{(0,85 \times f_{cd} + \rho \times f_{scd}) \times t}{1,643}$$

$$\eta_{d,resist}^2 = \frac{(0,85 \times 1,49 \text{ kN/cm}^2 + 0,001633 \times 36,52 \text{ kN/cm}^2) \times 12 \text{ cm}}{1,643}$$

$$\eta_{d,resist}^2 = 9,6857kN/cm = 968,57kN/m$$

$$\eta_{d,resist}^3 = 0,4 \times 1,49kN/cm^2 \times 12cm \times 1cm$$

$$\eta_{d,resist}^3 = 7,152kN/cm = 715,2kN/m$$

Está demonstrado no cálculo abaixo o primeiro parâmetro de comparação de  $\eta_{d,resist}$ , e sua comparação final, para a parede 1 do Grupo 1. Na tabela 15 encontram-se os resultados finais para  $\eta_{d,resist}$  em todos os grupos de parede.

$$\eta_{d,resist}^1 = \frac{(0,85 \times 1,49kN/cm^2 + 0,001633 \times 36,52kN/cm^2) \times 12cm}{2,01[1 + 3 \times 0(2 - 0)]}$$

$$\eta_{d,resist}^1 = 7,9172kN/cm = 791,72 kN/m$$

$$\eta_{d,resist} = 791,72kN/m \leq 968,57kN/m \leq 715,2kN/m$$

**Tabela 15 - Cálculo da  $\eta_{d,resist}$  em cada parede**

		$\eta_{d,resist}^1$ (kN/m)	$\eta_{d,resist}^2$ (kN/m)	$\eta_{d,resist}^3$ (kN/m)
<b>Grupo 1</b>	P1	791,72	968,57	715,2
	P2	757,79	968,57	715,2
	P3	904,18	968,57	715,2
<b>Grupo 2</b>	P1	665,84	968,57	715,2
	P4	1591,36	968,57	715,2
<b>Grupo 3</b>	P2	1591,36	968,57	715,2
	P4	713,62	968,57	715,2

Fonte: Autora (2017)

No cálculo dos esforços solicitantes, considera-se a maior e a menor tensão encontradas pelas combinações em cada parede dos grupos, e divide-se o valor pela espessura da parede, para obter o maior ( $\eta_{d,max}$ ) e o menor ( $\eta_{d,min}$ ) valor normal por unidade de comprimento em cada uma. Nos casos em que houver tração  $\eta_{d,min} = 0$ .

Contemplando todos os casos e combinações, para cada trecho de parede e cada combinação, admite-se que a segurança ao estado limite último foi atendida para as solicitações normais quando a condição da equação 13 for atendida, onde os valores obtidos devem ser menores que o  $\eta_{d,resist}$  do trecho.

Tabela 16 - Cálculo da  $\eta_{d,resist}$  em cada parede

		$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\eta_{d,min}$ (kN/m)	$\eta_{d,max}$ (kN/m)	$\eta_{total}$ (kN/m)	$\eta_{resist}$ (kN/m)
G1	P1	253,056968	1086,612166	30,366836	130,393460	55,373492	715,20
	P2	253,056968	1803,150558	30,366836	216,378067	76,869644	715,20
	P3	251,092108	1152,522166	30,131053	138,302660	57,173955	715,20
G2	P1	0	1268,092132	0	152,171056	0	665,84
	P4	732,90	1503,352132	87,948	180,402256	111,06156	715,20
G3	P2	481,063795	875,952780	57,727655	105,114334	69,574325	715,20
	P4	489,227220	1143,762854	58,707266	137,251542	78,343335	713,62

Fonte: Autora (2017)

Com a análise dos resultados pode-se concluir que todas as paredes atendem à segurança dos estados limites últimos, pois os esforços solicitantes da estrutura são menores que os resistentes da mesma.

#### 5.4.2 Verificação da resistência ao cisalhamento

A ABNT NBR 16055:2012, define que a força solicitante de cálculo em cada parede ( $V_d$ ), deve ser menor que a força cortante resistente de cálculo ( $f_{vd}$ ), obedecendo a equação 14. Para isto, é necessário resolver a equação 17, onde:

$$f_{ct,d} = (0,21 \times (25MPa)^{2/3})/1,68 = 1,068735 MPa = 1068,735kN/m^2$$

A tensão média de cálculo no concreto comprimido ( $\sigma_{cmd}$ ), foi calculada anteriormente (tabela 10), a tabela abaixo demonstra os resultados de cálculo das equações 16 e 15, respectivamente.

Tabela 17 - Cálculo de  $f_{vd}$  em cada grupo de paredes

		$\sigma_{cmd}$ (MPa)	$1 + 3\sigma_{cmd}/f_{ck} \leq 2$	$\Sigma_{txl}$ (m <sup>2</sup> )	$f_{vd}$ (kN)
G1	C1	0,568423	$1,0682 \leq 2$	1,0476	358,789191
	C2	0,635195	$1,0762 \leq 2$	1,0476	361,476247
	C3	0,601804	$1,0722 \leq 2$	1,0476	360,132719
	C4	0,635195	$1,0762 \leq 2$	1,0476	361,476247
G2	C1	0,549840	$1,0660 \leq 2$	0,312	106,635813
	C2	0,609038	$1,0731 \leq 2$	0,312	107,346052
	C3	0,579423	$1,0695 \leq 2$	0,312	106,985931
	C4	0,609038	$1,0731 \leq 2$	0,312	107,346052
G3	C1	0,716859	$1,0860 \leq 2$	0,4668	162,536895
	C2	0,844880	$1,1014 \leq 2$	0,4668	164,841746
	C3	0,780870	$1,0937 \leq 2$	0,4668	163,689321
	C4	0,844880	$1,1014 \leq 2$	0,4668	162,536895

Fonte: Autora (2017)

A força cortante solicitante de cálculo ( $V_d$ ) em cada parede é a soma das forças do vento em cada grupo de paredes, que atuam na base da parede, ou seja, a força cortante solicitante de cálculo de cada grupo. Os cálculos são feitos para a direção de vento à 0° e direção de vento à 90° e os valores considerados para estes, são os da tabela 8 e 9, respectivamente.

**Tabela 18 - Força cortante solicitante de cálculo para vento 0° e 90°**

h (m)	Vento 0°			Vento 90°		
	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
0,1	$V_d$ (kN)	$V_d$ (kN)	$V_d$ (kN)	$V_d$ (kN)	$V_d$ (kN)	$V_d$ (kN)
0,1	2,046502	0,532220	0,002777	4,305374	0,000924	0,627328
3,0	4,629834	1,204050	0,006282	9,739400	0,002090	1,419110
5,9	5,445693	1,416225	0,007389	11,456144	0,002458	1,669254
8,8	5,994021	1,558825	0,008133	12,609494	0,002706	1,837306
11,7	6,418533	1,669225	0,008709	13,501884	0,002897	1,967335
12,7	4,401659	1,144710	0,005972	9,259420	0,001987	1,349173
<b>Força atuante na base</b>	28,936241	7,525255	0,039262	60,871716	0,013063	8,869505

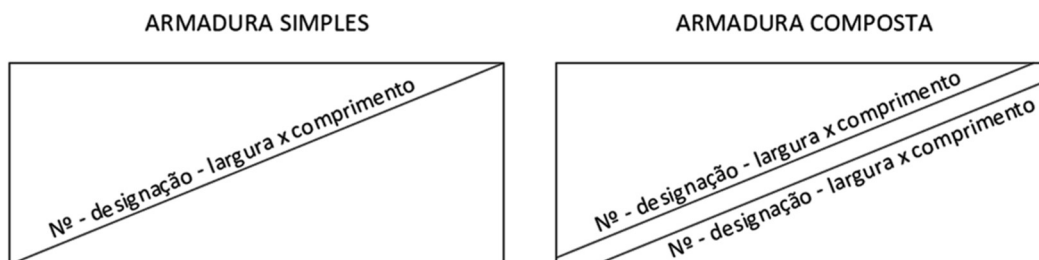
Fonte: Autora (2017)

Comparando os resultados da tabela 17 e 18, conclui-se que a edificação atende a equação 14, pois todas as forças solicitantes de cálculo são menores que as forças cortantes resistentes de cálculo. Portanto, não é necessário armar a estrutura para combater os esforços de cisalhamento.

## 5.5 Armaduras

O detalhamento da armadura (tela) do projeto deve especificar o tipo de armadura, a designação, largura e comprimento, para que não ocorram erros durante a locação das telas nas paredes de concreto. A figura abaixo demonstra como deve-se especificar as telas em projeto.

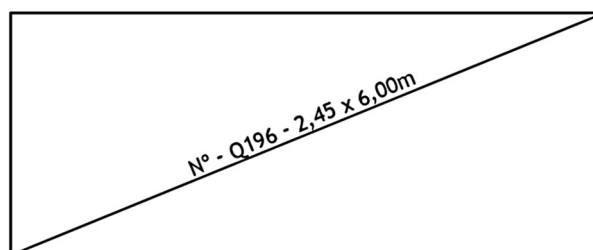
**Figura 57 – Especificações de telas em projeto**



Fonte: Autora (2017)

Como calculado no item 5.3.3, as armaduras da edificação serão de tela simples Q196, com designação, largura e comprimento conforme figura 58.

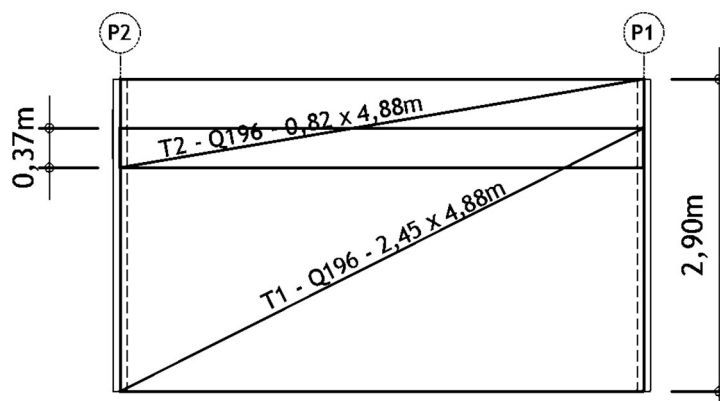
**Figura 58 – Especificações da tela utilizada na edificação**



Fonte: Autora (2017)

A figura abaixo demonstra a parede 3 da edificação com suas devidas telas soldadas. Quando há sobreposição de telas soldadas, a emenda entre as telas deve ser de no mínimo 3 vezes a espessura da parede, que será 0,36m de emenda, tanto no sentido vertical como horizontal.

**Figura 59 – Parede 3 da edificação com localização de telas soldadas**



Fonte: Autora (2017)



## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de conclusão traz uma ampla revisão bibliográfica sobre o sistema construtivo de paredes de concreto armado moldadas “in loco”, que reúne especificações e diretrizes de normas brasileiras vigentes, além de teses, artigos científicos e publicações de organizações de alta estima. A norma para este sistema construtivo é a ABNT NBR 16055:2012 e por ser recente necessita de algumas especificações que são encontradas em outras normas ou publicações. Esta revisão se faz importante por compactar em apenas um lugar todo o conhecimento necessário para dimensionamento, projeto e execução deste sistema construtivo.

O sistema de paredes de concreto armado moldadas “in loco” apresenta muitas vantagens em relação aos sistemas construtivos tradicionais, como custo inferior (quando produzido em larga escala), tempo de construção menor, qualidade da construção elevada, maior durabilidade e edificações mais resistentes. Além disso, por possuir rigidez elevada dos elementos estruturais, permite eliminar problemas de patologias que existem no sistema construtivo de alvenaria estrutural. Com o dimensionamento e a execução correta do sistema, os edifícios de paredes de concreto atendem aos requisitos de qualidade e aos parâmetros de segurança quanto à estabilidade global, especificados pela ABNT NBR 6118:2014. Com o aumento crescente de procura por este sistema construtivo, é de extrema importância o uso da norma ABNT NBR 16055:2012 pelos projetistas e construtores ao utilizar o sistema de paredes de concreto moldadas “in loco” em quaisquer tipos de construções.

Quanto ao procedimento de cálculo empregado no dimensionamento do edifício modelo, por meio da distribuição das ações verticais e horizontais de acordo com a rigidez das paredes, observa-se que é um método de aplicação simples, com cálculos básicos de resistência dos materiais, associados com cálculos específicos da norma ABNT NBR 16055:2012, sendo de fácil implementação e aplicação. Todas as especificações foram atendidas no edifício modelo, mostrando a eficiência do método utilizado, bem como a integridade da edificação estudada.

Por fim, a elaboração do cálculo para o edifício modelo apresentado, propiciou a acadêmica uma importante experiência no projeto de estruturas empregando o sistema de paredes de concreto armado moldada “in loco”.

## **6.1 Sugestões para trabalhos futuros**

Para trabalhos recomenda-se que sejam feitas análises do edifício modelo pelo método dos elementos finitos, utilizando programas computacionais, para verificar as tensões que atuam na edificação e comparar com as encontradas no presente trabalho.

Pode-se recomendar ainda que sejam feitas análises para edifícios mais altos, acima de 10 pavimentos, de forma a contemplar a estabilidade e a rigidez, além de analisar as espessuras das paredes, que deveram ser usadas para dimensões maiores.

## REFERÊNCIAS

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

\_\_\_\_\_. *NBR 7481: Tela de aço soldada – Armadura para concreto*. Rio de Janeiro, 1990.

\_\_\_\_\_. *NBR 8681: Ação e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. *NBR 15696: Fôrmas e escoramento para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos*. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. *Paredes de concreto: coletânea de ativos*. São Paulo, 2008. Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/cms/download/?search=Parede%20de%20Concreto>>. Acesso em: 15 maio 2017.

BKS. *Equipamentos e formas para a construção civil*. Disponível em: <<http://www.bks.ind.br/produtos/formas-de-paredes-e-lages/formas-metalicas-para-predios/>>. Acesso em: 30 de abril de 2017.

BLESSMANN, Joaquim. *Efeitos do vento em edificações*. 1 ed. Porto Alegre: UFRGS, 1978, v. 7.

BRAGUIM, Thales Couto. *Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto moldadas no local*. 2013. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

BRISOT, Giovani. (2001). *Modelagem de lajes na análise tridimensional de edifícios de alvenaria estrutural*. 2001. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2001.

CAMACHO, Jefferson Sidney. *Alvenaria estrutural não armada – Parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes*. 1986. 153 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1986.

CARVALHO, Leandro Faria. *Sistema construtivo em paredes de concreto para edifícios: dimensionamento da estrutura e aspectos construtivos*. 2012. 130 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2012.

CORRÊA, Márcio Roberto Silva; RAMALHO, Márcio A. *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. São Paulo: Editora PINI, 2003.

DONIN, Christian. *Edifício com paredes de concreto*. Material didático da aula ministrada na disciplina de Estruturas de Concreto II, na Universidade de Santa Cruz do Sul. Santa Cruz do Sul, 2017.

EQUIPE DE OBRA. Casas com paredes de concreto. Disponível em: <<http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/37/casas-com-paredes-de-concreto-220698-1.aspx>>. Acesso em: 30 de abril de 2017.

FRANCO, Luiz Sérgio. *Paredes Maciças de Concreto*. Material didático da aula ministrada na disciplina de Tecnologia da Construção Civil na Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia, 2004.

INSTITUTO BRASILEIRO DE TELAS SOLDADAS. *Telas soldadas – Informações técnicas*. São Paulo. Disponível em: <[http://www.ibts.org.br/telas\\_info.asp](http://www.ibts.org.br/telas_info.asp)> Acesso em: 25 maio de 2017.

\_\_\_\_\_. *Tabelas de telas soldadas*. São Paulo. Disponível em: <[http://www.ibts.org.br/telas\\_tabelas.asp](http://www.ibts.org.br/telas_tabelas.asp)>. Acesso em: 30 de abril de 2017.

NAKAMURA, Juliana. *Fôrmas metálicas para paredes de concreto*. Disponível em: <<http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/63/formas-metalicas-para-paredes-de-concreto-saiba-como-funciona-294280-1.aspx>>. Acesso em: 25 de abril de 2017.

NASCIMENTO NETO, Joel Araújo. *Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais*. 1999. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999.

NUNES, Valdomiro Quéfren Gameleira. *Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado*. 2011. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011.

OLIVEIRA, Luciane Marcela Filizola. *Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural*. 2009. 270 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

PALÁCIO, Késio. *Desenvolvimento e implementação de um software para análise tridimensional de edifícios altos em alvenaria estrutural*. 2001. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2001.

PEREIRA, Gustavo Souza. *Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado*. 1997. 11 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1997.

PEREIRA, Ana Cláudia de Oliveira. *Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos*. 2000. 163 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2000.

SOUZA, Rafael A. *Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades*. 2004. 442 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.

YAGUI, T. *Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais*. 1971. 138 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1971.

YAGUI, T. *Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço (carregamento crítico de instabilidade)*. 1978. Tese (livre- docência) – Faculdade Engenharia de Limeira, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 1978.

### ANEXO A – Tabela de telas de aço CA – 60

AÇO CA-60		Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro (mm)		Seções (cm <sup>2</sup> /m)		Apresentação	Dimensões (m)		Peso	
Série	Desig.	L.	T.	L.	T.	L.	T.		Larg.	Comp.	kg/m <sup>2</sup>	kg/peça
61	Q61	15	15	3,4	3,4	0,61	0,61	PAINEL	2,45	6,00	0,97	14,3
	75	Q75	15	15	3,8	3,8	0,75	0,75	PAINEL	2,45	6,00	1,27
92	Q92	15	15	4,2	4,2	0,92	0,92	PAINEL	2,45	6,00	1,48	21,8
	L92	30	15	4,2	4,2	0,46	0,92	PAINEL	2,45	6,00	1,12	16,5
113	Q113	10	10	3,8	3,8	1,13	1,13	PAINEL	2,45	6,00	1,80	26,5
	L113	10	30	3,8	3,8	1,13	0,38	PAINEL	2,45	6,00	1,21	17,8
	T113	30	10	3,8	3,8	0,38	1,13	PAINEL	2,45	6,00	1,22	17,9
138	Q138	10	10	4,2	4,2	1,38	1,38	PAINEL	2,45	6,00	2,20	32,3
	R138	10	15	4,2	4,2	1,38	0,92	PAINEL	2,45	6,00	1,83	26,9
	M138	10	20	4,2	4,2	1,38	0,69	PAINEL	2,45	6,00	1,65	24,3
	L138	10	30	4,2	4,2	1,38	0,46	PAINEL	2,45	6,00	1,47	21,6
	T138	30	10	4,2	4,2	0,46	1,38	PAINEL	2,45	6,00	1,49	21,9
159	Q159	10	10	4,5	4,5	1,59	1,59	PAINEL	2,45	6,00	2,52	37,0
	R159	10	15	4,5	4,5	1,59	1,06	PAINEL	2,45	6,00	2,11	31,0
	M159	10	20	4,5	4,5	1,59	0,79	PAINEL	2,45	6,00	1,90	27,9
	L159	10	30	4,5	4,5	1,59	0,53	PAINEL	2,45	6,00	1,69	24,8
196	Q196	10	10	5,0	5,0	1,96	1,96	PAINEL	2,45	6,00	3,11	45,7
	R196	10	15	5,0	5,0	1,96	1,30	PAINEL	2,45	6,00	2,60	38,2
	M196	10	20	5,0	5,0	1,96	0,98	PAINEL	2,45	6,00	2,34	34,4
	L196	10	30	5,0	5,0	1,96	0,65	PAINEL	2,45	6,00	2,09	30,7
	T196	30	10	5,0	5,0	0,65	1,96	PAINEL	2,45	6,00	2,11	31,0
246	Q246	10	10	5,6	5,6	2,46	2,46	PAINEL	2,45	6,00	3,91	57,5
	R246	10	15	5,6	5,6	2,46	1,64	PAINEL	2,45	6,00	3,26	47,9
	M246	10	20	5,6	5,6	2,46	1,23	PAINEL	2,45	6,00	2,94	43,2
	L246	10	30	5,6	5,6	2,46	0,82	PAINEL	2,45	6,00	2,62	38,5
	T246	30	10	5,6	5,6	0,82	2,46	PAINEL	2,45	6,00	2,64	38,8
283	Q283	10	10	6,0	6,0	2,83	2,83	PAINEL	2,45	6,00	4,48	65,9
	R283	10	15	6,0	6,0	2,83	1,88	PAINEL	2,45	6,00	3,74	55,0
	M283	10	20	6,0	6,0	2,83	1,41	PAINEL	2,45	6,00	3,37	49,5
	L283	10	30	6,0	6,0	2,83	0,94	PAINEL	2,45	6,00	3,00	44,1
	T283	30	10	6,0	6,0	0,94	2,83	PAINEL	2,45	6,00	3,03	44,5
335	Q335	15	15	8,0	8,0	3,35	3,35	PAINEL	2,45	6,00	5,37	78,9
	L335	15	30	8,0	8,0	3,35	0,94	PAINEL	2,45	6,00	3,48	51,2
	T335	30	15	8,0	8,0	0,94	3,35	PAINEL	2,45	6,00	3,45	50,7
396	Q396	10	10	7,1	7,1	3,96	3,96	PAINEL	2,45	6,00	6,28	92,3
	R396	10	15	7,1	7,1	3,96	2,64	PAINEL	2,45	6,00	5,24	77,0
	M396	10	20	7,1	7,1	3,96	1,98	PAINEL	2,45	6,00	4,73	69,5
	L396	10	30	7,1	7,1	3,96	0,94	PAINEL	2,45	6,00	3,91	57,5
	T396	30	10	7,1	7,1	0,94	3,96	PAINEL	2,45	6,00	3,92	57,6
503	Q503	10	10	8,0	8,0	5,03	5,03	PAINEL	2,45	6,00	7,97	117,2
	R503	10	15	8,0	8,0	5,03	3,35	PAINEL	2,45	6,00	6,66	97,9
	M503	10	20	8,0	8,0	5,03	2,51	PAINEL	2,45	6,00	6,00	88,2
	L503	10	30	8,0	8,0	5,03	0,94	PAINEL	2,45	6,00	4,77	70,1
	T503	30	10	8,0	8,0	0,94	5,03	PAINEL	2,45	6,00	4,76	70,0
636	Q636	10	10	9,0	9,0	6,36	6,36	PAINEL	2,45	6,00	10,09	148,3
	L636	10	30	9,0	9,0	6,36	0,94	PAINEL	2,45	6,00	5,84	85,8
785	Q785	10	10	10,0	10,0	7,85	7,85	PAINEL	2,45	6,00	12,46	183,2
	L785	10	30	10,0	10,0	7,85	0,94	PAINEL	2,45	6,00	7,03	103,3

### ANEXO B – Tabela de telas de aço CA – 50

AÇO CA-50		Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro (mm)		Seções (cm <sup>2</sup> /m)		Apresentação	Dimensões (m)		Peso	
Série	Desig.	L.	T.	L.	T.	L.	T.		Larg.	Comp.	kg/m <sup>2</sup>	kg/peça
1227	LA1227	10	30	12,5	7,1	12,27	1,32	PAINEL	2,45	6,00	10,87	159,8