

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA**

**IAGOR LARA MORAIS**

**SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO: ROTEIRO PRÁTICO  
PARA DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

**Alegrete  
2018**

**IAGOR LARA MORAIS**

**SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO: ROTEIRO PRÁTICO  
PARA DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Me. Alisson Simonetti Milani

**Alegrete  
2018**

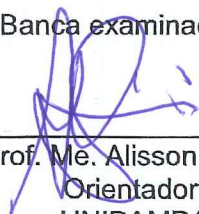
IAGOR LARA MORAIS

**SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO: ROTEIRO  
PRÁTICO PARA DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de  
Engenharia Civil da Universidade  
Federal do Pampa, como requisito  
parcial para obtenção do Título de  
Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 28/06/2018

Banca examinadora:



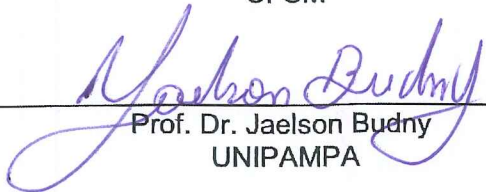
---

Prof. Me. Alisson Milani  
Orientador  
UNIPAMPA



---

Prof. Dr. André Lübeck  
UFSM



---

Prof. Dr. Jaelson Budny  
UNIPAMPA

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA**

**IAGOR LARA MORAIS**

**SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO: ROTEIRO PRÁTICO  
PARA DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

**Alegrete  
2018**

**IAGOR LARA MORAIS**

**SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO: ROTEIRO PRÁTICO  
PARA DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil  
da Universidade Federal do Pampa, como  
requisito parcial para obtenção do Título  
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Me. Alisson Simonetti Milani

**Alegrete  
2018**

## **AGRADECIMENTO**

Ao meu orientador Professor Alisson Milani, por estas e diversas outras orientações ao longo de toda minha graduação.

Agradeço aos meus pais e irmãos por todo amor e incentivo durante toda minha vida, vocês são e sempre serão a minha base.

Agradeço especialmente à minha linda namorada pela paciência, apoio, amor e companheirismo durante todos meus anos de engenharia,

## RESUMO

Este trabalho apresenta o método construtivo em paredes de concreto moldadas no local para a construção de edificações e um roteiro de cálculo para seu dimensionamento estrutural. Inicia explicando sucintamente o começo da popularização do sistema e a origem da ABNT NBR 16055:2012. Apresenta as características construtivas e de projeto arquitetônico deste método. Faz um estudo dos tipos de carregamentos verticais característicos e das ações horizontais a serem consideradas. Analisa a aplicação dos métodos de cálculo utilizados para distribuição de cargas nas paredes, na busca de uma solução simples, prática e confiável para a análise estrutural. Interpreta os principais critérios de análise estrutural e dimensionamento da ABNT NBR 16055:2012. Apresenta uma forma de análise de estabilidade global. Aplica todos estes conceitos ao longo de um roteiro para dimensionamento de um edifício exemplo, desde o levantamento de cargas até o detalhamento, inclusive de reforço de abertura, sendo a distribuição de cargas verticais feita por grupos isolados de paredes e a horizontal por pórticos planos associados com a utilização do *software* Ftool.

Palavras-Chave: paredes de concreto, dimensionamento estrutural, NBR 16055, pórticos planos associados.

## **ABSTRACT**

This work presents the constructive method in concrete walls molded in the building site, and a calculation guide for its structural dimensioning. It begins by briefly explaining the method popularization and the origin of ABNT NBR 16055: 2012. It presents the constructive features and the features of architectural project of this method. It investigates the commonly types of vertical loadings and the horizontal forces to be considered. It verifies the calculus applied to distribute loads toward the walls, in searching of a simple, practical and reliable solution for the structural analysis. It interprets the main criteria of structural analysis and dimensioning of ABNT NBR 16055: 2012. It presents a form of global instability analysis. It applies all of these concepts through a guide for the dimensioning of an example-building, from lifting loads until detailing, including opening reinforcement, being the distribution of vertical loads calculated by isolated groups of walls, and the horizontal, by plane frames combined with the software Ftool.

Keywords: concrete walls, structural dimensioning, NBR 16055, plane frames associated.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Simetria de paredes .....	15
Figura 2 – Ação horizontal em contraventamento simétrico e assimétrico.....	16
Figura 3– Alinhamento de paredes .....	16
Figura 4 – Efeito arco .....	17
Figura 5 – Instalações elétricas.....	18
Figura 6 – Agrupamento de áreas molhadas .....	19
Figura 7 – Instalações hidráulicas .....	19
Figura 8 – Piso de apoio .....	20
Figura 9 – Tipos de forma .....	21
Figura 10 – Tela soldada posicionada.....	22
Figura 11 – Lajes armadas com telas .....	24
Figura 12 – Armadura parede x parede .....	24
Figura 13 – Detalhe armadura parede x parede.....	25
Figura 14 – Armadura parede x laje .....	25
Figura 15 – Armadura parede x laje em L .....	26
Figura 16 – Detalhe tela com franja .....	26
Figura 17 – Arranque de parede .....	27
Figura 18 – Arranque de parede com adesivo .....	27
Figura 19 – Reforço de abertura .....	28
Figura 20 – Espalhamento de cargas verticais.....	33
Figura 21 – Atuação do vento e distribuição no contraventamento.....	34
Figura 22 – Grupos de paredes.....	37
Figura 23 – Modelos para deslocamento horizontal.....	39
Figura 24 – Resultados dos modelos .....	40
Figura 25 – Grupos de paredes.....	41
Figura 26 – Pórtico com trechos rígidos.....	42
Figura 27 – Associação de pórticos planos .....	43
Figura 28 – Barra única engastada .....	44
Figura 29 – Comprimento equivalente da parede .....	47
Figura 30 – Região de influência das aberturas .....	49
Figura 31 – Distância de influência .....	50
Figura 32 – Coeficiente $K_{ab}$ .....	51

Figura 33 – Esforço solicitante .....	51
Figura 34 – Comprimento de reforço.....	53
Figura 35 – Detalhamento .....	54
Figura 36 – Detalhe das emendas de telas .....	55
Figura 37 – Detalhe reforço entre paredes.....	56
Figura 38 – Detalhe reforço entre parede e laje .....	56
Figura 39 – Detalhe de corte de parede.....	57
Figura 40 – Momento de 2ª ordem.....	58
Figura 41 – Planta do pavimento tipo do edifício exemplo .....	60
Figura 42 – Nomenclatura de paredes e lintéis .....	62
Figura 43 – Charneiras plásticas.....	63
Figura 44 – Grupos de paredes.....	66
Figura 45 – Paredes resistentes em X .....	71
Figura 46 – Paredes resistentes em Y .....	72
Figura 47 – Pórtico direção X.....	74
Figura 48 – Pórtico direção Y .....	75
Figura 49 – Pórtico vento em X, vento como acidental principal .....	76
Figura 50 – Detalhe das paredes divididas em trecho .....	82
Figura 51 – Vinculações de parede .....	83
Figura 52 – Abertura dimensionada .....	86
Figura 53 – Abertura dimensionada .....	87
Figura 54 – Detalhamento PH - 01 .....	90

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Cargas da escada .....	64
Tabela 2 – Cargas da viga .....	64
Tabela 3 – Cargas dos lintéis .....	65
Tabela 4 – Cargas verticais nas paredes .....	65
Tabela 5 – Compressão por grupo, devido às cargas verticais.....	67
Tabela 6 – Carga vertical total de um pavimento .....	68
Tabela 7 – Desaprumo.....	68
Tabela 8 – Dados para vento .....	69
Tabela 9 – Forças de vento.....	69
Tabela 10 – Pórtico vento em X, vento como acidental principal .....	77
Tabela 11 – Pórtico vento em X, acidental da laje como acidental principal .....	77
Tabela 12 – Pórtico vento em Y, vento como acidental principal .....	77
Tabela 13 – Pórtico vento em Y, acidental da laje como acidental principal .....	78
Tabela 14 – Vento sentido 0° .....	79
Tabela 15 – Vento sentido 180° .....	79
Tabela 16 – Vento sentido 90° .....	80
Tabela 17 – Vento sentido 270° .....	80
Tabela 18 – Vento X, sentido 0°, vento como variável principal.....	81
Tabela 19 – Dados para cálculo de resistência à compressão .....	83
Tabela 20 – Dados para cálculo de resistência à compressão .....	84
Tabela 21 – Resistência ao cisalhamento .....	85
Tabela 22 – $R_d, max$ .....	88
Tabela 23 – Cálculo do coeficiente $K_{ab}$ .....	88

## SUMÁRIO

<b>SUMÁRIO .....</b>	<b>9</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>11</b>
1.1. Considerações iniciais .....	11
1.2. Objetivos .....	12
1.3. Justificativa.....	12
<b>2. SISTEMA PAREDES DE CONCRETO.....</b>	<b>14</b>
2.1. Características gerais .....	14
2.2. Projeto .....	14
2.2.1. Modulação.....	15
2.2.2. Simetria .....	15
2.2.3. Alinhamento de paredes.....	16
2.2.4. Padronização vertical .....	17
2.2.5. Distância entre aberturas .....	17
2.2.6. Instalações elétricas e hidrossanitárias .....	18
2.3. Fundação.....	20
2.4. Formas.....	20
2.5. Concreto.....	21
2.6. Armaduras.....	22
2.7. Cura .....	28
<b>3. PROJETO ESTRUTURAL E NORMATIZAÇÃO .....</b>	<b>30</b>
3.1. Requisitos, premissas e hipóteses básicas da ABNT NBR 16055:2012 .....	30
3.2. Estados limites e combinações .....	31
3.3. Cargas verticais.....	32
3.4. Ações horizontais .....	34
3.4.1. Vento.....	34
3.4.2. Desaprumo.....	36
3.5. Modelos de cálculo .....	37

3.5.1. Grupo isolado de paredes .....	41
3.5.2. Pórticos planos associados.....	41
3.5.3. Barra única engastada .....	43
3.6. Consideração de flanges em painéis de contraventamento .....	44
3.7. Dimensionamento .....	45
3.7.1. Armaduras mínimas.....	45
3.7.2. Solicitações normais .....	45
3.7.3. Cisalhamento .....	47
3.7.4. Aberturas.....	49
3.8. Detalhamento.....	54
3.9. Estabilidade global.....	57
<b>4. METODOLOGIA .....</b>	<b>60</b>
<b>5. RESULTADOS .....</b>	<b>62</b>
5.1. Nomenclatura de paredes .....	62
5.2. Cargas verticais.....	62
5.3. Grupos isolados de paredes .....	66
5.4. Ações horizontais .....	68
5.5. Pórticos planos associados.....	70
5.6. Estabilidade global.....	76
5.7. Esforços devidos ações horizontais.....	78
5.8. Combinações .....	80
5.9. Dimensionamento à compressão .....	82
5.10. Dimensionamento ao cisalhamento.....	85
5.11. Dimensionamento ao redor das aberturas .....	86
5.12. Detalhamento.....	89
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>91</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>92</b>

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Considerações iniciais

O método construtivo denominado paredes de concreto moldado in loco é um sistema formado por lajes e paredes maciças de concreto armado, que apresentam função estrutural e de vedação, e que são concretadas no local definitivo. Sendo cada etapa moldada de uma única vez por conjuntos de formas industrializadas, com todas as instalações e vãos de esquadrias que farão parte da edificação.

De acordo com Missureli e Massuda (2009, p. 1) “[...] é um método de construção racionalizado que oferece produtividade, qualidade e economia de escala quando o desafio é a redução do déficit habitacional”.

Este método construtivo se tornou muito atrativo quando na segunda metade dos anos 2000 a indústria da construção civil brasileira viveu o início de um momento singular, devido a grande demanda por edificações e ao crescente acesso ao crédito imobiliário. Situação que exigia muita velocidade de execução e respeito por padrões técnicos (ABCP, 2008).

Em 2007, por meio de uma parceria da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem (Abesc) e o Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS) com diversas empresas da cadeia produtiva, surgiu um grupo de pesquisa, denominado “Parede de concreto”, com o intuito de aumentar o conhecimento sobre este método pouco utilizado no Brasil até então.

Este grupo visitou obras em países onde o método construtivo já era consolidado e largamente utilizado, como Colômbia e Chile, e, após mais de um ano de estudos e reuniões, produziu material informativo, chamado de “coletânea de ativos”, sobre o método construtivo trazendo informações sobre projeto, execução, normas, materiais e serviços essenciais para a boa prática.

Em 2009 foi lançado o Programa Minha Casa Minha Vida 1 (PMCMV), que impulsionou a construção de moradias econômicas para combater o déficit habitacional do país. Deste modo, houve uma intensificação na busca das construtoras por sistemas que possibilitassem a construção em grandes quantidades, com qualidade e no menor tempo possível. Porém, como as paredes de concreto ainda não eram normatizadas, precisavam de aprovação do Sistema

Nacional de Aprovações Técnicas (Sinat), que segundo Braguim (2013, p. 5) “esse processo era demorado e podia inviabilizar a escolha pelo sistema”.

Devido ao aumento no uso deste método, gerado pelo PMCMV, e para contornar a necessidade de aprovação do Sinat, utilizando como texto base os ativos produzidos pelo grupo Paredes de concreto, em 2012 foi aprovada a ABNT NBR 16055:2012 - Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações — Requisitos e procedimentos.

Entretanto, o dimensionamento de paredes de concreto ainda não é assunto amplamente divulgado no meio técnico-científico. Nessa pesquisa não foi encontrado curso de graduação em engenharia civil que abordasse o assunto e são raros os materiais didáticos disponíveis, ou até mesmo cursos de capacitação, não sendo encontrados livros sobre o tema, ao contrário do que acontece com os métodos construtivos mais disseminados.

## **1.2. Objetivos**

Este trabalho tem como objetivo principal elaborar um roteiro prático para o dimensionamento de um edifício simplificado de acordo com a ABNT NBR 16.055:2012.

Para atingir o objetivo principal, os objetivos específicos foram definidos como:

- Definir e quantificar os carregamentos existentes.
- Definir os elementos resistentes e as interações entre estes para solicitações verticais e horizontais.
- Verificar a estabilidade global do edifício.
- Calcular os esforços combinados em cada elemento resistente.
- Verificar a resistência e calcular as armaduras necessárias.

## **1.3. Justificativa**

O método construtivo parede de concreto supre as necessidades de industrialização das construtoras, principalmente as que trabalham com construções populares, onde existe alta escala de repetição de projetos e lucros menores.

Sabe-se também que muitas patologias podem ter início a partir de projetos estruturais mal elaborados, principalmente os que contêm erros ligados aos Estados limites de serviço (ELS), entretanto, esses fatores contrastam diretamente com a baixa quantidade de material técnico sobre a interpretação da norma relacionado ao dimensionamento estrutural produzido até hoje.

Neste contexto, se justifica o trabalho proposto para que estudantes possam ter um melhor entendimento da norma, assim como calculistas possam ter um roteiro prático padrão para dimensionamento estrutural, de acordo com ABNT NBR 16.055:2012.



## 2. SISTEMA PAREDES DE CONCRETO

### 2.1. Características gerais

O sistema construtivo de paredes de concreto é um sistema estrutural onde as lajes e paredes formam um elemento monolítico de concreto armado, moldados no local, que servem como estrutura de suporte e vedação do edifício. As paredes e lajes de cada ciclo construtivo são moldadas em uma única etapa de concretagem, contendo em seu interior os vãos para portas e janelas, além das tubulações e eletrodutos de pequeno porte, que o projetista não opte posicionar em shafts (ABNT, 2012).

De acordo com Missureli e Massuda (2009, p. 1):

No sistema construtivo de paredes de concreto, a vedação e a estrutura são compostas por esse único elemento. As paredes são moldadas "*in loco*", tendo embutidas as instalações elétricas, hidráulicas e as esquadrias.

Outra característica marcante é que este sistema é um dos mais industrializados, conforme afirma a ABCP (2008, p. 74):

Poucos métodos construtivos podem ser considerados tão sistematizados quanto a PAREDE DE CONCRETO, sistema baseado inteiramente em conceitos de industrialização de materiais e equipamentos, mecanização, modulação, controle tecnológico, multifuncionalidade e qualificação da mão-de-obra.

### 2.2. Projeto

Segundo ABCP (2010) praticamente qualquer projeto arquitetônico pode ser desenvolvido com paredes de concreto, porém para se obter o máximo desempenho em sistemas de fabricação de grande escala, é fundamental observar as condições intrínsecas de cada sistema, o que se reflete em menor prazo de execução, menor custo, minimização de imprevistos e maior qualidade do produto final.

Portanto o ideal é que a arquitetura seja pensada para execução em paredes de concreto, tendo em vista o conjunto de formas disponíveis, pois uma adaptação de arquitetura ou no conjunto de formas provavelmente prejudicará a dinâmica do sistema.

A seguir, estão descritas algumas boas práticas de projeto arquitetônico, ressaltando-se que todas as informações são baseadas na ABCP (2010).

### 2.2.1. Modulação

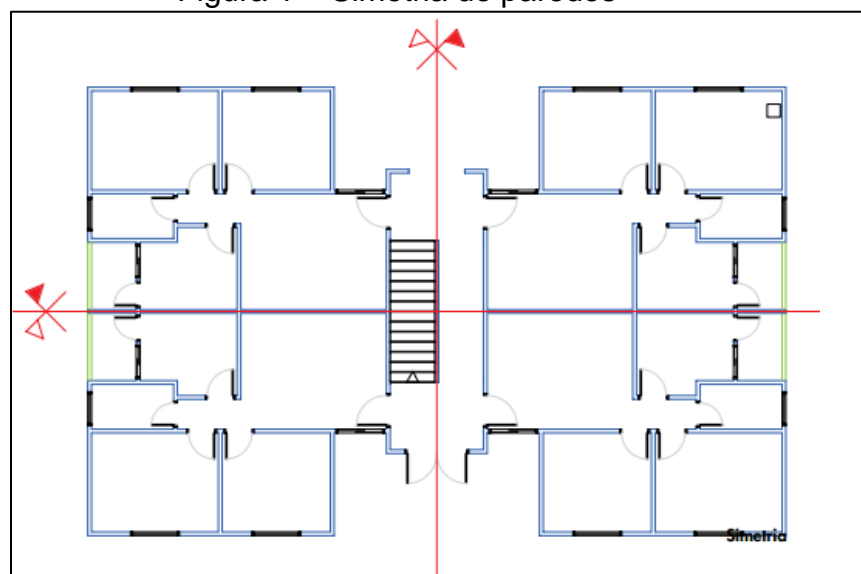
A ABNT NBR 15873 – Coordenação modular para edificações estabelece que o módulo mínimo em elementos construtivos deva ser de 10 cm, ficando os fabricantes responsáveis por deixar as folgas e tolerâncias necessárias para instalação de seus produtos, como, por exemplo, as esquadrias.

Um dos grandes favorecidos nesse aspecto são os conjuntos de formas, que por também serem modulados, admitem aplicação em um maior número de projetos sem que haja a necessidade de grandes adaptações.

### 2.2.2. Simetria

A simetria das paredes em relação aos eixos longitudinal e transversal (Figura 1) é importante para trazer mais produtividade para o canteiro com o menor número de painéis de forma possível, possibilitando que sejam criadas equipes de montadores, independentes das de armação e instalações, dividindo a concretagem em  $\frac{1}{2}$  ou  $\frac{1}{4}$  de laje.

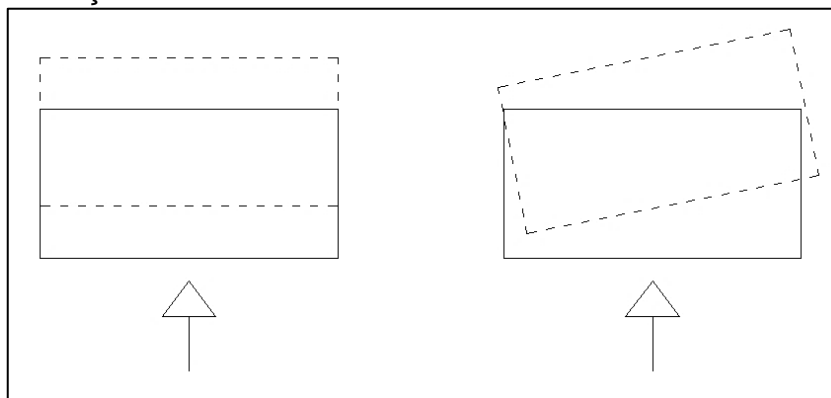
Figura 1 – Simetria de paredes



Fonte: ABCP (2010, p. 19)

Além disso, edifícios que possuem assimetria significativa de paredes, além da translação, apresentam movimentos de rotação (Figura 2), o que torna mais complexa a distribuição das ações e são inconvenientes para o funcionamento da estrutura (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

Figura 2 – Ação horizontal em contraventamento simétrico e assimétrico

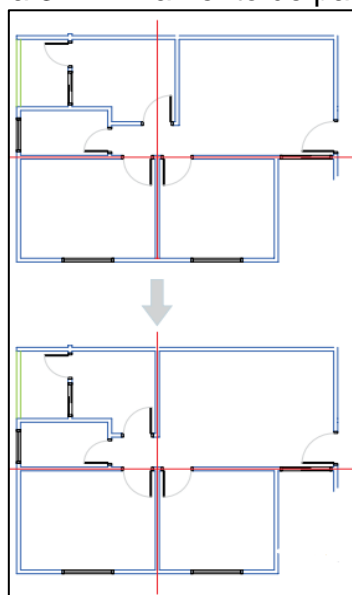


Fonte: Adaptado de Corrêa; Ramalho (2003, p. 46)

### 2.2.3. Alinhamento de paredes

O projeto arquitetônico deve ter o maior número possível de paredes alinhadas, principalmente as internas, pois isso facilita a locação dos eixos, o alinhamento das formas e reduz a utilização de pequenos painéis de formas para o arremate (Figura 3).

Figura 3– Alinhamento de paredes

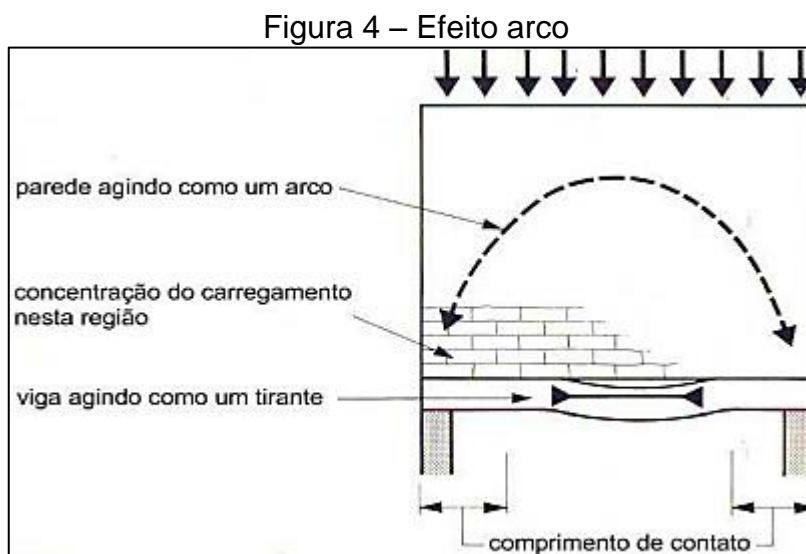


Fonte: ABCP (2010, p. 20)

#### 2.2.4. Padronização vertical

É essencial que os projetos de pavimentos superiores e inferiores ao pavimento tipo mantenham a mesma disposição, tornando possível a utilização de paredes alinhadas verticalmente, pois o sistema se beneficia da padronização e repetitividade das estruturas, obtendo-se ciclos de concretagens mais rápidos e regulares.

Além disso, especial atenção deve ser dada a elementos de transição formados por vigas e pilares nos quais se apoiam paredes de concreto, o que muda a forma da transferência das ações verticais. Essa transferência ocorre na forma de arco atirantado e as cargas tendem a migrar para as regiões de apoio, gerando grandes concentrações de tensão nesta região. Esse fenômeno é conhecido como efeito arco, e está apresentado na Figura 4 (TESTONI, 2013).



Fonte: Testoni (2013, p. 32 apud Paes, 2008)

#### 2.2.5. Distância entre aberturas

É recomendável que as distâncias horizontais entre aberturas sejam maiores do que a dimensão horizontal da maior das aberturas separadas por esta distância, isso evita que o trecho que separa as aberturas necessite ser dimensionado como pilar ou pilar-parede, de acordo com o que determina o item 17.8.1 da ABNT NBR 16.055:2012, o que geraria mais cálculos e uma alteração na montagem das armaduras, diminuindo a produtividade.

### 2.2.6. Instalações elétricas e hidrossanitárias

A recomendação é que se utilize a passagem dos eletrodutos pelas paredes, Figura 5, pois assim a execução pode ser feita por equipe diferente da que executa a montagem das formas, trazendo agilidade para o momento de montagem destas. É indicado que se reduza o número de eletrodutos na laje e se evite o cruzamento entre eles, pois essa atividade só poderia ser feita entre a montagem das formas da laje e a concretagem, o que não seria produtivo. Além disto, se reduz o risco de amassamento de eletrodutos na laje durante a concretagem.

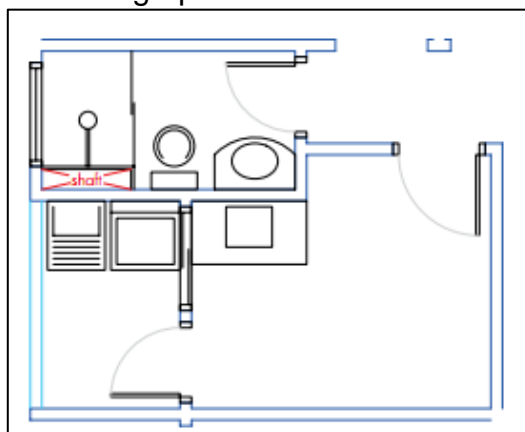
Figura 5 – Instalações elétricas



Fonte: Panno (2017, p. 14)

Nas instalações hidrossanitárias é indicado que se agrupem as áreas molhadas, diminuindo o número de paredes hidráulicas e de shafts de descida (Figura 6).

Figura 6 – Agrupamento de áreas molhadas



Fonte: ABCP (2010, p. 22)

Na Figura 7 é possível ver conduítes que serão utilizados para passagem da tubulação hidráulica do tipo Sistema flexível PEX, está é uma boa prática, pois, caso seja preciso, a manutenção na tubulação pode ser feita sem a necessidade de quebrar a parede, apenas sendo trocada a tubulação.

Figura 7 – Instalações hidráulicas



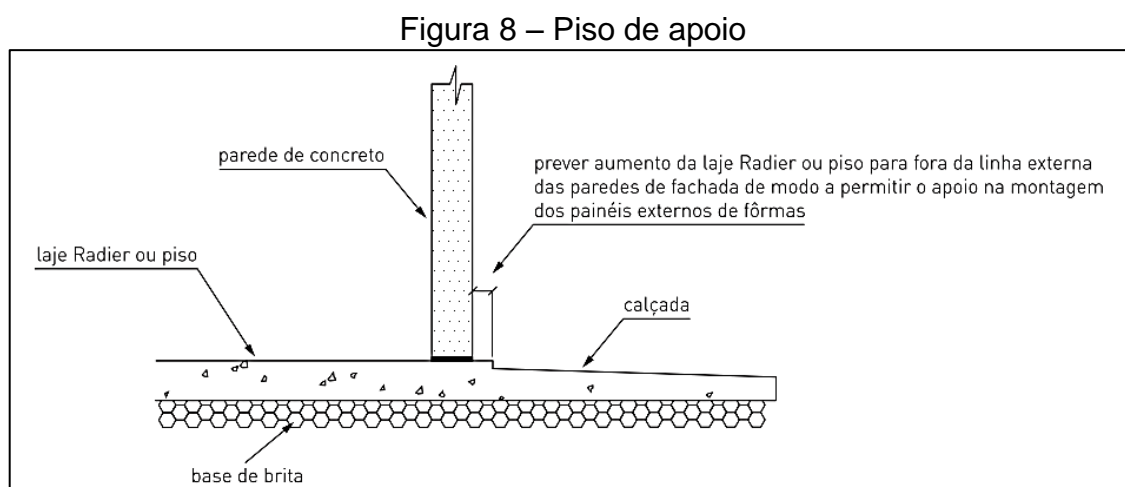
Fonte: Panno (2017, p. 19)

Além disso, a ABNT NBR 16055:2012 especifica que só se admitem tubulações horizontais em trechos de até  $\frac{1}{3}$  do comprimento da parede, tendo como limite o comprimento máximo de 1m e sendo este trecho considerado não estrutural. Em nenhum sentido é permitida a passagem de tubulações nos encontros das paredes.

### 2.3. Fundação

A escolha do tipo de fundação depende das condições locais, principalmente da resistência mecânica do solo. Não existe restrição quanto ao tipo de fundação a ser utilizada.

É recomendável que se execute um piso no nível do terreno e que esse piso exceda a dimensão externa das formas, para servir como apoio para o sistema (Figura 8).



Fonte: ABCP (2008, p. 76)

### 2.4. Formas

As formas são responsáveis por moldar o concreto fresco, resistindo às pressões de lançamento. Devem ser estanques e capazes de manter a geometria das peças moldadas (ABCP, 2008).

Algumas características importantes na escolha do conjunto de formas são o peso por m<sup>2</sup> e a facilidade de montagem, com o menor número de peças soltas (NAKAMURA, 2014).

A seguir são mostrados os tipos mais comuns de formas para parede de concreto na Figura 9 e é feita uma comparação no Quadro 1, respectivamente:



Figura 9 – Tipos de forma



Fonte: Adaptado de Nakamura (2014)

Quadro 1 - Comparativo de formas

Tipo de forma	Vantagens	Desvantagens
Metálicas	São leves a ponto de dispensar equipamentos pesados. Oferecem ótimo acabamento superficial ao concreto. Quando utilizadas adequadamente, possuem alto grau de reutilização. Podem ser usadas em unidades habitacionais de diversas alturas.	Alto custo para aquisição. A viabilidade financeira desse sistema depende do grau de repetição das peças.
Plásticas	Menor custo de aquisição e peso reduzido (os painéis pesam em torno de 10 kg/m <sup>2</sup> ). Alguns sistemas não exigem travamento metálico adicional, pois as chapas se autotravam, alinham e nivelam. São recicláveis e toleram elevado número de reutilizações.	Em comparação com outras soluções de formas, tendem a ser menos duráveis. O acabamento superficial também pode ser um aspecto crítico em alguns sistemas.
Metálicas com contato de compensado ou resina	Com grande disponibilidade no mercado, podem se ajustar às variadas medidas de cada projeto. De acordo com os fabricantes, quando bem conservadas, algumas chapas de compensado podem ser reutilizadas até 30 vezes.	Os painéis são mais pesados do que os equivalentes em alumínio. Embora possam ser reutilizadas, exigem a troca das chapas de compensado a cada ciclo de 30 usos, aproximadamente. Alguns sistemas podem apresentar quantidade grande de peças soltas.

Fonte: Adaptado de Nakamura (2014)

## 2.5. Concreto

De acordo com Missureli e Massuda (2009), no Brasil, quatro tipos de concreto são recomendados:

- Celular;
- Com ar incorporado – até 9%;
- Com agregados leves ou baixa massa específica;



- Convencional ou autoadensável

Segundo Braguim (2013, p. 12), “recomenda-se utilizar concreto autoadensável pela sua grande fluidez e plasticidade, características que eliminam a necessidade de vibrar o concreto. Além disso, sua alta viscosidade evita segregação”.

## 2.6. Armaduras

Como o sistema construtivo é orientado para a industrialização o tipo de armadura das paredes é muito importante para a produtividade. Por isso as armaduras principais das paredes são montadas com telas soldadas, Figura 10, no Quadro 2 é possível verificar as vantagens deste tipo.

Figura 10 – Tela soldada posicionada



Fonte: Panno (2017, p. 14)

Quadro 2 – Vantagens das telas soldadas

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 da forma, posicionamento da armadura e amarração com arame recozido.	Simple colocação de painéis prontos.
Amarração	2,5% do consumo de aço em arame recozido	Elimina a amarração
Emenda	Varia de acordo com a resistência do concreto, zona de aderência e diâmetro do fio	Simple sobreposição de malhas: armadura principal = 2 malhas armadura secundária = 1 malha
Ancoragem	Necessita de ganchos	Ancoragem reta (sem gancho), e menor comprimento
Aderência	Somente pela superfície do fio	Pela superfície do fio somado 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 (2014)

A ABNT NBR 16055:2012 admite o uso de apenas uma tela soldada, disposta horizontalmente e próxima ao centro geométrico da seção horizontal da parede, exceto quando a espessura da parede for superior a 15cm, em paredes térreas sujeitas a choque de veículos e paredes que engastam balanços.

As lajes são normalmente armadas com telas, mantendo as características de produtividade, rapidez e padronização do sistema. Na Figura 11 é possível ver telas sendo utilizadas como armadura positiva e negativa de engastamento entre lajes vizinhas.

Figura 11 – Lajes armadas com telas

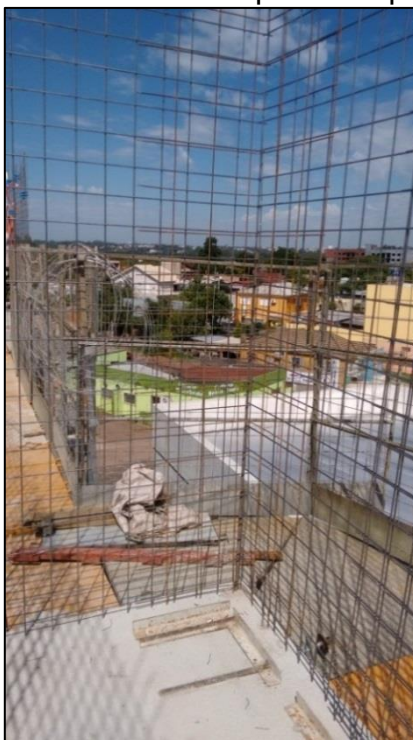


Fonte: Ferraz (2017)

Para a garantia de monoliticidade do sistema devem ser utilizadas algumas armaduras especiais de ligação:

- Parede x parede: Na Figura 12 é possível ver uma armadura de solidarização de paredes já montada. A Figura 13 apresenta um esquema de como essa armadura é posicionada.

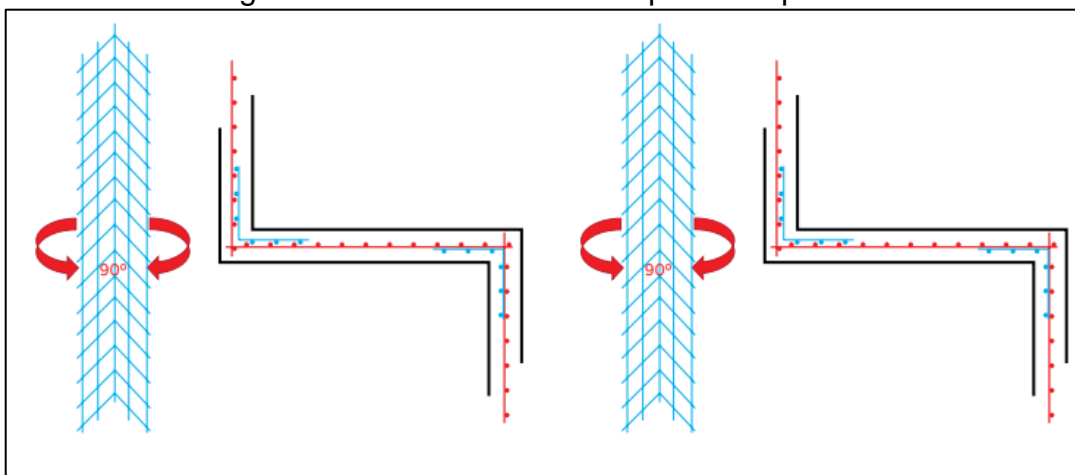
Figura 12 – Armadura parede x parede



Fonte: Panno (2017, p. 15)



Figura 13 – Detalhe armadura parede x parede



Fonte: Arcelormittal (2017)

- Parede x laje: Esta armadura é apresentada nas Figuras 14 e 15, ela pode ser feita utilizando a própria tela da parede, com um trecho de tela cortado similar ao da Figura 13 ou com as franjas de telas próprias para este uso, que não apresentam aço na horizontal na parte superior da tela, facilitando a montagem das armaduras da laje, como mostra a Figura 16.

Figura 14 – Armadura parede x laje



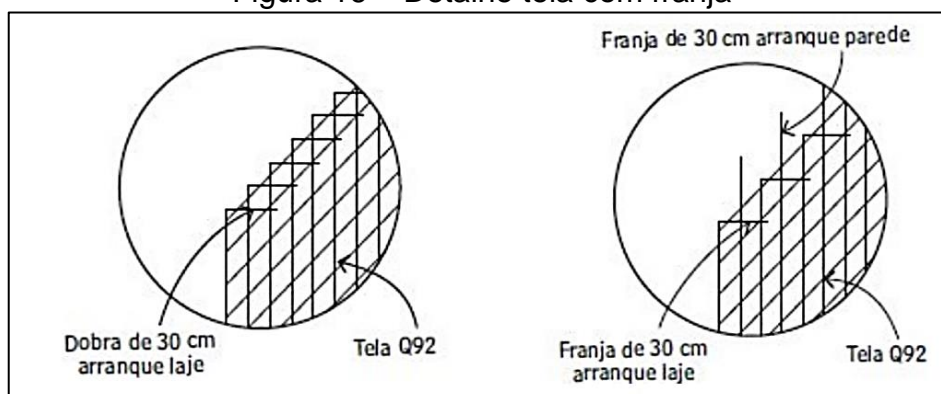
Fonte: Ferraz (2017)

Figura 15 – Armadura parede x laje em L



Fonte: Adaptado de Panno (2017, p. 14)

Figura 16 – Detalhe tela com franja



Fonte: Da Silva (2011, p. 2)

- Armadura de arranque: Podem ser posicionadas antes da concretagem (Figura 17) ou colocadas após a concretagem com a utilização de adesivos estruturais (Figura 18), nesta figura as barras horizontais são utilizadas apenas como espaçadoras durante a concretagem, sendo retiradas antes da montagem da parede.



Figura 17 – Arranque de parede



Fonte: Ferraz (2017)

Figura 18 – Arranque de parede com adesivo



Fonte: Ferraz (2017)

Conforme Braguim (2013) as armaduras em barras são utilizadas como forma de reforço em aberturas, bordas livres ou regiões onde a tensão de tração seja alta e concentrada. Na Figura 19 é possível ver as armaduras horizontais e verticais de reforço de abertura. As barras colocadas a 45° nos cantos de aberturas não são

citadas na ABNT NBR 16055:2012, porém seu uso é comum na prática, para evitar o aparecimento de fissuras.

Figura 19 – Reforço de abertura



Fonte: Panno (2017, p. 15)

Para a cobertura das armaduras, aplicam-se os requisitos de pilares da ABNT NBR 6118:2014 (ABNT,2012). As áreas mínimas das armaduras apresentadas são determinadas no item 3.7.1 deste trabalho.

## 2.7. Cura

A cura deve ser iniciada logo após a desforma das paredes, protegendo o concreto de seus agentes deletérios como, por exemplo, a secagem rápida. Ela evita a perda de água pela superfície exposta, assegura superfície com resistência adequada e com uma capa durável (ABNT, 2012).

Segundo ABCP (2008) os principais métodos de cura para as paredes de concreto são: por molhagem e por membrana. O primeiro consiste em umedecer continuamente as paredes, pelo menos cinco vezes ao dia, por meio de borrifo de mangueiras ou algo similar, sem que a parede seja danificada mecanicamente. A cura por membrana é realizada por meio de agentes químicos impermeáveis

aplicados em finas camadas na parede, o inconveniente deste método é a necessidade de remoção desta camada para que não prejudique a aderência do revestimento final.



### **3. PROJETO ESTRUTURAL E NORMATIZAÇÃO**

#### **3.1. Requisitos, premissas e hipóteses básicas da ABNT NBR 16055:2012**

Para a ABNT NBR 16055:2012 um edifício simplificado é aquele de até cinco pavimentos, que apresenta lajes maciças com vão livre máximo de 4m e sobrecarga máxima de 300 kgf/m<sup>2</sup>, piso a piso máximo de 3 m e dimensões em planta de no mínimo 8 m. Esta norma se aplica integralmente a edifícios simplificados, com paredes submetidas à carga axial, com ou sem flexão, concretadas com todos os elementos que farão parte da construção e lajes maciças solidarizadas as paredes, tornando o sistema monolítico.

Caso o edifício a ser dimensionado não seja simplificado, algumas hipóteses simplificadoras da norma não poderão ser adotadas, saindo do escopo deste trabalho.

O caminho descrito pelo carregamento deve ser claro desde o seu ponto de aplicação até as fundações. Admite-se válida a análise elástico-linear para obtenção dos esforços e análise de situações de serviço. Na falta de modelo mais preciso, também é admissível a utilização dos esforços solicitantes obtidos pela análise linear para análise das situações de ELU.

A estabilidade lateral é garantida pela disposição de paredes resistentes nas duas direções, com as lajes funcionando como diafragmas rígidos, transferindo os esforços horizontais. Na análise estrutural as paredes de contraventamento podem ser representadas por elementos lineares, desde que se considere a deformação por flexão e cisalhamento, e a interação entre paredes que se interceptam deve ser incluída no modelo.

Esta norma considera para o projeto e construção paredes com comprimento maior ou igual a dez vezes a sua espessura, com espessura maior ou igual a 10 cm, exceto paredes internas de edificações de até dois pavimentos, que podem ter espessura mínima de 8 cm. A resistência característica a compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) deve sempre ser considerada menor ou igual a 40Mpa.

Paredes predominantemente comprimidas, com excentricidade menores que um décimo da espessura e com pressão de vento máxima de 1 kN/m<sup>2</sup> poderão ter sua resistência normal de cálculo para flexocompressão obtida pelo item 17.5 da ABNT NBR 16055:2012, estudado no item 3.7.2 deste trabalho, que já considera a

minoração referente a instabilidade localizada e excentricidade. Segundo Braguim (2013) pressões de ventos maiores que 1 kN/m<sup>2</sup>, são mais comuns em últimos andares de prédios altos, que não são objeto de estudo deste trabalho.

### 3.2. Estados limites e combinações

Para paredes de concreto a segurança é verificada por meio do método dos estados limites, onde as variações das ações e resistências são ponderadas para que se chegue aos valores de cálculo e a segurança é garantida sempre que os valores das solicitações de cálculo forem iguais ou menores que os das resistências de cálculo.

O Estado limite último é atingido quando a estrutura torna-se insegura para o uso. Para as ações deste estado limite se utilizam as combinações últimas normais contidas na ABNT NBR 6118:2014 (Equação 1), para verificação do dimensionamento de tensões normais e cisalhantes.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) \quad \dots(1)$$

onde:

$F_d$ : valor de cálculo das ações para combinação última;

$\gamma_g$ : coeficiente para majoração de ação permanente,  $\gamma_g = 1,4$  para desfavorável e  $\gamma_g = 1$  para favorável;

$F_{gk}$ : ações permanentes diretas;

$\gamma_q$ : coeficiente para majoração de ação variável,  $\gamma_q = 1,4$ ;

$F_{q1k}$ : ação variável principal;

$\Psi_{0j}$ : coeficiente redutor de ações variáveis secundárias,  $\Psi_{0j} = 0,5$  para lajes de edifício residencial e  $\Psi_{0j} = 0,6$  para pressões de vento;

$F_{qjk}$ : ações variáveis secundárias.

Braguim (2013) indica que devem ser feitas dois tipos de combinações para o dimensionamento das paredes, chamadas  $C_1$  e  $C_2$ . Em  $C_1$  as ações permanentes devem ser consideradas desfavoráveis e todas as ações variáveis devem ser consideradas para obtenção da máxima tensão de compressão. Em  $C_2$  é obtida a

máxima tensão de tração, as ações permanentes devem ser consideradas favoráveis, deve ser utilizada como ação variável principal a que cause a maior tração na parede entre a ação de vento e a de desaprumo, e devem ser desconsideradas as ações variáveis favoráveis.

Ainda segundo Braguim (2013), para obtenção das tensões normais de cálculo, devem-se compor os esforços obtidos pela força normal, devido às cargas verticais, e os esforços normais causados pelos momentos fletores oriundos das cargas horizontais, conforme Equação 2 e Equação 3:

$$\sigma_{Cd} = \frac{N_{Cd}}{A} \pm \frac{M_{Cd}}{W} \quad \dots(2)$$

$$\sigma_{Td} = \frac{N_{Td}}{A} \pm \frac{M_{Td}}{W} \quad \dots(3)$$

onde:

$\sigma_{Cd}$ : tensão normal para a condição máxima de compressão;

$N_{Cd}$ : força normal que gera situação de compressão máxima;

$A$  : área da seção transversal da parede;

$M_{Cd}$ : momento fletor que gera situação de compressão máxima;

$W$  : módulo de resistência a flexão ( $W = I/y_{máx}$ );

$\sigma_{Td}$ : tensão normal para a condição máxima de tração;

$N_{Td}$ : força normal que gera situação de tração máxima;

$M_{Td}$ : momento fletor que gera situação de tração máxima.

### 3.3. Cargas verticais

Segundo a ABNT (2012) o carregamento gravitacional deve considerar todas as cargas atuantes, de acordo com ABNT NBR 6120:1980, considerando que são linearmente distribuídas e atuam paralelamente ao plano médio da parede, e que devem ser calculadas como estruturas de casca plana.

Em edifícios residências de alvenaria estrutural, as principais cargas a serem consideradas nas paredes são as ações nas lajes e o peso próprio das paredes (CORRÊA; RAMALHO, 2003). Devido às semelhanças comportamentais entre edifícios de alvenaria estrutural e de paredes de concreto, essa observação também

se aplica as paredes de concreto, assim como os métodos de distribuição destas cargas.

As ações nas lajes são compostas pelas cargas permanentes e variáveis. As permanentes incluem o peso próprio das lajes, revestimentos e, eventualmente, paredes não estruturais sobre as lajes. As cargas variáveis são as de utilização do edifício, encontradas na ABNT NBR 6120:1980 (Testoni, 2013).

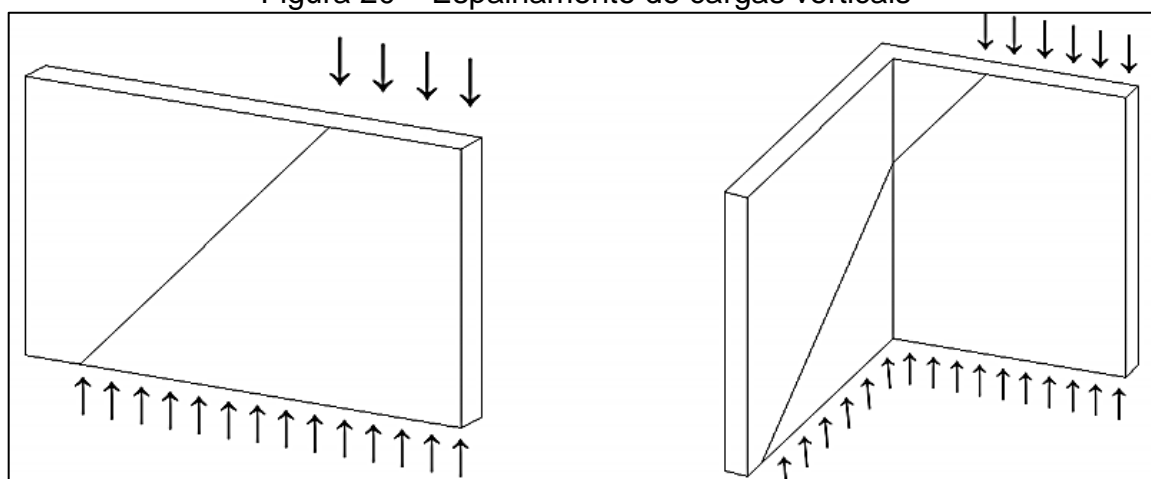
A ABNT NBR 16055:2012 permite o cálculo das reações nas lajes pelo método das charneiras plásticas. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas com os seguintes ângulos a partir dos vértices:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

As cargas lineares devidas ao peso próprio das paredes podem ser encontradas pela multiplicação do peso específico do concreto armado, pela espessura e pela altura da parede. Deve ser adotada expressão semelhante para a consideração dos revestimentos das paredes.

A ABNT NBR 16055:2012 assume que cargas concentradas ou parcialmente distribuídas apresentam espalhamento com um ângulo de 45°. Isso também ocorre em paredes adjacentes, ocorrendo interação entre elas (Figura 20), o que possibilita a consideração de distribuição de cargas horizontais por grupo de paredes.

Figura 20 – Espalhamento de cargas verticais



Fonte: Testoni (2013, p. 28)

Outros locais que apresentam distribuição à 45° são as seções abaixo e acima de aberturas, chamados de “lintéis”. Porém, conforme Corrêa e Ramalho (2003, p. 28) “uma parede com abertura é considerada como uma sequência de paredes independentes, não se levando em conta a possível interação[.]”.

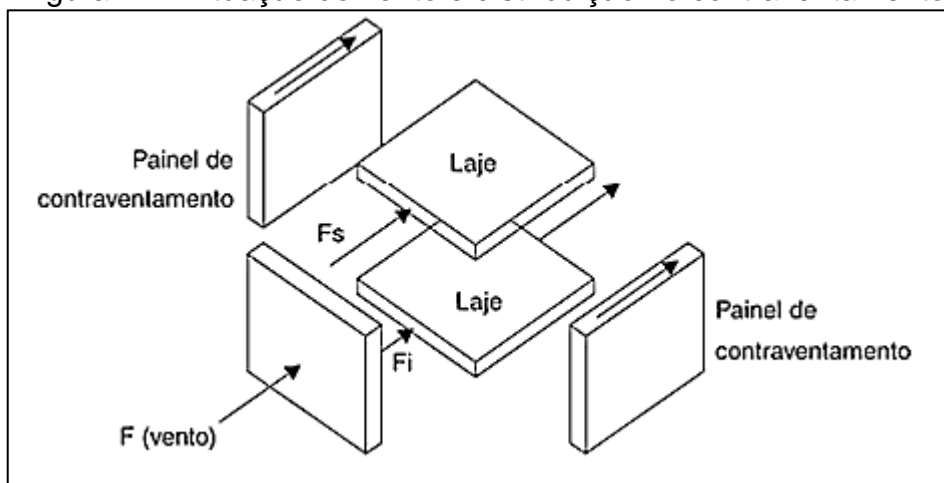
### 3.4. Ações horizontais

A ABNT NBR 16055:2012, no seu item 11.4, indica que as ações originadas do vento e do desaprumo devem ser obrigatoriamente analisadas, sendo considerada a mais desfavorável entre as duas, que segundo Nunes (2011, p. 44) “pode ser escolhido como a que provoca o maior momento total na base de construção”.

#### 3.4.1. Vento

Conforme Corrêa e Ramalho (2003, p. 28) “Considera-se que o vento atua sobre as paredes que são normais à sua direção. As paredes passam a ação às lajes dos pavimentos, considerados como diafragmas rígidos, que as distribuem aos painéis de contraventamento”, com esquema mostrado na Figura 21. A ABNT NBR 16055:2012 indica a ABNT NBR 6123:1998 para as considerações de ação do vento.

Figura 21 – Atuação do vento e distribuição no contraventamento



Fonte: Corrêa; Ramalho (2003, p. 40)

A ABNT NBR 6123:1998 começa o cálculo da transformação das pressões em forças de vento, pela velocidade característica do vento, por meio da Equação 4:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \dots(4)$$

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 influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno;

$S_3$ : fator baseado em conceitos probabilísticos.

Calcula-se a pressão dinâmica do vento, correspondente a velocidade característica, pela Equação 5:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad \dots(5)$$

onde:

$q$ : pressão dinâmica do vento (N/m<sup>2</sup>);

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

Por fim, calcula-se a força de arrasto em uma determinada direção, pela Equação 6:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad \dots(6)$$

onde:

$F_a$ : força de arrasto, componente da força devida ao vento na direção do vento (N);

$C_a$ : coeficiente de arrasto, é dependente das dimensões e altura do edifício;

$A_e$ : área frontal efetiva, área da projeção ortogonal da edificação, sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra");

### 3.4.2. Desaprumo

Os desaprumos causados por excentricidades geométricas ao longo da construção das paredes podem ser transformados em forças horizontais que causariam o mesmo efeito nas solicitações das paredes. O ângulo de desaprumo tem relação inversamente proporcional com a altura total do edifício, e é único para toda a edificação. Calcula-se o ângulo de desaprumo pela Equação 7:

$$\theta = \frac{1}{170 \cdot \sqrt{H}} \quad \dots(7)$$

onde:

$\theta$ : ângulo de desaprumo (rad);

$H$ : altura da edificação.

Segundo Braguim (2013) a força horizontal, em cada pavimento, equivalente ao desaprumo é fornecida pela Equação 8 e demonstrada pela Figura 22.

$$F_{dp} = \Delta P \cdot \theta \quad \dots(8)$$

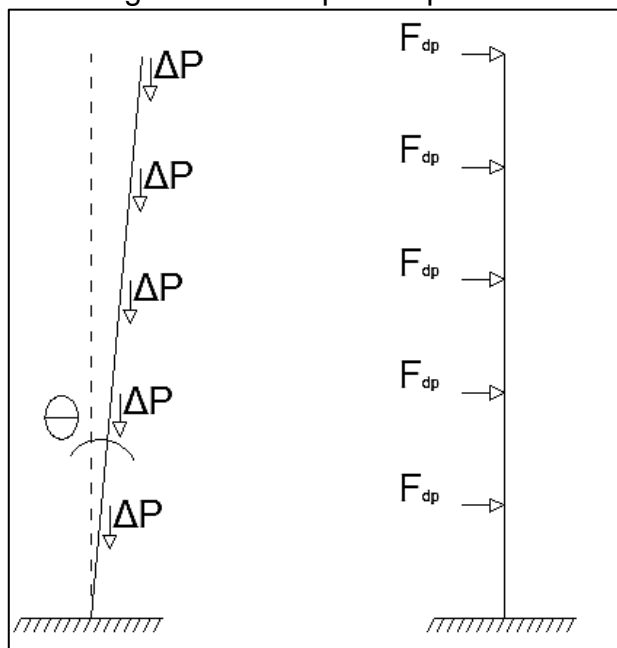
onde:

$F_{dp}$ : força horizontal equivalente;

$\Delta P$ : carga vertical total do pavimento;

$\theta$ : ângulo de desaprumo.

Figura 22 – Grupos de paredes



Fonte: Adaptado de Braguim (2012, p. 61)

### 3.5. Modelos de cálculo

Devido às forças de interação que se desenvolvem entre as paredes, e que devem ser garantidas por armaduras de ligação, ocorrem uniformizações de cargas ao longo da estrutura. Como se dará essa distribuição depende do modelo de cálculo utilizado na análise estrutural.

Assim como ocorre em edifícios de alvenaria estrutural, uma maior uniformização das cargas ao longo da edificação traz benefícios econômicos, já que serão necessárias menores resistências para o atendimento dos estados limites. Porém, caso essa uniformização não ocorra na prática a segurança é reduzida (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

Para o cálculo de edifícios de paredes de concreto existem modelos de cálculo relativamente simples, como distribuição de cargas verticais por paredes isoladas e por grupos isolados de paredes, distribuição de ações horizontais por pórticos planos associados, também chamados de associação plana de painéis e análise de estabilidade global por barra única engastada. Além destes, existem modelos numéricos mais precisos, que utilizam o método dos elementos finitos, mas que segundo Nunes (2011) se tornam pouco praticáveis em escritórios de cálculo por se tratarem de modelos mais discretizados, com um grande número de dados, além de necessitar um alto esforço computacional.



Braguim (2013) comparou os esforços obtidos para a distribuição de cargas verticais utilizando os seguintes modelos:

- Paredes isoladas (PIS): cada parede é considerada um elemento independente, que não interage com outros elementos. Para encontrar a carga de uma parede basta somar as cargas desta nos pavimentos superiores (CORRÊA; RAMALHO, 2003).
- Grupo isolado de paredes (GIP): este modelo foi utilizado neste trabalho e será estudado no item 3.5.1.
- Modelo pórtico tridimensional (MPT): neste modelo as paredes são representadas por barras flexíveis verticais, posicionadas em seu eixo vertical e que apresentam as mesmas características elásticas e geométricas das paredes. A ligação das barras verticais é feita no nível dos pavimentos por barras horizontais (BRAGUIM, 2013).
- Modelo em elementos finitos (MEF): No método dos elementos finitos a estrutura é discretizada em pequenos elementos, unidos em forma de malha, que juntos representam a estrutura completa, isso permite reduzir um problema complexo em finitos problemas mais simples.

O modelo em elementos finitos (MEF), por ser o mais refinado, serviu de referência para os resultados obtidos pelos outros modelos. Concluiu que o PIS não é um modelo indicado para distribuição de cargas verticais, pela diferença de valores encontrados, e que os modelos MPT e GIP são confiáveis e seguros, ressaltando a qualidade do GIP por ser simples, rápido e não exigir a discretização da estrutura.

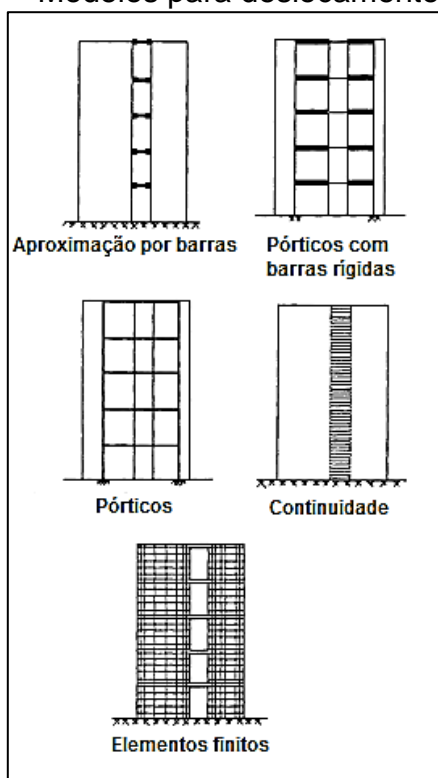
Vieira, Alvarenga e Veríssimo (2012) compararam a distribuição de ações horizontais em edifícios de alvenaria estrutural, que apresentam comportamento análogo aos de paredes de concreto, entre o método de paredes isoladas (PIS) e o método da associação plana de painéis (MAPP), que é uma denominação alternativa para os pórticos planos associados, utilizados neste trabalho e estudados no item 3.5.2. Concluíram que o MAPP simula melhor o comportamento da estrutura, considerando melhor a distribuição dos esforços, levando a um dimensionamento mais econômico.

Hendry, Sinha e Davies (1997) compararam os resultados obtidos para deslocamento lateral devido às forças horizontais em um prédio de cinco pavimentos, construído com alvenaria estrutural em escala real, com os resultados

teóricos dos modelos de cálculo que são descritos de forma simplificada a seguir e representados na Figura 23:

- Aproximação por barras: cada parede é representada por uma barra vertical de mesmo momento de inércia, engastada na base, associadas por lajes, das quais se despreza as deflexões e que não transmitem momentos.
- Pórticos: Neste método as paredes e lajes são representadas por barras verticais e horizontais, respectivamente, com as mesmas rigidezes. O comprimento das barras horizontais é o vão existente entre os centros de gravidade das paredes
- Pórticos com barras rígidas: similar ao pórtico, exceto por apresentar elementos horizontais com rigidez infinita, que se estendem da barra vertical até o início de cada abertura.
- Continuidade: neste método as lajes ou vigas são representadas como um meio contínuo equivalente, ao longo de toda altura da parede.
- Modelo em elementos finitos: método já explicado anteriormente neste trabalho.

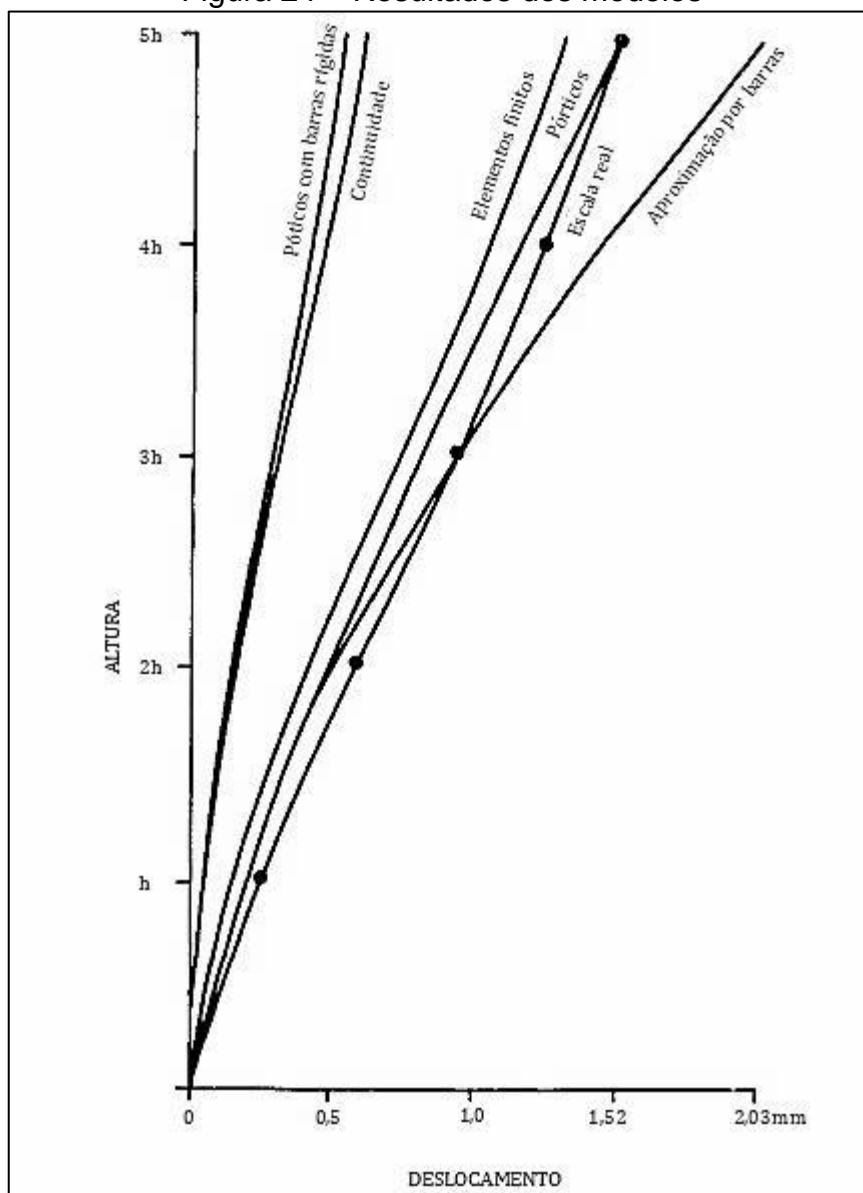
Figura 23 – Modelos para deslocamento horizontal



Fonte: Adaptado de Hendry, Sinha e Davies (1997, p. 128)

Os deslocamentos horizontais teóricos e os medidos em escala real foram comparados no gráfico da Figura 24. Concluíram que o método dos pórticos é o que melhor simula o comportamento da alvenaria estrutural solicitada por esforços horizontais, que os métodos dos pórticos com barras de rigidez infinita e o método da continuidade são desaconselhados, que o modelo em elementos finitos é aconselhado somente em casos especiais e que o método da aproximação por barras é uma simplificação conservadora e que pode ser utilizado como estimativa preliminar.

Figura 24 – Resultados dos modelos



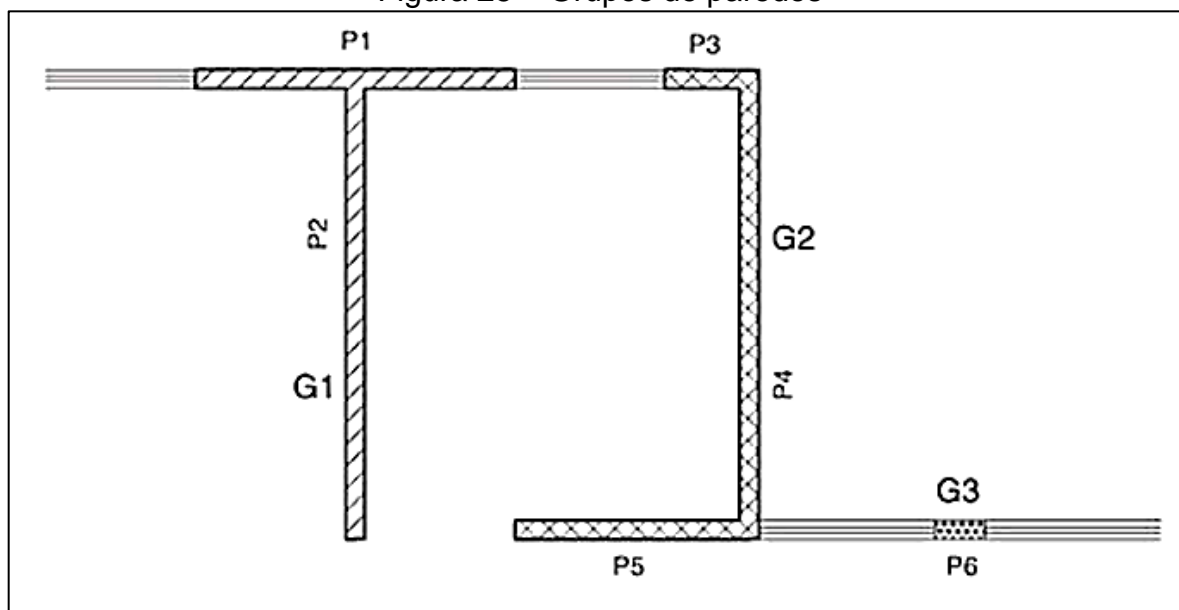
Fonte: Adaptado de Hendry, Sinha e Davies (1997, p. 128)

A seguir são apresentados os modelos utilizados neste trabalho.

### 3.5.1. Grupo isolado de paredes

Segundo Corrêa e Ramalho (2003) os grupos são formados por conjuntos de paredes limitados por lintéis, que são os painéis existentes entre as aberturas de um pavimento até outro. Essas paredes são consideradas solidárias dentro dos grupos e sem interação entre grupos distintos. A Figura 25 mostra o exemplo de três grupos de paredes.

Figura 25 – Grupos de paredes



Fonte: Corrêa; Ramalho (2003, p. 33)

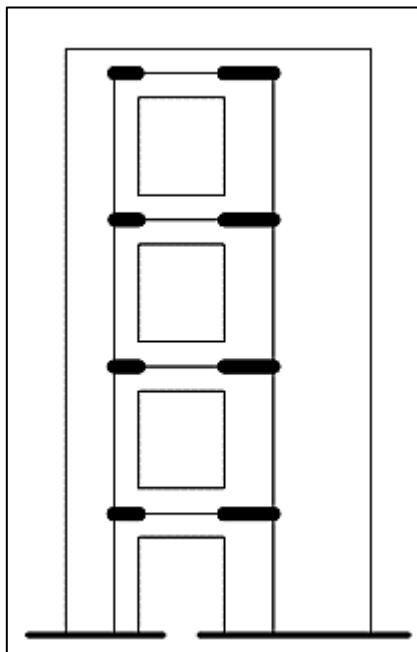
Nesse método as cargas são totalmente uniformizadas em cada grupo, bastando somar todas as cargas das paredes do grupo e distribuí-las ao longo do comprimento total destas paredes (CORRÊA; RAMALHO, 2003). Caso haja lintel na respectiva abertura ou vão, a carga atuante nele será dividida por dois e aplicada de forma concentrada no ponto de apoio dos dois grupos adjacentes ao lintel (BRAGUIM, 2013, p. 54).

### 3.5.2. Pórticos planos associados

Neste método de distribuição de ações horizontais, para a formação do pórtico, os elementos são representados como barras. As paredes são discretizadas como barras verticais, definidas pelos lintéis e os lintéis são representados como

barras horizontais, definidas pelo intervalo entre paredes. Estas barras devem possuir os momentos de inércia e o módulo de elasticidade dos elementos que representam. Para fazer a ligação dos trechos entre barras que representam as paredes e início dos lintéis são utilizadas as barras rígidas (SILVA, 1996), conforme pode ser visto na Figura 26.

Figura 26 – Pórtico com trechos rígidos



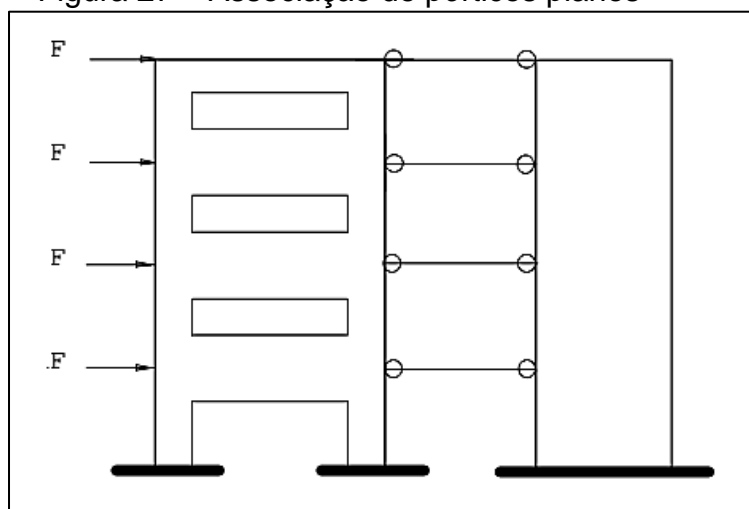
Fonte: Silva (1996, p. 52)

A seção transversal dos elementos verticais é tomada da extremidade da parede até o início da abertura, considerando suas flanges, e para a espessura deve-se considerar a da própria parede. As barras horizontais rígidas podem ter seção transversal com altura do pé direito estrutural e largura da parede. Já os lintéis devem ter a altura correspondente às distâncias das aberturas entre pavimentos e espessura da parede. O posicionamento das barras verticais deve coincidir com o centro de gravidade da parede, considerando as flanges, os lintéis devem possuir o comprimento das aberturas e as barras rígidas devem ter o comprimento necessário para fazer a ligação das verticais com os lintéis (VIEIRA; ALVARENGA; VERÍSSIMO, 2012).

A associação de pórticos planos pode ser feita através da enfileiração dos pórticos paralelos a direção do vento analisada, com a ligação entre eles sendo feita por barras bi-rotuladas de grande inércia, que simulam o efeito de diafragma rígido das lajes. As barras bi-rotuladas podem ser simuladas com seção transversal com

base de um metro e altura da própria laje representada, e o comprimento destas barras pode ser representado por um metro (SILVA, 1996). Além disso, as forças horizontais podem ser aplicadas nos nós de qualquer um dos pórticos associados, conforme pode ser visto na Figura 27.

Figura 27 – Associação de pórticos planos

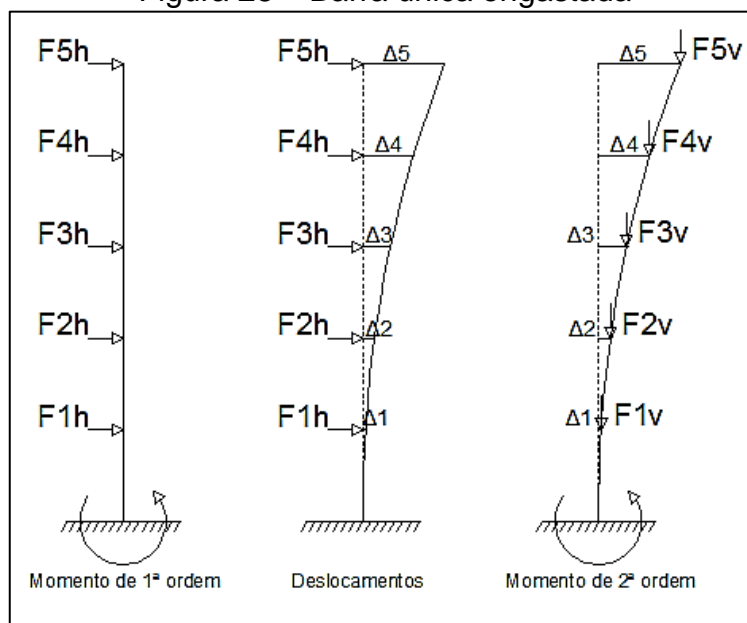


Fonte: Silva (1996, p. 53)

### 3.5.3. Barra única engastada

Barra única engastada é um método extremamente simples, que pode ser utilizado em sistemas de contraventamento simétricos, para verificar o deslocamento horizontal em uma determinada direção, devido às cargas horizontais ao nível de cada pavimento, obtendo-se os momentos de 2ª ordem para análise de estabilidade global, conforme item 3.9 deste trabalho. Na Figura 28 é possível ver uma representação deste método.

Figura 28 – Barra única engastada



Fonte: Autor

Neste método supõe-se que as aberturas separam as paredes adjacentes e que cada parede funcione como uma viga engastada na base e livre na outra extremidade, com a inércia da respectiva parede. Essas paredes podem ser unidas em uma única parede, com a inércia desta sendo o somatório da inércia de todas as paredes, pois os deslocamentos em cada nível serão os mesmos devido ao efeito de diafragma rígido das lajes de concreto (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

### 3.6. Consideração de flanges em painéis de contraventamento

Segundo Côrrea e Ramalho (2003) para a correta consideração dos painéis de contraventamento e suas rigidezes à flexão é ideal que se considerem os trechos de paredes transversais ligados às paredes de contraventamento, onde se tem como vantagens principais a maior acuidade na rigidez de painéis de contraventamento, evitando distribuições incorretas de ações, e um aumento da inércia dos painéis, reduzindo as tensões encontradas.

Apesar da ABNT NBR 16055:2012 não deixar claro sobre o uso das flanges entende-se que pode ser feita a mesma consideração do sistema de alvenaria estrutural, devido às semelhanças dos métodos construtivos, sendo o comprimento das flanges considerado como seis vezes a espessura da parede.

### 3.7. Dimensionamento

#### 3.7.1. Armaduras mínimas

As seções mínimas de aço, segundo a ABNT NBR 16055:2012, são dadas considerando que o aço escolhido seja o CA-60, Vieira (2014) presume que essa preferência ocorra devido às telas serem fabricadas geralmente com este aço.

A armadura vertical mínima é de 0,09% da seção do concreto e a horizontal de 0,15%, isto evidencia que além da função estrutural, a armadura apresenta uma importante função de evitar a fissuração. O espaçamento máximo entre barras deve ser o menor valor entre duas vezes a espessura da parede e 30 cm. A armadura de ligação nos cruzamentos de paredes deve observar o mínimo estabelecido para a armadura horizontal. Na continuidade das paredes entre pavimentos deve ser respeitada a armadura mínima vertical.

Quando as paredes tiverem uma borda superior livre é necessária uma armadura de reforço horizontal mínima de 0,5 cm<sup>2</sup>, em toda sua extensão, disposta a uma distância não maior que duas vezes a espessura da parede.

Todas as aberturas com dimensão horizontal maior que 40 cm devem receber armadura de reforço, calculada de acordo com o item 17.8 da ABNT NBR 16055:2012, estudado no item 3.7.4 deste trabalho, respeitando o valor mínimo de 0,5 cm<sup>2</sup> em cada face e comprimento que ultrapasse a face lateral da abertura com o valor do comprimento de ancoragem da barra acrescido de um quarto do vão horizontal da abertura.

#### 3.7.2. Solicitações normais

A ABNT NBR 16055:2012, no seu item 17.5.1, indica a fórmula para o cálculo da resistência de compressão máxima para edifícios simplificados, com pressão máxima de vento menor que 1 kN/m<sup>2</sup> e que já incorpora a excentricidade mínima que consta no item 17.2 da mesma, por meio da Equação 9.

$$\eta_{d,resist} = \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{k_1 \cdot [1 + 3 \cdot k_2 \cdot (2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{1,643} \leq 0,4 \cdot f_{cd} \cdot t \quad \dots(9)$$

onde:

$\eta_{d,resist}$  : é a normal resistente de cálculo, por unidade de comprimento;



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

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

$k_1$  e  $k_2$  : são coeficientes que dependem do índice de esbeltez da parede e, por consequência, de sua vinculação.

$f_{scd}$  : resistência de compressão de cálculo do aço, considerando a compatibilização da deformação com o concreto adjacente  $f_{scd} = E_s \cdot 0,002 / \gamma_s$ , com  $\gamma_s = 1,15$ ;

$t$  : é a espessura da parede.

O item 14.4 da ABNT NBR 16055:2012 restringe a utilização da Equação 9 apenas à paredes predominantemente comprimidas que possuam excentricidade menor que  $t/10$ . Apesar da norma não definir o processo do cálculo dessa excentricidade, entende-se esta excentricidade como a razão entre o momento fletor em torno do eixo de menor inércia da parede e a força normal atuante.

É extremamente importante ressaltar que para o cálculo do  $f_{cd}$ , o coeficiente de ponderação da resistência do concreto  $\gamma_c$ , que na ABNT NBR 6118:2014 tem valor de 1,4, na ABNT NBR 16055:2012 ainda é majorado em 20%, ficando o cálculo do  $f_{cd}$  de acordo com a Equação 10.

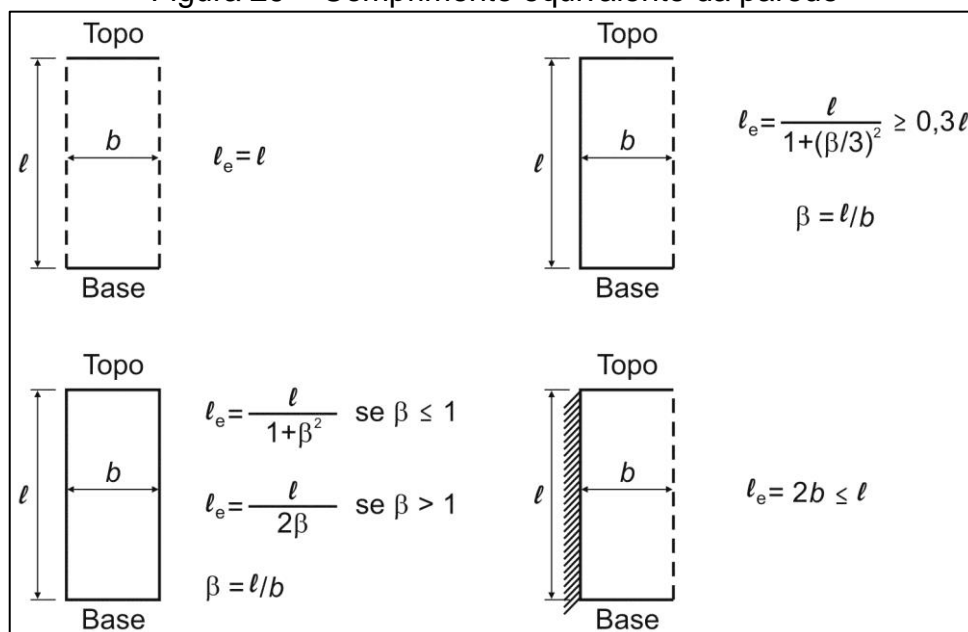
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,4 \cdot 1,2} = \frac{f_{ck}}{1,68} \quad \dots(10)$$

onde:

$f_{ck}$  : resistência de compressão característica do concreto.

Para o cálculo dos coeficientes  $k_1$  e  $k_2$  é necessário calcular primeiro o comprimento equivalente da parede, que é dependente do tipo de vinculação das bordas, do comprimento horizontal e do próprio comprimento real, como mostra a Figura 29.

Figura 29 – Comprimento equivalente da parede



Fonte: ABNT (2012, p. 13)

Com o comprimento equivalente  $l_e$  é calculado a esbeltez da parede pela Equação 11.

$$\lambda = \frac{l_e \cdot \sqrt{12}}{t} \quad \dots(11)$$

Então, para  $35 \leq \lambda \leq 86 \rightarrow k_1 = \lambda/35$  e  $k_2 = 0$  e para  $35 < \lambda \leq 120 \rightarrow k_1 = \lambda/35$  e  $k_2 = (\lambda - 86)/120$ .

A ABNT NBR 16055:2012 não traz nenhuma expressão própria para o cálculo de tensões de tração causadas por momentos no plano da parede. Braguim (2013) indica que a área de aço pode ser calculada de forma simplificada, desprezando a resistência a tração do concreto, pela razão entre força de tração e resistência à tração do aço.

### 3.7.3. Cisalhamento

Segundo a ABNT NBR 16055:2012 o esforço cortante deve ser obtido considerando todas as combinações e deve ser resistido apenas pela alma das paredes de contraventamento no sentido da força, sem a consideração de flanges.

A força cortante resistente de cálculo em cada parede é conhecida pela Equação 12. Caso a força resistente seja maior do que a solicitante a parede está dispensada de armadura para cisalhamento.

$$f_{vd} = 0,3 \cdot f_{ct,d} \cdot \left( \frac{1+3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right) \cdot \sum t \cdot l \quad \dots(12)$$

onde:

$f_{vd}$  : força cortante resistente de cálculo;

$f_{ct,d}$  : resistência de cálculo á tração do concreto, sendo  $f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$  ;

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

$f_{ck}$  : resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

$t$  : é a espessura da parede, em metros;

$l$  : é o comprimento da parede, em metros.

A expressão  $\left( \frac{1+3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right)$  deve ser limitada a 2,00.

Segundo Braguim (2013) a tensão média de cálculo no concreto comprimido  $\sigma_{cmd}$  é a tensão normal obtida apenas por cargas verticais permanentes.

Caso seja a força cortante resistente de cálculo menor do que a força solicitante de cálculo, a parede deve ser armada para resistir ao cisalhamento com as seguintes armaduras horizontais e verticais, calculadas pelas Equações 13 e 14, respectivamente.

$$A_{sh}/s = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad \dots(13)$$

$$A_{sv}/s = \frac{V_d - \frac{\eta_d}{2}}{f_{yd}} \quad \dots(14)$$

onde:

$A_{sh}$  : armadura horizontal para resistir ao cisalhamento;

$A_{sv}$  : armadura vertical para resistir ao cisalhamento;

$s$  : espaçamento entre armaduras;

$V_d$  : força cortante por unidade de comprimento;

$\eta_d$  : compressão por unidade de comprimento;

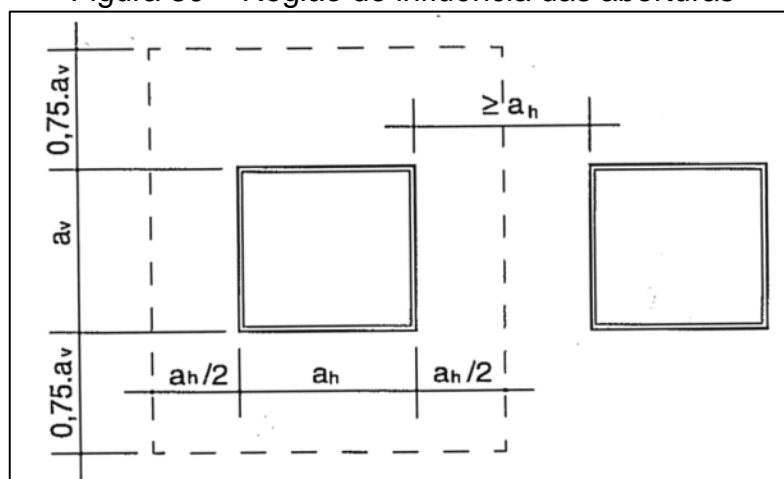
$f_{yd}$  : resistência de cálculo do aço.

### 3.7.4. Aberturas

As aberturas influenciam na distribuição de tensões ao longo das paredes e por isso são necessárias armaduras de reforço na região para equilibrar o desvio das forças verticais, conforme prescreve o item 17.8 da ABNT NBR 16055:2012, interpretado ao longo deste item.

Para uma abertura de dimensão horizontal  $a_h$  e dimensão vertical  $a_v$  a área de influência da abertura se estende horizontalmente  $0,5a_h$  de cada lado e  $0,75a_v$  verticalmente. E, como visto no item 2.2.5 deste trabalho, caso haja duas aberturas na mesma parede, elas devem estar separadas por uma distância maior ou igual a  $a_h$ , conforme Figura 30, caso contrário, o trecho deverá ser dimensionado como pilar ou pilar-parede.

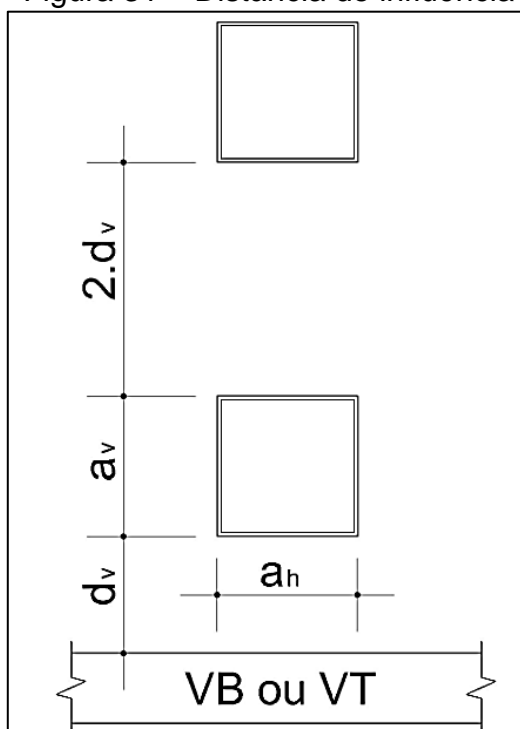
Figura 30 – Região de influência das aberturas



Fonte: ABNT (2012, p. 18)

A norma usa o termo distância de influência  $d_v$  para se referir à distância que a parede possui para uniformizar as tensões. Entre uma viga de transição ou baldrame e a abertura é considerado um  $d_v$  e entre duas aberturas deve ser considerado que existam dois  $d_v$ , conforme exemplifica a Figura 31.

Figura 31 – Distância de influência



Fonte: ABNT (2012, p. 18)

Outra definição importante é a do coeficiente  $K_{ab}$ , que indica a parcela de carga que desvia sob a abertura e é dependente do valor  $d_v$ . Quando  $d_v \geq 0,75a_h$  o valor de  $K_{ab}$  é máximo e quando  $d_v = 0$  o  $K_{ab}$  é nulo, pois isso ocorre quando as aberturas são contínuas. Para quando  $d_v \geq 0,75a_h$  o valor de  $K_{ab}$  pode ser calculado pela Equação 15.

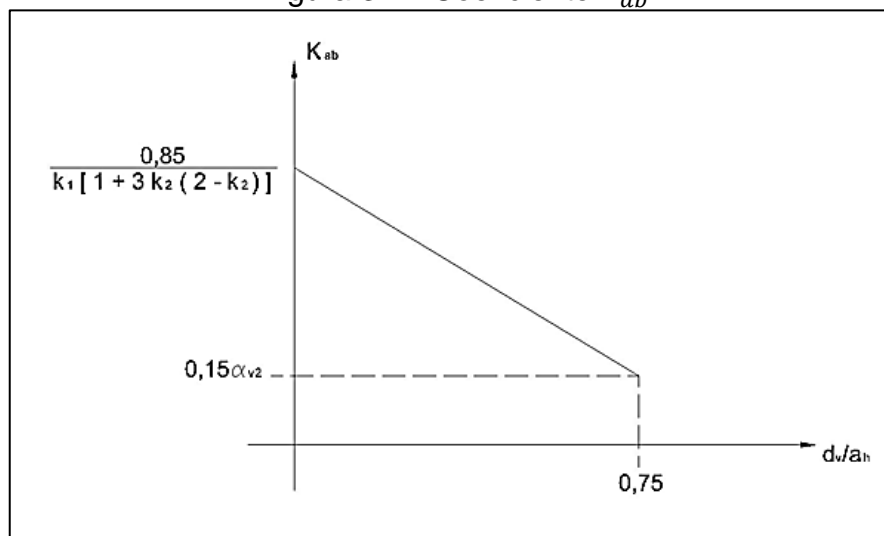
$$K_{ab} = 0,15 \cdot \alpha_{v2} \quad \dots(15)$$

$$\text{Sendo: } \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

onde:

$f_{ck}$  : resistência característica à compressão do concreto.

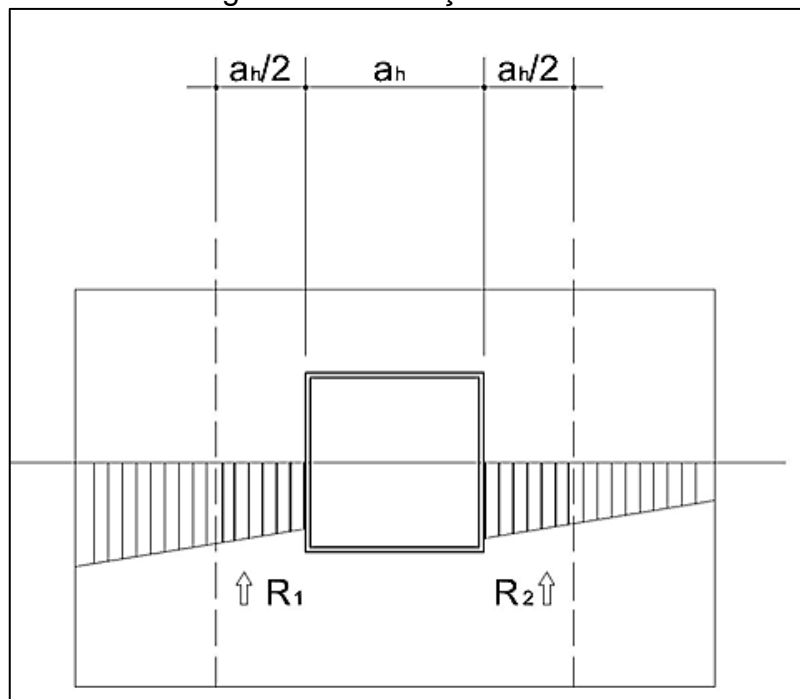
Quando  $d_v < 0,75a_h$ , para o cálculo de  $K_{ab}$  deve-se interpolar pelo gráfico da Figura 32, com  $k_1$  e  $k_2$  calculados de acordo com o item 3.7.2 deste trabalho.

Figura 32 – Coeficiente  $K_{ab}$ 

Fonte: ABNT (2012, p. 19)

O esforço solicitante a ser considerado deve ser a maior resultante obtida pela integração das tensões atuantes, já combinadas, em uma região não menor que  $a_h/2$  de cada lado da abertura, conforme Figura 33.

Figura 33 – Esforço solicitante



Fonte: ABNT (2012, p. 20)

A verificação é feita pela Equação 16.

$$R_{d,max} \leq K_{ab} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot a_h \quad \dots(16)$$

onde:

$R_{d,max}$ : é a força solicitante máxima;

$K_{ab}$ : coeficiente que indica a parcela de carga que desvia sob a abertura;

$f_{ck}$ : resistência de cálculo à compressão do concreto;

$t$ : é a espessura da parede;

$a_h$ : é a dimensão horizontal da abertura.

As armaduras devem ser distribuídas em faixas de dimensão  $a_{(h,v)}$  e para o comprimento dos reforços ao redor das aberturas a ABNT NBR 16055:2012 apresenta duas formulações em itens distintos. No item 17.4 ela indica que o reforço deve ultrapassar a face da abertura com no mínimo o valor do comprimento de ancoragem da barra  $l_b$  acrescido de  $a_h/4$ . No item 17.8.3.1 a norma propõe outra forma de cálculo do comprimento além das faces da abertura, sendo  $l$  o comprimento do reforço que deve ultrapassar a abertura, calculado pela Equação 17 e mostrado na Figura 34.

$$l \geq \begin{cases} \frac{a_{(h,v)}}{2} + 10\phi \\ l_b \end{cases} \quad \dots(17)$$

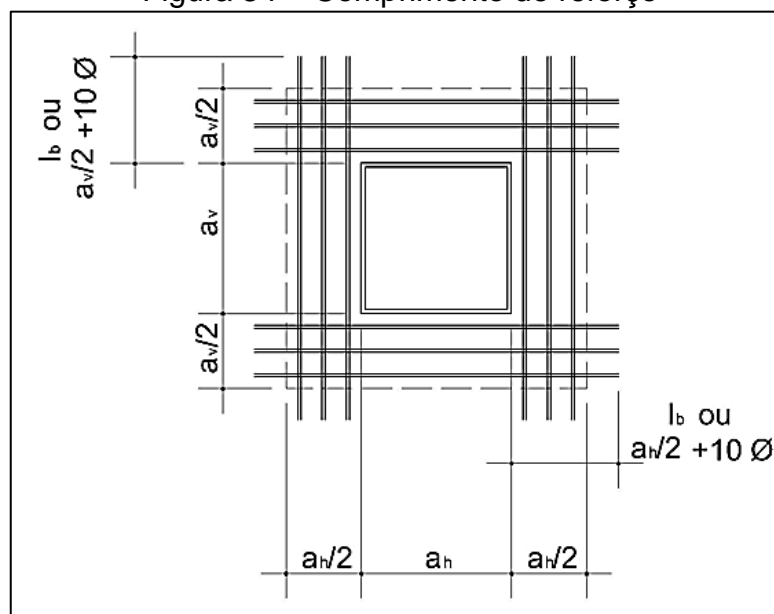
onde:

$a_{(h,v)}$ : é a dimensão horizontal ou vertical da abertura;

$\phi$ : é o diâmetro da barra de aço utilizada;

$l_b$ : é o comprimento de ancoragem da barra de diâmetro  $\phi$ .

Figura 34 – Comprimento de reforço



Fonte: ABNT (2012, p. 20)

A armadura horizontal deve ser o somatório da armadura necessária para a função de verga mais a armadura necessária para equilibrar o desvio da força vertical, sendo a última calculada pela Equação 18.

$$A_{slh} \geq \frac{R_{d,max}}{2 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{d_v}{0,75 \cdot a_h} \quad \dots(18)$$

com:  $d_v \leq 0,75 \cdot a_h$

onde:

$A_{slh}$ : área de aço do reforço horizontal;

$R_{d,max}$ : é a força solicitante máxima;

$d_v$ : distância de influência da abertura;

$f_{yd}$ : resistência de cálculo à tração do aço;

$a_h$ : dimensão horizontal da abertura.

A armadura vertical em cada lado da abertura  $A_{slv}$  é calculada pela Equação 19, onde todos os seus componentes já foram definidos anteriormente.

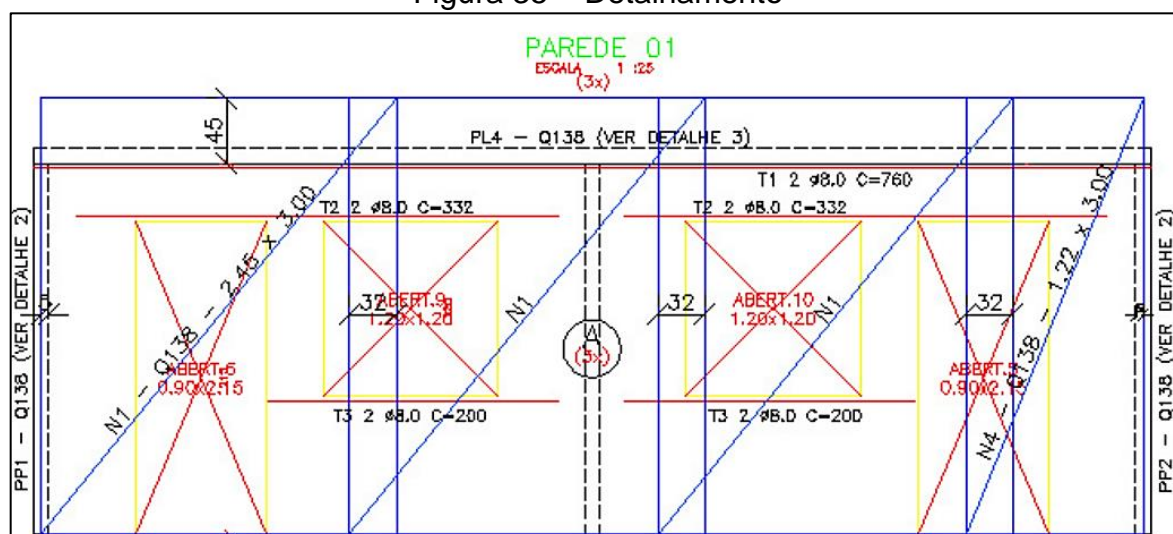
$$\frac{A_{slv}}{s} \geq \frac{2 \cdot R_{d,max} - K_{ab} \cdot f_{cd} \cdot t}{a_h \cdot f_{yd}} \quad \dots(19)$$



### 3.8. Detalhamento

Segundo Carvalho (2012) o detalhamento da armadura deve especificar o tipo de armadura (simples ou dupla), a designação do tipo de tela, a largura e o comprimento, para que não haja erros na execução. Na Figura 35 pode ser visto um exemplo de detalhamento da armadura principal da parede por meio de telas, com reforços de aberturas feitos com barras.

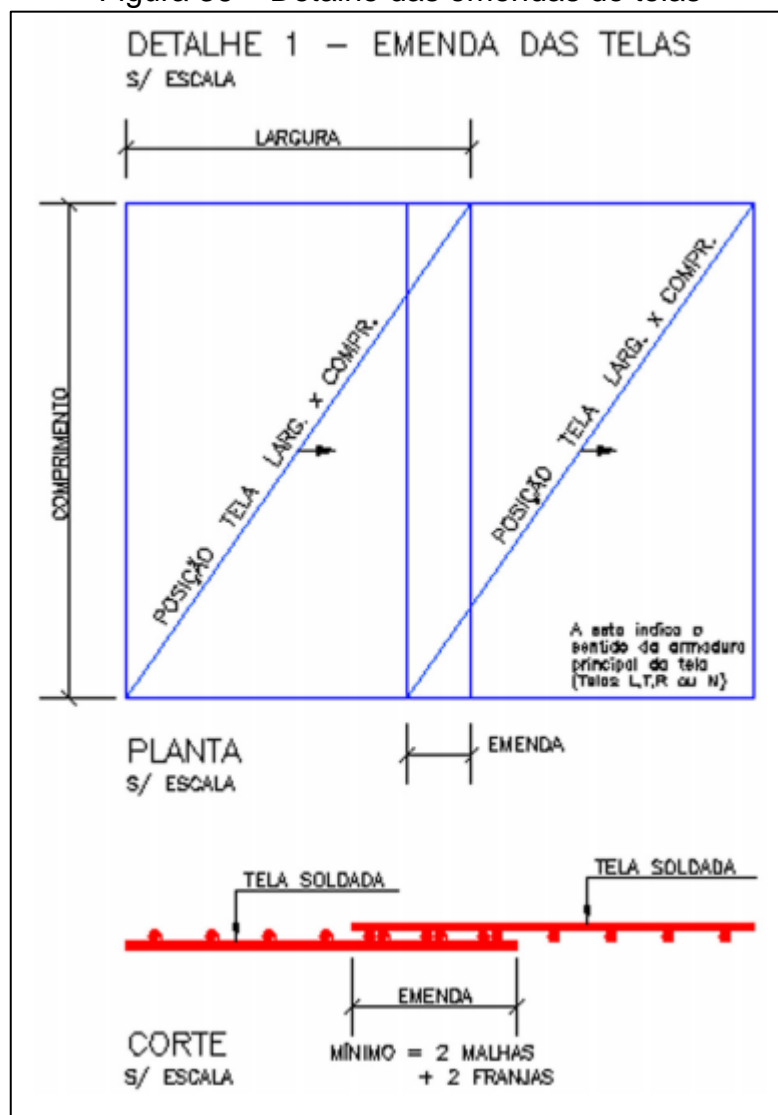
Figura 35 – Detalhamento



Fonte: IBTS (201-, p. 101)

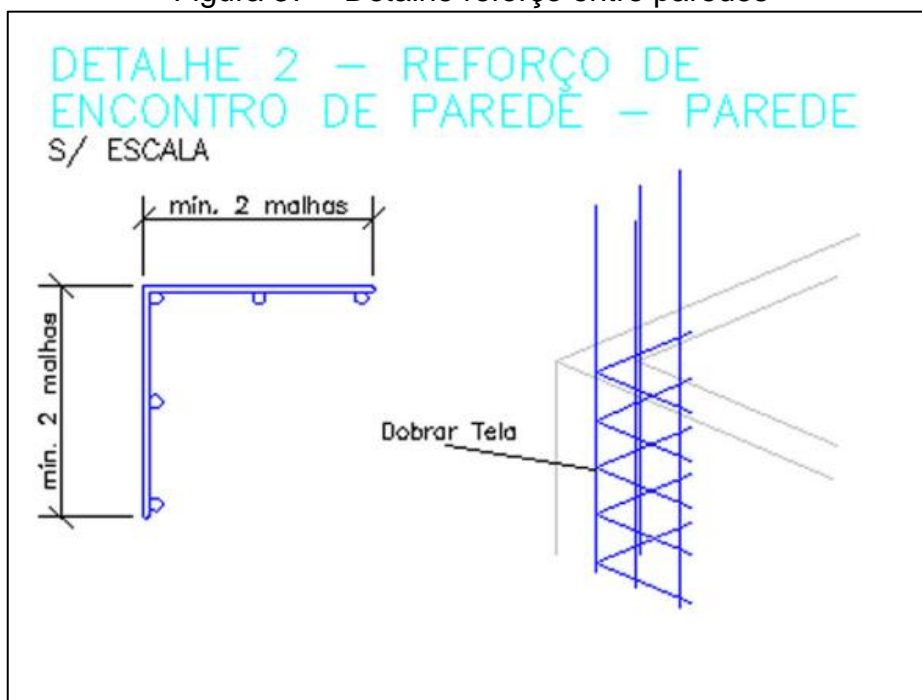
Na Figura 35 é possível identificar a utilização de telas como armadura principal, a designação Q138 indica se tratar de uma tela quadrada com 1,38 cm<sup>2</sup>/m de aço na vertical e horizontal, com os comprimentos e alturas definidas em metros. A Figura 35 também indica os comprimentos de emenda e transpasse com o pavimento superior. Nas Figuras 36, 37, 38 e 39 são mostrados alguns detalhes genéricos usais em paredes de concreto.

Figura 36 – Detalhe das emendas de telas



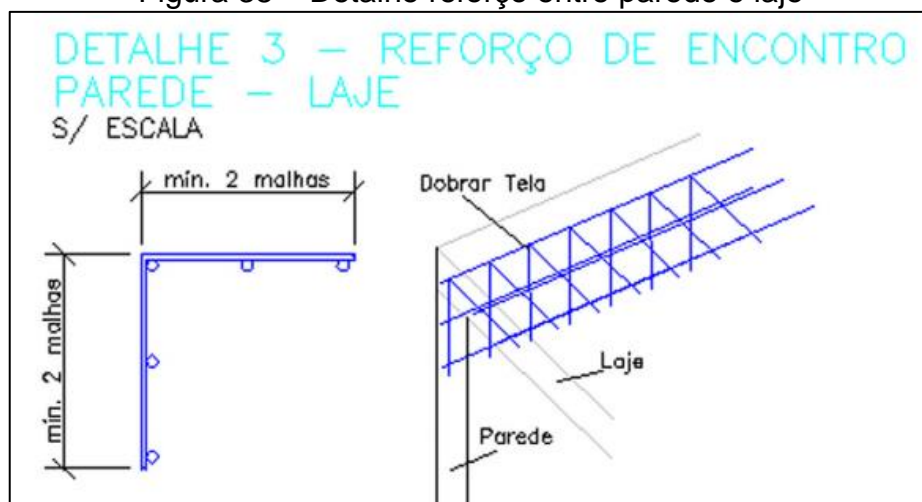
Fonte: IBTS (201-, p. 101)

Figura 37 – Detalhe reforço entre paredes



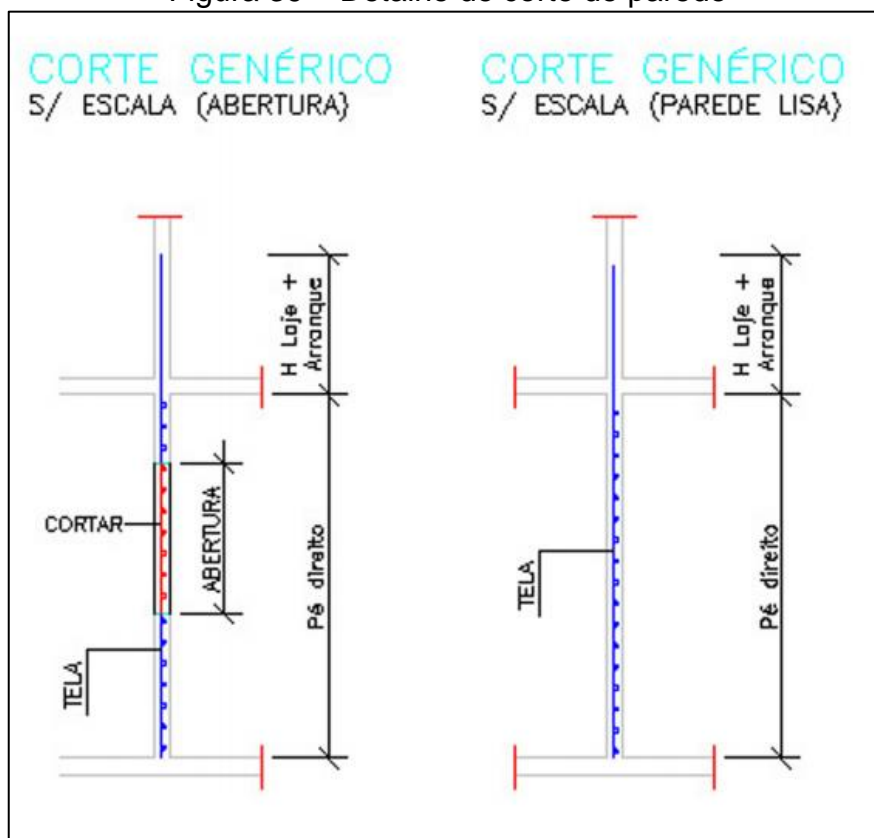
Fonte: IBTS (201-, p. 101)

Figura 38 – Detalhe reforço entre parede e laje



Fonte: IBTS (201-, p. 102)

Figura 39 – Detalhe de corte de parede



Fonte: IBTS (201-, p. 101)

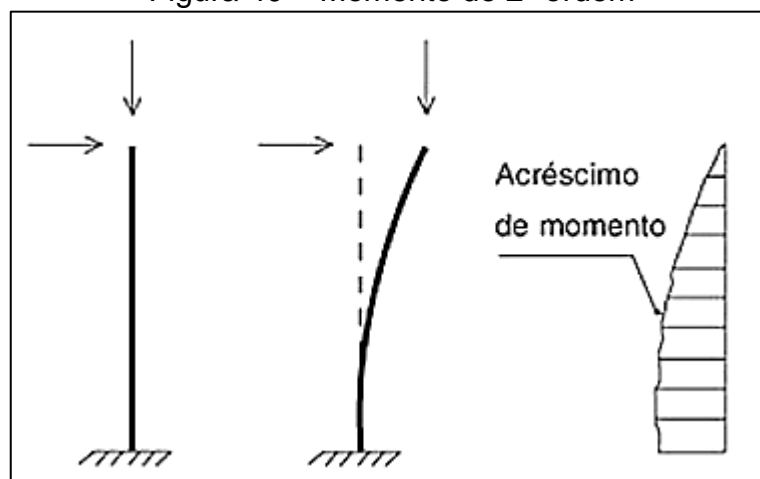
### 3.9. Estabilidade global

De acordo com Côrrea e Ramalho (2003, p. 68):

Imagina-se uma estrutura submetida simultaneamente a uma carga vertical e uma ação horizontal. É fácil concluir-se que haverá um acréscimo do momento fletor inicial, chamado de momento de primeira ordem, representado pelas cargas verticais atuando nos deslocamentos produzidos pelas ações horizontais.

Este efeito está representado na Figura 40.

Figura 40 – Momento de 2ª ordem



Fonte: Corrêa; Ramalho (2003, p. 68)

A ABNT NBR 16055:2012 indica a utilização da ABNT NBR 6118:2014 para a análise da estabilidade global. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 uma estrutura de nós fixos é a qual são desprezíveis os efeitos de 2ª ordem, são classificadas assim as estruturas que apresentam momentos de 2ª ordem inferiores a 10% do valor dos momentos de 1ª ordem.

Segundo Corrêa e Ramalho (2003) o parâmetro mais interessante para a classificação da estrutura quanto a sua deslocabilidade é o coeficiente  $\gamma_z$ , pois trata-se de um estimador do acréscimo de esforços devidos a consideração da segunda ordem. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 o  $\gamma_z$ , para cada combinação, pode ser calculado pela Equação 20.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \dots(20)$$

onde:

$\Delta M_{tot,d}$ : é o somatório dos produtos de todas as ações verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem.

$M_{1,tot,d}$ : é o somatório dos momentos causados pelas forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

Para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  a ABNT NBR 6118:2014 indica que é necessária a consideração da não linearidade física dos elementos. Segundo Braguim (2013), para as paredes de concreto pode ser utilizada a aproximação da não linearidade física para pilares através da redução da rigidez dos elementos estruturais (Equação 21), que consta no item 15.7.3 da ABNT NBR 6118:2014.

$$(EI)_{sec} = 0,8 * E_{ci} * I_c \quad \dots(21)$$

onde:

$E_{ci}$ : é o módulo de elasticidade inicial do concreto;

$I_c$ : é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

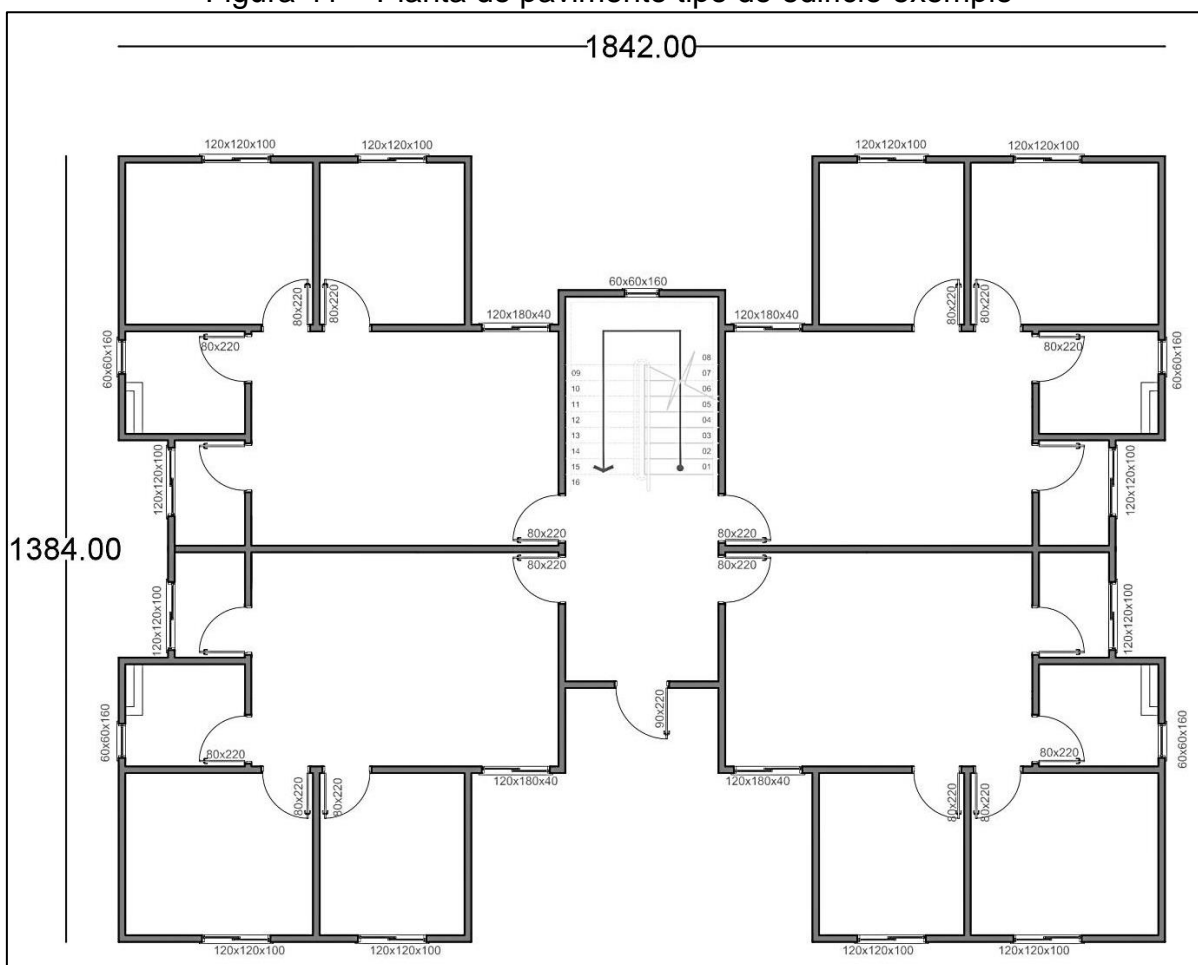
Considera-se que a estrutura é de nós fixos quando  $\gamma_z \leq 1,1$ . Caso contrário os esforços de 2ª ordem devem ser determinados.

#### 4. METODOLOGIA

Como exemplo de cálculo será dimensionado o edifício da Figura 41, localizado na cidade de Alegrete – RS, com quatro pavimentos tipo idênticos, não sendo consideradas cargas de ático ou platibanda, para simplificação dos cálculos deste exemplo.

Este edifício se encaixa na classificação de edifício simplificado, a estrutura é composta somente por paredes de concreto de 12 cm de espessura e a laje é maciça com 10 cm de altura, a altura de piso a piso é de 2,7 m, o  $f_{ck}$  será de 25 MPa e a armadura será do tipo simples, composta de tela soldada de aço CA-60. A planta é simétrica, o que evita solicitações de torção e simplifica os cálculos.

Figura 41 – Planta do pavimento tipo do edifício exemplo



Fonte: adaptada de Construtora e Incorporado Wolff

Será feita análise elástico-linear da estrutura para avaliação do ELU. No método prático proposto as cargas das lajes serão distribuídas pelo método das

charneiras plásticas, conforme item 3.3, que serão distribuídas às paredes, junto com as demais cargas verticais pelo método dos grupos de paredes isoladas, visto no item 3.5.1.

Para o levantamento de ações horizontais será selecionada a força horizontal que cause os maiores esforços entre a ação do vento e o desaprumo, conforme item 11.4 da ABNT NBR 16055:2012. Para a distribuição dos esforços horizontais será utilizado o método dos pórticos planos associados, de acordo com o estabelecido no item 3.5.2, considerando os lintéis com trechos rígidos e flanges de comprimento de seis vezes a espessura da parede, conforme item 3.6.

As cargas verticais e horizontais serão transformadas em tensões, por meio das Equações 2 e 3 e combinadas de acordo com o item 3.2 deste trabalho.

As áreas de aço para compressão, cisalhamento e tração, caso ocorra, serão calculadas, assim como será calculado o reforço horizontal de uma abertura e feito o detalhamento da parede PH - 01, seguindo as equações apresentadas ao longo do item 3.7.

Por meio do coeficiente  $Y_z$  será analisada a estabilidade global do edifício, de acordo com o item 3.9, utilizando-se os deslocamentos encontrados com os pórticos planos e os momentos resultantes calculados por meio do método da barra única engastada.

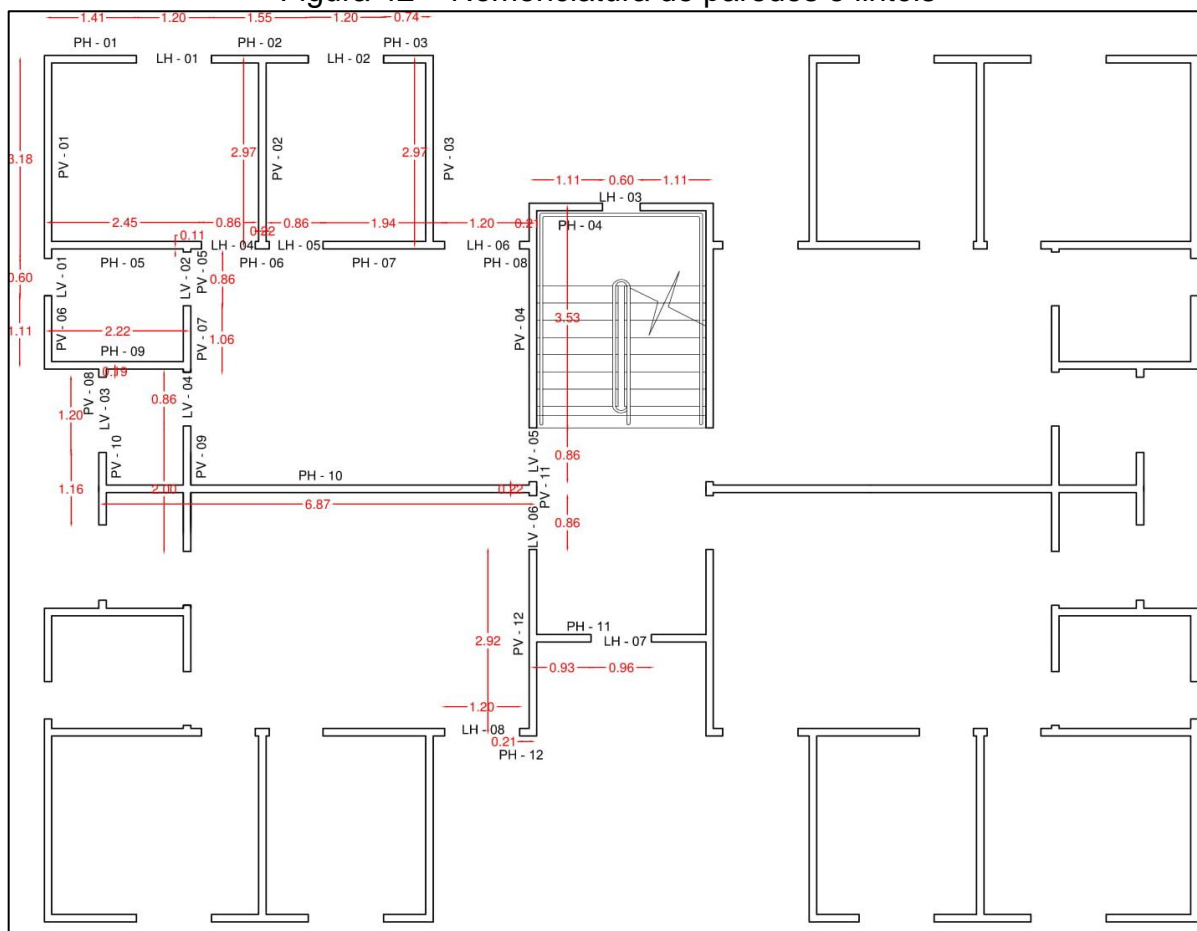


## 5. RESULTADOS

### 5.1. Nomenclatura de paredes

As paredes de concreto armado foram divididas pelos lintéis e numeradas em paredes horizontais (PH – XX) e paredes verticais (PV – YY), esta mesma nomenclatura foi utilizada para os lintéis (Figura 42).

Figura 42 – Nomenclatura de paredes e lintéis

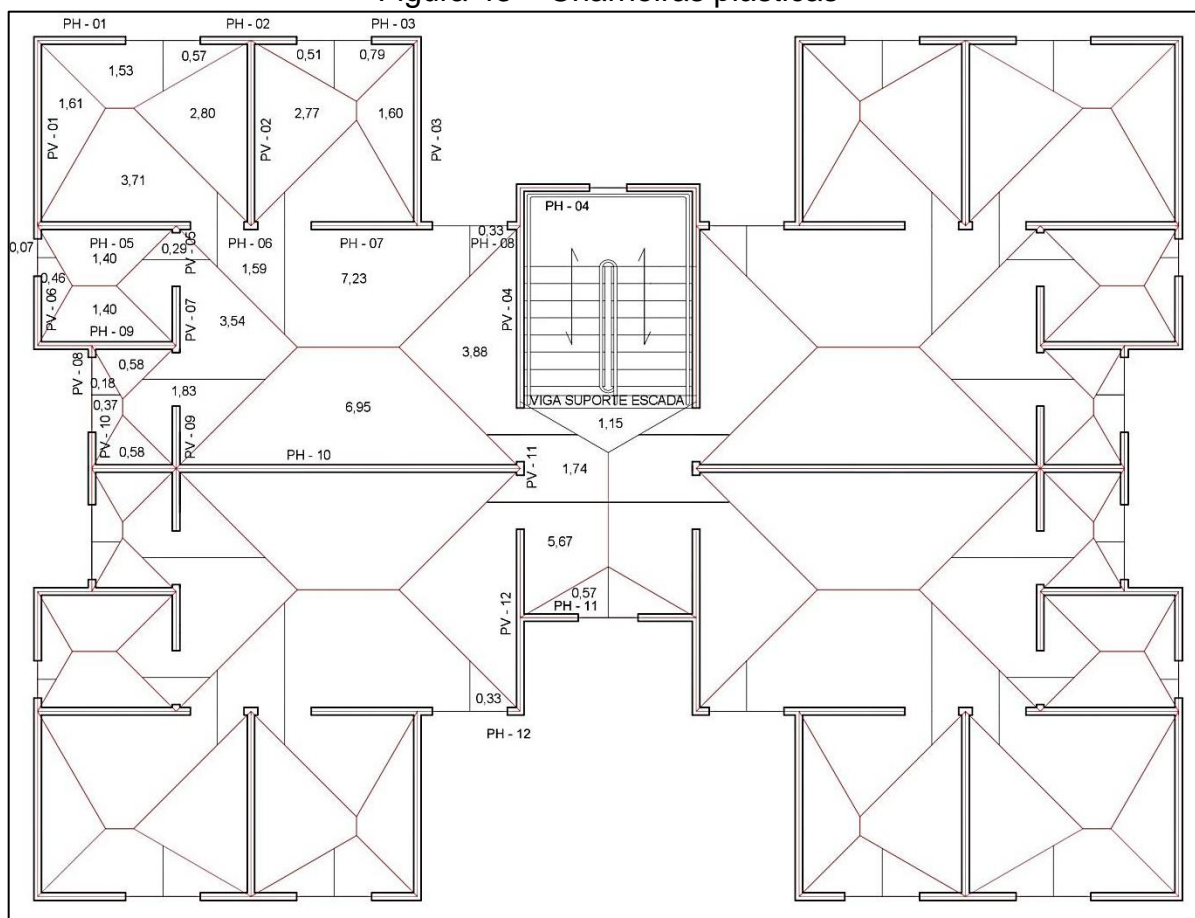


Fonte: Autor

### 5.2. Cargas verticais

As cargas verticais das lajes foram distribuídas para as paredes por meio do método das charneiras plásticas, observando a angulação devida ao tipo de apoio. Os lintéis foram divididos ao meio, de forma que metade da área de laje incidente no lintel seja redistribuída para cada parede vizinha a ele. As áreas de laje, expressas em m<sup>2</sup>, e as divisões das charneiras podem ser vistas na Figura 43.

Figura 43 – Charneiras plásticas



Fonte: Autor

As cargas verticais permanentes consideradas foram às devidas ao peso próprio da estrutura e de revestimento. A acidental foi considerada igual em todas as lajes, para simplificar os cálculos, sendo considerada diferente apenas para a escada. Foi utilizado:

- Peso próprio, laje de 10cm:  $2,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- Revestimentos da laje:  $1,0 \text{ kN/m}^2$ ;
- Acidental da laje:  $1,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- Acidental da escada:  $3,0 \text{ kN/m}^2$ .

A carga da laje pode ser calculada multiplicando a área de laje pela carga por área, em  $\text{kN/m}^2$ . O peso próprio das paredes também deve ser considerado e pode ser calculado pela multiplicação do peso específico do concreto armado ( $25 \text{ kN/m}^3$ ),

pela altura da parede (2,7 m), por sua espessura (0,12 m) e pelo comprimento de cada parede (m), sendo o resultado desta multiplicação a carga total, em *kN*.

Para apoio da escada foi adicionada uma viga à arquitetura inicial, apoiada nas paredes PV – 04. Desta forma a escada foi considerada como biapoiada, indo metade de sua carga para a viga e  $\frac{1}{4}$  para cada parede PH – 04. O peso próprio dos lances de degraus foram considerados através de sua espessura média e o patamar como uma laje de 10cm, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 1 – Cargas da escada

$\gamma_c$	Revestimento	Acid. escada	Altura patamar	Área patamar	Espessura média degraus	Área escada	G	Q
( $\text{kN/m}^3$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	(m)	(m)	(m)	( $\text{m}^2$ )	(kN)	(kN)
25,00	1,00	3,00	0,10	3,55	0,21	5,84	48,93	28,17

Fonte: Autor

A Tabela 2 mostra as cargas da viga que suportará a escada. Metade da carga permanente (G) e metade da carga acidental (Q) irão para cada parede PV – 04.

Tabela 2 – Cargas da viga

Altura	Largura	Comprimento	Peso próprio	Área laje	Laje perm.	Laje acid.	Escada perm.	Escada acid.	G	Q
(m)	(m)	(m)	(kN)	( $\text{m}^2$ )	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0,45	0,25	2,82	7,93	1,15	4,03	1,73	24,46	14,09	36,42	15,81

Fonte: Autor

Outras cargas que devem ser levadas em conta são as oriundas do peso próprio dos lintéis, sendo metade da carga de cada lintel (Reação) descarregada em cada parede vizinha a ele. A Tabela 3 apresenta o cálculo das cargas dos lintéis, sendo a Altura(m) referente à altura total da parede, subtraída a altura da abertura que originou o lintel.

Tabela 3 – Cargas dos lintéis

Lintel	Comprim.	Altura	P.P. lintel	Reação
	(m)	(m)	(kN)	(kN)
LH 01	1,20	1,50	5,40	2,70
LH 02	1,20	1,50	5,40	2,70
LH 03	0,60	2,10	3,78	1,89
LH 04	0,86	0,60	1,55	0,77
LH 05	0,86	0,60	1,55	0,77
LH 06	1,20	0,90	3,24	1,62
LH 07	0,96	0,50	1,44	0,72
LH 08	1,20	0,50	1,80	0,90
LV 01	0,60	2,10	3,78	1,89
LV 02	0,86	0,50	1,29	0,65
LV 03	1,20	1,50	5,40	2,70
LV 04	0,86	0,50	1,29	0,65
LV 05	0,86	0,50	1,29	0,65
LV 06	0,86	0,50	1,29	0,65

Fonte: Autor

Com as informações acima se pode calcular as cargas G e Q que incidem em cada parede de um pavimento tipo, conforme mostra a Tabela 4.

Tabela 4 – Cargas verticais nas paredes

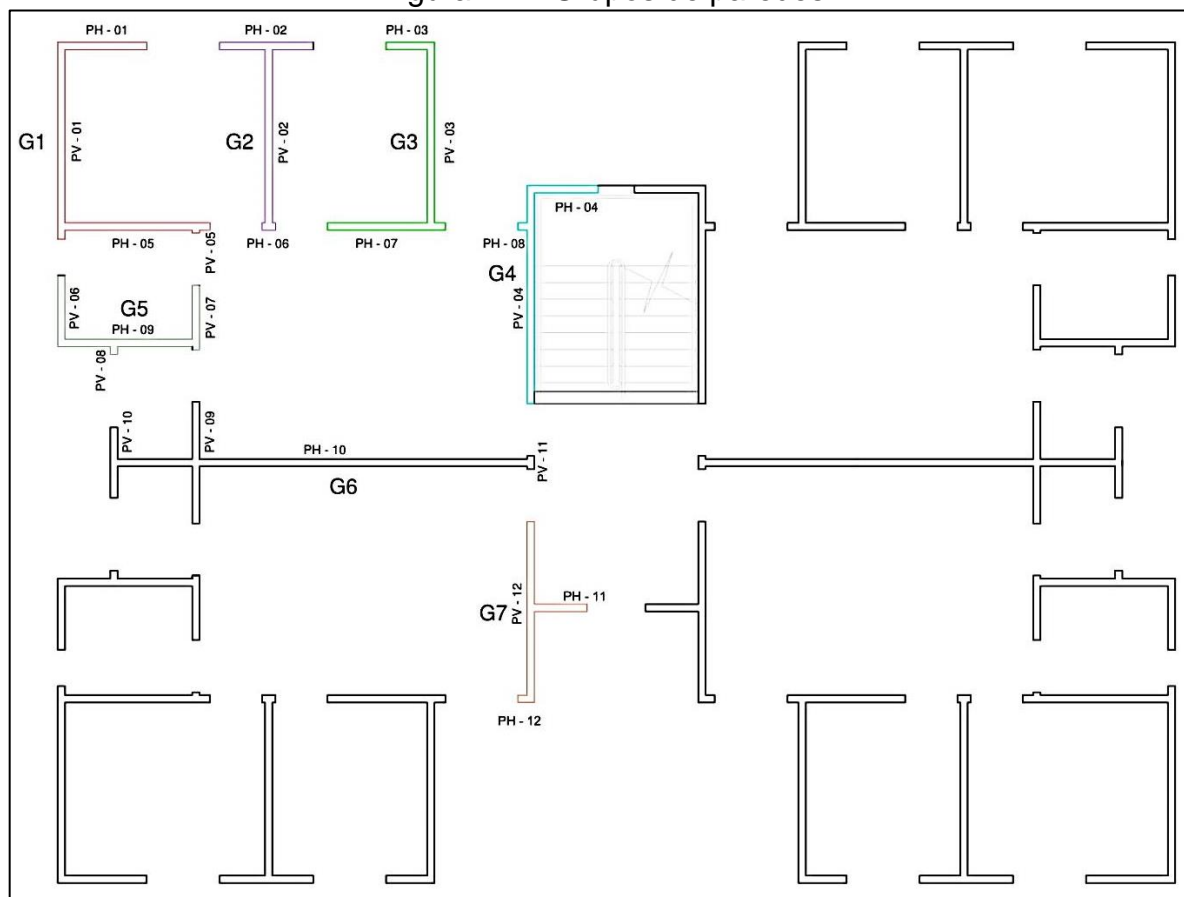
Parede	Comprim.	P.P. parede	P.P. lintel	Área laje	Laje perm	Laje acid	G	Q
	(m)	(kN)	(kN)	(m <sup>2</sup> )	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
PH 01	1,41	11,42	2,70	1,53	5,36	2,30	19,48	2,30
PH 02	1,55	12,56	5,40	1,08	3,78	1,62	21,74	1,62
PH 03	0,74	5,99	2,70	0,79	2,77	1,19	11,46	1,19
PH 04	1,11	8,99	1,89	1/4 da carga de escada em cada PH 04			23,11	7,04
PH 05	2,45	19,85	0,77	5,11	17,89	7,67	38,50	7,67
PH 06	0,22	1,78	1,55	1,59	5,57	2,39	8,90	2,39
PH 07	1,94	15,71	2,39	7,23	25,31	10,85	43,41	10,85
PH 08	0,21	1,70	1,62	0,33	1,16	0,50	4,48	0,50
PH 09	2,22	17,98	0,00	1,98	6,93	2,97	24,91	2,97
PH 10	6,87	55,65	0,00	15,06	52,71	22,59	108,36	22,59
PH 11	0,93	7,53	0,72	0,57	2,00	0,86	10,25	0,86
PH 12	0,21	1,70	0,90	0,33	1,16	0,50	3,76	0,50
PV 01	3,18	25,76	1,89	1,68	5,88	2,52	33,53	2,52
PV02	2,97	24,06	0,00	5,57	19,50	8,36	43,55	8,36
PV 03	2,97	24,06	0,00	1,60	5,60	2,40	29,66	2,40
PV 04	3,53	28,59	0,65	3,88	13,58	5,82	61,03	13,73
PV 05	0,11	0,89	0,65	0,29	1,02	0,44	2,55	0,44
PV 06	1,11	8,99	1,89	0,46	1,61	0,69	12,49	0,69
PV 07	1,06	8,59	1,29	3,54	12,39	5,31	22,27	5,31
PV 08	0,19	1,54	2,70	0,18	0,63	0,27	4,87	0,27
PV 09	2,00	16,20	1,29	3,66	12,81	5,49	30,30	5,49
PV 10	1,16	9,40	5,40	0,74	2,59	1,11	17,39	1,11
PV 11	0,22	1,78	1,29	1,74	6,09	2,61	9,16	2,61
PV 12	2,92	23,65	0,65	5,67	19,85	8,51	44,14	8,51

Fonte: Autor

### 5.3. Grupos isolados de paredes

Como o modelo utilizado para distribuição das cargas verticais é o de grupos isolados de paredes, as paredes que se interceptam são agrupadas, sendo cada grupo limitado pelos lintéis, conforme Figura 44.

Figura 44 – Grupos de paredes



Fonte: Autor

As cargas verticais totais de cada grupo são encontradas por meio da soma das cargas de cada parede que o compõem, o mesmo cálculo deve ser feito para encontrar o comprimento total de cada grupo. Como as cargas verticais são maiores quanto mais pavimentos tipo existirem acima, para os cálculos de solicitação, se utiliza a carga vertical no pavimento térreo, que neste caso é igual a quatro vezes a carga de cada grupo.

As cargas verticais devem ser uniformizadas e transformadas em tensões de compressão em cada grupo. Este cálculo é feito pelas Equações 22 e 23.

$$\sigma_{G4pav} = \frac{\sum G_{4pav}}{\sum l * t} \quad \dots(22)$$

$$\sigma_{Q4pav} = \frac{\sum Q_{4pav}}{\sum l * t} \quad \dots(23)$$

onde:

- $\sigma_{G4pav}$ : compressão devido às cargas verticais permanentes no grupo, considerando 4 pavimentos;
- $\sigma_{Q4pav}$ : compressão devido às cargas verticais acidentais no grupo, considerando 4 pavimentos;
- $\sum G_{4pav}$ : somatório das forças normais de compressão das paredes pertencentes ao mesmo grupo, devido às cargas verticais permanentes, considerando 4 pavimentos;
- $\sum Q_{4pav}$ : somatório das forças normais de compressão das paredes pertencentes ao mesmo grupo, devido às cargas verticais acidentais, considerando 4 pavimentos;
- $\sum l * t$ : somatório da multiplicação do comprimento de cada parede pertencente ao grupo por sua espessura.

A Tabela 5 apresenta os valores encontrados para cada grupo.

Tabela 5 – Compressão por grupo, devido às cargas verticais

Grupo	Paredes	Comprim.	G	Q	G em	Q em	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em
		(m)	(kN)	(kN)	4 pav.	4 pav.	4 pav.	4 pav.
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
1	PH(01,05), PV(01,05)	7,15	94,06	12,92	376,24	51,66	438,50	60,21
2	PH(02,06), PV(02)	4,74	74,18	12,36	296,73	49,44	521,67	86,92
3	PH(03,07), PV(03)	5,65	84,53	14,43	338,12	57,72	498,70	85,13
4	PH(04,08), PV(04)	4,85	88,62	21,26	354,46	85,05	609,04	146,13
5	PH(09), PV(06,07,08)	4,58	64,54	9,24	258,15	36,96	469,71	67,25
6	PH(10), PV(09,10,11)	10,25	165,21	31,80	660,82	127,20	537,25	103,41
7	PH(11,12), PV(12)	4,06	58,15	9,86	232,58	39,42	477,39	80,91

Fonte: Autor

#### 5.4. Ações horizontais

Para o cálculo das ações horizontais é necessário identificar aquela que cause a situação mais desfavorável entre o vento e desaprumo. Para o cálculo do desaprumo é necessário obter a carga vertical total de um pavimento, este cálculo é mostrado na Tabela 6, que também será utilizada para o cálculo da estabilidade global.

Tabela 6 – Carga vertical total de um pavimento

Grupo	Paredes	G	Q	Repetições por pav.	G no pav.	Q no pav.
		(kN)	(kN)	Unidades	(kN)	(kN)
1	PH(01,05), PV(01,05)	94,06	12,92	4	376,24	51,66
2	PH(02,06), PV(02)	74,18	12,36	4	296,73	49,44
3	PH(03,07), PV(03)	84,53	14,43	4	338,12	57,72
4	PH(04,08), PV(04)	88,62	21,26	2	177,23	42,53
5	PH(09), PV(06,07,08)	64,54	9,24	4	258,15	36,96
6	PH(10), PV(09,10,11)	165,21	31,80	2	330,41	63,60
7	PH(11,12), PV(12)	58,15	9,86	2	116,29	19,71
$\Sigma =$					1893,17	321,62

Fonte: Autor

Para o cálculo do desaprumo as cargas permanentes e acidentais de um pavimento foram somadas e, como forma de majoração de esforços, multiplicadas por 1,4. A Tabela 7 apresenta o valor da força de desaprumo em cada pavimento, para as direções X e Y.

Tabela 7 – Desaprumo

$\Delta P$ (kN)	3100,69
H (m)	10,80
$\Theta$	0,00179
Fdp,x = Fdp,y (kN)	5,55

Fonte: Autor

As forças de vento foram calculadas de acordo com a ABNT NBR 6123:1988. Os dados para o cálculo são apresentados na Tabela 8, as forças por pavimento para as direções X e Y são mostradas na Tabela 9, observa-se que os valores das pressões de vento foram menores que  $1\text{kN/m}^2$ , o que, segundo o item 3.1 deste trabalho, é necessário para que se possa utilizar a Equação 9, referente a resistência de flexocompressão.

Tabela 8 – Dados para vento

Dimensão X (m)	18,42
Dimensão Y (m)	13,84
Cidade	Alegrete - RS
Vo (m/s)	45,00
S1	1,00
S3	1,00
Categoria	IV
Classe	A
b	0,86
p	0,12
Fr	1,00
H/Ly	0,78
H/Lx	0,59
Lx/Ly	1,33
Ly/Lx	0,75
Aex	37,37
Aey	49,73
Cax	1,00
Cay	1,12

Fonte: Autor

Tabela 9 – Forças de vento

Nível	H	S2	Vk	q	Fax	Fay
	(m)	-	(m/s)	(N/m <sup>2</sup> )	(kN)	(kN)
1	2,70	0,73	33,07	670,52	25,06	37,35
2	5,40	0,80	35,94	791,88	29,59	44,11
3	8,10	0,84	37,73	872,81	32,62	48,62
4	10,80	0,87	39,06	935,20	34,95	52,09

Fonte: Autor

Neste caso, fica evidente que as forças de vento são maiores que as de desaprumo nas duas direções e que serão mais desfavoráveis para esta estrutura, portanto as ações horizontais consideradas serão as causadas pelo vento.



### 5.5. Pórticos planos associados

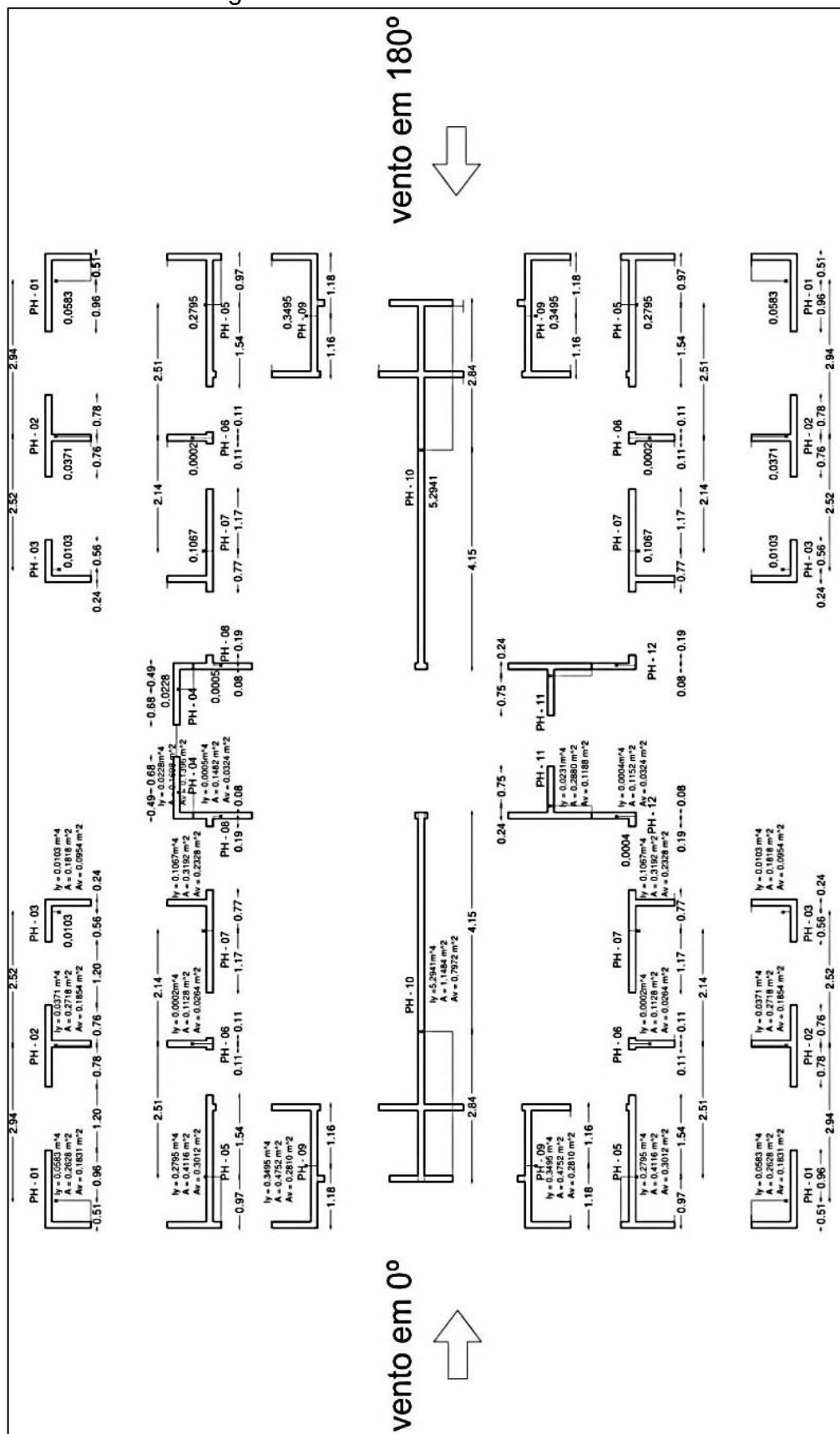
Para a obtenção dos esforços devidos às forças de vento foi escolhido o método dos pórticos planos associados, estes pórticos foram analisados com o auxílio do *software* Ftool, que é um *software* livre e muito simples de ser operado, além de apresentar a opção de inserção de barras rígidas e de considerar a deformação por cisalhamento, o que se torna muito atrativo para esta aplicação, conforme explicado no item 3.5.2 deste trabalho.

Para montagem dos pórticos é necessário identificar as paredes resistentes em cada direção e o tamanho de flanges que estas paredes possuem, sendo o comprimento máximo de flange considerado como seis vezes a espessura da parede.

São importantes para os cálculos futuros deste trabalho os valores das inércias das paredes ( $I_{x,y}$ ), utilizadas para o cálculo das tensões ocasionadas por momentos fletores, as áreas transversais resistentes considerando as flanges ( $A$ ), utilizadas no cálculo de tensões causadas por esforços normais nos pórticos, e as áreas transversais sem flange ( $A_v$ ), utilizadas para os cálculos de cisalhamento. Também é necessário conhecer a localização do centro de gravidade (CG) de cada parede e as distâncias do CG até as duas extremidades da parede, na direção do vento que está sendo analisada, também utilizadas no cálculo de tensões provocadas por momentos fletores, conforme Equação 2 deste trabalho.

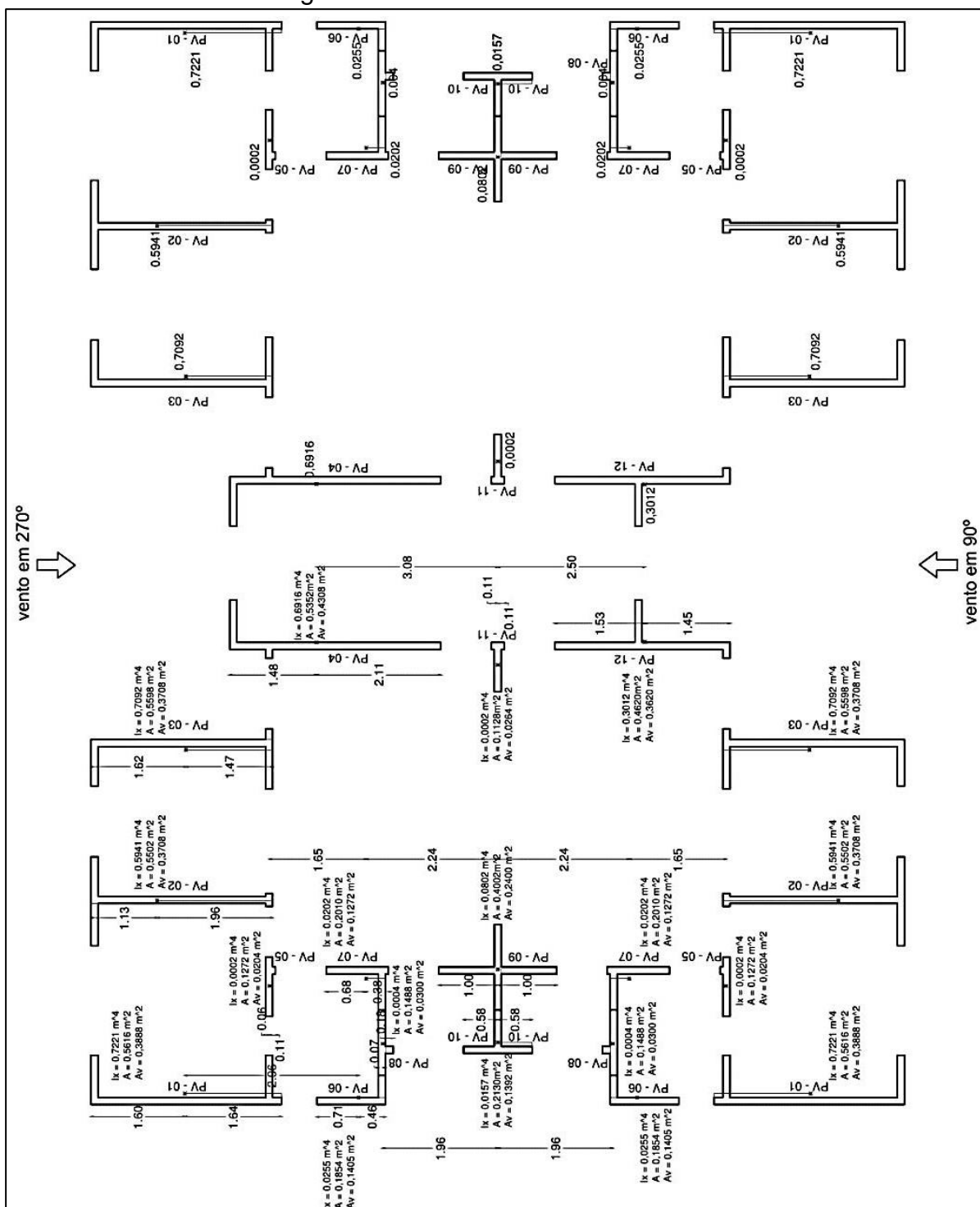
As Figuras 45 e 46 apresentam as paredes resistentes, seus dados e os sentidos dos ventos, para as direções X e Y, respectivamente. As áreas, as inércias e as distâncias do CG das paredes também são apresentadas nas Tabelas 14 e 16.

Figura 45 – Paredes resistentes em X



Fonte: Autor

Figura 46 – Paredes resistentes em Y



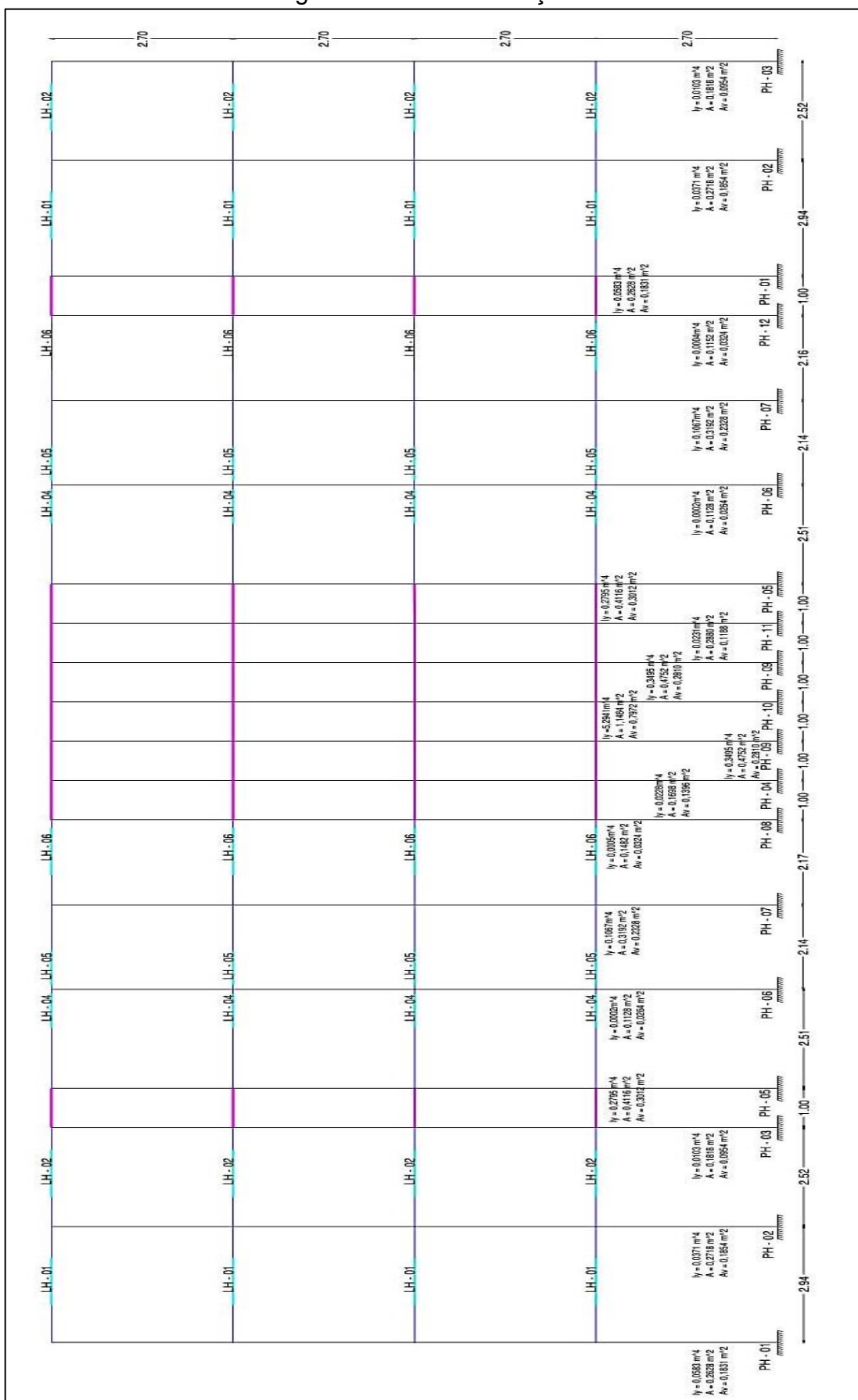
Como o edifício estudado apresenta simetrias nos eixos X e Y, apenas metade deste foi modelado no *software*, consequentemente sendo utilizada meia força de vento em cada pavimento. As paredes ligadas por lintéis fazem parte do mesmo quadro de pórtico, os conjuntos de quadros são associados por meio de barras rígidas bi-rotuladas.

Para montagem dos pórticos foram utilizadas as seguintes informações:

- As barras verticais que representam as paredes foram posicionadas no CG da respectiva parede. Possuem altura, inércia, área transversal com flange e área cisalhada da parede que representam. Devem apresentar deformação por cisalhamento e por flexão.
- Os lintéis apresentam o comprimento da abertura que os originou, altura da parede, sendo subtraída a altura da abertura, e a espessura da própria parede e são axialmente rígidos.
- A ligação entre barras verticais e lintéis é feita por meio de barras rígidas horizontais, formando os quadros de pórticos;
- As associações de pórticos são feitas por barras rígidas bi-rotuladas de 1m de comprimento.

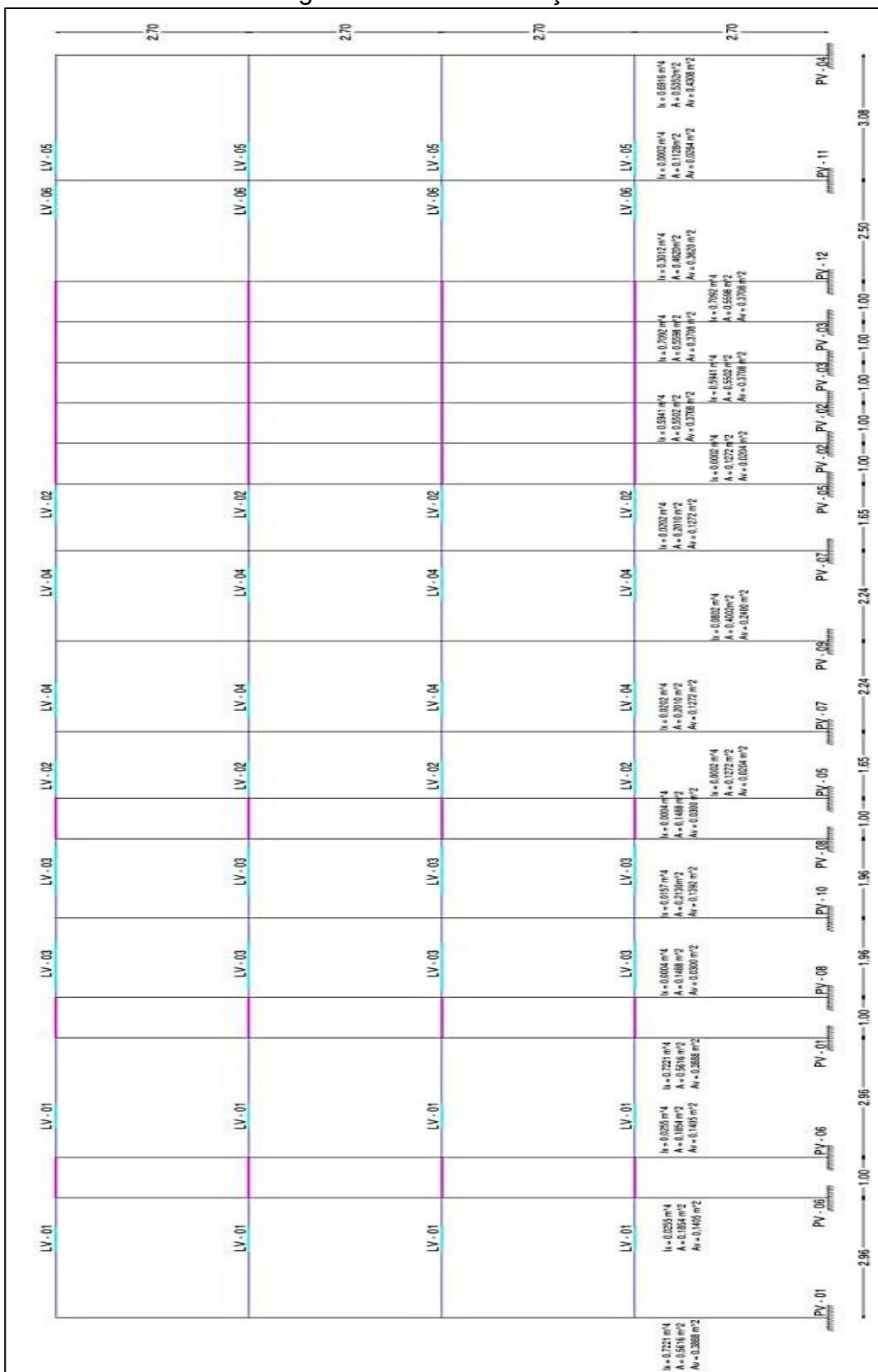
Nas Figuras 47 e 48 são apresentados os pórticos montados do edifício estudado. As barras de cor magenta representam as barras bi-rotuladas, as de cor ciano representam os lintéis, as verticais de cor preta representam as paredes e são identificadas na sua base e as horizontais de cor preta representam os trechos rígidos que ligam os lintéis as paredes.

Figura 47 – Pórtico direção X



Fonte: Autor

Figura 48 – Pórtico direção Y

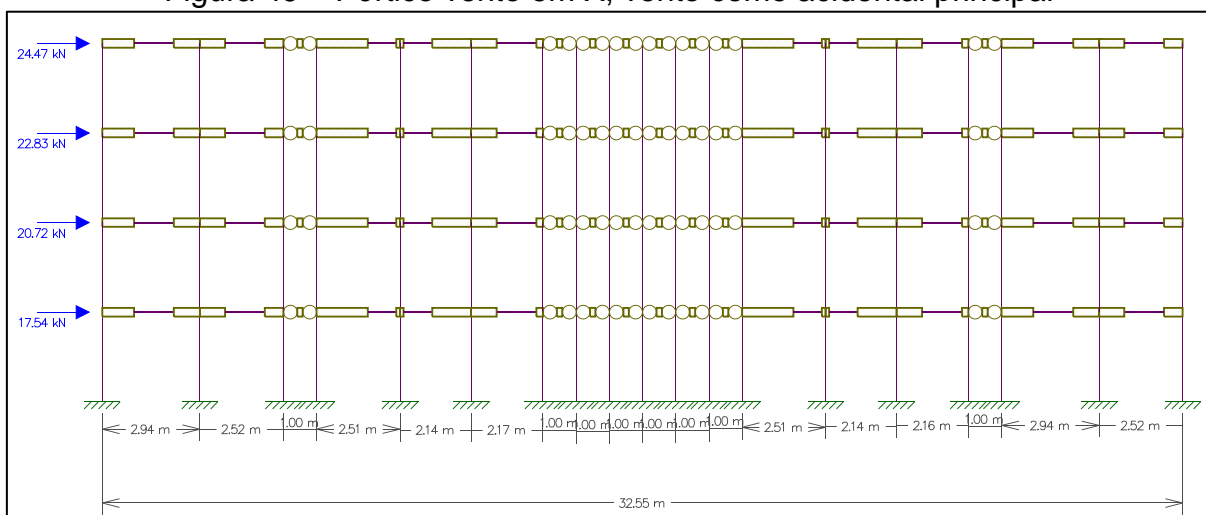


Fonte: Autor

## 5.6. Estabilidade global

Para o dimensionamento estrutural do edifício é necessário saber primeiro se a estrutura deve ser considerada como de nós fixos ou móveis, esta análise é feita por meio do coeficiente  $\gamma_z$ . Na Figura 49 é apresentado um dos pórticos planos associados modelados no Ftool, utilizado para o cálculo dos deslocamentos causados pelo vento. Salienta-se que a não linearidade física foi incluída no modelo informando-se ao *software* o valor correspondente a 80% do valor do módulo de elasticidade, e que o módulo de elasticidade utilizado para o cálculo do  $\gamma_z$  é o módulo de elasticidade inicial do concreto.

Figura 49 – Pórtico vento em X, vento como acidental principal



Fonte: Autor

Nas tabelas 10 a 13 são mostrados os valores encontrados de  $\gamma_z$  utilizando-se as combinações de estado limite último indicadas, sendo que por ter sido utilizada a simetria do edifício, e por isso ter sido modelado metade do prédio, se utiliza a metade das forças de vento para a obtenção do deslocamento.

Tabela 10 – Pórtico vento em X, vento como acidental principal

Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO + 1,4*0,5 LAJE ACID.										
Pav.	Ventok	Ventod	Altura de pav.	M <sub>1,tot,d</sub>	Peso do pavimento (kN)				Desl.	ΔM <sub>tot,d</sub>
	(kN)	(kN)			(m)	(kN.m)	G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>		
1	25,06	35,08	2,70	94,71	1893,17	321,62	2650,43	225,13	1,72E-05	0,049345
2	29,59	41,43	5,40	223,71	1893,17	321,62	2650,43	225,13	4,22E-05	0,12132
3	32,62	45,66	8,10	369,86	1893,17	321,62	2650,43	225,13	6,78E-05	0,195021
4	34,95	48,93	10,80	528,39	1893,17	321,62	2650,43	225,13	9,08E-05	0,260986
			Σ =	1216,66					Σ =	0,626671

$$\gamma_z = 1,000515$$

Fonte: Autor

Tabela 11 – Pórtico vento em X, acidental da laje como acidental principal

Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*LAJE ACID. + 1,4*0,6 VENTO										
Pav.	Ventok	Ventod	Altura de pav.	M <sub>1,tot,d</sub>	Peso do pavimento (kN)				Desl.	ΔM <sub>tot,d</sub>
	(kN)	(kN)			(m)	(kN.m)	G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>		
1	25,06	21,05	2,70	56,83	1893,17	321,62	2650,43	450,26	1,03E-05	0,031937
2	29,59	24,86	5,40	134,22	1893,17	321,62	2650,43	450,26	2,53E-05	0,078479
3	32,62	27,40	8,10	221,91	1893,17	321,62	2650,43	450,26	4,07E-05	0,126167
4	34,95	29,36	10,80	317,03	1893,17	321,62	2650,43	450,26	5,45E-05	0,168833
			Σ =	729,999					Σ =	0,405416

$$\gamma_z = 1,000556$$

Fonte: Autor

Tabela 12 – Pórtico vento em Y, vento como acidental principal

Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO + 1,4*0,5 LAJE ACID.										
Pav.	Ventok	Ventod	Altura de pav.	M <sub>1,tot,d</sub>	Peso do pavimento (kN)				Desl.	ΔM <sub>tot,d</sub>
	(kN)	(kN)			(m)	(kN.m)	G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>		
1	37,35	52,29	2,70	141,18	1893,17	321,62	2650,43	225,13	2,47E-05	0,070883
2	44,11	61,75	5,40	333,46	1893,17	321,62	2650,43	225,13	6,50E-05	0,186998
3	48,62	68,06	8,10	551,32	1893,17	321,62	2650,43	225,13	1,10E-04	0,316312
4	52,09	72,93	10,80	787,64	1893,17	321,62	2650,43	225,13	1,53E-04	0,440824
			Σ =	1813,6					Σ =	1,015016

$$\gamma_z = 1,000560$$

Fonte: Autor



Tabela 13 – Pórtico vento em Y, acidental da laje como acidental principal

Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*LAJE ACID. + 1,4*0,6 VENTO										
Pav.	Ventok	Ventod	Altura de pav.	M <sub>1,tot,d</sub>	Peso do pavimento (kN)				Desl.	ΔM <sub>tot,d</sub>
	(kN)	(kN)			(m)	(kN.m)	G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>		
1	37,35	31,37	2,70	84,71	1893,17	321,62	2650,43	450,26	1,48E-05	0,045859
2	44,11	37,05	5,40	200,08	1893,17	321,62	2650,43	450,26	3,90E-05	0,120989
3	48,62	40,84	8,10	330,79	1893,17	321,62	2650,43	450,26	6,60E-05	0,204646
4	52,09	43,76	10,80	472,58	1893,17	321,62	2650,43	450,26	9,20E-05	0,285171
			Σ =	1088,16					Σ =	0,656665

$\gamma_z = 1,000604$

Fonte: Autor

Devido ao coeficiente  $\gamma_z$  ter sido menor que 1,10 em todas as combinações, pode se considerar este edifício como de nós fixos, sendo os efeitos de segunda ordem desprezados no dimensionamento.

### 5.7. Esforços devidos ações horizontais

Os esforços solicitantes das ações horizontais foram obtidos por meio dos diagramas dos pórticos planos associados montados no *software* Ftool, a partir dos pórticos mostrados nas Figuras 47 e 48. As Tabelas 14 a 17, uma para cada sentido de vento, apresentam os valores de distância máxima para tração e compressão de cada parede, as inércias, as áreas, os valores de esforço normal, cortante e momentos fletores obtidos dos diagramas, sendo estes dados necessários para a obtenção dos valores de tensão em cada parede, conforme Equação 2 deste trabalho.

Tabela 14 – Vento sentido 0°

Parede	ymáx tração	ymáx comp.	Inércia	Área	Área cisal.	Normal	Momento	Cortante	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_M$ comp.
	(m)	(m)									
PH 01	0,51	0,96	0,0583	0,2628	0,183	-9,23	4,74	2,36	-35,12	-41,46	78,05
PH 02	0,78	0,76	0,0371	0,2718	0,185	2,17	4,18	2,54	7,98	-87,88	85,63
PH 03	0,56	0,24	0,0103	0,1818	0,095	7,06	1,41	0,90	38,83	-76,66	32,85
PH 04	0,49	0,68	0,0228	0,1698	0,140	0,00	2,16	0,73	0,00	-46,42	64,42
PH 05	0,97	1,54	0,2795	0,4116	0,301	-5,63	17,32	4,99	-13,68	-60,11	95,43
PH 06	0,11	0,11	0,0002	0,1128	0,026	0,30	0,06	0,06	2,66	-33,00	33,00
PH 07	1,17	0,77	0,1067	0,3192	0,233	1,70	8,32	3,32	5,33	-91,23	60,04
PH 08	0,19	0,08	0,0005	0,1482	0,032	4,01	0,11	0,08	27,06	-41,80	17,60
PH 09	1,18	1,16	0,3495	0,4752	0,281	0,00	20,21	4,67	0,00	-68,23	67,08
PH 10	2,84	4,15	5,2941	1,1484	0,797	0,00	160,31	21,87	0,00	-86,00	125,67
PH 11	0,24	0,75	0,0231	0,288	0,119	0,00	2,13	4,67	0,00	-22,13	69,16
PH 12	0,19	0,08	0,0004	0,1152	0,032	3,60	0,09	0,07	31,25	-42,75	18,00

Fonte: Autor

Tabela 15 – Vento sentido 180°

Parede	ymáx tração	ymáx comp.	Inércia	Área	Área cisal.	Normal	Momento	Cortante	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_M$ comp.
	(m)	(m)									
PH 01	0,96	0,51	0,0583	0,2628	0,183	9,23	4,74	2,36	35,12	-78,05	41,46
PH 02	0,76	0,78	0,0371	0,2718	0,185	-2,17	4,18	2,54	-7,98	-85,63	87,88
PH 03	0,24	0,56	0,0103	0,1818	0,095	-7,06	1,41	0,90	-38,83	-32,85	76,66
PH 04	0,68	0,49	0,0228	0,1698	0,14	0,00	2,16	0,73	0,00	-64,42	46,42
PH 05	1,54	0,97	0,2795	0,4116	0,301	5,63	17,32	4,99	13,68	-95,43	60,11
PH 06	0,11	0,11	0,0002	0,1128	0,026	-0,30	0,06	0,06	-2,66	-33,00	33,00
PH 07	0,77	1,17	0,1067	0,3192	0,233	-1,70	8,32	3,32	-5,33	-60,04	91,23
PH 08	0,08	0,19	0,0005	0,1482	0,032	-4,01	0,11	0,08	-27,06	-17,60	41,80
PH 09	1,16	1,18	0,3495	0,4752	0,281	0,00	20,21	4,67	0,00	-67,08	68,23
PH 10	4,15	2,84	5,2941	1,1484	0,797	0,00	160,31	21,87	0,00	-125,67	86,00
PH 11	0,75	0,24	0,0231	0,288	0,119	0,00	2,13	4,67	0,00	-69,16	22,13
PH 12	0,08	0,19	0,0004	0,1152	0,032	-3,60	0,09	0,07	-31,25	-18,00	42,75

Fonte: Autor

Tabela 16 – Vento sentido 90°

Parede	ymáx tração	ymáx comp.	Inércia	Área	Área cisal.	Normal	Momento	Cortante	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_M$ comp.
	(m)	(m)									
PV 01	1,60	1,64	0,7221	0,5616	0,389	-17,23	50,49	11,51	-30,68	-111,87	114,67
PV 02	1,13	1,96	0,5941	0,5502	0,371	0,00	47,23	8,75	0,00	-89,83	155,82
PV 03	1,62	1,47	0,7092	0,5598	0,371	0,00	53,73	9,35	0,00	-122,73	111,37
PV 04	2,11	1,48	0,6916	0,5352	0,431	8,80	53,38	10,98	16,44	-162,86	114,23
PV 05	0,06	0,11	0,0002	0,1272	0,02	-4,65	0,08	0,06	-36,56	-24,00	44,00
PV 06	0,71	0,46	0,0255	0,1854	0,141	17,23	3,96	2,08	92,93	-110,26	71,44
PV 07	0,68	0,38	0,0202	0,201	0,127	-6,45	3,17	1,60	-32,09	-106,71	59,63
PV 08	0,07	0,18	0,0004	0,1488	0,03	-5,65	0,11	0,08	-37,97	-19,25	49,50
PV 09	1,00	1,00	0,0802	0,4002	0,24	0,00	9,95	4,15	0,00	-124,06	124,06
PV 10	0,58	0,58	0,0157	0,213	0,139	0,00	3,00	1,86	0,00	-110,83	110,83
PV 11	0,11	0,11	0,0002	0,1128	0,026	-0,91	0,11	0,10	-8,07	-60,50	60,50
PV 12	1,45	1,53	0,3012	0,462	0,362	-7,89	28,46	7,13	-17,08	-137,01	144,57

Fonte: Autor

Tabela 17 – Vento sentido 270°

Parede	ymáx tração	ymáx comp.	Inércia	Área	Área cisal.	Normal	Momento	Cortante	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_M$ comp.
	(m)	(m)									
PV 01	1,60	1,64	0,7221	0,5616	0,389	17,23	50,49	11,51	30,68	-111,87	114,67
PV 02	1,13	1,96	0,5941	0,5502	0,371	0,00	47,23	8,75	0,00	-89,83	155,82
PV 03	1,62	1,47	0,7092	0,5598	0,371	0,00	53,73	9,35	0,00	-122,73	111,37
PV 04	2,11	1,48	0,6916	0,5352	0,431	-8,80	53,38	10,98	-16,44	-162,86	114,23
PV 05	0,06	0,11	0,0002	0,1272	0,02	4,65	0,08	0,06	36,56	-24,00	44,00
PV 06	0,71	0,46	0,0255	0,1854	0,141	-17,23	3,96	2,08	-92,93	-110,26	71,44
PV 07	0,68	0,38	0,0202	0,201	0,127	6,45	3,17	1,60	32,09	-106,71	59,63
PV 08	0,07	0,18	0,0004	0,1488	0,03	5,65	0,11	0,08	37,97	-19,25	49,50
PV 09	1,00	1,00	0,0802	0,4002	0,24	0,00	9,95	4,15	0,00	-124,06	124,06
PV 10	0,58	0,58	0,0157	0,213	0,139	0,00	3,00	1,86	0,00	-110,83	110,83
PV 11	0,11	0,11	0,0002	0,1128	0,026	0,91	0,11	0,10	8,07	-60,50	60,50
PV 12	1,45	1,53	0,3012	0,462	0,362	7,89	28,46	7,13	17,08	-137,01	144,57

Fonte: Autor

## 5.8. Combinações

As combinações a serem utilizadas foram citadas no item 3.2 deste trabalho. Como é necessário testar a combinação que gere a máxima compressão, sendo analisados os quatro sentidos de vento, variando a accidental principal entre vento e accidental de laje, e a combinação que gere a maior tração na parede, analisando os quatro sentidos de vento, foram geradas 12 tabelas de combinação, que serão

apresentadas no Anexo A, para evitar o excesso de tabelas. Como exemplo, é apresentada a Tabela 18, onde foi calculada a combinação na direção de vento X, com vento no sentido 0° e ação de vento como variável principal.

Tabela 18 – Vento X, sentido 0°, vento como variável principal

Parede	Grupo	$\sigma_G$ em 4 pav	$\sigma_Q$ em 4 pav	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão mín.	Tensão máx.	Tensão mín.	Tensão máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)
PH 01	1	438,50	60,21	-35,12	-41,46	78,05	548,83	716,15	0,55	0,72
PH 02	2	521,67	86,92	7,98	-87,88	85,63	679,33	922,24	0,68	0,92
PH 03	3	498,70	85,13	38,83	-76,66	32,85	704,81	858,13	0,70	0,86
PH 04	4	609,04	146,13	0,00	-46,42	64,42	889,96	1045,14	0,89	1,05
PH 05	1	438,50	60,21	-13,68	-60,11	95,43	552,75	770,50	0,55	0,77
PH 06	2	521,67	86,92	2,66	-33,00	33,00	748,71	841,11	0,75	0,84
PH 07	3	498,70	85,13	5,33	-91,23	60,04	637,50	849,28	0,64	0,85
PH 08	4	609,04	146,13	27,06	-41,80	17,60	934,31	1017,47	0,93	1,02
PH 09	5	469,71	67,25	0,00	-68,23	67,08	609,14	798,58	0,61	0,80
PH 10	6	537,25	103,41	0,00	-86,00	125,67	704,15	1000,47	0,70	1,00
PH 11	7	477,39	80,91	0,00	-22,13	69,16	694,00	821,80	0,69	0,82
PH 12	7	477,39	80,91	31,25	-42,75	18,00	708,88	793,93	0,71	0,79

Fonte: Autor

A tensão mínima e máxima da Tabela 18 ocorre porque a parede solicita por um momento fletor apresenta uma borda tracionada e uma borda comprimida, e por meio da combinação com a compressão causada pelas cargas verticais, pode vir a apresentar tensão de tração em alguma parede, dependendo do momento fletor, da distância do CG da parede até a borda mais tracionada e da carga vertical na parede, o que justifica a análise de vento nos dois sentidos de cada direção de vento.

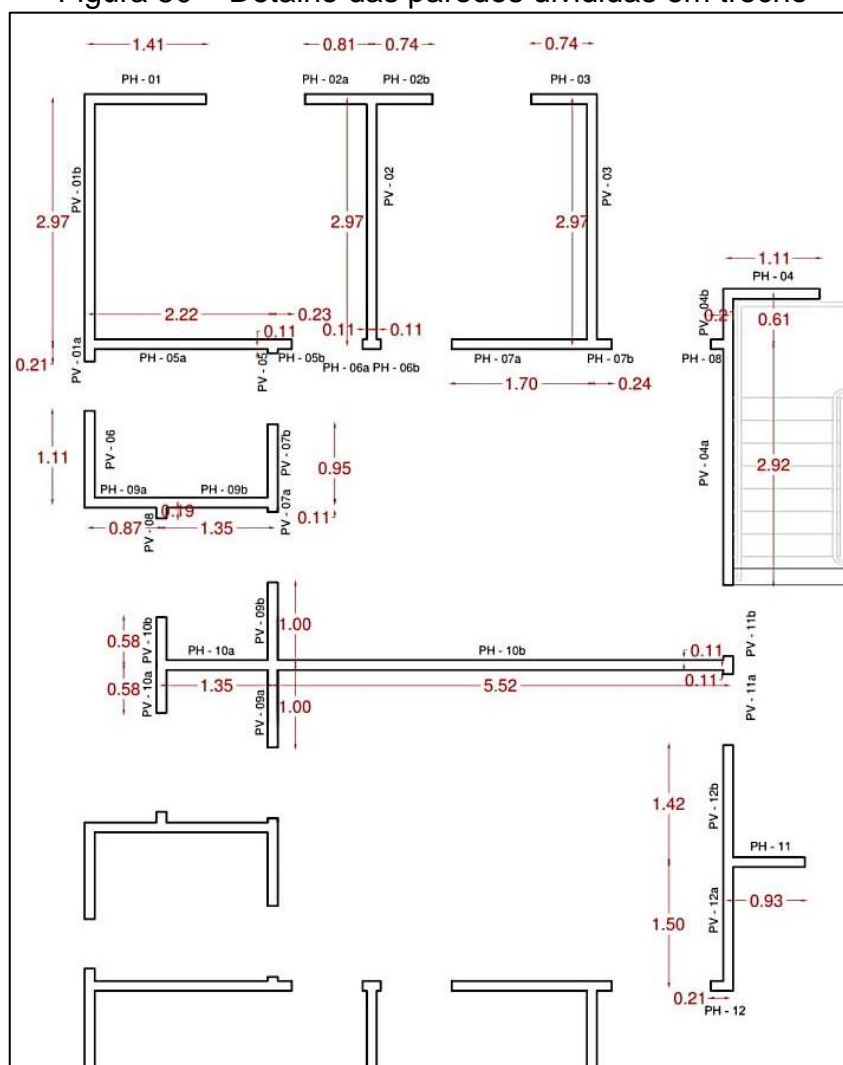
Das 12 combinações testadas a maior compressão encontrada foi de 1,17 MPa, que ocorreu para direção Y, sentido 90° e acidental da laje como variável principal. A mínima tensão encontrada foi a compressão de 0,19 MPa, na combinação para teste de tração na direção X, sentido 180°, não ocorrendo tração em nenhuma parede.

## 5.9. Dimensionamento à compressão

Para o dimensionamento à compressão foi seguido o exposto no item 3.7.2 deste trabalho, sendo calculados os dados necessários para a aplicação da Equação 9. A taxa geométrica da armadura vertical da parede utilizada para o cálculo da resistência foi de 0,09%, sendo esta a armadura mínima vertical, caso seja necessário está armadura pode ser aumentada até o limite de 1%.

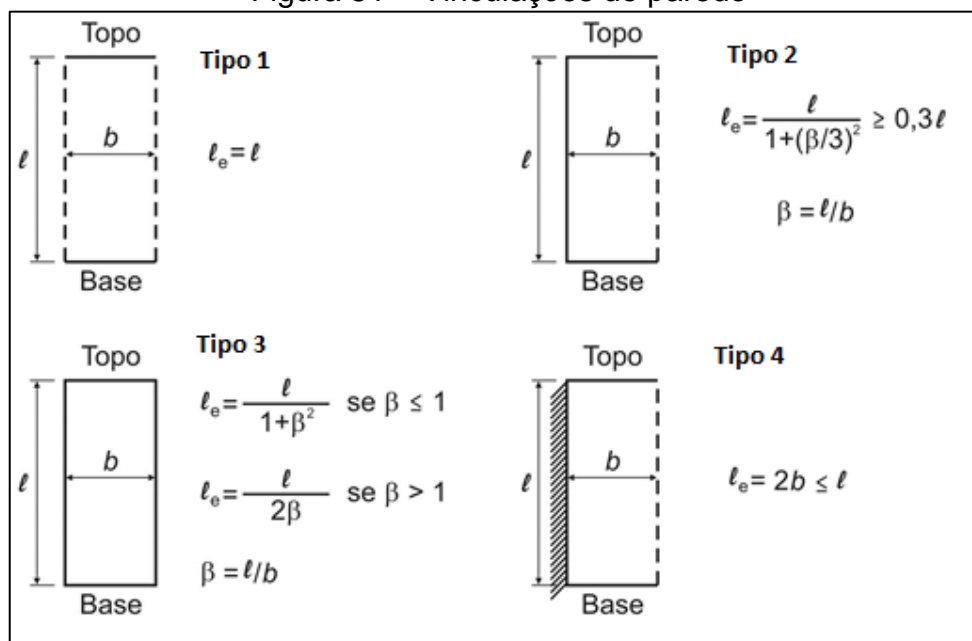
Para o cálculo dos coeficientes  $k_1$  e  $k_2$  é necessário calcular primeiro o comprimento equivalente da parede, que é dependente do tipo de vinculação das bordas, e por consequência disto as paredes precisam ser divididas em trechos para a classificação do tipo de vínculo, esta divisão é mostrada na Figura 50 e os tipos de vínculos na Figura 51.

Figura 50 – Detalhe das paredes divididas em trecho



Fonte: Autor

Figura 51 – Vinculações de parede



Fonte: Adaptado de ABNT (2012, p. 13)

Para a utilização da Equação 9 também foram utilizados os seguintes dados expostos na Tabela 19.

Tabela 19 – Dados para cálculo de resistência à compressão

Altura parede (m)	2,7
Espessura (m)	0,12
Fck (kN/m <sup>2</sup> )	25000
$\gamma_c$	1,68
Fcd (kN/m <sup>2</sup> )	14880,952
Es (kN/m <sup>2</sup> )	210000000
$\gamma_s$	1,15
Fscd (kN/m <sup>2</sup> )	365217,39
$\rho$	0,09%
Fct,d (kN/m <sup>2</sup> )	1282,48
Fyk (kN/m <sup>2</sup> )	600000
Fyd (kN/m <sup>2</sup> )	521739,13

Fonte: Autor

Com os dados acima é possível calcular a resistência à compressão de cada trecho de parede, como mostrado na Tabela 20. Ressalta-se que o resultado da Equação 9 é a normal resistente de cálculo por unidade de comprimento,  $\eta_{d,resist}$ , devendo ser dividida pela espessura da parede para ser transformada em resistência de compressão,  $\sigma_{d,resist}$ .

Tabela 20 – Dados para cálculo de resistência à compressão

Parede	Trecho	Vinculação	L	$\beta =$ h/L	Le	$\lambda$	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	$\eta_{d,resist}$	$\sigma_{d,resist}$	$\sigma_{d,resist}$
			(m)		(m)				(kN/m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)
PH 01	-	2	1,41	1,91	1,92	55,38	1,58	0	714,29	5952,38	5,95
PH 02	a	2	0,81	3,33	1,21	34,88	1,00	0	714,29	5952,38	5,95
PH 02	b	2	0,74	3,65	1,09	31,44	0,90	0	714,29	5952,38	5,95
PH 03	-	2	0,74	3,65	1,09	31,44	0,90	0	714,29	5952,38	5,95
PH 04	-	2	1,11	2,43	1,63	47,03	1,34	0	714,29	5952,38	5,95
PH 05	a	3	2,22	1,22	1,11	32,04	0,92	0	714,29	5952,38	5,95
PH 05	b	2	0,23	11,74	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PH 06	a	2	0,11	24,55	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PH 06	b	2	0,11	24,55	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PH 07	a	2	1,70	1,59	2,11	60,88	1,74	0	714,29	5952,38	5,95
PH 07	b	2	0,24	11,25	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PH 08	-	2	0,21	12,86	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PH 09	a	3	0,87	3,10	0,44	12,56	0,36	0	714,29	5952,38	5,95
PH 09	b	3	1,35	2,00	0,68	19,49	0,56	0	714,29	5952,38	5,95
PH 10	a	3	1,35	2,00	0,68	19,49	0,56	0	714,29	5952,38	5,95
PH 10	b	2	5,52	0,49	2,63	75,92	2,17	0	714,29	5952,38	5,95
PH 11	-	2	0,93	2,90	1,39	40,25	1,15	0	714,29	5952,38	5,95
PH 12	-	2	0,21	12,86	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PV 01	a	2	0,21	12,86	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PV 01	b	3	2,97	0,91	1,48	42,67	1,22	0	714,29	5952,38	5,95
PV 02	-	2	2,97	0,91	2,47	71,39	2,04	0	714,29	5952,38	5,95
PV 03	-	3	2,97	0,91	1,48	42,67	1,22	0	714,29	5952,38	5,95
PV 04	a	3	2,92	0,92	1,46	42,02	1,20	0	714,29	5952,38	5,95
PV 04	b	3	0,61	4,43	0,31	8,80	0,25	0	714,29	5952,38	5,95
PV 05	-	2	0,11	24,55	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PV 06	-	2	1,11	2,43	1,63	47,03	1,34	0	714,29	5952,38	5,95
PV 07	a	2	0,11	24,55	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PV 07	b	2	0,95	2,84	1,42	41,08	1,17	0	714,29	5952,38	5,95
PV 08	-	2	0,19	14,21	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PV 09	a	2	1,00	2,70	1,49	43,06	1,23	0	714,29	5952,38	5,95
PV 09	b	2	1,00	2,70	1,49	43,06	1,23	0	714,29	5952,38	5,95
PV 10	a	2	0,58	4,66	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PV 10	b	2	0,58	4,66	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PV 11	a	2	0,11	24,55	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PV 11	b	2	0,11	24,55	0,81	23,38	0,67	0	714,29	5952,38	5,95
PV 12	a	3	1,50	1,80	0,75	21,65	0,62	0	714,29	5952,38	5,95
PV 12	b	2	1,42	1,90	1,93	55,61	1,59	0	714,29	5952,38	5,95

Fonte: Autor

Portanto as paredes resistem às solicitações normais, com certa facilidade, mesmo utilizando a armadura mínima vertical, pois a parede mais solicitada

apresentou compressão de 1,17 MPa e a menor resistência à compressão encontrada foi de 5,95 MPa.

### 5.10. Dimensionamento ao cisalhamento

Para o dimensionamento ao cisalhamento é necessário calcular se a maior sollicitação de cisalhamento, ao longo de toda altura da parede, é menor que a resistência ao cisalhamento calculada por meio da Equação 12, que leva em consideração a carga permanente vertical atuante na parede, conforme explicado no item 3.7.3 deste trabalho.

Para este cálculo são fornecidos na Tabela 21 os valores de área de cisalhamento, sem consideração de flanges, o maior valor de esforço cortante que ocorre na parede, com seu valor característico e de cálculo, obtidos por meio dos pórticos elaborados no Ftool, a altura em que ocorre esse maior esforço, a tensão devido às cargas verticais permanentes nesta altura de maior esforço e o valor da resistência ao cisalhamento, calculado pela Equação 12.

Tabela 21 – Resistência ao cisalhamento

Parede	Área cisal.	Altura	V <sub>k</sub>	V <sub>d</sub>	Grupo	σ <sub>cm,d</sub>	f <sub>vd</sub>	Necessita armadura complementar?
	(m <sup>2</sup> )					(kN/m <sup>2</sup> )		
PH 01	0,1831	0,0	2,36	3,30	1	438,50	74,15	Não
PH 02	0,1854	2,7	2,78	3,89	2	391,26	74,68	Não
PH 03	0,0954	2,7	1,01	1,41	3	374,02	38,35	Não
PH 04	0,1396	0,0	0,73	1,02	4	609,04	57,64	Não
PH 05	0,3012	0,0	4,99	6,99	1	438,50	121,98	Não
PH 06	0,0264	2,7	0,10	0,14	2	391,26	10,63	Não
PH 07	0,2328	0,0	3,32	4,65	3	498,70	94,93	Não
PH 08	0,0324	2,7	0,12	0,17	4	456,78	13,15	Não
PH 09	0,2810	0,0	4,67	6,54	5	469,71	114,21	Não
PH 10	0,7972	0,0	21,87	30,62	6	537,25	326,49	Não
PH 11	0,1188	0,0	0,71	0,99	7	477,39	48,33	Não
PH 12	0,0324	2,7	0,09	0,13	7	358,04	13,00	Não
PV 01	0,3888	0,0	17,23	24,12	1	438,50	157,46	Não
PV 02	0,3708	0,0	8,75	12,25	2	521,67	151,59	Não
PV 03	0,3708	0,0	9,35	13,09	3	498,70	151,20	Não
PV 04	0,4308	0,0	10,98	15,37	4	609,04	177,86	Não
PV 05	0,0204	2,7	0,11	0,15	1	328,88	8,16	Não
PV 06	0,1405	0,0	17,23	24,12	5	469,71	57,10	Não
PV 07	0,1272	8,1	1,87	2,62	5	117,43	49,63	Não
PV 08	0,0300	5,4	0,12	0,17	5	234,85	11,87	Não
PV 09	0,2400	0,0	4,15	5,81	6	537,25	98,29	Não
PV 10	0,1392	2,7	2,40	3,36	6	402,94	56,15	Não
PV 11	0,0264	8,1	0,22	0,31	6	134,31	10,32	Não
PV 12	0,3620	0,0	7,13	9,98	7	477,39	147,26	Não

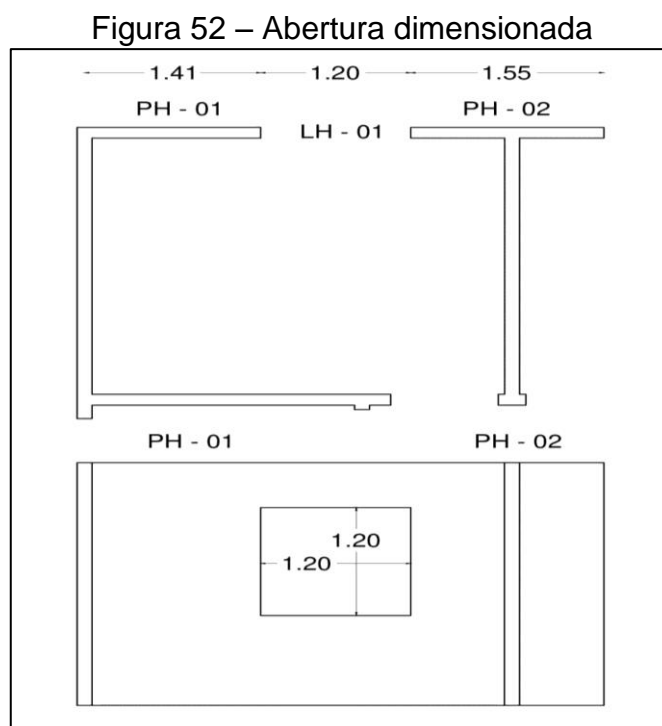
Fonte: Autor



Portanto, como o valor de  $f_{vd}$  foi maior que o valor de  $V_d$  em todas as paredes, estas resistem ao cisalhamento sem a necessidade de uma armadura complementar, podendo ser utilizada a armadura mínima do item 3.7.1 deste trabalho.

### 5.11. Dimensionamento ao redor das aberturas

A abertura escolhida para o cálculo do reforço foi a do LH – 01, localizada entre as paredes PH – 01 e PH – 02, sendo mostrada na Figura 52, com valor de  $a_h$  igual a 1,2m e  $d_v$  igual a 0,75m.

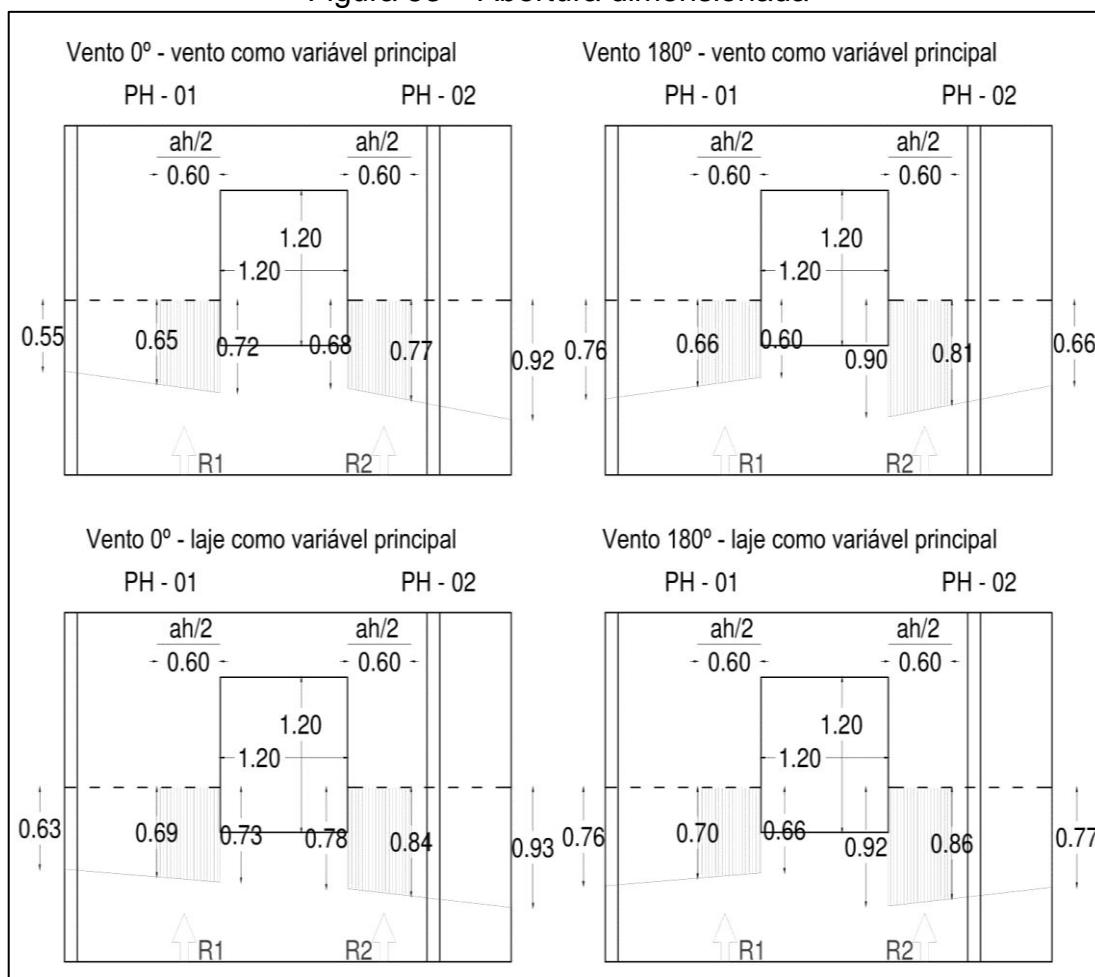


Fonte: Autor

Conforme citado no item 3.7.4, é preciso descobrir o esforço solicitante a ser considerado, que deve ser a maior resultante obtida pela integração das tensões atuantes, já combinadas, em uma região não menor que  $a_h/2$ , 0,6m neste caso, de cada lado da abertura. Na Figura 53 são mostrados os diagramas de compressão, para um trecho de comprimento  $a_h/2$ , provenientes das combinações entre as cargas verticais e ações horizontais contidas no Anexo A. Como exemplo, o valor de 0,55 na combinação de vento  $0^\circ$ , com vento como variável principal, remete ao valor

de compressão 548,83 (kN/m<sup>2</sup>), sendo desenhado desta forma para obtenção da área do trecho a ser integrado para o cálculo do  $R_{d,max}$ .

Figura 53 – Abertura dimensionada



Fonte: Autor

Para encontrar o valor de cada resultante de força desviada R1 e R2, da figura acima, pode ser utilizada a área formada pelo diagrama de compressão, no trecho que inicia na abertura e termina  $a_h/2$  para o lado oposto da abertura, sendo esta área multiplicada pela espessura da parede para que se encontre uma resultante em kN. O valor de  $R_{d,max}$  é o maior valor encontrado entre todas as combinações, conforme mostra a Tabela 22, sendo de 64,14 kN neste caso, ocorrendo na PH – 02 para combinação de sentido de vento 180° e acidental da laje como variável principal.

Tabela 22 –  $R_{d,max}$ 

Sentido do vento	Variável Principal	Área 1	R1 (kN)	Área 2	R2 (kN)
0°	Vento	409,20	49,10	435,90	52,31
180°	Vento	378,10	45,37	513,50	61,62
0°	Acid. da laje	428,30	51,40	487,90	58,55
180°	Acid. da laje	409,60	49,15	534,50	64,14

Fonte: Autor

Como  $d_v < 0,75a_h$  o valor de  $K_{ab}$  deve ser encontrado pela interpolação no gráfico da Figura 32, para isso são utilizados os valores de  $k_1$  e  $k_2$ , calculados no item 5.9, para a parede em que ocorreu o  $R_{d,max}$ , sendo esta a PH – 02. Os dados necessários para interpolação e o valor de  $K_{ab}$  são mostrados na Tabela 23.

Tabela 23 – Cálculo do coeficiente  $K_{ab}$ 

$R_{d,máx}$ (kN)	64,14
Parede	PH 02
$k_1$	0,9966
$k_2$	0
Fck (MPa)	25
$0,15 \cdot \alpha_{v2}$	0,135
$0,85 / (k_1(1+3 \cdot k_2(2-k_2)))$	0,853
$d_v/a_h$	0,625
$K_{ab}$	0,255

Fonte: Autor

O item 3.7.4 indica a necessidade de verificação da Equação 16, embora a ABNT (2012) não especifique qual seja a função dessa verificação. Para este caso, o valor de  $K_{ab} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot a_h = 545,69 \text{ kN}$ , maior do que  $R_{d,max}$ , sendo atendida a verificação.

Para encontrar a área de aço horizontal necessária para equilibrar o desvio da força vertical é utilizada a Equação 18, resultando em uma área de aço de  $0,61 \text{ cm}^2$  que pode ser fornecida por uma barra de 10mm de diâmetro. Para ancoragem deve ser observada a Equação 18 deste trabalho, reescrita com os valores deste exemplo na Equação 22, sendo o comprimento de reforço que ultrapassa a abertura  $l$  o maior entre os valores calculados abaixo, ficando o reforço horizontal com comprimento total de 2,6m.

$$l \geq \begin{cases} \frac{a_{(h,v)}}{2} + 10\phi = 60 + 10 = 70cm \\ l_b = 38cm \end{cases} \quad \dots(22)$$

Para o cálculo da área de aço vertical deve ser utilizada a Equação 19, porém neste caso esta equação resultou em um valor negativo, devido ao valor de  $\frac{2.R_{d,max}}{a_h}$  ser menor do que  $K_{ab} \cdot f_{cd} \cdot t$ , e como a ABNT (2012) especifica somente área de aço mínima para armadura horizontal, no seu item 17.4, conclui-se que não é necessária.

### 5.12. Detalhamento

Neste item será detalhada a armação da parede PH – 01, como forma de exemplo de detalhamento, visto que foram detalhadas as armaduras de reforço de abertura para esta parede.

Como a resistência as solicitações de compressão e cisalhamento foram suficientes com a taxa de armadura mínima vertical de 0,09%, calculadas nos itens 5.9 e 5.10 deste trabalho, a área de aço da tela pode ser encontrada pelas Equações 23 e 24, obedecendo as áreas mínimas do item 3.7.1 deste trabalho.

$$A_{Sh} = 0,0015 * 12 * 100 = 1,8cm^2/m \quad \dots(23)$$

$$A_{Sv} = 0,0009 * 12 * 100 = 1,08cm^2/m \quad \dots(24)$$

Como forma de padronização e visando o aproveitamento dos recortes das telas é indicado que se utilize uma tela quadrada, com mesma área de aço nos dois sentidos. No Quadro 3 são mostradas as telas soldadas fabricadas pela empresa Gerdau, deve ser escolhida a tela que apresente área de aço imediatamente superior a 1,8cm<sup>2</sup> e que tenha espaçamento entre fios menor que 30cm ou duas vezes a espessura da parede. Neste caso a tela indicada é a Q196.

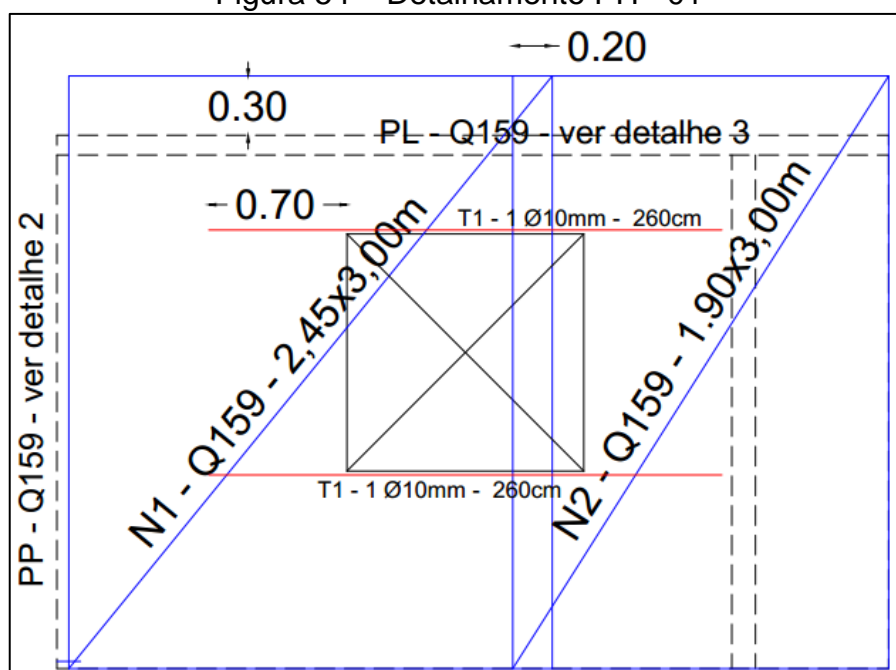
Quadro 3 – Telas comerciais

Aço CA-60	Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro (mm)		Seções (cm <sup>2</sup> /m)		Apresentação	Dimensão (m)		Peso	
	Designação	Long.	Transv.	Long.	Transv.	Long.		Transv.	Rolo/Painel	Largura	Compr.
Q 61	15	15	3,4	3,4	0,61	0,61	PAINEL	2,45	6	0,97	14,25
Q 75	15	15	3,8	3,8	0,75	0,75	PAINEL	2,45	6	1,21	17,81
Q 92	15	15	4,2	4,2	0,92	0,92	PAINEL	2,45	6	1,48	21,76
Q 113	10	10	3,8	3,8	1,13	1,13	PAINEL	2,45	6	1,80	26,46
Q 138	10	10	4,2	4,2	1,38	1,38	PAINEL	2,45	6	2,20	32,34
Q 159	10	10	4,5	4,5	1,59	1,59	PAINEL	2,45	6	2,52	37,04
Q 196	10	10	5	5	1,96	1,96	PAINEL	2,45	6	3,11	45,72
Q 246	10	10	5,6	5,6	2,46	2,46	PAINEL	2,45	6	3,91	57,48
Q 283	10	10	6	6	2,83	2,83	PAINEL	2,45	6	4,48	65,86
Q 335	15	15	8	8	3,35	3,35	PAINEL	2,45	6	5,37	78,94
Q 396	10	10	7,1	7,1	3,96	3,96	PAINEL	2,45	6	6,28	92,32
Q 503	10	10	8	8	5,03	5,03	PAINEL	2,45	6	7,97	117,16
Q 636	10	10	9	9	6,36	6,36	PAINEL	2,45	6	10,09	148,32
Q 785	10	10	10	10	7,85	7,85	PAINEL	2,45	6	12,46	183,16

Fonte: Adaptado de Gerdau (2015)

A parede PH – 01 foi detalhada na Figura 54, onde as linhas azuis representam a tela e as vermelhas representam reforços em barras. Os detalhes 2 e 3 citados na Figura 54 referem-se aos detalhamentos genéricos mostrados no item 3.8, nas Figuras 37 e 38, respectivamente.

Figura 54 – Detalhamento PH - 01



Fonte: Autor

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método construtivo em paredes de concreto moldadas no local é muito bem pensado em termos de rapidez, padronização e produtividade, porém, para que se aproveitem estas vantagens, é de extrema importância que o projeto arquitetônico seja elaborado por um projetista que conheça as particularidades do método.

Destaca-se a grande semelhança sobre o aspecto de distribuição de cargas entre os métodos de alvenaria estrutural e o de paredes de concreto, sendo os modelos de cálculo utilizados neste trabalho os já difundidos pela alvenaria estrutural. Com a utilização destes métodos este roteiro se mostrou muito simples de ser executado, apesar de trabalhoso.

Com o cálculo do edifício exemplo ficou visível a grande capacidade de resistência às solicitações deste método, mesmo utilizando armadura mínima, sendo a resistência à compressão cinco vezes maior do que a solicitação da parede mais comprimida. O método também apresentou excelente resultado para estabilidade global no edifício exemplo, ficando o coeficiente  $\gamma_z$  com valor muito próximo de um.

A ABNT NBR 16055:2012 é falha em alguns pontos específicos, pois não informa o comprimento de flange que pode ser considerado e não traz informações sobre armadura vertical mínima de reforço de abertura, assim como indica a consideração de apenas a mais prejudicial das ações horizontais, assumindo que vento e desaprumo não ocorrerão simultaneamente. Além disso, não deixa claro os procedimentos a serem adotados em caso de ocorrência de tração e de pressões de vento acima de 1 kN/m<sup>2</sup>, que são situações razoavelmente fáceis de ocorrer.

## REFERÊNCIAS

- ArcelorMittal. **Soluções para paredes de concreto armado**. [S.l.], 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Parede de concreto: Coletânea de ativos**. São Paulo, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Parede de concreto: Coletânea de ativos**. São Paulo, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15873**: Coordenação modular para edificações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16055**: Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações — Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2012.
- BRAGUIM, T. C. **Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local**. 2013. 188f. Dissertação – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.
- CARVALHO, L. F. **Sistema construtivo em paredes de concreto para edifícios: dimensionamento da estrutura e aspectos construtivos**. 2012. 112f. Dissertação – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
- CORRÊA M.R.S.; RAMALHO, M.A. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: PINI, 2003.
- DA SILVA, F.B. **Sistema bairro novo de paredes de concreto armado moldadas no local**. *Téchne*, [S.l.], dez. 2011. Disponível em: <

<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/183/artigo287956-1.aspx>. Acesso em: 05 jun. 2018. 20:00:00.

FERRAZ, H. P. [**Sem título**], 2017. 1 fotografia.

GERDAU. **Tela Soldada Nervurada Gerdau**. [S.I.], 2015. Disponível em: <<https://www.comercialgerdau.com.br/pt/produtos/tela-soldada-nervurada-gerdau>> Acesso em: 29 mai. 2018 20:55:00.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. **Design of masonry structures**. London: Taylor and Francis, 1997.

INSTITUTO BRASILEIRO DE TELAS SOLDADAS. **Manual do software para detalhamento de lajes armadas com telas soldadas**. São Paulo,[201-].

INSTITUTO BRASILEIRO DE TELAS SOLDADAS. **Telas soldadas, vantagens técnicas**. São Paulo. Disponível em: <[http://www.ibts.org.br/telas\\_vantagens.asp](http://www.ibts.org.br/telas_vantagens.asp)> Acesso em: 26 set. 2017 10:05:00.

MISURELLI, H.; MASSUDA, C. **Como construir paredes de concreto**. Técnica, [S.I.], jun. 2009. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/147/artigo285766>>. Acesso em: 08 ago. 2017. 10:17:00.

NAKAMURA, J. **Escolha de fôrmas para paredes de concreto deve considerar critérios técnicos e econômicos**. Técnica, [S.I.], jun. 2009. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/147/artigo285766>>. Acesso em: 10 set. 2017. 20:50:00.

NUNES, V. Q. G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado**. 2011. 150f. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

PANNO, P. **Relatório Final de Estágio Obrigatório**. 2017. 36f. Estágio Supervisionado – UNIPAMPA, Alegrete, 2017.

SILVA, I. M. **Análise de edifícios de alvenaria estrutural sujeitos às ações do vento**. 1996. 85f. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.



TESTONI, E. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórtico tridimensional sobre apoios elásticos**. 2013. 219f. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

VIEIRA, L. B. **Projeto de paredes de concreto armado: apresentação das recomendações normativas e avaliação das influências das aberturas**. 2014. 127f. Dissertação – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2014.

VIEIRA, W. B.; ALVARENGA, R. C. S. S.; VERÍSSIMO, G.S. **Distribuição de ações horizontais em edifícios de alvenaria estrutural – comparação entre métodos de paredes isoladas e de associação plana de painéis**. 10th world congress on computational mechanics. São Paulo, jul. 2012.

## ANEXO A

Neste anexo são apresentadas as combinações do item 5.8.

Combinação máxima compressão										
Direção X		Vento 0°			Vento como variável principal					
Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO + 1,4*0,5 LAJE ACID.										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav				mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PH 01	1	438,50	60,21	-35,12	-41,46	78,05	548,83	716,15	0,55	0,72
PH 02	2	521,67	86,92	7,98	-87,88	85,63	679,33	922,24	0,68	0,92
PH 03	3	498,70	85,13	38,83	-76,66	32,85	704,81	858,13	0,70	0,86
PH 04	4	609,04	146,13	0,00	-46,42	64,42	889,96	1045,14	0,89	1,05
PH 05	1	438,50	60,21	-13,68	-60,11	95,43	552,75	770,50	0,55	0,77
PH 06	2	521,67	86,92	2,66	-33,00	33,00	748,71	841,11	0,75	0,84
PH 07	3	498,70	85,13	5,33	-91,23	60,04	637,50	849,28	0,64	0,85
PH 08	4	609,04	146,13	27,06	-41,80	17,60	934,31	1017,47	0,93	1,02
PH 09	5	469,71	67,25	0,00	-68,23	67,08	609,14	798,58	0,61	0,80
PH 10	6	537,25	103,41	0,00	-86,00	125,67	704,15	1000,47	0,70	1,00
PH 11	7	477,39	80,91	0,00	-22,13	69,16	694,00	821,80	0,69	0,82
PH 12	7	477,39	80,91	31,25	-42,75	18,00	708,88	793,93	0,71	0,79

Combinação máxima compressão										
Direção X		Vento 180°			Vento como variável principal					
Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO + 1,4*0,5 LAJE ACID.										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav				mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PH 01	1	438,50	60,21	35,12	-78,05	41,46	595,95	763,27	0,60	0,76
PH 02	2	521,67	86,92	-7,98	-85,63	87,88	660,13	903,04	0,66	0,90
PH 03	3	498,70	85,13	-38,83	-32,85	76,66	657,40	810,72	0,66	0,81
PH 04	4	609,04	146,13	0,00	-64,42	46,42	864,76	1019,94	0,86	1,02
PH 05	1	438,50	60,21	13,68	-95,43	60,11	541,60	759,35	0,54	0,76
PH 06	2	521,67	86,92	-2,66	-33,00	33,00	741,26	833,66	0,74	0,83
PH 07	3	498,70	85,13	-5,33	-60,04	91,23	666,25	878,04	0,67	0,88
PH 08	4	609,04	146,13	-27,06	-17,60	41,80	892,43	975,59	0,89	0,98
PH 09	5	469,71	67,25	0,00	-67,08	68,23	610,76	800,19	0,61	0,80
PH 10	6	537,25	103,41	0,00	-125,67	86,00	648,61	944,94	0,65	0,94
PH 11	7	477,39	80,91	0,00	-69,16	22,13	628,16	755,96	0,63	0,76
PH 12	7	477,39	80,91	-31,25	-18,00	42,75	656,03	741,08	0,66	0,74

Combinação máxima compressão										
Direção X		Vento 0°		Acidental da laje como variável principal						
Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*LAJE ACID. + 1,4*0,6 VENTO										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav				mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PH 01	1	438,50	60,21	-35,12	-41,46	78,05	633,87	734,26	0,63	0,73
PH 02	2	521,67	86,92	7,98	-87,88	85,63	784,92	930,66	0,78	0,93
PH 03	3	498,70	85,13	38,83	-76,66	32,85	785,59	877,58	0,79	0,88
PH 04	4	609,04	146,13	0,00	-46,42	64,42	1018,25	1111,36	1,02	1,11
PH 05	1	438,50	60,21	-13,68	-60,11	95,43	636,22	766,87	0,64	0,77
PH 06	2	521,67	86,92	2,66	-33,00	33,00	826,54	881,98	0,83	0,88
PH 07	3	498,70	85,13	5,33	-91,23	60,04	745,20	872,27	0,75	0,87
PH 08	4	609,04	146,13	27,06	-41,80	17,60	1044,86	1094,76	1,04	1,09
PH 09	5	469,71	67,25	0,00	-68,23	67,08	694,42	808,09	0,69	0,81
PH 10	6	537,25	103,41	0,00	-86,00	125,67	824,70	1002,49	0,82	1,00
PH 11	7	477,39	80,91	0,00	-22,13	69,16	763,03	839,71	0,76	0,84
PH 12	7	477,39	80,91	31,25	-42,75	18,00	771,96	822,99	0,77	0,82

Combinação máxima compressão										
Direção X		Vento 180°		Acidental da laje como variável principal						
Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*LAJE ACID. + 1,4*0,6 VENTO										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav				mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PH 01	1	438,50	60,21	35,12	-78,05	41,46	662,14	762,53	0,66	0,76
PH 02	2	521,67	86,92	-7,98	-85,63	87,88	773,40	919,14	0,77	0,92
PH 03	3	498,70	85,13	-38,83	-32,85	76,66	757,14	849,13	0,76	0,85
PH 04	4	609,04	146,13	0,00	-64,42	46,42	1003,13	1096,24	1,00	1,10
PH 05	1	438,50	60,21	13,68	-95,43	60,11	629,53	760,18	0,63	0,76
PH 06	2	521,67	86,92	-2,66	-33,00	33,00	822,08	877,52	0,82	0,88
PH 07	3	498,70	85,13	-5,33	-60,04	91,23	762,45	889,52	0,76	0,89
PH 08	4	609,04	146,13	-27,06	-17,60	41,80	1019,73	1069,63	1,02	1,07
PH 09	5	469,71	67,25	0,00	-67,08	68,23	695,40	809,06	0,70	0,81
PH 10	6	537,25	103,41	0,00	-125,67	86,00	791,37	969,17	0,79	0,97
PH 11	7	477,39	80,91	0,00	-69,16	22,13	723,53	800,21	0,72	0,80
PH 12	7	477,39	80,91	-31,25	-18,00	42,75	740,25	791,28	0,74	0,79

Combinação máxima tração										
Direção X		Vento 0°		Vento como variável principal						
Fcd = 1,0*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav				mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PH 01	1	438,50	60,21	-35,12	-41,46	78,05	331,28	498,61	0,33	0,50
PH 02	2	521,67	86,92	7,98	-87,88	85,63	409,82	652,73	0,41	0,65
PH 03	3	498,70	85,13	38,83	-76,66	32,85	445,74	599,06	0,45	0,60
PH 04	4	609,04	146,13	0,00	-46,42	64,42	544,05	699,23	0,54	0,70
PH 05	1	438,50	60,21	-13,68	-60,11	95,43	335,20	552,96	0,34	0,55
PH 06	2	521,67	86,92	2,66	-33,00	33,00	479,20	571,60	0,48	0,57
PH 07	3	498,70	85,13	5,33	-91,23	60,04	378,43	590,21	0,38	0,59
PH 08	4	609,04	146,13	27,06	-41,80	17,60	588,40	671,56	0,59	0,67
PH 09	5	469,71	67,25	0,00	-68,23	67,08	374,18	563,62	0,37	0,56
PH 10	6	537,25	103,41	0,00	-86,00	125,67	416,86	713,18	0,42	0,71
PH 11	7	477,39	80,91	0,00	-22,13	69,16	446,41	574,21	0,45	0,57
PH 12	7	477,39	80,91	31,25	-42,75	18,00	461,29	546,34	0,46	0,55

Combinação máxima tração										
Direção X		Vento 180°		Vento como variável principal						
Fcd = 1,0*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav				mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PH 01	1	438,50	60,21	35,12	-78,05	41,46	378,40	545,72	0,38	0,55
PH 02	2	521,67	86,92	-7,98	-85,63	87,88	390,62	633,53	0,39	0,63
PH 03	3	498,70	85,13	-38,83	-32,85	76,66	398,33	551,65	0,40	0,55
PH 04	4	609,04	146,13	0,00	-64,42	46,42	518,85	674,03	0,52	0,67
PH 05	1	438,50	60,21	13,68	-95,43	60,11	324,05	541,81	0,32	0,54
PH 06	2	521,67	86,92	-2,66	-33,00	33,00	471,75	564,15	0,47	0,56
PH 07	3	498,70	85,13	-5,33	-60,04	91,23	407,18	618,96	0,41	0,62
PH 08	4	609,04	146,13	-27,06	-17,60	41,80	546,52	629,68	0,55	0,63
PH 09	5	469,71	67,25	0,00	-67,08	68,23	375,80	565,24	0,38	0,57
PH 10	6	537,25	103,41	0,00	-125,67	86,00	361,32	657,65	0,36	0,66
PH 11	7	477,39	80,91	0,00	-69,16	22,13	380,57	508,37	0,38	0,51
PH 12	7	477,39	80,91	-31,25	-18,00	42,75	408,44	493,49	0,41	0,49

Combinação máxima compressão										
Direção Y		Vento 90°			Vento como variável principal					
Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO + 1,4*0,5 LAJE ACID.										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão mín.	Tensão máx.	Tensão mín.	Tensão máx.
		4 pav	4 pav							
PV 01	1	438,50	60,21	-30,68	-111,87	114,67	456,48	773,64	0,46	0,77
PV 02	2	521,67	86,92	0,00	-89,83	155,82	665,42	1009,33	0,67	1,01
PV 03	3	498,70	85,13	0,00	-122,73	111,37	585,94	913,68	0,59	0,91
PV 04	4	609,04	146,13	16,44	-162,86	114,23	749,97	1137,90	0,75	1,14
PV 05	1	438,50	60,21	-36,56	-24,00	44,00	571,27	666,47	0,57	0,67
PV 06	5	469,71	67,25	92,93	-110,26	71,44	680,41	934,78	0,68	0,93
PV 07	5	469,71	67,25	-32,09	-106,71	59,63	510,34	743,23	0,51	0,74
PV 08	5	469,71	67,25	-37,97	-19,25	49,50	624,56	720,81	0,62	0,72
PV 09	6	537,25	103,41	0,00	-124,06	124,06	650,85	998,23	0,65	1,00
PV 10	6	537,25	103,41	0,00	-110,83	110,83	669,38	979,70	0,67	0,98
PV 11	6	537,25	103,41	-8,07	-60,50	60,50	728,55	897,95	0,73	0,90
PV 12	7	477,39	80,91	-17,08	-137,01	144,57	509,26	903,47	0,51	0,90

Combinação máxima compressão										
Direção Y		Vento 270°			Vento como variável principal					
Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO + 1,4*0,5 LAJE ACID.										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão mín.	Tensão máx.	Tensão mín.	Tensão máx.
		4 pav	4 pav							
PV 01	1	438,50	60,21	30,68	-111,87	114,67	542,38	859,54	0,54	0,86
PV 02	2	521,67	86,92	0,00	-89,83	155,82	665,42	1009,33	0,67	1,01
PV 03	3	498,70	85,13	0,00	-122,73	111,37	585,94	913,68	0,59	0,91
PV 04	4	609,04	146,13	-16,44	-162,86	114,23	703,93	1091,86	0,70	1,09
PV 05	1	438,50	60,21	36,56	-24,00	44,00	673,63	768,83	0,67	0,77
PV 06	5	469,71	67,25	-92,93	-110,26	71,44	420,20	674,57	0,42	0,67
PV 07	5	469,71	67,25	32,09	-106,71	59,63	600,19	833,08	0,60	0,83
PV 08	5	469,71	67,25	37,97	-19,25	49,50	730,88	827,13	0,73	0,83
PV 09	6	537,25	103,41	0,00	-124,06	124,06	650,85	998,23	0,65	1,00
PV 10	6	537,25	103,41	0,00	-110,83	110,83	669,38	979,70	0,67	0,98
PV 11	6	537,25	103,41	8,07	-60,50	60,50	751,14	920,54	0,75	0,92
PV 12	7	477,39	80,91	17,08	-137,01	144,57	557,08	951,29	0,56	0,95

Combinação máxima compressão										
Direção Y		Vento 90°		Acidental da laje como variável principal						
Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*LAJE ACID. + 1,4*0,6 VENTO										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav				mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PV 01	1	438,50	60,21	-30,68	-111,87	114,67	578,45	768,75	0,58	0,77
PV 02	2	521,67	86,92	0,00	-89,83	155,82	776,57	982,92	0,78	0,98
PV 03	3	498,70	85,13	0,00	-122,73	111,37	714,26	910,91	0,71	0,91
PV 04	4	609,04	146,13	16,44	-162,86	114,23	934,26	1167,01	0,93	1,17
PV 05	1	438,50	60,21	-36,56	-24,00	44,00	647,33	704,45	0,65	0,70
PV 06	5	469,71	67,25	92,93	-110,26	71,44	737,19	889,81	0,74	0,89
PV 07	5	469,71	67,25	-32,09	-106,71	59,63	635,15	774,88	0,64	0,77
PV 08	5	469,71	67,25	-37,97	-19,25	49,50	703,68	761,43	0,70	0,76
PV 09	6	537,25	103,41	0,00	-124,06	124,06	792,72	1001,15	0,79	1,00
PV 10	6	537,25	103,41	0,00	-110,83	110,83	803,84	990,03	0,80	0,99
PV 11	6	537,25	103,41	-8,07	-60,50	60,50	839,34	940,98	0,84	0,94
PV 12	7	477,39	80,91	-17,08	-137,01	144,57	652,19	888,71	0,65	0,89

Combinação máxima compressão										
Direção Y		Vento 270°		Acidental da laje como variável principal						
Fcd = 1,4*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*LAJE ACID. + 1,4*0,6 VENTO										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$ tração	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav				mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PV 01	1	438,50	60,21	30,68	-111,87	114,67	630,00	820,29	0,63	0,82
PV 02	2	521,67	86,92	0,00	-89,83	155,82	776,57	982,92	0,78	0,98
PV 03	3	498,70	85,13	0,00	-122,73	111,37	714,26	910,91	0,71	0,91
PV 04	4	609,04	146,13	-16,44	-162,86	114,23	906,64	1139,39	0,91	1,14
PV 05	1	438,50	60,21	36,56	-24,00	44,00	708,75	765,87	0,71	0,77
PV 06	5	469,71	67,25	-92,93	-110,26	71,44	581,06	733,68	0,58	0,73
PV 07	5	469,71	67,25	32,09	-106,71	59,63	689,06	828,79	0,69	0,83
PV 08	5	469,71	67,25	37,97	-19,25	49,50	767,47	825,22	0,77	0,83
PV 09	6	537,25	103,41	0,00	-124,06	124,06	792,72	1001,15	0,79	1,00
PV 10	6	537,25	103,41	0,00	-110,83	110,83	803,84	990,03	0,80	0,99
PV 11	6	537,25	103,41	8,07	-60,50	60,50	852,89	954,53	0,85	0,95
PV 12	7	477,39	80,91	17,08	-137,01	144,57	680,88	917,40	0,68	0,92

Combinação máxima tração										
Direção Y		Vento 90°			Vento como variável principal					
Fcd = 1,0*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav		tração		mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PV 01	1	438,50	60,21	-30,68	-111,87	114,67	238,93	556,09	0,24	0,56
PV 02	2	521,67	86,92	0,00	-89,83	155,82	395,91	739,82	0,40	0,74
PV 03	3	498,70	85,13	0,00	-122,73	111,37	326,87	654,61	0,33	0,65
PV 04	4	609,04	146,13	16,44	-162,86	114,23	404,06	791,99	0,40	0,79
PV 05	1	438,50	60,21	-36,56	-24,00	44,00	353,72	448,92	0,35	0,45
PV 06	5	469,71	67,25	92,93	-110,26	71,44	445,45	699,83	0,45	0,70
PV 07	5	469,71	67,25	-32,09	-106,71	59,63	275,39	508,27	0,28	0,51
PV 08	5	469,71	67,25	-37,97	-19,25	49,50	389,60	485,85	0,39	0,49
PV 09	6	537,25	103,41	0,00	-124,06	124,06	363,56	710,94	0,36	0,71
PV 10	6	537,25	103,41	0,00	-110,83	110,83	382,09	692,41	0,38	0,69
PV 11	6	537,25	103,41	-8,07	-60,50	60,50	441,26	610,66	0,44	0,61
PV 12	7	477,39	80,91	-17,08	-137,01	144,57	261,67	655,87	0,26	0,66

Combinação máxima tração										
Direção Y		Vento 270°			Vento como variável principal					
Fcd = 1,0*(P.P.+ P.P.LAJE) + 1,4*VENTO										
Parede	Grupo	$\sigma_G$ em	$\sigma_Q$ em	$\sigma_N$	$\sigma_M$	$\sigma_{Mcomp}$	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		4 pav	4 pav		tração		mín.	máx.	mín.	máx.
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(MPa)	(MPa)
PV 01	1	438,50	60,21	30,68	-111,87	114,67	324,83	641,99	0,32	0,64
PV 02	2	521,67	86,92	0,00	-89,83	155,82	395,91	739,82	0,40	0,74
PV 03	3	498,70	85,13	0,00	-122,73	111,37	326,87	654,61	0,33	0,65
PV 04	4	609,04	146,13	-16,44	-162,86	114,23	358,02	745,95	0,36	0,75
PV 05	1	438,50	60,21	36,56	-24,00	44,00	456,08	551,28	0,46	0,55
PV 06	5	469,71	67,25	-92,93	-110,26	71,44	185,24	439,61	0,19	0,44
PV 07	5	469,71	67,25	32,09	-106,71	59,63	365,24	598,12	0,37	0,60
PV 08	5	469,71	67,25	37,97	-19,25	49,50	495,92	592,17	0,50	0,59
PV 09	6	537,25	103,41	0,00	-124,06	124,06	363,56	710,94	0,36	0,71
PV 10	6	537,25	103,41	0,00	-110,83	110,83	382,09	692,41	0,38	0,69
PV 11	6	537,25	103,41	8,07	-60,50	60,50	463,85	633,25	0,46	0,63
PV 12	7	477,39	80,91	17,08	-137,01	144,57	309,49	703,69	0,31	0,70