

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

ARTHUR LIMA ROCHA

**ESTUDO SOBRE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS PARA
CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS MULTIPAVIMENTOS**

São Carlos
2017

ARTHUR LIMA ROCHA

**ESTUDO SOBRE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS PARA
CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS MULTIPAVIMENTOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção de Título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira

São Carlos
2017



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Arthur Lima Rocha, realizada em 22/08/2017:

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira
UFSCar

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
UFSCar

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro
USP

Agradecimentos

Ao Professor Marcelo de Araújo Ferreira, pela orientação e apoio tanto no mundo acadêmico como na minha carreira profissional.

Aos meus pais, Nivaldo e Anai, e minha irmã Cláudia, por toda base que me deram durante a vida para eu alcançar meus objetivos.

À minha namorada, Vivian, por ter enfrentado comigo e apoiado toda a jornada deste trabalho.

À empresa Leonardi Construção Industrializada, por dar abertura para que essa dissertação fosse realizada.

A todos meus amigos, distantes ou não, que me ajudaram a concluir esta jornada.

Epígrafe

“Ideias ousadas são como as peças de xadrez que se movem para frente; podem ser comidas, mas podem começar um jogo vitorioso”

Johann Wolfgang von Goethe

RESUMO

ROCHA, A. L. **Estudo sobre painéis pré-moldados para contraventamento de edifícios multipavimentos.** 2017. 200 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2017.

Para que o sistema pré-moldado de concreto tenha maior possibilidade de ser empregado em construções de multipavimentos no Brasil, é necessária a diversificação de maneiras, além da utilização de pórticos com ligações resistentes aos momentos fletores, para alcançar a estabilidade lateral necessária. Com isto, este estudo tem o intuito de comparar maneiras utilizadas em outros lugares do mundo (como na Holanda e Estados Unidos da América) para contraventamento de estruturas com multipavimentos, mostrando seu desempenho. É confrontada a solução comumente utilizada no Brasil (aporticada) com as soluções que usam paredes de contraventamento e painéis de preenchimento pré-moldados. São simuladas nove estruturas, sendo divididas em três alturas diferentes (21 m, 41 m e 81 m). Em cada altura de estrutura são modeladas as três possibilidades estudadas, comparando os esforços nelas gerados, deformações e deslocamentos. Além dessas verificações, é também observado, em caráter econômico, o volume de concreto, em metros cúbicos, utilizado, o consumo de aço necessário e a dificuldade para execução das ligações necessárias para cada solução. Entende-se por este trabalho que todas as soluções dimensionadas são viáveis para as determinadas alturas de edifícios. Contudo é possível constatar que, mesmo que as soluções com painéis necessitem de maiores quantidades de concreto, os métodos diferentes ao utilizado no Brasil apresentam vantagens em outras comparações que podem ser essenciais para o projeto do edifício.

Palavras chaves: Pré-moldado de concreto, estabilidade, multipavimentos, pórticos, paredes de contraventamento, painéis de preenchimento

ABSTRACT

ROCHA, A. L. **Study of bracing systems in multi-storey buildings using precast concrete panels.** 2017. 200 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2017.

In order to make the precast concrete system more interesting to be used in multi-storey constructions in Brazil, it is necessary to diversify, in addition to the use of frames with resistant to bending moments connections, ways to achieve the necessary lateral stability. This study aims to compare different methods used in other places of the world (as in the Netherlands and the United States of America) for multi-storey structure bracing, showing its performance. The way of construction commonly used in Brazil (frames) is confronted with solutions using shear walls and infill walls. Nine structures are simulated and divided into three different heights (21 m, 41 m and 81 m). Each height of structure is modeled in one of the three possibilities studied, comparing the efforts generated in them, deformations and displacements. In addition to these verifications, the volume of concrete, in cubic meters, consumption of steel and the difficulty to execute the necessary connections for each solution are also observed in an economical way. It is understood by this work that all the scaled solutions are feasible for the heights of buildings studied. However, it is possible to observe that, even if panel solutions require larger volumes of concrete, different methods than those used in Brazil have advantages in other comparisons that may be essential for the design of the building.

Keywords: Precast concrete, stability, multi-storey, frames, shear walls, infill walls.

Lista de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 – Deslocamentos limites de acordo com a ABNT NBT 9062:2017 | 11 |
| Figura 2.2 – Categorização de sistemas construtivos para edifícios metálicos..... | 13 |
| Figura 2.3 – Categorização de sistemas construtivos para edifícios de concreto | 13 |
| Figura 2.4 – Deformação devido ao cisalhamento (pórticos) e a flexão (parede) | 14 |
| Figura 2.5 – Barra vertical deslocada no topo | 17 |
| Figura 2.6 – Ações e reações na barra vertical deformada..... | 18 |
| Figura 2.77 – Analogia de viga para dimensionamento do diafragma..... | 22 |
| Figura 2.8 – Comportamento do pavimento como diafragma rígido..... | 23 |
| Figura 3.1 – Critérios de desempenho para ligação viga-pilar resistente a flexão em estruturas pré-moldadas | 27 |
| Figura 3.2 – Detalhe de ligação em estruturas pré-moldadas..... | 28 |
| Figura 3.3 – Idealização da configuração deformada de ligação viga-pilar com consolo de concreto: | 30 |
| Figura 3.4 – Parâmetros para obtenção das rigidezes secantes negativas em ligações viga-pilar típicas | 33 |
| Figura 4.1 – Exemplo de uso de parede de contraventamento pré-moldada para contraventamento de estrutura de 45 pavimentos em Den Hague, nos Países Baixos | 38 |
| Figura 4.2 – Parede de contraventamento necessária para evitar torção devida a núcleo excêntrico | 38 |
| Figura 4.3 – Modos de falha em paredes de contraventamento (a) falha por cisalhamento, (b) tração devida a flexão e ao momento de tombamento e (c) falha na compressão devida ao momento fletor e forças axiais combinadas..... | 41 |
| Figura 4.4 – Agrupamento de paredes trabalhando em conjunto..... | 43 |
| Figura 4.5 – Agrupamento de paredes trabalhando em conjunto..... | 44 |
| Figura 4.6 – Formação de pórticos em painéis com grandes aberturas..... | 46 |
| Figura 4.7 – Junta dentada com armadura horizontal..... | 47 |
| Figura 4.8 – Diagramas tensão de cisalhamento x deslocamentos para diferentes ângulos α° | 49 |
| Figura 4.9 – Exemplos de juntas horizontais com lajes alveolares | 50 |
| Figura 4.10 – Exemplos de ligação parede-parede..... | 51 |
| Figura 4.11 – Translação e rotação de pavimento como diafragma rígido..... | 52 |
| Figura 4.12 – Caso 1 – painéis sem restrição lateral ao longo da altura..... | 56 |
| Figura 4.13 – Caso 2 – painéis com restrição lateral ao longo da altura em ambos os lados..... | 57 |
| Figura 4.14 – Caso 3 – painéis com restrição lateral ao longo da altura em apenas um lado. | 57 |
| Figura 4.15 – Deslocamento do edifício modelado com elementos de casca e de pórtico | 60 |
| Figura 4.16 – Modelagem de paredes..... | 61 |
| Figura 4.17– Modelagem de paredes utilizando Lintéis | 62 |
| Figura 4.18 – Modelagem de um grupo de painéis com junta vertical resistente a tensão de cisalhamento | 63 |
| Figura 5.1 – Painel de preenchimento,..... | 64 |
| Figura 5.2 – Zona de contato e de tensão em painel de preenchimento..... | 65 |
| Figura 5.3 – Comportamento de um painel de preenchimento em uma estrutura articulada..... | 66 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.4 – Formação da biela de compressão em painéis de preenchimento | 67 |
| Figura 5.5 – Modelo de diagonal de compressão para pórticos preenchidos | 70 |
| Figura 5.6 – Diagonal Equivalente segundo Holmes (1961) | 71 |
| Figura 5.7 – Diagonal Equivalente segundo Sttaford-Smith | 72 |
| Figura 5.8 – Modificação no modelo de diagonal de compressão e modelos com múltiplas diagonais:..... | 74 |
| Figura 5.9 – Deformada de um edifício utilizando o método de diagonais de compressão..... | 75 |
| Figura 5.10 – Deformada de um edifício utilizando painéis de preenchimento como elementos de chapa | 76 |
| Figura 5.11 – Gráfico de capacidade última horizontal de painéis pré-moldados de preenchimento | 78 |
| Figura 6.1 – Planta do pavimento tipo que será utilizado no estudo | 84 |
| Figura 6.2 – Simulação das estruturas no programa de cálculo estrutural..... | 87 |
| Figura 6.3 – Tipologias das ligações para estruturas pré-moldadas | 89 |
| Figura 6.4 – Detalhes de ligações viga – pilar e seção composta viga – laje..... | 91 |
| Figura 6.5 – Estrutura com ligações feitas a partir do R_{sec} de cada ligação..... | 92 |
| Figura 6.6 – Detalhes de ligações viga – pilar e seção composta viga – laje..... | 97 |
| Figura 6.7 – Estrutura com ligações feitas a partir do R_{sec} de cada ligação..... | 98 |
| Figura 6.8 – Detalhes de ligações viga – pilar e seção composta viga – laje..... | 105 |
| Figura 6.9 – Estrutura com ligações feitas a partir do R_{sec} de cada ligação..... | 106 |
| Figura 6.10 – Detalhe do apoio da laje sobre parede..... | 113 |
| Figura 6.11 – Diagrama de esforços solicitantes adaptado..... | 115 |
| Figura 6.12 – Detalhe de colocação da diagonal equivalente | 128 |
| Figura 6.13 – Simulação com a ação de vento atuando no eixo X..... | 129 |
| Figura 6.14 – simulação com a ação de vento atuando no eixo Y | 130 |
| Figura 6.15 – simulação com a ação de vento atuando no eixo Y | 130 |
| Figura 7.1 – Quantitativos para cada simulação com cinco pavimentos | 151 |
| Figura 7.2 – Quantitativos para cada simulação com dez pavimentos..... | 154 |
| Figura 7.3 – Quantitativos para cada simulação com vinte pavimentos:..... | 157 |
| Figura A1.1 – Planta da estrutura contraventada através de pórticos com ligações resistentes ao momento fletor | 167 |
| Figura A1.2 – Corte AA da estrutura contraventada através de pórticos com ligações resistentes ao momento fletor | 167 |
| Figura A1.3 – Planta da estrutura contraventada através das paredes de contraventamento | 168 |
| Figura A1.4 – Corte AA da estrutura contraventada através das paredes de contraventamento | 168 |
| Figura A1.5 – Planta da estrutura contraventada através de painéis de preenchimento | 169 |
| Figura A1.6 – Corte AA da estrutura contraventada através de painéis de preenchimento | 169 |
| Figura A2.1 – Isopletas das velocidades básicas de vento do estado de São Paulo | 171 |
| Figura A2.2 – Gráfico do coeficiente de arrasto, (C_a), para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência..... | 174 |
| Figura A3.1 – Seção transversal da ligação para VIGA 1 | 180 |

Lista de Tabelas

| | |
|---|-----|
| Tabela 4.1 – Momentos de inércia equivalentes | 45 |
| Tabela 4.2 – Valores para c e μ | 48 |
| Tabela 4.3 – Coeficiente de flambagem “k” para painéis com restrição lateral em ambos lados..... | 57 |
| Tabela 4.4 – Coeficiente de flambagem “k” para painéis com restrição lateral em ambos lados..... | 58 |
| Tabela 6.1 – Armadura negativa necessária para ligação viga-pilar | 90 |
| Tabela 6.2 – Rigidez das ligações semirrígidas e fator de restrição αR | 92 |
| Tabela 6.3 – Armadura necessária para ligação negativa viga-pilar semirrígida | 93 |
| Tabela 6.4 – Esforços positivos na ligação | 93 |
| Tabela 6.5 – Verificação de estabilidade na direção X – coeficiente γZ : | 94 |
| Tabela 6.6 – Verificação de estabilidade na direção Y – coeficiente γZ : | 94 |
| Tabela 6.7 – Quantitativos gerais para a estrutura de 5 pavimentos – Volume e peso de aço | 95 |
| Tabela 6.8 – Tabela de cargas características na fundação – 5 pavimentos..... | 95 |
| Tabela 6.9 – Armadura negativa necessária para ligação viga-pilar | 96 |
| Tabela 6.10 – rigidezes das ligações e fator de restrição (αR) | 98 |
| Tabela 6.11 – Momento fletor negativo na ligação e armaduras utilizadas | 99 |
| Tabela 6.12 – Esforços positivos na ligação | 99 |
| Tabela 6.13 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γZ | 100 |
| Tabela 6.14 – Verificação de estabilidade na direção y – coeficiente γZ | 101 |
| Tabela 6.15 – Quantitativos gerais para a estrutura de dez pavimentos – Volume e peso de aço..... | 102 |
| Tabela 6.16 – Tabela de cargas características na fundação – dez pavimentos | 102 |
| Tabela 6.17 – Armadura necessária para ligação negativa viga-pilar | 103 |
| Tabela 6.18 – rigidezes das ligações e fator de restrição (αR) | 104 |
| Tabela 6.19 – Momento fletor negativo na ligação..... | 107 |
| Tabela 6.20 – Esforços positivos na ligação | 107 |
| Tabela 6.21 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γZ | 108 |
| Tabela 6.22 – Verificação de Estabilidade na direção y – coeficiente γZ : | 109 |
| Tabela 6.23 – Quantitativos gerais para a estrutura de 20 pavimentos – Volume e peso de aço..... | 110 |
| Tabela 6.24 – Tabela de cargas características na fundação – 20 pavimentos..... | 111 |
| Tabela 6.25 – Esforços solicitantes característicos na parede..... | 115 |
| Tabela 6.26 – Força normal de projeto | 116 |
| Tabela 6.27 – Convergência das flechas laterais flechas laterais | 117 |
| Tabela 6.28 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γZ | 118 |
| Tabela 6.29 – Verificação de estabilidade na direção y – coeficiente γZ | 119 |
| Tabela 6.30 – Quantitativos gerais para a estrutura de cinco pavimentos – Volume e peso de aço..... | 119 |
| Tabela 6.31 – Tabela de cargas características na fundação – cinco pavimentos.. | 120 |
| Tabela 6.32 – Verificação de Estabilidade na direção x – coeficiente γZ | 121 |
| Tabela 6.33 – Verificação de Estabilidade na direção y – coeficiente γZ | 121 |
| Tabela 6.34 – Quantitativos gerais para a estrutura de dez pavimentos – Volume e peso de aço..... | 122 |
| Tabela 6.35 – Tabela de cargas características na fundação – 10 pavimentos..... | 123 |
| Tabela 6.36 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γZ | 124 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 6.37 – Verificação de estabilidade na direção y – coeficiente γ_Z | 125 |
| Tabela 6.38 – Quantitativos gerais para a estrutura de 20 pavimentos – Volume e peso de aço..... | 126 |
| Tabela 6.39 – Tabela de cargas características na fundação – 20 pavimentos | 127 |
| Tabela 6.40 – Verificação de Estabilidade na direção x – coeficiente γ_Z | 136 |
| Tabela 6.41 – Verificação de Estabilidade na direção y – coeficiente γ_Z | 136 |
| Tabela 6.42 – Quantitativos para estrutura de cinco pavimento com painel de preenchimento | 137 |
| Tabela 6.43 – Tabela de cargas características na fundação – cinco pavimentos.. | 138 |
| Tabela 6.44 – Verificação de Estabilidade na direção x – coeficiente γ_Z | 139 |
| Tabela 6.45 – Verificação de Estabilidade na direção y – coeficiente γ_Z | 140 |
| Tabela 6.46 – Quantitativos para estrutura de dez pavimento com painel de preenchimento | 140 |
| Tabela 6.47 – Tabela de cargas características na fundação – dez pavimentos | 141 |
| Tabela 6.48 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γ_Z | 143 |
| Tabela 6.49 – Verificação de estabilidade na direção y – coeficiente γ_Z | 144 |
| Tabela 6.50 – Quantitativos para estrutura de 20 pavimento com painel de preenchimento | 145 |
| Tabela 6.51 – Tabela de cargas características na fundação – 20 pavimentos | 146 |
| Tabela 7.1 – Coeficiente de segunda ordem γ_Z – cinco pavimentos | 150 |
| Tabela 7.2 – Deslocamentos no topo – cinco pavimentos | 150 |
| Tabela 7.3 – Somatório de esforços característicos na base para fundação – cinco pavimentos..... | 151 |
| Tabela 7.4 – Comparação entre dados de cada simulação com a estrutura reticulada como comparador – cinco pavimentos..... | 152 |
| Tabela 7.5 – Coeficiente de segunda ordem γ_Z – dez pavimentos..... | 153 |
| Tabela 7.6 – Deslocamentos no topo – dez pavimentos..... | 153 |
| Tabela 7.7 – Somatório de esforços característicos na base para fundação – dez pavimentos..... | 154 |
| Tabela 7.8 – Comparação entre dados de cada simulação com a estrutura reticulada como comparador – dez pavimentos | 155 |
| Tabela 7.9 – Coeficiente de segunda ordem γ_Z – vinte pavimentos..... | 156 |
| Tabela 7.10 – Deslocamentos no topo – 20 pavimentos..... | 156 |
| Tabela 7.11 – Somatório de esforços característicos na base para fundação – vinte pavimentos:..... | 157 |
| Tabela 7.12 – Comparação entre dados de cada simulação com a estrutura reticulada como comparador – vinte pavimentos:..... | 158 |
| Tabela A2.1 – Detalhamento do cálculo da velocidade característica do vento e da pressão de obstrução – edifício de cinco pavimentos..... | 175 |
| Tabela A2.2 – Detalhamento do cálculo da velocidade característica do vento e da pressão de obstrução – edifício de dez pavimentos | 176 |
| Tabela A2.3 – Detalhamento do cálculo da velocidade característica do vento e da pressão de obstrução – edifício de vinte pavimentos..... | 177 |
| Tabela A3.1 – Rigidezes secantes e fatores de rotação das ligações | 182 |
| Tabela A4.1 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo X – cinco pavimentos | 183 |
| Tabela A4.2 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo X – cinco pavimentos..... | 184 |
| Tabela A4.3 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo Y – cinco pavimentos | 185 |

| | |
|--|-----|
| Tabela A4.4 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo Y – cinco pavimentos..... | 186 |
| Tabela A4.5 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo X – dez pavimentos | 187 |
| Tabela A4.6 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo X – dez pavimentos..... | 188 |
| Tabela A4.7 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo Y – dez pavimentos | 189 |
| Tabela A4.8 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo Y– dez pavimentos..... | 190 |
| Tabela A4.9 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo X – vinte pavimentos | 191 |
| Tabela A4.10 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo X – vinte pavimentos..... | 192 |
| Tabela A4.11 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo Y – vinte pavimentos | 193 |
| Tabela A4.12 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo Y– vinte pavimentos..... | 194 |
| Tabela A5.1 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Eurocode para estrutura com 5 pavimentos | 195 |
| Tabela A5.2 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Norma Inglesa para estrutura com 5 pavimentos..... | 196 |
| Tabela A5.3 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Eurocode para estrutura com 10 pavimentos | 197 |
| Tabela A5.4 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Norma Inglesa para estrutura com 10 pavimentos..... | 198 |
| Tabela A5.5 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Eurocode para estrutura com 20 pavimentos | 199 |
| Tabela A5.6 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a norma Inglesa para estrutura com 20 pavimentos..... | 200 |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| RESUMO | 6 |
| ABSTRACT | 7 |
| 1. INTRODUÇÃO | 3 |
| 1.1 JUSTIFICATIVA | 5 |
| 1.2 OBJETIVOS | 6 |
| 1.3 MÉTODOS DE PESQUISA | 7 |
| 1.4 DELIMITAÇÕES | 8 |
| 1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO | 9 |
| 2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS | 10 |
| 2.1 Contraventamento | 16 |
| 2.2 Estabilidade Estrutural | 16 |
| 2.3 Não linearidade Geometrica..... | 17 |
| 2.4 Não Linearidade Física | 18 |
| 2.5 Estabilidade Global | 19 |
| 2.6 Efeito Diafragma das Lajes | 21 |
| 2.7 Ação de Vento | 24 |
| 3. PÓRTICOS COM LIGAÇÕES RESISTENTES AO MOMENTO FLETOR | 26 |
| 3.1 ABNT NBR 9062:2017 | 31 |
| 3.2 Simulação de estruturas aporricadas com ligações resistentes a momento Fletor em pré-moldado de concreto..... | 34 |
| 4. PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO ... 37 | |
| 4.1 Análise Estrutural | 42 |
| 4.1.1 O solo e fundação | 42 |
| 4.1.2 A rigidez do diafragma de laje e de cobertura | 42 |
| 4.1.3 A relativa rigidez à flexão e ao cisalhamento das paredes e suas ligações | 43 |
| 4.1.4 A excentricidade das cargas laterais para o centro de rigidez das paredes de contraventamento | 51 |
| 4.2 Dimensionamento | 53 |
| 4.3 Método de Simulação | 60 |
| 5. PAINEL DE PREENCHIMENTO PRÉ-MOLDADO | 64 |
| 5.1 Método de simulação de diagonal equivalente | 69 |
| 5.2 Métodos de detalhamento de painéis de preenchimento pré-moldados | 77 |
| 5.3 Cálculo a partir do Eurocode 2 | 78 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 5.4 | Cálculo a partir do BS 8110..... | 81 |
| 6. | SIMULAÇÕES ESTRUTURAIS..... | 84 |
| 6.1 | Pórticos com Ligações Resistentes ao Momento Fletor..... | 88 |
| 6.1.1 | Edifício com Cinco Pavimentos..... | 89 |
| 6.1.2 | Edifício com Dez Pavimentos..... | 96 |
| 6.1.3 | Edifício com Vinte Pavimentos..... | 103 |
| 6.2 | Paredes de Contraventamento..... | 113 |
| 6.2.1 | Edifícios com Cinco Pavimentos..... | 114 |
| 6.2.2 | Edifícios com Dez Pavimentos..... | 120 |
| 6.2.3 | Edifícios com Vinte Pavimentos..... | 123 |
| 6.3 | Paredes de Preenchimento..... | 128 |
| 6.3.1 | Edifício com Cinco Pavimentos..... | 129 |
| 6.3.2 | Edifício com Dez Pavimentos..... | 138 |
| 6.3.3 | Edifício com Vinte Pavimentos..... | 141 |
| 7. | ANÁLISE DE RESULTADOS..... | 147 |
| 7.1 | Estruturas Aporticadas com Ligações Resistentes ao Momento Fletor 147 | |
| 7.2 | Estruturas com Paredes de Contraventamento..... | 148 |
| 7.3 | Estruturas com Painéis de Preenchimento..... | 149 |
| 7.4 | Estruturas com Cinco Pavimentos..... | 149 |
| 7.5 | Estruturas com Dez Pavimentos..... | 152 |
| 7.6 | Estruturas com Vinte Pavimentos..... | 155 |
| 8. | CONCLUSÃO..... | 159 |
| 8.1 | – conclusões do trabalho..... | 159 |
| 8.2 | – Propostas para Trabalhos Futuros..... | 161 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 162 |
| | <i>Apêndice 1 – Projetos – Estrutura com cinco pavimentos.....</i> | <i>167</i> |
| | <i>Apêndice 2 – Cálculo da ação do vento (cinco, dez e 20 pavimentos) de acordo com a norma ABNT NBR 6123:1988.....</i> | <i>170</i> |
| | <i>Apêndice 3 – Cálculo de ligações de acordo com a ABNT NBR9062:2017 – Pórticos com ligações resistentes ao momento fletor.....</i> | <i>178</i> |
| | <i>Apêndice 4 – Cálculo das paredes de Contraventamento.....</i> | <i>183</i> |
| | <i>Apêndice 5 – Cálculo dos Painéis de Preenchimento.....</i> | <i>195</i> |

1. INTRODUÇÃO

Em busca de se construir estruturas com maior controle, racionalidade e rapidez, a opção do sistema estrutural em pré-moldado de concreto é cada vez mais viabilizada (SERRA et al., 2005). Com esse sistema, pode-se ganhar velocidade para montagem da edificação e de suas vedações, abrir frentes de trabalho, já que é necessário pouco ou nenhum escoramento, e transferir grande parte do custo de montagem e de formas para uma empresa especializada no assunto.

Para a construção de galpões, o sistema pré-moldado de concreto já é muito utilizado no mercado. Isso se deve ao fato de que grande parte dessas edificações sejam térreas e apresentem funções bem específicas, dando a possibilidade de padronização dos elementos que serão usados em sua construção (MORENO JR., 1992). Mas para que o pré-moldado de concreto tenha maior aceitação nas construções de edifícios de múltiplos pavimentos no Brasil, arranjos estruturais e novas possibilidades devem ser avaliadas.

No Brasil, a grande maioria dos prédios feitos em concreto pré-moldado com vários pavimentos tem sua estabilidade lateral garantida por pórticos com ligações resistentes a momento fletor (JEREMIAS JR., 2007), simulando o funcionamento de estruturas moldadas no local. Porém, a partir de certa altura e quantidade de pavimentos, as ligações passam a ser economicamente inviáveis e tecnicamente difíceis de serem executadas. Além disso, há a perda de rigidez global da estrutura devido aos muitos casos nos quais não é possível emular a capacidade total de ligações rígidas.

Devido a essa perda de eficiência de estruturas pré-moldadas aporticadas, outros sistemas de estabilização estrutural devem ser usados para se alcançar a segurança da edificação. Métodos muito utilizados fora do Brasil (como Europa e Estados Unidos), os quais são focos deste estudo, são os de paredes de contraventamento e painéis de preenchimento também pré-moldados como elementos contraventantes. Com isso, a estrutura consegue alcançar grandes capacidades de resistência a forças laterais, sem perder a velocidade de produção e montagem, por ter todos os elementos pré-moldados em concreto.

Paredes de contraventamento são muito utilizadas para estabilização de estrutura em locais com atuação de sismos. Na maioria das vezes, tais paredes são completamente maciças em concreto, sendo colocada em volta de caixas de escadas e elevadores. De acordo com o boletim 74 da FIB (2014), paredes de concreto apresentam grande rigidez em seu plano. Por essa razão, elas são comumente utilizadas tanto na construção in loco quanto na construção pré-moldada de edifícios, para estabilizar a estrutura contra forças horizontais. Seu funcionamento se assemelha ao de uma viga em balanço, sendo então seu deslocamento reduzido na base da estrutura.

Já o painel de preenchimento pré-moldado (FIB, 2014) é um tipo alternativo de parede de contraventamento. O painel de preenchimento é travado entre pilares e vigas, e quando submetido a forças horizontais advindas do efeito diafragma produzido pelas lajes, desenvolve uma biela de compressão, em equilíbrio com as reações nas vigas e pilares.

Assim sendo, através do estudo dos sistemas de contraventamento citados, este trabalho compara o desempenho de estruturas pré-moldadas de múltiplos pavimentos (com 21 m, 41 m e 81 m de altura), utilizando cada uma das possibilidades de travamento lateral apresentadas.

Os esforços nelas ocorridos são comparados (estrutura e fundação), assim como seus deslocamentos. Verificou-se que em estruturas contraventadas através de pórticos, os esforços são distribuídos por todos os elementos de acordo com suas rigidezes, fazendo com que em situações de prédios altos as ligações necessitem de grandes quantidades de armaduras, podendo inviabilizar sua execução. Já para estruturas contraventadas por painéis, vê-se que os esforços em vigas e pilares são em grande parte provenientes das cargas verticais, transferindo para os elementos de contraventamento a responsabilidade de estabilização lateral do prédio. Porém, é visto que os esforços nas fundações aumentam consideravelmente apenas na solução com paredes de contraventamento, pois para a solução com painéis de preenchimento, seu funcionamento faz com que haja o aumento de esforço normal nos pilares que fazem parte do sistema de contraventamento, ao mesmo tempo que os esforços de momento na fundação são diminuídos.

Na verificação dos deslocamentos das estruturas, observou-se que em edifícios com sistemas que utilizam painéis a deslocabilidade é menor que em prédios com

sistema de pórticos. Devido a esse fato, apenas nas edificações aporticadas se viu a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem no cálculo de seus elementos.

Para se ter um parâmetro econômico, a quantidade de concreto necessário (em metros cúbicos), a quantidade de aço (em quilos), o peso dos elementos e a necessidade de vedação também são analisados. Percebeu-se que para todas as alturas de edificação estudadas, a solução aporticada é a que apresenta a menor demanda quantidade de concreto, porém é a que mais utiliza armadura em seus elementos. Os sistemas com paredes de contraventamento apresentam um consumo intermediário de concreto, enquanto a solução com painéis de preenchimento necessita de grandes quantidades de concreto.

Já em relação ao peso dos elementos pré-moldados, verificou-se que nas soluções com painéis, os elementos de contraventamento se mostram com peso muito maior que os outros elementos, fazendo com que novos equipamentos tenham que ser usados, aumentando o custo da obra. No entanto, na solução de contraventamento com painéis, o elemento que serve para estabilizar o prédio é também uma vedação, diminuindo este trabalho na construção.

Com isso, entende-se que a escolha do sistema de contraventamento deve ser estudada em cada obra, podendo ser levado em consideração que, com o aumento da altura das estruturas, a solução utilizando painéis é cada vez mais viabilizada, não pelo volume de concreto empregado, e sim por questões de desempenho estrutural, custo para vedação e custo de fundações.

1.1 JUSTIFICATIVA

Devido à procura e necessidade do mercado atual para que as construções consigam alcançar maiores alturas, com velocidade, dinamismo e custos mais assertivos, diferentes métodos devem ser estudados no desenvolvimento de projetos de edifícios pré-moldados para viabilizar sua utilização em obras e para garantir a estabilidade estrutural.

Projetos de múltiplos pavimentos em pré-moldado feitos no Brasil costumeiramente utilizam a solução de pórticos com ligações entre vigas e pilares

resistentes a momentos fletores para alcançar a estabilidade estrutural devida a esforços horizontais (Jeremias Jr., 2007), sendo praticamente não utilizados outros sistemas de suporte a tais esforços. Porém a literatura mostra que após certa altura, a solução com pórticos passa a se inviabilizar devido à grande deslocabilidade da estrutura.

Já em outros países, em edifícios maiores que três pavimentos (dez m de altura) o deslocamento horizontal pode se tornar excessivo (FIB, 2014), portanto estruturas de contraventamento devem ser utilizadas. A prática usual é prover a estabilidade usando paredes de contraventamento, núcleos rígidos ou outras formas em caixas de escadas ou elevadores, utilizando painéis pré-moldados, diminuindo então os esforços em vigas e pilares devido às ações horizontais. Tal utilização de painéis mostra-se muito eficiente para estruturas de múltiplos pavimentos, podendo-se alcançar edifícios com mais de 200 metros de altura (HAGEN, 2012).

Com isso, identifica-se a necessidade de comparação dos métodos de contraventamento utilizados no Brasil com os utilizados em diferentes lugares do mundo, visando entender quando cada solução deve ser empregada. Dessa forma, o presente estudo confronta o uso de pórticos com ligações resistentes a momento entre vigas e pilares com os sistemas de contraventamento a partir de painéis pré-moldados (parede de contraventamento e painel de preenchimento) e verifica as vantagens e desvantagens da aplicação dos últimos.

1.2 OBJETIVOS

Aplicar diferentes tipos de painéis pré-moldados como elementos contraventantes em estruturas multipavimentos, comparando seus desempenhos com estruturas aporticadas com ligações resistentes ao momento.

Tem-se como objetivos específicos os seguintes tópicos:

- a. Criar subsídios para a escolha de sistema de contraventamento para uma estrutura multipavimentos;
- b. Analisar estruturas com pórticos com ligações resistentes ao momento, painéis de preenchimento e painéis de contraventamento pré-moldados;

- c. Discretizar maneiras eficientes e mais próximas da realidade para se modelar estruturas com painéis de preenchimento e paredes de contraventamento;
- d. Diminuir a seção e taxa de armadura em pilares pré-moldados;
- e. Diminuir a deslocabilidade estrutural;
- f. Utilizar toda a estrutura pré-moldada, sem necessidade de moldagem no local da obra;
- g. Alcançar maiores alturas com estruturas pré-moldadas em concreto.

1.3 MÉTODOS DE PESQUISA

Tendo como objetivo a comparação entre métodos para alcançar a estabilidade estrutural, a pesquisa proposta foi dividida em três fases, sendo elas mostradas a seguir:

1ª Fase – Fundamentos Teóricos: Nesta fase foram compiladas, através da literatura existente, as informações necessárias para o desenvolvimento do estudo. Foi entendido a fundo o funcionamento de pórticos com ligação resistente ao momento como método para estabilizar a estrutura devido ao carregamento lateral. Em paralelo, aprofundou-se o conhecimento no comportamento de painéis de preenchimento e paredes de contraventamento, entendendo suas contribuições para a estabilidade estrutural, quais são as melhores posições para eles serem utilizados dentro de um determinado projeto e em quais situações eles são melhores empregados. Terminou-se a revisão dos fundamentos teóricos com o estudo de como devem ser simuladas as estruturas pré-moldadas em programas específicos, mostrando quais são as diferenças de idealização estrutural para cada tipo de sistemas estabilização utilizados.

2ª Fase – Simulação Estrutural em Programa Específico: Foram simuladas nove estruturas diferentes a partir de um projeto arquitetônico genérico, para o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço. Elas são voltadas para o uso comercial, tendo como cargas verticais o peso próprio da estrutura, sua sobrecarga estipulada em 500 kgf/m² (5 kN/m²) e com esforços laterais na estrutura devido ao vento de

norma (de acordo com a ABNT NBR 6123/88). Utilizando pórticos com ligação semirrígida, foram modeladas três estruturas. Em seguida, com painéis de preenchimento serão feitas mais três estruturas, e, por fim, três estruturas serão idealizadas com paredes de contraventamento, de acordo com o esquema a seguir:

A primeira estrutura de 21 m de altura (pavimento térreo com 5 m de pé direito e os outros pavimentos com 4m de pé direito) simulou edifícios de cinco pavimentos. A segunda de 41 m de altura emulou um edifício de dez pavimentos, e a terceira e última de 81 m de altura, um prédio de vinte andares.

Foi utilizado o programa ATIR STRAP 2008 para a modelagem estrutural e verificação de esforços internos na estrutura.

3ª Fase – Análise de Resultados e Conclusão: Com a simulação estrutural dos edifícios que empregam pórticos com ligações semirrígidas e sistemas de contraventamento a partir de painéis de preenchimento e paredes de contraventamento, foi feita a verificação de seus comportamentos globais. Tal aferição levou em consideração o desempenho estrutural, sendo observados os esforços no Estado Limite Último (E.L.U.) nos pilares, vigas, ligações e fundação, o efeito de segunda ordem nas estruturas (a partir do coeficiente γ_z), o deslocamento estrutural no Estado Limite de Serviço e o detalhamento dos diferentes tipos de ligação.

Também foi verificado o volume de concreto em metros cúbicos e a massa de aço em kg utilizada em cada uma das soluções estruturais empregadas.

Verificou-se, então, a partir dos parâmetros citados acima, qual é a solução mais viável e econômica, de acordo com a altura da edificação.

1.4 DELIMITAÇÕES

Delimitou-se o estudo para prédios com as características de projeto mais recorrentes, sendo estas:

- Edifícios comerciais com vão de oito metros de pórticos com dez metros de vão de laje (vãos mais utilizados para esse tipo de edifício);

- Edifícios de até 81 m de altura (altura na qual o sistema de painéis de contraventamento ultrapassa sua capacidade de acordo com a literatura);
- Edifícios com geometria regular (simétricos);
- Edifícios com carga acidental padrão de 5 kN/m² (500kgf/m²);
- Lajes dos pavimentos trabalham como diafragmas rígidos.
- Coeficiente γ_z menor que 1,2 – como indica norma ABNT NBR 9062:2017

1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O trabalho apresenta a comparação de métodos de contraventamento de estruturas pré-moldadas, sendo que a divisão dos capítulos é dada a seguir:

Capítulo 1: Introdução ao assunto, justificando-o e estabelecendo seus objetivos. Mostra a metodologia utilizada para seu desenvolvimento e suas delimitações.

Capítulo 2: Refere-se aos fundamentos teóricos necessários para o dimensionamento de estruturas de múltiplos pavimentos.

Capítulo 3: Neste capítulo é entendido o funcionamento do contraventamento de estruturas pré-moldadas utilizando pórticos com ligações resistentes ao momento.

Capítulo 4: Neste capítulo é apresentado o funcionamento do contraventamento de estruturas pré-moldadas utilizando paredes e contraventamento.

Capítulo 5: Mostra-se o funcionamento do contraventamento de estruturas pré-moldadas utilizando painéis de preenchimento neste capítulo.

Capítulo 6: Apresenta-se neste capítulo as simulações de acordo com o que foi levantado nos fundamentos teóricos;

Capítulo 7: Análises dos resultados do sexto capítulo;

Capítulo 8: Conclusões feitas a partir da análise de resultados.

Por fim, serão apresentados as referências bibliográficas e os apêndices.

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

O sistema pré-moldado é bastante difundido para construção de galpões industriais. De acordo com Soares (1998), galpões feitos com elementos pré-moldados têm sido amplamente utilizados no Brasil, dando grande agilidade na montagem de sua estrutura, trazendo também a qualidade e o controle de sua produção para os canteiros de obra. Já para a construção de edifícios com múltiplos pavimentos, seu uso é reduzido. Doniak (2013) no entanto, conclui que, ao se observar o mercado internacional, o sistema pré-moldado é uma solução que deve ser empregada. Contudo, para que haja a sua utilização, outras técnicas e tecnologias precisam ser incorporadas ao escopo de projeto brasileiro de pré-moldados.

Com o aumento da altura das edificações, as ações horizontais, que são em grande maioria provenientes de ventos e sismos, crescem significativamente. Em grande parte do território Brasileiro não há ocorrências de sismos significativos para que exista interferência com a estrutura, porém as ações de vento têm grande relevância em seu dimensionamento. Devido a esse fato, as estruturas necessitam ter características para resistir as cargas atuantes e devem apresentar condições para que seus usuários tenham conforto e segurança para utilizá-las.

De acordo com o boletim 73 – *Tall Buildings: Structural design of concrete buildings up to 300 m tall* da FIB (2014), a verificação do estado limite de serviço é o aspecto-chave para se projetar prédios altos. Para esse boletim, fatores como amortecimento (dissipação de energia) da estrutura e conforto do usuário devem ser amplamente analisados, para que o desempenho da estrutura seja satisfatório.

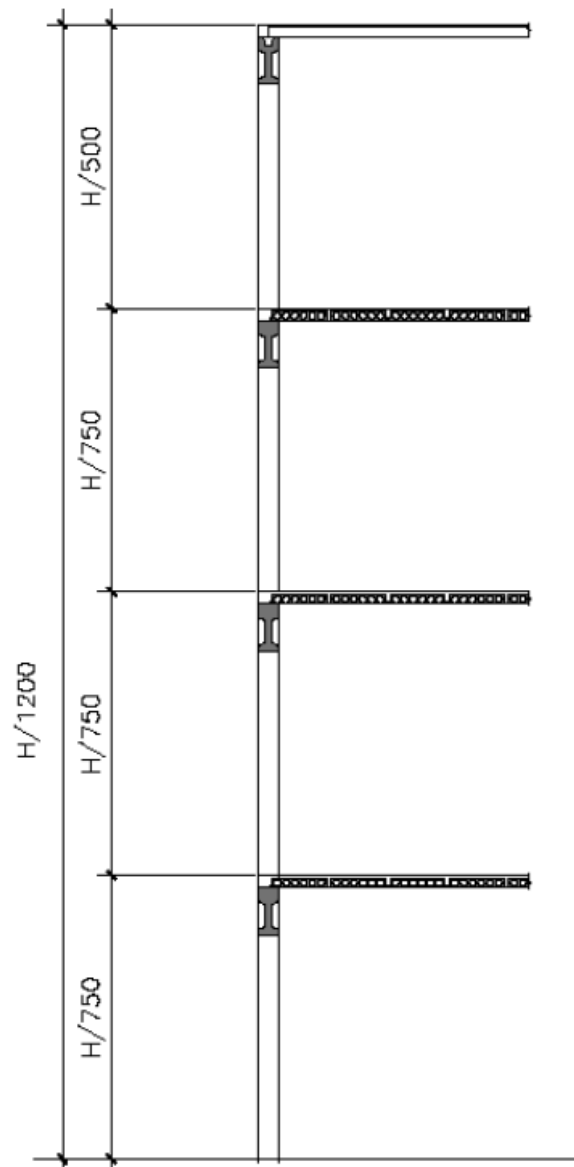
Para Hagen (2012), edifícios pré-moldados apresentam capacidade de amortecer esforços laterais devido à grande quantidade de ligações e a possibilidade de que nelas haja dissipação de energia a partir de deformações e deslocamentos. De acordo com seu estudo, verifica-se que, para tais estruturas, a capacidade de amortecimento é 50% maior do que de estruturas moldadas no local. Então, se estruturas pré-moldadas apresentarem maiores deformações, é possível que elas tenham melhor desempenho em relação ao seu amortecimento.

Em relação ao conforto do usuário, é possível observar que são necessárias limitações para deformação e deslocamento da estrutura devido a cargas verticais e

horizontais. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a aceitabilidade sensorial do usuário tem como limite vibrações indesejáveis e efeitos visuais desagradáveis, que são prevenidos com a limitação do deslocamento da estrutura.

De acordo com a norma ABNT NBR 9062:2017, o deslocamento lateral máximo de estruturas de múltiplos pavimentos é dado pela figura 2.1.

Figura 2.1 – Deslocamentos limites de acordo com a ABNT NBT 9062:2017



Fonte: Norma ABNT NBR 9062, 2017

Além do deslocamento ser de grande importância para o conforto de quem usa as edificações, de acordo com o texto da norma ABNT NBR 6118:2014, a ocorrência

de grandes deslocamentos faz com que o comportamento do elemento estrutural seja afetado, podendo existir o afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas.

Com grandes deslocamentos, a estrutura apresentará maiores esforços de segunda ordem, que são os esforços somados aos de primeira ordem, quando se analisa o equilíbrio da estrutura com ela deformada (JEREMIAS JR, 2007). Tal efeito da não linearidade geométrica da estrutura é afetado de acordo com o sistema estrutural utilizado para o projeto do edifício.

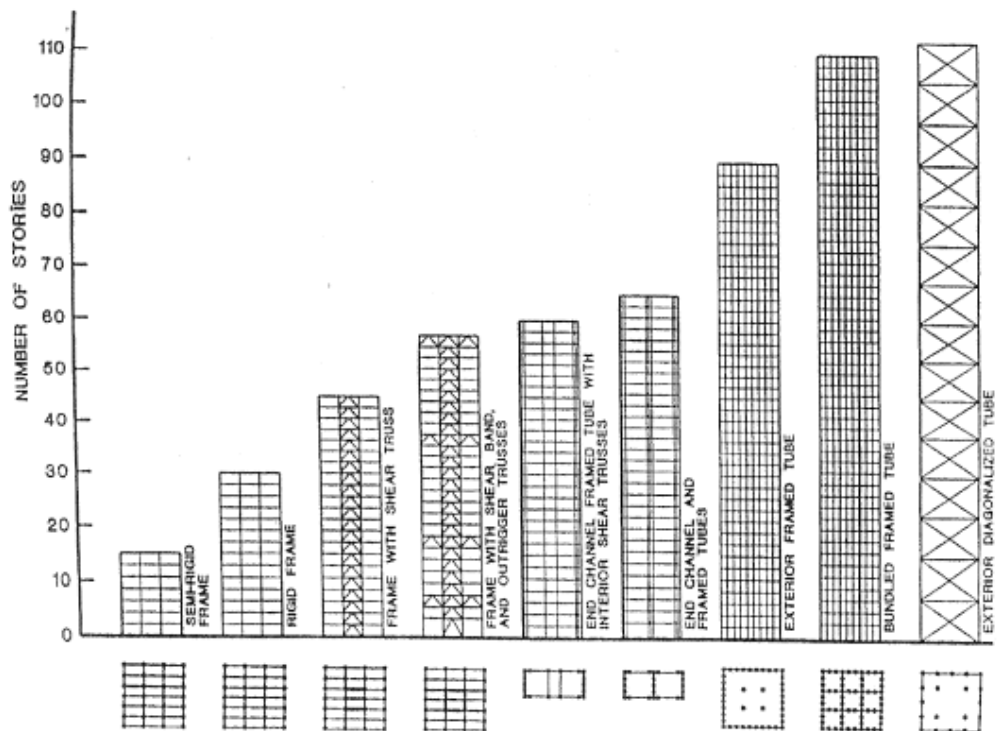
No Brasil, as estruturas pré-moldadas de múltiplos pavimentos são, em sua grande maioria, projetadas utilizando pórticos com ligações resistentes ao momento fletor, de acordo com Jeremias Jr (2007). Tais ligações podem trabalhar como rígidas ou semirrígidas, dependendo de como são projetadas e da rigidez dos elementos que elas conectam, fazendo o pórtico trabalhar “monoliticamente”. Com isso, a estrutura ganha rigidez para suportar os carregamentos horizontais e diminuir seu deslocamento e deformação, além de arquitetonicamente conseguir apresentar grandes vão livres.

Porém, Baycov e Sigalov (1980) mostraram que o uso de ligações semirrígidas diminui a rigidez global e aumenta a deslocabilidade da estrutura, em comparação com estruturas moldadas no local. Com isso, em edifícios de múltiplos pavimentos, nos quais a carga vertical é alta, o efeito de segunda ordem aumenta drasticamente com esses fatores, elevando assim os esforços nos elementos pré-moldados e nas ligações.

Para que tais problemas sejam diminuídos, podem ser utilizados métodos de contraventamento nos quais os esforços laterais serão suportados apenas por paredes e painéis ou redistribuídos entre os pórticos e os novos contraventamentos.

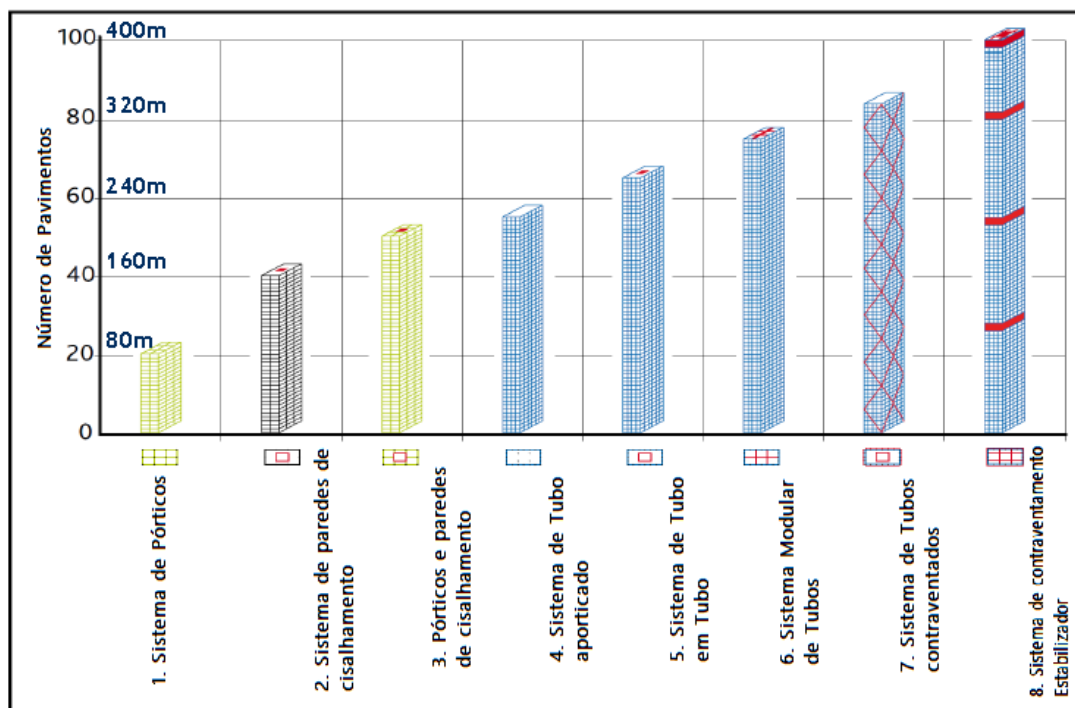
A partir das figuras 2.2 e 2.3, encontra-se quais são as possíveis melhores soluções de acordo com a altura da estrutura para edifícios metálicos e em concreto. Estas figuras mostram que as estruturas aporricadas têm um bom desempenho até a altura de 80 m (20 pavimentos). Após esse limite, outros métodos de contraventamento passam ser mais eficientes.

Figura 2.2 – Categorização de sistemas construtivos para edifícios metálicos



Fonte: Adaptada de Liew, 2001

Figura 2.3 – Categorização de sistemas construtivos para edifícios de concreto

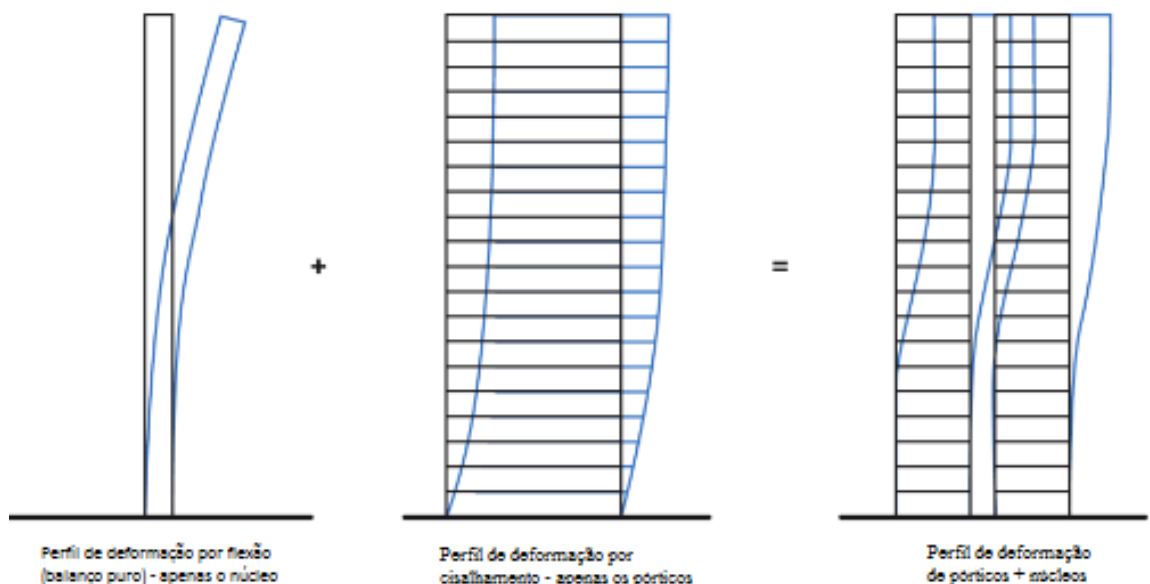


Fonte: Adaptada de FIB, 2014

Na Europa, segundo o *Precast concrete mixed construction* da FIB (2002), existe a utilização de sistemas mistos ou híbridos para contraventamento de estruturas pré-moldadas, sendo que eles podem ser feitos de elementos metálicos, elementos pré-moldados (painéis de preenchimento/paredes de contraventamento), elementos moldados no local (núcleo rígido) ou da união de um ou mais sistemas para estabilização lateral.

Um exemplo de utilização de dois tipos de sistemas é o uso de pórticos associados com paredes de contraventamento. De acordo com boletim 73 da FIB (2014), a vantagem da utilização deste sistema combinado, além da possibilidade de construir com maiores alturas, está na diminuição do deslocamento lateral da estrutura. Na parte superior do prédio, a parede de contraventamento tem seu deslocamento restringido pela estrutura aporticada, enquanto na parte inferior, tal parede restringe o deslocamento dos pórticos. Essa interação induz a uma curva menos acentuada no deslocamento, mantendo-o dentro dos limites aceitos e alcançando maior capacidade para resistir esforços laterais (figura 2.4).

Figura 2.4 – Deformação devido ao cisalhamento (pórticos) e a flexão (parede)



Fonte: Adaptada de FIB, 2014

Estes métodos são pouco utilizados no Brasil por necessitarem de novos equipamentos para içamento dos elementos e treinamento de pessoas. Porém é visível que para se conseguir alcançar maiores alturas, diferentes soluções para construções pré-moldadas devem ser estudadas e utilizadas.

Devido a já estar incorporado na indústria brasileira de pré-moldado a produção de painéis maciços de concreto utilizados para fechamento lateral de estruturas (UEHARA, 2009), o desenvolvimento de elementos como paredes de contraventamento e painéis de preenchimento nas fábricas é facilitado por estas já apresentarem os meios de produção necessários. Com isso, torna-se interessante o estudo da utilização de painéis e paredes pré-moldadas na estabilização de estruturas, pois além de utilizar meios de produção já existentes, toda a solução estrutural é levada para a fábrica, que, de acordo com Serra et al. (2005), eleva a qualidade do produto final nos canteiros de obra.

Para as estruturas contraventadas por painel, os esforços horizontais são resistidos quase que inteiramente pelos elementos contraventantes, fazendo com que as vigas e pilares tenham menor participação na estabilidade do prédio. Os elementos estabilizadores são tão massivos que a rigidez à curvatura dos pórticos e ligações não são tão importantes. Momentos fletores devidos ao deslocamento são pequenos e os pilares podem apenas fletir entre os pavimentos, comportando-se como pilares biapoiados. A concentração de ações horizontais para elementos selecionados permite a utilização de pilares menores e ligações mais simplificadas. Além disso, os pilares têm outros suportes para forças horizontais a cada pavimento, o que também ajuda na esbeltez das colunas. Para que isso ocorra, deve-se garantir que as ações laterais sejam transmitidas até os elementos contraventantes, a partir do efeito de diafragma da laje. O diafragma deve ser rígido para que as ações laterais sejam direcionadas para os elementos contraventantes de acordo com sua rigidez, caso contrário, as forças serão distribuídas de acordo com a área de influência de cada elemento, fazendo com que as paredes e painéis não tenham tanta eficácia.

Os painéis pré-fabricados de concreto, paredes de contraventamento e painel de preenchimento podem ser soluções a serem estudadas, além dos pórticos com ligações resistentes ao momento. Porém para que estes sejam comparados, alguns parâmetros já citados devem ser profundamente entendidos, sendo eles: contraventamento, estabilidade estrutural, não linearidade geométrica, não

linearidade física, estabilidade global, efeito diafragma das laje e ação de vento. Faz-se então uma explanação sobre cada parâmetro e então compreende-se a fundo as características dos sistemas de contraventamento a partir de pórticos e painéis pré-moldados.

2.1 CONTRAVENTAMENTO

Dentro de diferentes estruturas é possível encontrar subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações (JEREMIAS. 2007). Tais subestruturas são chamadas de contraventamentos. De acordo com Fusco (1986), os elementos de contraventamento são constituídos por pilares de grandes dimensões, paredes estruturais, treliças ou pórticos de grande rigidez.

De modo geral, a subestrutura de contraventamento, que é composta por dois ou mais elementos de contraventamento e pelas lajes do edifício (diafragmas), apresenta a necessidade de ter rigidez suficiente para que os demais pilares da estrutura possam ser considerados como estruturas com nós indeslocáveis ou com deslocabilidade na qual a estrutura mantenha sua estabilidade de acordo com as normas vigentes.

2.2 ESTABILIDADE ESTRUTURAL

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, as estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que, sob as condições ambientais previstas e respeitadas, as condições de manutenção preventiva especificadas no projeto conservem sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável, durante um período prefixado de tempo, sem serem necessárias medidas extras de manutenção e reparo.

Para o dimensionamento de estruturas, os esforços encontrados a partir da situação não deformada são os esforços de primeira ordem. Aqueles advindos da

estrutura em estado deformado são os de segunda ordem (CARVALHO e PINHEIRO, 2013).

Levando em consideração os efeitos de segunda ordem nas estruturas (que podem ser divididos em efeitos globais, locais e localizados), a estrutura é conduzida para um estado de não linearidade entre as ações e suas deformações. Essa não linearidade é chamada de não linearidade geométrica. Também deve ser levada em consideração a existência de outra não linearidade que considera os efeitos da fissuração e fluência do concreto, sendo esta a não linearidade física (CARVALHO e PINHEIRO, 2013).

2.3 NÃO LINEARIDADE GEOMETRICA

Pinto (1997) considera que a não linearidade geométrica é aquela causada pela mudança da geometria da estrutura, ou seja, a mudança da posição da estrutura no espaço.

De acordo com Moncayo (2011), pode-se representar a não linearidade geométrica a partir do seguinte exemplo: considerando uma barra vertical engastada em sua base e com o topo livre para deslocar, coloca-se uma força horizontal (F_H) atuando no topo dessa haste, fazendo com que ela desloque (ver figura 2.5).

Figura 2.5 – Barra vertical deslocada no topo

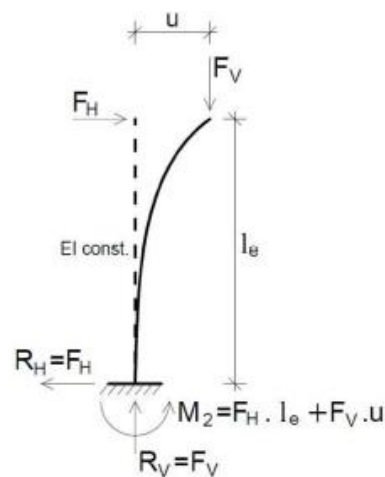


Fonte: Moncayo (2011)

Sabe-se que nessa situação, o momento na base, que é chamado de primeira ordem, é $M_1 = F_H \cdot l_e$ (Força vezes a altura da haste).

Se nessa situação, além da força horizontal na haste existisse uma força vertical (F_V), o deslocamento (u) causado pela força horizontal faria com que um segundo esforço de momento fosse levado à base da estrutura, pois ao analisar a estrutura na situação deformada, o momento devido a força vertical vezes o deslocamento horizontal deve ser resistido pela base da haste. Sendo assim, na situação deformada, o momento da base do pilar é $M_2 = F_H \cdot l_e + F_V \cdot u$, sendo este o momento de segunda ordem devido à não linearidade geométrica.

Figura 2.6 – Ações e reações na barra vertical deformada



Fonte: Moncayo (2011)

2.4 NÃO LINEARIDADE FÍSICA

De acordo com Marin (2009), a não linearidade física refere-se ao fato do material empregado na estrutura não ter um comportamento que obedeça à lei de Hooke (deformação proporcional à tensão). Devido à não linearidade das tensões e deformações, o módulo de elasticidade de cada elemento da estrutura não é constante. Logo esse fato deve ser levado em consideração pois a mudança do módulo de elasticidade faz com que as deformações das estruturas mudem, podendo acarretar em problemas tanto para as deformações no estado limite de serviço quanto para a estabilidade global da estrutura. Pode-se tratar a não linearidade física como o efeito da fissuração do concreto, que, de acordo com Santos (2015), surge com o

aumento das tensões, reduzindo o valor do momento de inércia das seções transversais, tornando a rigidez do elemento inconstante.

De acordo com nova norma ABNT NBR 9062:2017, a não linearidade física para análise global de segunda ordem pode ser considerada, de maneira simplificada, por meio de uma aproximação linear, modificando as rigidezes dos elementos estruturais de acordo com a lista a seguir:

- Lajes:
 - $(EI)_{sec} = 0,25 E_{ci}I_c$
- Vigas em Concreto Armado:
 - $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci}I_c$
- Vigas em concreto protendido, considerando toda a seção composta:
 - $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci}I_c$
- Pilares:
 - $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar articulada com um pavimento ou galpões
 - $(EI)_{sec} = 0,55 E_{ci}I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar semirrígida com até quatro pavimentos
 - $(EI)_{sec} = 0,7 E_{ci}I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar semirrígida

Para estruturas com ligações rígidas, seguir a ABNT NBR 6118:2014:

- Lajes:
 - $(EI)_{sec} = 0,30 E_{ci}I_c$
- Vigas em Concreto Armado:
 - $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$ para $A_s' \neq A_s$
 - $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci}I_c$ para $A_s' = A_s$
- Pilares:
 - $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci}I_c$

2.5 ESTABILIDADE GLOBAL

De acordo com Jeremias (2007), sob a ação de cargas verticais e horizontais, os nós das estruturas deslocam-se horizontalmente. Com estes deslocamentos,

esforços globais de segunda ordem são criados devido à nova situação deformada da estrutura. Estes deslocamentos devem ser controlados para que o desempenho da estrutura não seja afetado, levando-a para uma situação de instabilidade.

No dimensionamento de estruturas deve-se definir qual é seu comportamento. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, as estruturas são definidas de duas maneiras. Uma delas é estruturas consideradas como de nós fixos, quando apresentam pequenos deslocamentos horizontais dos nós (CARVALHO e PINHEIRO, 2013). Nessa situação os efeitos de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem). A segunda maneira de se definir uma estrutura é sendo como de nós móveis, que é quando os deslocamentos horizontais dos seus nós não são pequenos, e devido a esse fato, os efeitos de segunda ordem são importantes.

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), os conceitos de nós fixos e nós móveis também podem ser aplicados para subestruturas de contraventamento.

Sendo assim, a ABNT NBR 6118:2014 traz dois processos aproximados para verificação de qual é o comportamento estrutural. Tais processos são o parâmetro α e o coeficiente γ_z .

Neste trabalho focou-se na utilização do coeficiente γ_z por ele ser aceito e descrito tanto na norma ABNT NBR 6118:2014 quanto na ABNT NBR 9062:2017.

O coeficiente γ_z foi idealizado pelos engenheiros Mário Franco e Augusto Vasconcelos com o intuito de servir de parâmetro para avaliar, de forma simplificada, a importância e a intensidade na qual os esforços de segunda ordem atuam na estrutura (JEREMIAS JR, 2007).

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), o coeficiente é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares e é efetuado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem adotando a mudança de rigidez dos elementos da estrutura de acordo com os valores normatizados para se emular a não linearidade física. O valor do γ_z é determinado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Em que:

$\Delta M_{tot,d}$ – Momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos fletores de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura

$M_{1,tot,d}$ – Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelo deslocamento horizontal de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos desde que seja obedecida a condição de que $\gamma_z \leq 1,1$. Para que seja possível a análise de segunda ordem de estruturas, o valor de γ_z não pode ser superior a 1,3. Contudo, Ferreira et al. (2010) mostram que para se considerar o comprimento de flambagem dos pilares igual ao pé-direito da estrutura, o γ_z não pode ser maior que 1,2.

2.6 EFEITO DIAFRAGMA DAS LAJES

De acordo com PCI (2010), em sistemas estruturais, as lajes para piso e cobertura apresenta uma função que vai além do suporte de cargas verticais. Tal laje é projetada como um diafragma que tem o intuito de receber e transferir cargas devidas ao vento e terremotos para os elementos verticais do sistema de resistência a forças laterais (paredes, pórticos, entre outros). Também proporciona a amarração entre elementos individuais de resistência a forças laterais em um grande elemento de resistência.

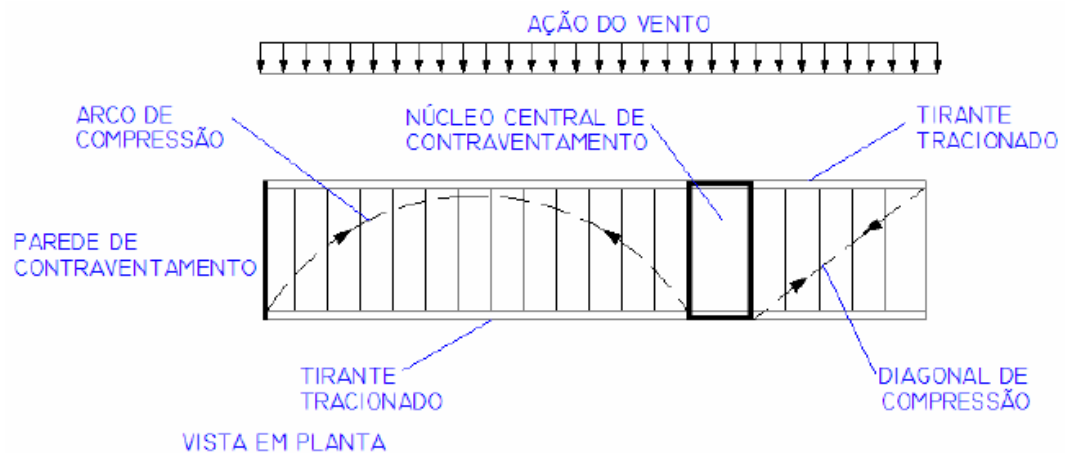
O estudo de diafragmas foi aprofundado após 1994, quando ocorreu o grande terremoto em Northridge e o desempenho de algumas estruturas de estacionamento pré-moldadas chamaram a atenção dos pesquisadores devida a natureza e o comportamento destes diafragmas. Desde então, vários estudos ajudaram a entender o comportamento e a distribuição de tensões dos diafragmas para a estrutura resistiva.

A distribuição de tensões por meio das lajes até paredes de contraventamento ou núcleos rígidos é, como mostrado por Elliott (2002), uma das duas maneiras para se garantir a estabilidade global de construções (a outra maneira seria por meio de contraventamentos). O principal problema desse tipo para que ocorra o funcionamento

como diafragma de estruturas pré-moldadas é a ligação entre os elementos. Para que tal estrutura funcione como um diafragma, Elliott (2002) diz que um pavimento pré-moldado deve ter apoios para laje distanciados de seis a dez metros. E ainda tal pavimento deve ter a capacidade de resistir aos esforços de momento fletor e cisalhamento.

Em muitas estruturas pré-moldadas, a configuração e comportamento do diafragma pode ser muito simples. Lajes retangulares entre vãos de pórticos pré-moldados ou paredes promovem conectividade e distribuição de cargas laterais e podem ser facilmente modeladas como uma viga horizontal alta (figura 2.7). Em outros casos, as características da estrutura podem criar condições mais complexas. As características podem incluir vão excessivos entre os elementos verticais do sistema que resiste as forças laterais, grandes aberturas e descontinuidades, grandes efeitos de torção devidos a excentricidade das forças laterais em relação ao centro de rigidez, ou necessidade de transferências laterais devidas a descontinuidades.

Figura 2.77 – Analogia de viga para dimensionamento do diafragma



Fonte: Jeremias Jr., 2007

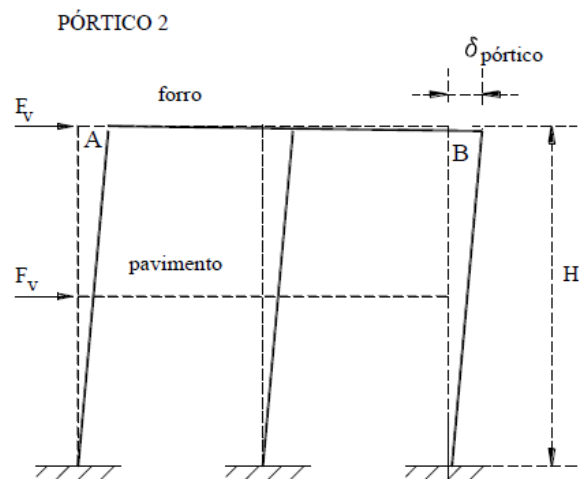
Segundo o PCI (2010), as estruturas de edifícios vêm tipicamente sendo projetadas utilizando a suposição que os sistemas de laje trabalham como um diafragma rígido entre o sistema vertical de resistência a esforços laterais. Contudo, o diafragma é classificado como rígido se este consegue distribuir as forças horizontais para os elementos verticais em proporção a suas rigidezes. Um estudo mais

aproximado das propriedades dos diafragmas, juntamente com vãos longos, sugere que a grande parte dos diafragmas do sistema pré-moldado é de fato flexível.

O diafragma é dito flexível quando o deslocamento lateral do diafragma submetido a forças laterais é maior do que duas vezes a variação média dos deslocamentos dos elementos verticais adjacentes do sistema de resistência de esforços laterais sob forças laterais equivalentes. A distinção entre diafragma rígido e flexível é importante não apenas para o projeto do diafragma, mas também para o projeto de todo o sistema de resistência lateral.

Para estruturas com diafragma rígido, o cisalhamento devido a ações sísmicas ou vento é distribuído para os vários elementos verticais que fazem parte do sistema de contraventamento das forças laterais baseando na relativa rigidez dos elementos verticais. De acordo com Raymundo (2012), considerar o funcionamento do pavimento como diafragma rígido é similar a considerar que a distância entre dois pontos do pavimento, após o deslocamento decorrente da ação lateral, não se altera, ou seja, o pavimento tem comportamento de corpo rígido (figura 2.8).

Figura 2.8 – Comportamento do pavimento como diafragma rígido



Fonte: Raymundo, 2012

A suposição geral é de que a deformação dentro do diafragma não é significativa em relação à deformação do sistema vertical. Essa suposição implica que o diafragma é capaz de levar cargas para pontos extremos mesmo que haja rigidezes

muito diferentes entre os elementos verticais. Isso também implica que a deformação no diafragma rígido não tem efeito significativo no desvio, então os elementos que não fazem parte do sistema de resistência dos esforços horizontais não sofrem grandes deslocamentos. Essa suposição pode não ser muito conservadora.

Para diafragmas flexíveis, o cisalhamento devido às cargas sísmicas é distribuído para os vários elementos verticais baseando-se na área de influência para cada linha de resistência.

Para este estudo os pavimentos foram considerados como diafragmas rígidos.

2.7 AÇÃO DE VENTO

De acordo com Pitta (2002), vento é o movimento das massas de ar causado por condições de pressão e de temperatura na atmosfera. Basicamente ele ocorre devido ao aquecimento não uniforme da atmosfera. Essas movimentações de ar transformam-se em força ou ação do vento quando existe uma barreira em seu caminho, como por exemplo a presença de uma edificação.

No Brasil, a ação horizontal preponderante é a de vento, já que a ação devida a sismos é pequena na maior parte do país. Sendo assim, a ação do vento deve ser considerada praticamente em todas as construções.

Para o projeto de estruturas, a ação de vento é determinada de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6123:1988. Esta norma lista os fatores necessários para se dimensionar a ação de vento em cada estrutura, sendo eles:

- Local da edificação;
- Dimensões da edificação;
- Tipo de terreno (plano, morro, topo de montanha);
- Rugosidade do terreno (campo aberto, com obstáculos);
- Tipo de ocupação.

Com a informação do local da edificação, pode-se saber as características meteorológicas da região, como por exemplo qual é a velocidade de vento, se essa velocidade apresenta períodos comparáveis com o da frequência natural da estrutura e qual a duração e intensidade de ventos com velocidade praticamente constante.

Já a partir das dimensões do edifício, pode-se estudar sua aerodinâmica. Com isso entende-se a influência da forma da edificação na determinação das pressões locais e totais sobre ela e como ocorrem as interações com as edificações vizinhas ou obstáculos.

O tipo de terreno e sua rugosidade influem na intensidade na qual o vento irá atingir a estrutura. Dependendo da disposição desses itens, a estrutura pode estar menos ou mais protegida da ação do vento.

Já o tipo de ocupação leva ao estudo de grau de segurança requerido para a edificação em questão e qual é o período de retorno necessário para ela.

Para este trabalho, os cálculos da ação de vento de acordo com a norma ABNT NBR 6123:1988 são mostrados no apêndice 2

3. PÓRTICOS COM LIGAÇÕES RESISTENTES AO MOMENTO FLETOR

De acordo com Ferreira et al. (2010) o desempenho de estruturas aporricadas em concreto pré-moldado é altamente influenciado pela reação e características das ligações vigas-pilares, as quais afetam o comportamento de ambos os membros adjacentes e o comportamento global da estrutura pré-moldada. Sistemas aporricadas em pré-moldado são concebidos pela adequada integração dos componentes individuais e as ligações, em que o projeto e execução das ligações tem um importante papel tanto para a construtibilidade quanto para o desempenho de todo o sistema pré-moldado.

De acordo com Ferreira (1999) as ligações são regiões de descontinuidade, podendo ou não mobilizar deslocamentos e esforços provenientes dos elementos por ela ligados, permitindo uma redistribuição de esforços ao longo da estrutura, influenciando seu comportamento. Com isso é preciso se prever qual é a melhor maneira de fazer a conexão entre os elementos e qual seria o melhor tipo da ligação para isso.

Ligações viga-pilar podem se comportar como rígidas (contínuas), semirrígidas ou simples. Esses termos indicam o quanto de momento pode ser mobilizado e então transferido entre os membros. Portanto, o momento transferido é proporcional a quanto o giro no fim do elemento pré-moldado é restringido.

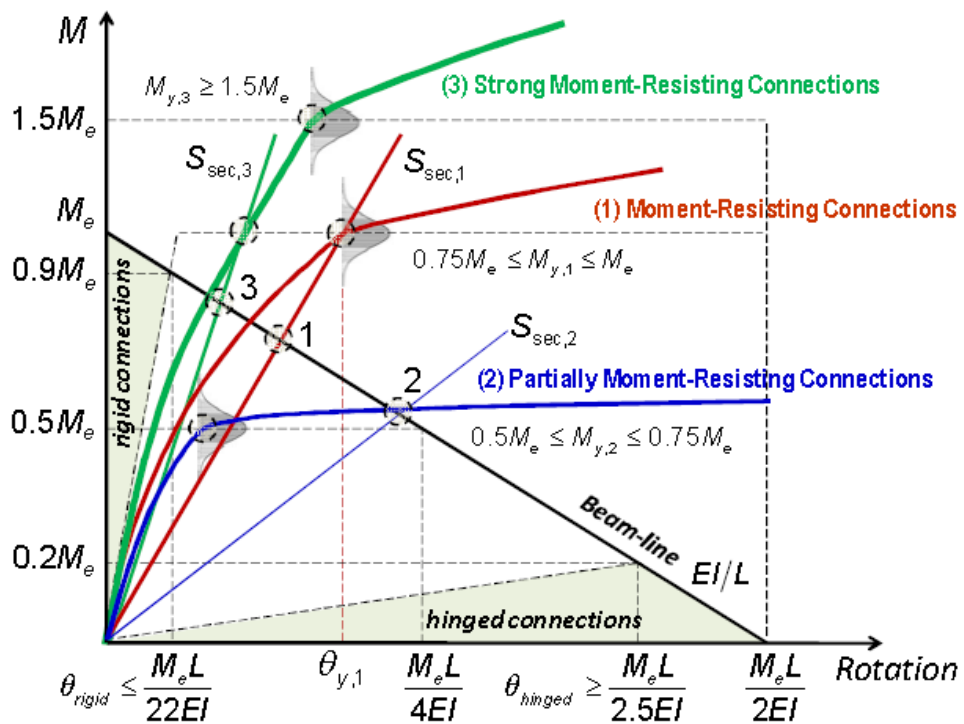
A ligação deve ser projetada para ter capacidade de transferência de momento apropriada quando a estabilidade lateral da estrutura depender da ação de pórtico. Sendo que essa capacidade é projetada através da resposta da ligação em relação à resistência, rigidez rotacional e ductilidade. Porém, tal capacidade é estudada diferentemente para locais onde ocorre sismo e onde não ocorre.

No Brasil, não se têm situações de sismos que possam abalar estruturas pré-moldadas, sendo assim, de acordo com Ferreira et al. (2010) o projeto da ligação deve ter como base a capacidade da armadura longitudinal em seu primeiro escoamento,

sendo que ela deve ser detalhada para trabalhar elasticamente (não deve escoar). Faz-se isso para prover um bom desempenho da estrutura aportcada.

Segundo Ferreira (2010), as ligações em regiões não sísmicas devem ser projetadas segundo critérios de rigidez e resistência.

Figura 3.1 – Critérios de desempenho para ligação viga-pilar resistente a flexão em estruturas pré-moldadas



Fonte: Ferreira et al., 2010

De acordo com a figura 3.1, Ferreira (2010) apresenta três critérios de desempenho devido à rigidez das ligações. Em “*partially moment resisting connections*” a resistência da ligação está muito abaixo do momento elástico, sendo que a transferência de momento se dá de acordo com a capacidade plástica da ligação. Já em “*Strong moment resisting connections*” a resistência está bem acima do momento elástico, sendo que tal ligação tem comportamento quase rígido.

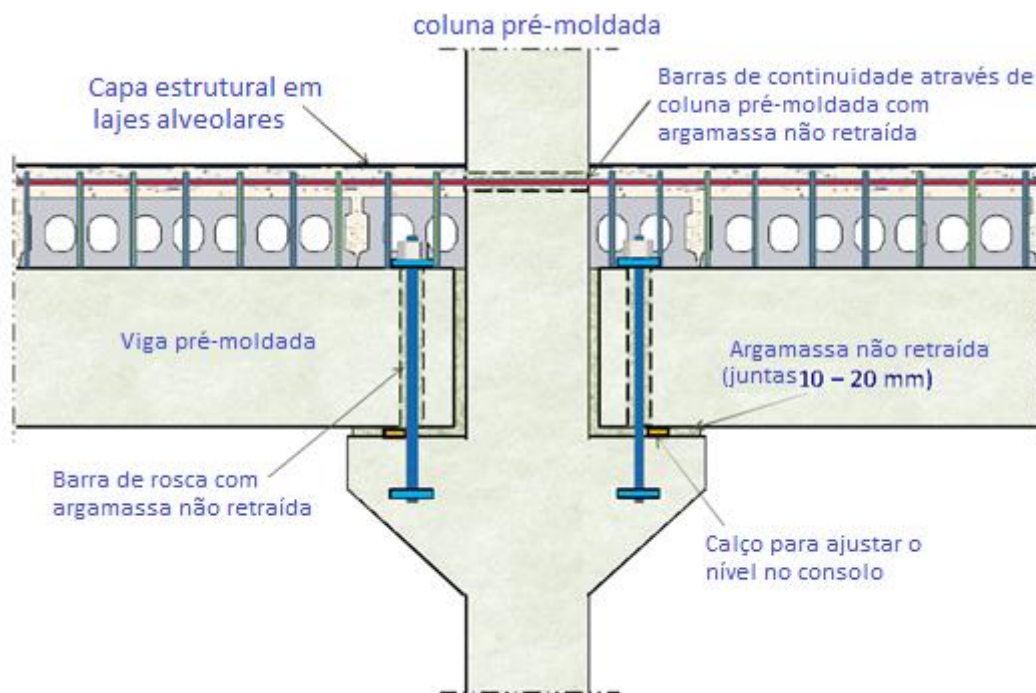
O termo “*Moment resisting connections*” foi definido para designar ligações com resistências próximas aos momentos fletores elásticos, mas cuja deformação está relacionada com o comportamento semirrígido. Tal comportamento é caracterizado

pela rigidez rotacional, que é definida pela razão momento pela rotação. As ligações viga-pilar funcionam de acordo com um extenso mecanismo de funcionamento das barras longitudinais. A não linearidade da curva do momento/rotação começa com o início da fissuração. Com a fissuração ocorre o escorregamento das barras longitudinais da ligação antes do escoamento da barra, e tal escorregamento alcança seu valor crítico até o limite do escoamento da barra.

Ferreira et al. (2010) propuseram então que tal comportamento não linear da ligação viga-pilar deve ser representado por uma rigidez rotacional secando R_{sec} , que está relacionada com o limite elástico das barras longitudinais da ligação. Além disso, se for provida a característica de que as armaduras não ultrapassem o limite de escoamento devido aos esforços de projeto, a rigidez rotacional secante será a menor possível, então estará a favor da segurança.

No caso mais usual no Brasil, em que se tem a ligação entre viga e pilar com o apoio de vigas sobre um consolo de concreto, a ligação é feita utilizando barras ancoradas ou passantes no pilar, que são mobilizadas a partir do momento em que há a solidarização da capa de concreto na parte superior da viga (viga composta).

Figura 3.2 – Detalhe de ligação em estruturas pré-moldadas



Fonte: Adaptada de Ferreira et al., 2010

O cálculo da rigidez rotacional secante é feito a partir de uma série de considerações.

De acordo com Ferreira et al. (2010), nas ligações com consolos de concreto, tem-se que o centro de rotação da ligação é deslocado para a zona de compressão da junta horizontal entre a extremidade da viga e a face superior do consolo de concreto. Isso faz com que haja uma mudança no diagrama de momento da região e uma concentração de fissuras em um comprimento igual à metade do comprimento portante do consolo ($\frac{L_c}{2}$).

Para a ligação entre vigas e pilares com consolos de concreto, a rotação da ligação ocorre devido ao aumento do comprimento de deformação das barras longitudinais (L_{ed}) consideradas para o cálculo da rigidez rotacional secante. Para este caso são considerados dois mecanismos de escorregamento e deformação das barras longitudinais, sendo um da barra ancorada no pilar e o outro da barra ancorada na capa de concreto sobre a viga, mais metade do comprimento do consolo.

Com isso o cálculo da rigidez é dado por:

$$R_{sec} = \frac{M_y}{\theta_y}$$

Sendo que,

$$M_y = \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x_{ce}}{3}\right)$$

$$\sigma_{sy} = E_s \cdot \varepsilon_{sy}$$

E,

$$\theta_y = \varepsilon_{sy} \cdot L_{ed} \cdot \left(d - \frac{x_{ce}}{3}\right)^{-1}$$

Onde,

$$L_{ed} = L_{e,emb} + L_{e,be} + \frac{L_c}{2}$$

$$L_{e,emb} = \frac{\phi_b \cdot \sigma_s}{8 \cdot \tau_{b,emb}} + 2 \cdot \phi_b$$

$$\tau_{b,emb} = 2 \cdot \sqrt{f_c}$$

$$L_{e,be} = \frac{\phi_b \cdot \sigma_s}{8 \cdot \tau_{b,be}} + 2 \cdot \phi_b$$

$$\tau_{b,be} = 1 \cdot \sqrt{f_c}$$

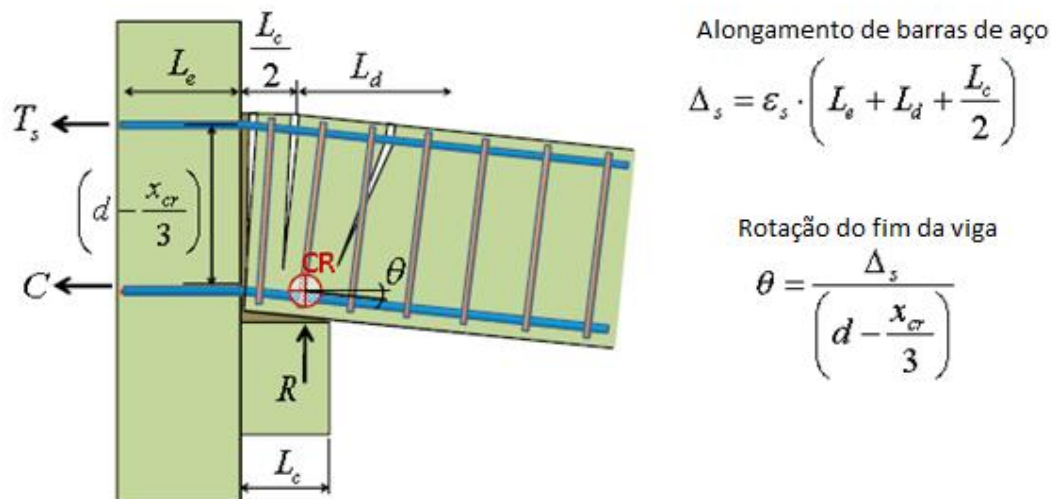
Com isso, tem-se que:

$$R_{sec} = \frac{M_y}{\theta_y} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{sy} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x_{ce}}{3}\right)}{\varepsilon_{sy} \cdot L_{ed} \cdot \left(d - \frac{x_{ce}}{3}\right)^{-1}}$$

$$R_{sec} = \frac{E_s \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x_{ce}}{3}\right)^2}{\frac{3 \cdot \phi_b \cdot \sigma_s}{16 \cdot \sqrt{f_c}} + 4 \cdot \phi_b + \frac{L_c}{2}}$$

Sendo que o significado de cada variável é dado a seguir:

Figura 3.3 – Idealização da configuração deformada de ligação viga-pilar com consolo de concreto:



Fonte: Adaptada de Ferreira et al., 2010

R_{sec} : Rigidez secante rotacional;

M_y : Momento elástico limite;

θ_y : Rotação limite;

A_s : Área da armadura longitudinal da ligação;

d : Altura útil;

σ_{sy} : Tensão de escoamento da armadura de aço;

x_{ce} : Altura do centro de rotação até a fibra mais comprimida;

E_s : Módulo de elasticidade do aço;

ε_{sy} : Deformação da armadura de aço;

L_{ed} : Comprimento efetivo de deformação;

$L_{e,emb}$: Comprimento de deformação de barra ancorada no pilar;

$L_{e,be}$: Comprimento de deformação de barra ancorada na capa de concreto;

L_c : Comprimento em que a compressão no consolo;

\emptyset_b : Diâmetro da armadura longitudinal da ligação;

$\tau_{b,emb}$: Tensão de adesão da armadura no pilar;

$\tau_{b,be}$: Tensão de adesão da armadura na capa.

Deve-se destacar que tal ligação é detalhada para momentos fletores negativos que ocorrem nas estruturas. Em estruturas de múltiplos pavimentos é possível ocorrer a inversão de momento fletor na região da ligação. Então a utilização de chumbadores ou chapas soldadas deve ser feita. Para utilização de chumbadores, a força de tração que ocorrerá na parte inferior da viga devido ao momento fletor positivo não pode ser maior que a capacidade ao cisalhamento do chumbador. Já no uso de chapas soldadas, a solda deve ser verificada para tais esforços de tração devido ao momento fletor positivo.

É de extrema importância que para ligações negativas utilizando chapas soldadas na interface viga-consolo não haja o escoamento da armadura negativa. Tal escoamento faz com que ocorra grande fissuração na parte inferior da viga devido à restrição de movimentação imposta pela solda.

3.1 ABNT NBR 9062:2017

O texto mais novo da norma ABNT NBR9062:2017 traz considerações em relação a como as características dos materiais e elementos devem ser consideradas para o seu dimensionamento e um novo método de cálculo de ligações semirrígidas. Com essa nova maneira, a simulação da estabilidade global é modificada, mudando também os esforços nos pilares.

Foram mantidos na norma os critérios de projeto que devem ser seguidos, como o que é descrito também pelo PCI (2010) que a capacidade estrutural pré-moldada deve ser governada pelo esgotamento da resistência dos elementos estruturais, e não pelo esgotamento da resistência das ligações. Porém, as mudanças mais expressivas são citadas a seguir.

Primeiramente foi inserido o anexo A no novo texto que sugere valores para a consideração da não linearidade física dos elementos. Tal necessidade vem do estudo de Marin (2009), no qual se mostra que existe uma diminuição de rigidez dos elementos pré-moldados com base em diagramas de momento-normal-curvatura ($M \times N \times 1/r$).

De acordo com a norma a não linearidade física para análise global de segunda ordem pode ser considerada por meio de uma aproximação linear modificando as rigidezes secantes dos elementos estruturais de acordo com a lista a seguir:

- - Lajes:
 - $(EI)_{sec} = 0,25 E_{ci}I_c$
- - Vigas em Concreto Armado:
 - $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci}I_c$
- - Vigas em concreto protendido, considerando toda a seção composta:
 - $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci}I_c$
- - Pilares:
 - $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar articulada com um pavimento ou galpões
 - $(EI)_{sec} = 0,55 E_{ci}I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar semirrígida com até quatro pavimentos
 - $(EI)_{sec} = 0,7 E_{ci}I_c$ para estruturas com ligação viga-pilar semirrígida

Em segundo lugar tem-se que a ligação deve se manter em regime elástico de tensões para que ela possa ser considerada na análise global da estrutura.

Por último, tem-se que a rigidez da ligação agora apresenta uma equação simplificada para seu cálculo, sendo ela:

$$R_{sec} = \frac{kA_s E_s d^2}{L_{ed}}$$

L_{ed} – comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (segundo figura 3.4)

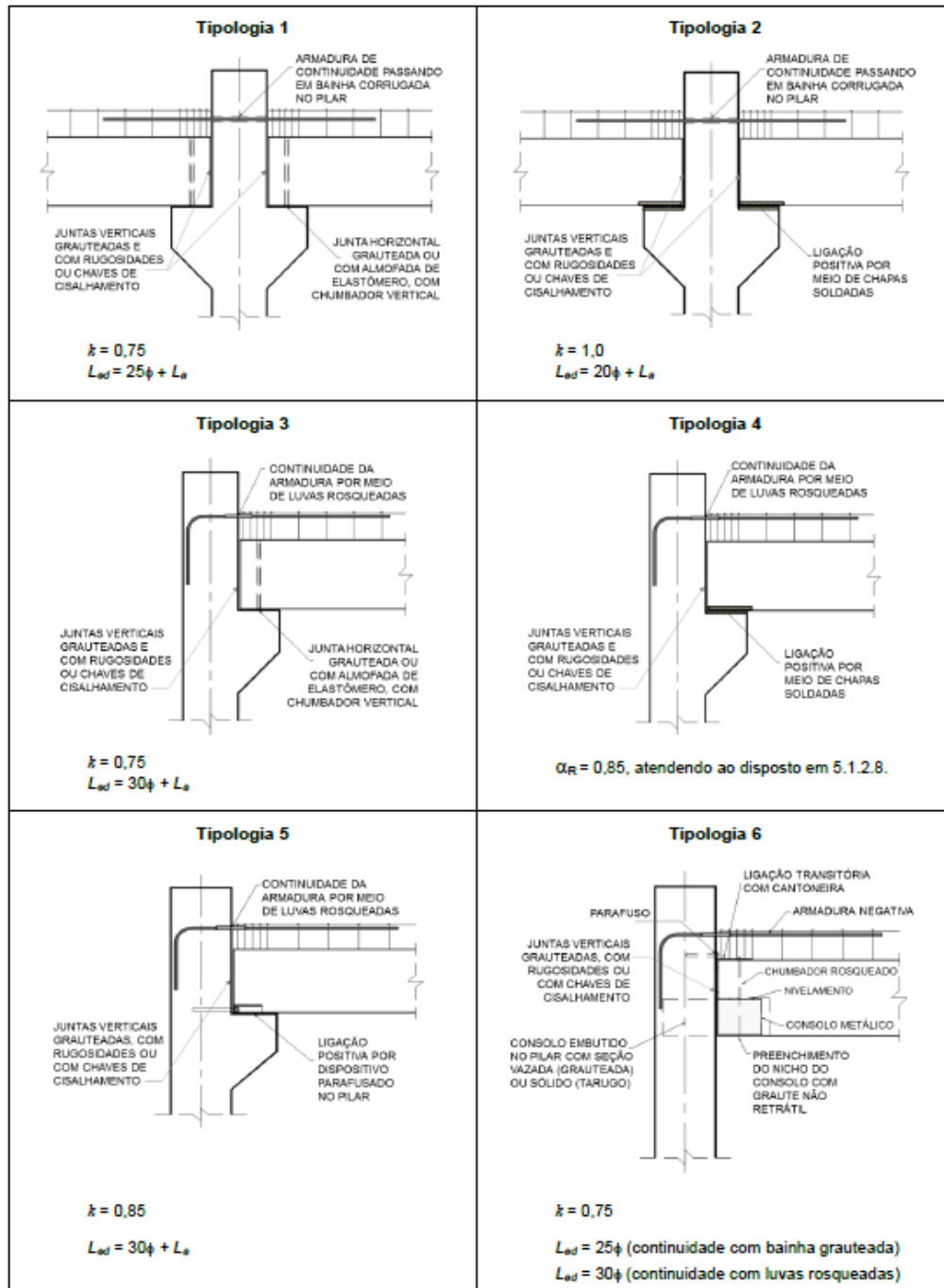
d – altura útil da seção resistente na ligação negativa

E_s – módulo de elasticidade do aço

A_s – Armadura de continuidade negativa

k – coeficiente de ajustamento da rigidez secante

Figura 3.4 – Parâmetros para obtenção das rigidezes secantes negativas em ligações viga-pilar típicas



Fonte: Norma ABNT NBR 9062:2017

Com tal equação, pode-se calcular o fator de restrição α_R com mais precisão, conseguindo então observar se a ligação tem comportamento rígido ($\alpha_R > 0,85$), semirrígido ($0,15 < \alpha_R < 0,85$) ou articulado ($\alpha_R < 0,15$), a partir da equação:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3 \cdot (E \cdot I)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}} \right]$$

Sendo:

θ_1 – Rotação da extremidade do elemento pré-moldado;

θ_2 – Rotação combinada da ligação e do elemento pré-moldado;

$(E \cdot I)_{sec}$ – Rigidez secante com minoração devido a não linearidade física;

R_{sec} – Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar;

L_{ef} – É o vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga.

Sendo assim, Ferreira et al. (2010) apresentam uma nova metodologia para modelagem de estruturas de múltiplos pavimentos em pré-moldado de concreto.

3.2 SIMULAÇÃO DE ESTRUTURAS APORTICADAS COM LIGAÇÕES RESISTENTES A MOMENTO FLETOR EM PRÉ-MOLDADO DE CONCRETO

O procedimento prático e simplificado para estruturas que são deslocáveis é detalhado por Ferreira et al. (2010), no qual se combina a simulação da utilização de ligações semirrígidas e a análise de segunda ordem global de estruturas de concreto armado moldado no local de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Os passos traçados por eles são:

1º Passo: Modelar-se a estrutura como monolítica em primeira ordem para poder se encontrar os maiores momentos fletores elásticos nas ligações negativas e seu deslocamento. Considera-se para essa primeira análise a não linearidade física dos elementos de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014, sendo que para as vigas a rigidez é de $0,4 EI$ e para os pilares é de $0,8EI$. Com esses momentos fletores, encontra-se então a armadura necessária para essas ligações, respeitando a relação $A_s \geq M_{Sd,rig} / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d)$. Com os deslocamentos de primeira ordem encontrados a partir

deste modelo rígido, a estabilidade global é avaliada a partir do coeficiente γ_z , o qual deve ser menor que 1,1 para que a estrutura possa ser considerada de nós rígidos. Se a estrutura não respeitar tal valor, ela deve ser rearranjada (mudando seções de pilares e vigas ou até mesmo mudando a disposição da estrutura).

2º Passo: Com a armadura encontrada a partir do passo anterior, acha-se a rigidez rotacional secante da ligação através da equação:

$$R_{sec} = \frac{kA_s E_s d^2}{L_{ed}}$$

L_{ed} – comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (segundo tabela 3)

d – altura útil da seção resistente na ligação negativa

E_s – módulo de elasticidade do aço

A_s – Armadura de continuidade negativa

k – coeficiente de ajustamento da rigidez secante

3º Passo: Utiliza-se o valor da rigidez nas vinculações de pilares e vigas pré-moldadas e, como foi proposto por Marin (2009) e exposto na norma ABNT NBR 9062:2017, deve ser levada em conta a redução devido a não linearidade física de rigidez dos elementos pré-moldados para nova modelagem. Nesta verificação deve-se observar se o valor do coeficiente γ_z não ultrapassa o valor de 1,2. Se for ultrapassado tal valor, a geometria da estrutura deve mudar, assim como a seção dos pilares.

4º Passo: Se o fator $\gamma_z < 1,2$ na análise anterior, a modelagem está feita. Porém, deve-se majorar a ação horizontal pelo valor dado de γ_z . O valor desta nova análise dará os momentos fletores de primeira e segunda ordem na base dos pilares e em suas ligações.

5º Passo: As ligações foram pré-dimensionadas para momentos fletores elásticos em uma estrutura rígida. Então, deve-se verificar tal ligação para a nova situação devido a mudança de esforços nela.

A partir dos valores observados também é possível calcular os esforços em vigas e pilares. A viga deve ser verificada de acordo com a redistribuição de esforços quando a ligação negativa tenha sido consolidada. Já o pilar pode ser verificado como

um pilar moldado no local devido ao γ_z ser menor que 1,2. Sendo assim seu comprimento é o mesmo do de uma estrutura rígida.

4. PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO

De acordo com o boletim 74 da FIB (2014) paredes de concreto apresentam grande rigidez em seu plano. Por essa razão, elas são comumente utilizadas tanto na construção *in loco* quanto na construção pré-moldada de edifícios (figura 4.1), no intuito de estabilizar a estrutura contra forças horizontais.

Segundo o PCI (2010) edifícios que usam paredes (ou painéis) de contraventamento como sistema resistente a forças laterais podem ser projetados para prover segurança, durabilidade e ser uma solução mais econômica para resistir a ventos e terremotos. Parede de contraventamento é o sistema de resistência lateral mais comum na indústria do pré-fabricado fora do Brasil. O excelente desempenho de prédios que utilizam o sistema de paredes de contraventamento pelo mundo que foram sujeitos a ações provenientes de terremotos e ventos fortes podem demonstrar sua eficiência.

Geralmente as paredes de contraventamento ficam em volta de caixas de escadas e elevadores, fazendo com que seus tamanhos sejam elevados, por isso apresentam grande rigidez (ELLIOTT e JOLLY, 2013).

Paredes de contraventamento são também frequentemente utilizadas como complemento para enrijecer edifícios que apresentam núcleos de contraventamento, como, por exemplo, nas extremidades de prédios longos e estreitos, ou quando esses núcleos são colocados em posições excêntricas, como na figura 4.2 (FIB, 2014).

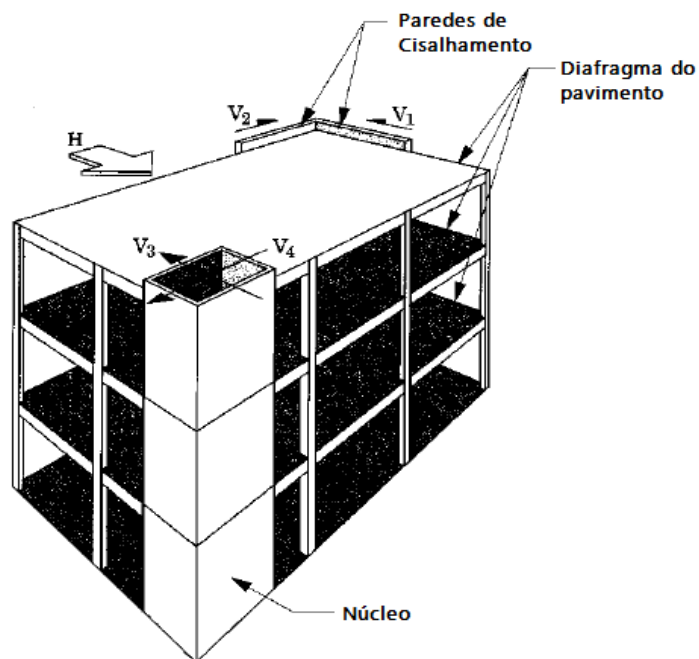
Para se projetar estruturas que têm paredes de contraventamento como elemento principal de resistência a ações laterais devido a vento ou sismos, devem ser seguidos oito passos chaves de acordo com o PCI (2010):

Figura 4.1 – Exemplo de uso de parede de contraventamento pré-moldada para contraventamento de estrutura de 45 pavimentos em Den Hague, nos Países Baixos



Fonte: FIB, 2014

Figura 4.2 – Parede de contraventamento necessária para evitar torção devida a núcleo excêntrico



Fonte: Adaptado de FIB, 2014

- **Avaliar a função da edificação e aplicabilidade de estrutura pré-moldada:** Em uma estrutura de galpão, por exemplo, é comum incluir as paredes exteriores como parte do sistema resistente a forças laterais. Em estruturas de estacionamento, paredes de contraventamento podem ser locadas em caixas de escadas e elevadores, na parte final de rampas, em locais selecionados no perímetro da estrutura ou qualquer combinação dos locais anteriores.
- **Desenvolver um projeto preliminar para sistemas de paredes de contraventamento.** Isso requer seis passos:
 1. Prover ao menos três paredes não colineares para assegurar a resistência a torção e a resistência lateral;
 2. Determinar se a parede de contraventamento pode também funcionar como parede portante, pois o tombamento será frequentemente o critério que governará o dimensionamento;
 3. Posicionar as paredes de contraventamento para que se minimize a restrição devida a mudança de volume;
 4. Considerar se as paredes de contraventamento podem ser produzidas em apenas uma etapa (apenas existir juntas verticais);
 5. Considerar a praticidade do transporte e ereção quando dimensionado o tamanho do painel;
 6. Balancear os requerimentos de projeto das paredes de contraventamento com os requerimentos das associações de diafragmas.
- **Determinar as cargas verticais e laterais.** Primeiro deve-se verificar a carga vertical aplicável. Utiliza-se a verificação apropriada para sismos para determinar a magnitude das cargas laterais para cada pavimento e comparam-se os resultados com as ações de vento.
- **Criar uma análise preliminar dos carregamentos.** Determinar o momento de tombamento, o cisalhamento no plano e a carga axial na base de cada parede de contraventamento.
- **Selecionar a parede de contraventamento apropriada.** Revisar a escolha preliminar e modificar o número, localização e dimensões o quanto for necessário

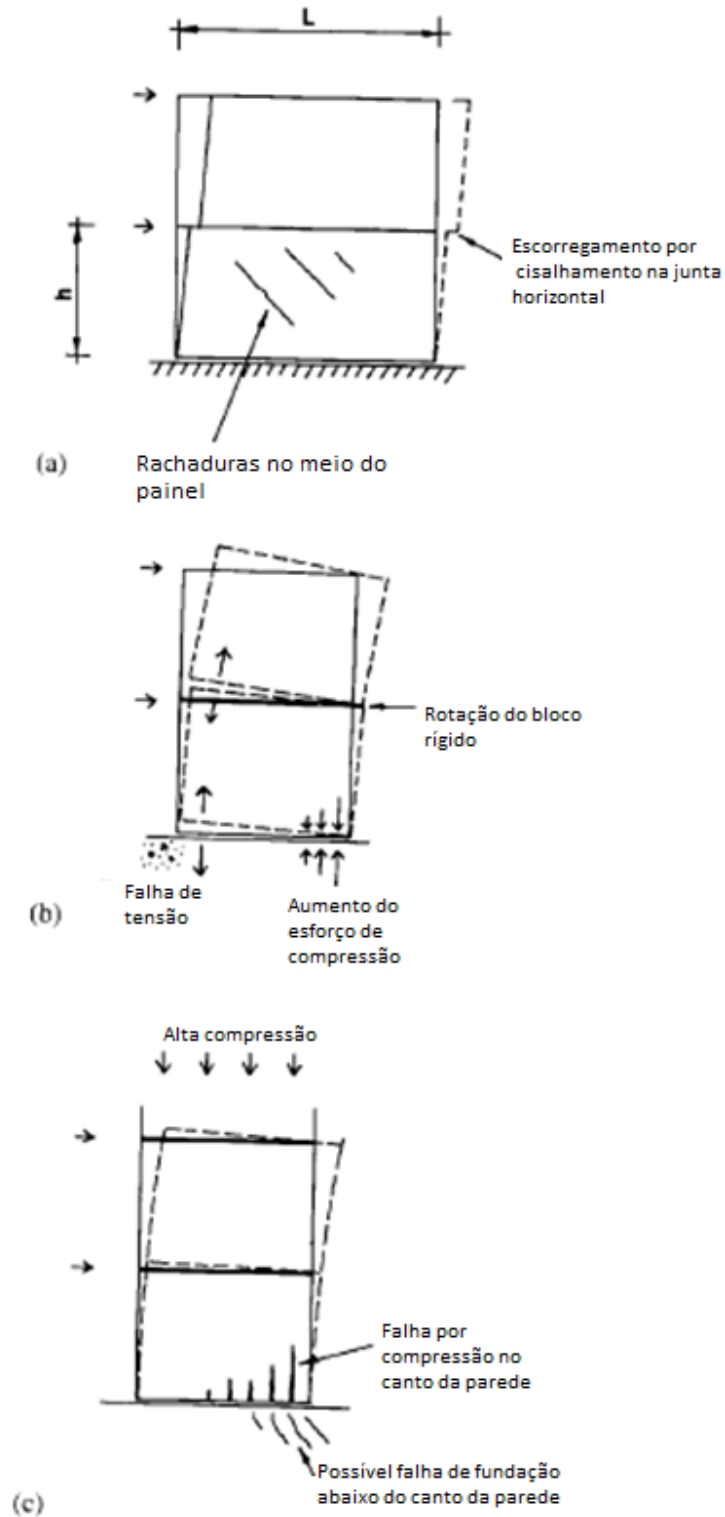
para satisfazer as exigências na base de cada parede. É economicamente preferível que as fundações não fiquem sujeitas a tombamento.

- **Determinar a carga final de análise.** Estabeleça a ação lateral e vertical final para determinar o projeto de cada parede de contraventamento, baseado na localização e dimensões finais.
- **Crie o projeto definitivo da parede de contraventamento.** Projete a armadura e as ligações para encaminhar os efeitos das ações laterais pelo diafragma produzido pela laje até as paredes. Se existir comprimento insuficiente de parede de contraventamento disponível para acomodar o número necessário de ligações para cisalhamento, considerar a utilização de um elemento no plano do diafragma (*drag strut*) como a extensão da parede de contraventamento para local ligações adicionais. Também considerar as exigências adicionais necessárias para satisfazer a integridade estrutural.
- **Projete os diafragmas.** Eles devem responder elasticamente às aplicações de esforços laterais para prevenir a formação de regiões plásticas em qualquer diafragma. Eles necessitam ser projetados como vigas, provendo a armadura necessária para cada corda e provendo com os conectores de cisalhamento necessários utilizando o método de atrito-cisalhamento. Outras exigências de norma também devem ser colocadas.

Para melhor aproveitar as paredes de contraventamento pré-moldadas, elas devem ser projetadas como paredes portantes sempre quando possível segundo o PCI (2010). O aumento de carga permanente agindo sobre o painel é uma vantagem devida ao aumento de sua resistência ao levantamento e tombamento.

De acordo com Elliott e Jolly (2013), no dimensionamento das paredes devem ser conhecidos os possíveis modos de falhas e assim assegurar o total desempenho da parede. Os modos de falha são (figura 4.3): Escorregamento por cisalhamento ocorre quando L/h é maior que (aproximadamente) 2,5 a 3, falhas devidas a trações na flexão ocorrem particularmente se a parede é pouco carregada axialmente, e falha na compressão devida a flexão ocorrem se a parede é muito carregada.

Figura 4.3 – Modos de falha em paredes de contraventamento (a) falha por cisalhamento, (b) tração devida a flexão e ao momento de tombamento e (c) falha na compressão devida ao momento fletor e forças axiais combinadas



Com tais informações, pode-se então entender a sua análise estrutural.

4.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

Segundo o PCI (2010) paredes de contraventamento atuam como vigas em balanço, transferindo forças laterais que incidem perpendicularmente à face da parede, da superestrutura para a fundação. Paredes de contraventamento devem ser orientadas para resistir às cargas laterais aplicadas na edificação ao longo de seus eixos principais.

De acordo com o PCI (2010), a distribuição da força lateral total que age sobre a edificação para cada parede individual é influenciada por quatro fatores.

4.1.1 O SOLO E FUNDAÇÃO

Para o dimensionamento da distribuição de esforços para as paredes de contraventamento, a deformação do solo e da fundação devem ser levados em consideração. Geralmente estas deformações são negligenciadas devido à presença de mais de uma parede de contraventamento, dividindo assim os esforços.

4.1.2 A RIGIDEZ DO DIAFRAGMA DE LAJE E DE COBERTURA

Em relação à rigidez do diafragma da laje, se a razão da profundidade por comprimento do diafragma for pequena, este diafragma será flexível e talvez deforme significativamente quando sujeito a cargas laterais. Diafragmas flexíveis distribuem esforços de cisalhamento para cada parede proporcionalmente à largura de influência do diafragma.

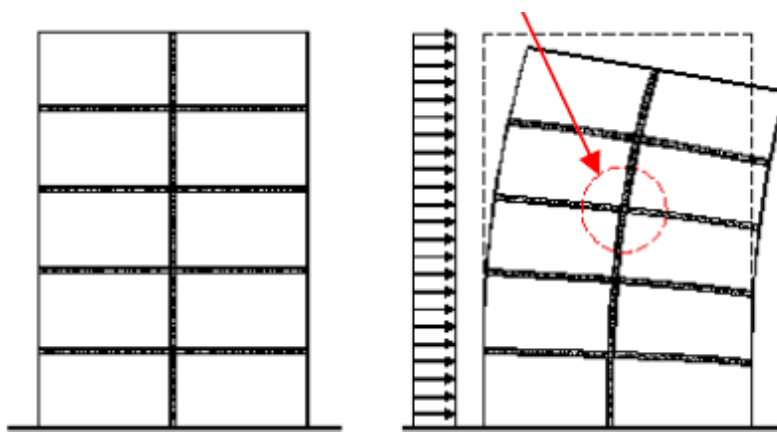
Se a razão entre a altura e o vão do diafragma for grande e existir em ligações adequadas, o diafragma será rígido e não deformará significativamente como o diafragma flexível quando sujeito a ações laterais. Diafragmas rígidos distribuem esforços de cisalhamento para cada parede de acordo com a rigidez relativa de cada uma delas. No projeto de edifícios em pré-moldados é comum assumir que as lajes de pavimento e de cobertura agem como diafragmas rígidos.

4.1.3 A RELATIVA RIGIDEZ À FLEXÃO E AO CISALHAMENTO DAS PAREDES E SUAS LIGAÇÕES

O projeto em pré-moldado de concreto utilizando paredes de contraventamento segue princípios usados nos projetos de estruturas feitas com concreto moldado no local, com modificações devidas à natureza das juntas entre paredes do sistema pré-moldado, que em grande parte tem seus elementos com dimensões de seis a nove metros de comprimento e altura comumente igual ao pé-direito da estrutura ou com o tamanho que o sistema de montagem é capaz (FIB, 2014).

De acordo com Tomo (2013), se em uma primeira análise forem constatados possíveis esforços de tração entre paredes de pavimentos adjacentes, permite-se agrupá-las formando um grupo de contraventamento. Tal agrupamento faz com que a resistência ao cisalhamento do grupo aumente significativamente, diminuindo assim os deslocamentos e as tensões solicitantes.

Figura 4.4 – Agrupamento de paredes trabalhando em conjunto



Fonte: FIB, 2014

Para que o agrupamento ocorra de maneira satisfatória, há a necessidade de se utilizarem ligações rígidas ou semirrígidas entre as paredes, aumentando então a dificuldade de detalhamento e execução.

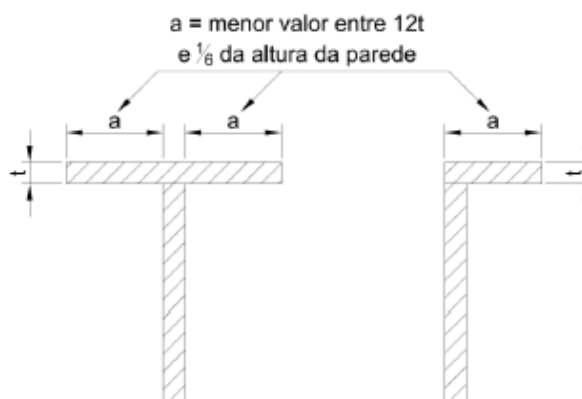
Ainda de acordo com Tomo (2013), quando utilizada a ligação entre paredes, esforços devidos a mudanças volumétricas das peças podem ocorrer. Sendo assim,

recomenda-se que, em primeira análise, as paredes sejam consideradas isoladas, e apenas quando necessário optar pelo agrupamento de paredes.

Existe também a possibilidade de se agruparem paredes perpendiculares entre si, não apenas paredes em linha, como na figura 4.4. Tal tipo de agrupamento de acordo com Tomo (2013) aumenta a resistência a força cortante, porém pouco contribui à rigidez à flexão.

Quando ocorre a formação de grupo de paredes perpendiculares, o PCI (2010) estabelece larguras limites para o tamanho do flange, sendo este tamanho mostrado na figura 4.5:

Figura 4.5 – Agrupamento de paredes trabalhando em conjunto



Fonte: Adaptado de PCI, 2010

Deve-se ressaltar que de acordo com o CPCI (2007) tal recomendação do flange é normalmente satisfatória para edifícios térreos ou no caso de paredes isoladas. Já para estruturas de múltiplos pavimentos tal largura e rigidez ao cisalhamento podem estar sendo subestimadas.

A rigidez total das paredes de contraventamento é feita a partir da soma da rigidez à flexão e ao cisalhamento. De acordo com o PCI (2010), para distribuição de cargas em edifícios de plantas retangulares em que as paredes são feitas de mesmo material e tenham altura “H” e comprimento “L”, é permitido fazer a seguinte simplificação:

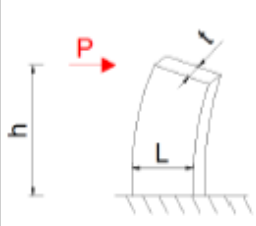
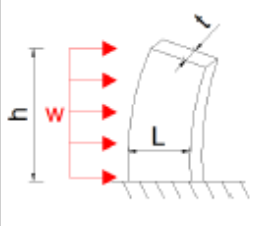
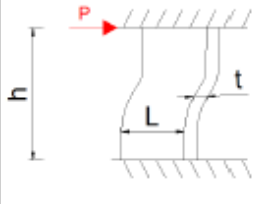
- $H/L < 0,3$ – Despreza-se a rigidez à flexão;
- $H/L > 3$ – Despreza-se a rigidez ao cisalhamento;

- $0,3 \leq H/L \leq 3,0$ – Considerar a soma das rigidezes

Neste último caso, no qual é preciso se considerar a soma da rigidez ao cisalhamento e à flexão, é permitido fazer mais uma simplificação que é a utilização de uma inércia equivalente. Tal momento de inércia faz com que uma barra tenha o deslocamento à flexão igual ao deslocamento resultante da combinação de flexão mais cisalhamento. Tal artifício, segundo Tomo (2013), faz com que seja menos trabalhosa a determinação de deslocamentos devidos ao cisalhamento.

Utilizando a tabela 4.1 extraída do PCI (2010), pode-se verificar os valores de momento de inércia equivalente para diversos casos de carregamentos e restrições, sendo que o módulo de deformação ao cisalhamento é $G = 0,4E$.

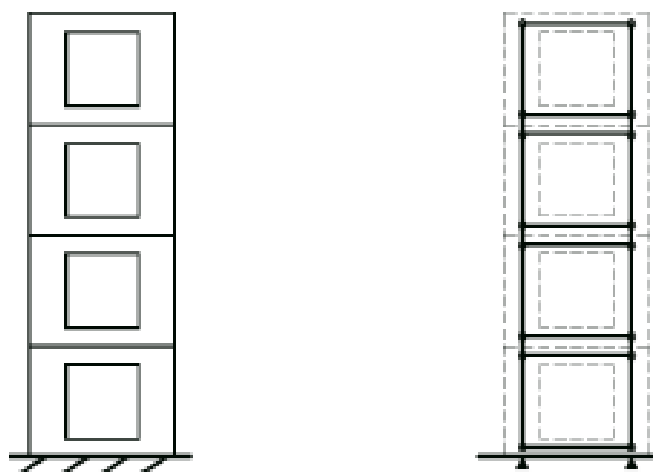
Tabela 4.1 – Momentos de inércia equivalentes

| Caso | Deslocamento devido a | | Momento de inércia Equivalente I_{eq} | |
|---|----------------------------------|--|---|--|
| | Flexão | Cisalhamento | Único pavimento | Múltiplos pavimentos |
|  | $\frac{P h^3}{3EI}$ | $\frac{2,78 Ph}{A_w E}$ ($A_w = L t$) | $\frac{I}{1 + \frac{8,34 I}{A_w h^2}}$ | $\frac{I}{1 + \frac{13,4 I}{A_w h^2}}$ |
|  | $\frac{W h^3}{8EI}$ $W = w t$ | $\frac{1,39 Wh}{A_w E}$ $W = w t$ | Não é aplicável | $\frac{I}{1 + \frac{23,6 I}{A_w h^2}}$ |
|  | $\frac{P h^3}{12EI}$ | $\frac{2,78 Ph}{A_w E}$ | $\frac{I}{1 + \frac{33,4 I}{A_w h^2}}$ | Não é aplicável |

Fonte: Adaptado de PCI, 2010

Uma dificuldade apontada por Tomo (2013) é a determinação de rigidez de paredes que apresentam grandes aberturas como, por exemplo, paredes de fachada. Tais painéis devem ser considerados com comportamento de pórticos, sendo que as vergas (lintéis) funcionam como vigas, como na figura 4.6:

Figura 4.6 – Formação de pórticos em painéis com grandes aberturas



Fonte: PCI, 2010

De acordo com Hagen (2012), estruturas que apresentam tais lintéis têm bons desempenhos em regiões com sismos, pois a plastificação deles irá melhorar a capacidade de amortecimento da frequência natural do edifício. Segundo o PCI (2010) observações de desempenho de estruturas em terremotos mostram que onde adequadas resistências e rigidez foram providas para limitar o deslocamento entre pavimentos para aproximadamente 2% (relativo a um ponto do pavimento inferior), o deslocamento e dano resultante estarão em níveis aceitáveis.

As ligações entre paredes (comumente chamadas de juntas) têm grande importância no dimensionamento de estruturas pré-moldadas e podem ser classificadas em: (i) juntas verticais e (ii) juntas horizontais, sendo elas descritas a seguir.

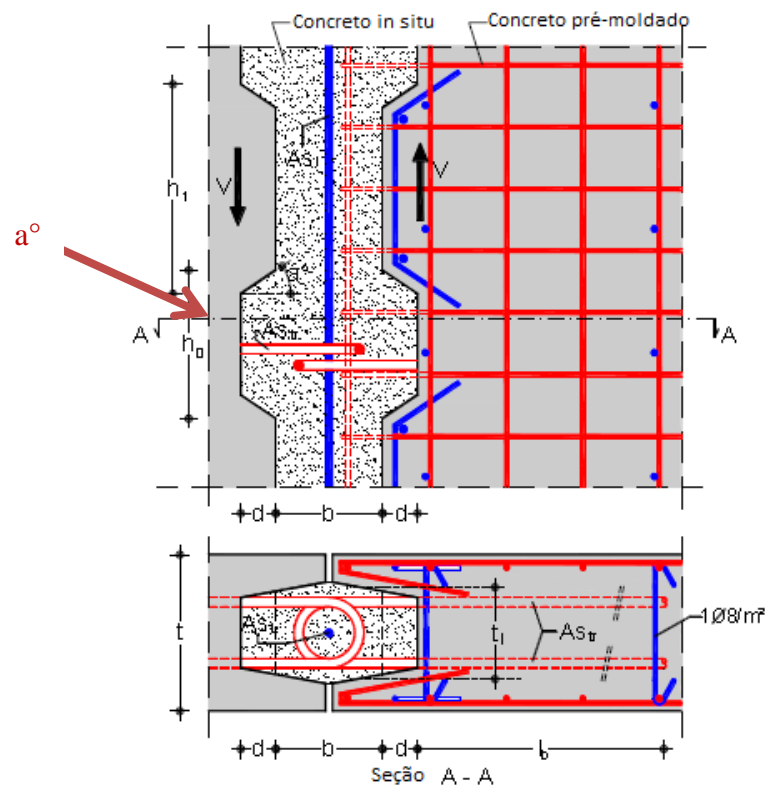
4.1.3.1 Juntas verticais

A principal tensão que ocorre nessas juntas é a de cisalhamento, e tais tensões podem ser provenientes de (FIB, 2014):

- Esforços horizontais fazendo com que a parede de contraventamento trabalhe como uma viga em balanço, sendo esta flexionada;
- Flexão devida à resposta estrutural para qualquer tipo de ação ou deformação.

Geralmente, para prédios altos, a junta vertical entre painéis é feita com as interfaces dentadas (FIB, 2014). Tais reentrâncias inclinadas ajudam na formação de bielas de compressão ao longo da junta (Tomo, 2013). Outro nome dado para a ligação é de chave de cisalhamento e é muito utilizada em estruturas de painéis portantes.

Figura 4.7 – Junta dentada com armadura horizontal



Fonte: Adaptado de FIB, 2014

Para Blijuger (1988) a transferência de tensões de cisalhamento entre as paredes é uma função da deformabilidade e da resistência de sua junta. Quando há juntas dentadas, a sua deformabilidade é muito baixa, podendo então se considerar, de uma forma geral, que a estrutura é monolítica.

Para a FIB (2014), a resistência ao cisalhamento da junta dentada se dá devido a três fatores: adesão e atrito entre as interfaces, somatório da contribuição da biela de compressão e efeito pino das armaduras, sendo que a norma Europeia verifica tal resistência a partir da expressão:

$$V_{Rdj} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot \left(0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)\right) \cdot f_{cd}$$

No qual:

c e μ são indicados na tabela a seguir:

Tabela 4.2 – Valores para c e μ

| Tipo de superfície | c | μ |
|---|------|-------|
| Monolítica | 0,62 | 1,0 |
| Dentada | 0,50 | 0,9 |
| Rugosa: pelo menos 3 mm de rugosidade a cada 40mm de espaçamento | 0,45 | 0,7 |
| Lisa: sem receber tratamento adicional após compactação | 0,35 | 0,6 |
| Muito lisa: moldada em fôrmas de aço, plástico ou madeiras preparadas | 0,25 | 0,5 |

Fonte: Adaptado de FIB, 2008

Sendo:

f_{ctd} = menor resistência à tração de cálculo entre o concreto moldado no local e o pré-moldado;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$;

γ_c = é o coeficiente de minoração da resistência do concreto;

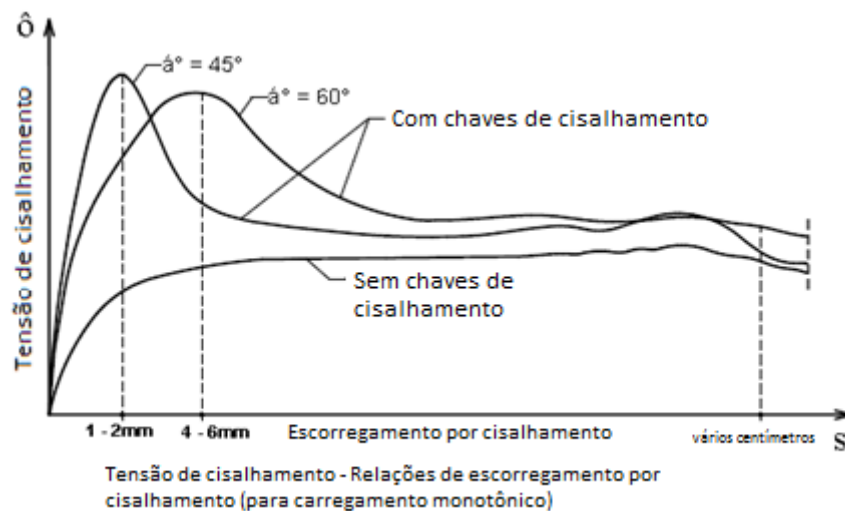
σ_n = pressão normal atuante na superfície da junta, positiva para compressão e negativa para tração, entretanto $\sigma_n < 0,6f_{cd}$;

ρ = é a relação entre a área de aço distribuída ao longo da junta e a superfície de interface da junta

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento da armadura.

Como citado por Tomo (2013), é importante destacar a influência do ângulo α° da chave de cisalhamento, no comportamento da junta. Segundo a FIB (2014), tal ângulo deve estar entre 45° e 60° .

Figura 4.8 – Diagramas tensão de cisalhamento x deslocamentos para diferentes ângulos α°



Fonte: Adaptado de FIB, 2014

4.1.3.2 Juntas horizontais

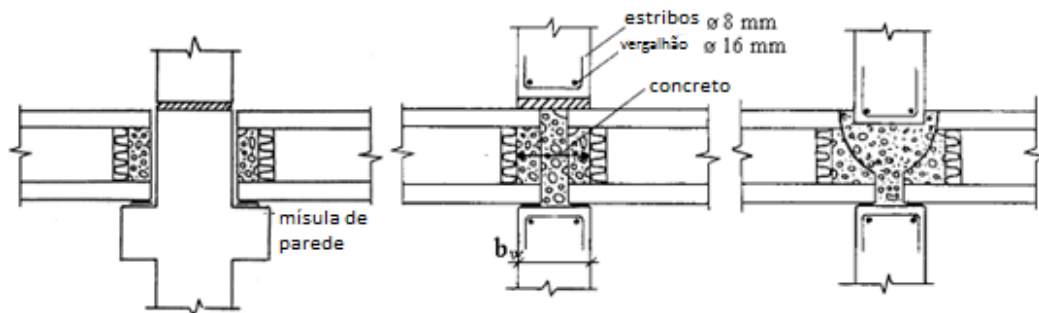
As Juntas horizontais são submetidas a uma grande quantidade de esforços de acordo com a FIB (2014), sendo eles:

- Compressão devida aos painéis superiores ao suporte de lajes;
- Força cortante devida às cargas laterais e ação diafragma das lajes;
- Forças horizontais agindo no plano da laje;

- Momentos fletores em seu próprio plano devidos à flexão dos painéis;
- Momentos fletores fora do plano dos painéis devidos à flexão das lajes.

A resistência à tensão de cisalhamento da junta horizontal pode ser verificada analogamente à das juntas verticais. Já a resistência à compressão, como apresenta diferentes tipos de materiais e concretos, exige uma análise especial. Alguns exemplos de juntas horizontais podem ser vistos na figura 4.9.

Figura 4.9 – Exemplos de juntas horizontais com lajes alveolares



Fonte: Adaptado de FIB, 2014

Na figura 4.9 pode-se ver algumas possibilidades de juntas com lajes alveolares, sendo que a solução b deve ser utilizada em prédios de até no máximo cinco pavimentos, pois existe o risco de existir o esmagamento do final da laje alveolar devido ao carregamento da parede.

Em estruturas de múltiplos pavimentos com lajes alveolares, o final das lajes, junto com as juntas de concreto ou argamassa, transferem as cargas dos painéis superiores para os painéis inferiores.

De acordo com a FIB (2014), testes feitos em laboratórios na Finlândia recomendam a equação a seguir para se encontrar o esforço resistente das juntas horizontais a compressão:

$$N_{Rd} = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot L_j$$

No qual:

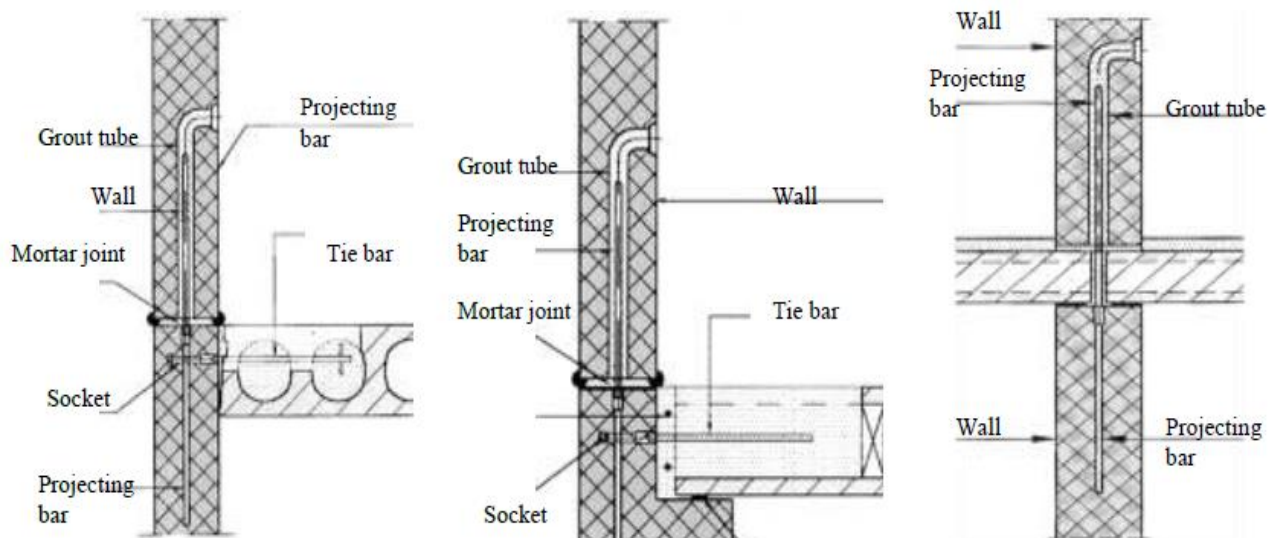
f_{cd} = Resistência à compressão de cálculo;

L_j = Comprimento da junta;

b_j = Mínimo entre a espessura da base e a espessura da junta.

Para o caso de tração entre as paredes feitas de painel, devem ser utilizadas armaduras verticais em uma das paredes, sendo estas armaduras alojadas em bainhas ou luvas na parede subsequente, como mostra a figura 4.10.

Figura 4.10 – Exemplos de ligação parede-parede



Fonte: Adaptado de FIB, 2014

4.1.4 A EXCENRICIDADE DAS CARGAS LATERAIS PARA O CENTRO DE RIGIDEZ DAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

Com a definição dos grupos de painéis feita, as forças horizontais são distribuídas proporcionalmente de acordo com a rigidez de cada grupo ou elemento de contraventamento. Segundo o PCI (2010), a força F_i resistida pelo painel ou grupo de painéis i é dada por:

$$F_i = \frac{k_i}{\sum r} \cdot V$$

Sendo:

F_i = Força resistida pelo painel ou grupo de painéis;

k_i = Rigidez do painel;

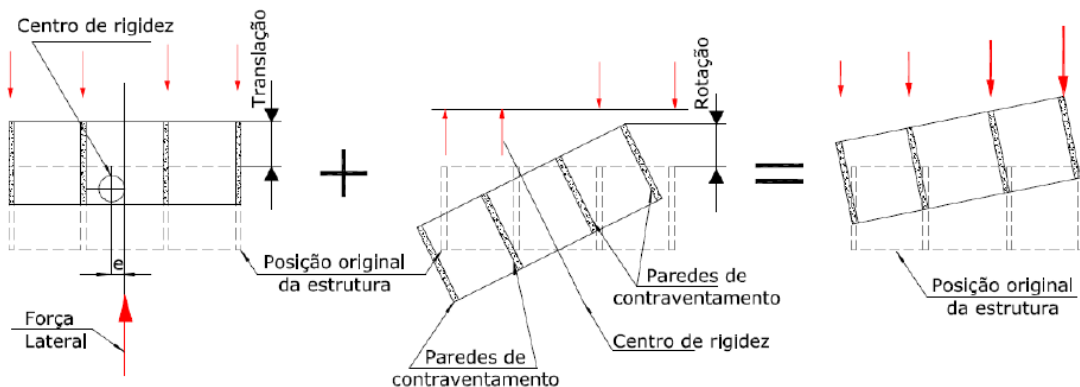
$\sum r$ = Somatória da rigidez de todos os painéis;

V = Força lateral resultante.

Ainda de acordo com o PCI (2010), idealmente, devem existir ao menos duas paredes de contraventamento orientadas para resistir aos esforços laterais em cada eixo principal. Se apenas uma parede de contraventamento é colocada na orientação de um eixo principal, duas paredes de contraventamento devem ser colocadas no eixo ortogonal para resistir à torção do diafragma. Isso é também aceitável para orientar três paredes de contraventamento em qualquer posição não colinear.

Como mostrado por Tomo (2013), quando a resultante de forças horizontais não coincide com o centro de rigidez do conjunto de paredes, esforços adicionais devidos à tendência de giro aparecem (Figura 4.11).

Figura 4.11 – Translação e rotação de pavimento como diafragma rígido



Fonte: Tomo, 2013

Em casos como este de assimetria, tem-se a distribuição de esforços considerando o efeito de torção. Pelo PCI (2010) e o Eurocode 2, o método baseado na rigidez do momento polar pode ser utilizado. Como exemplo retirado de Tomo

(2013), se existir uma força aplicada na direção Y, a força F_Y , atuante na parede é determinada:

$$F_Y = \frac{V_Y \cdot k_Y}{\sum k_y} + \frac{e_x \cdot V_y \cdot k_Y}{\sum k_Y(x^2) + \sum k_x(y^2)}$$

Devido à torção do pavimento, a excentricidade de força também causa resultantes na direção X, que são determinadas por:

$$F_X = \frac{e_x \cdot V_y \cdot k_x}{\sum k_Y(x^2) + \sum k_x(y^2)}$$

Sendo que:

V_y = Força horizontal considerada;

k_x, k_y = Rigidezes da parede considerada, nas direções X e Y respectivamente;

$\sum k_x, \sum k_y$ = Somatórios das rigidezes de todas as paredes do pavimento, nas direções X e Y respectivamente;

x = Distância do centro da parede ao centro de rigidez na direção X;

y = Distância do centro da parede ao centro de rigidez na direção Y;

e_x = Distância entre o ponto de aplicação da força na direção Y e o centro de rigidez medido na direção X.

Com o entendimento do encaminhamento de esforços, pode-se então conhecer o dimensionamento das paredes.

4.2 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento de painéis é feito em duas etapas: uma etapa transitória e uma etapa em serviço (Tomo, 2013). Neste trabalho é dado enfoque na etapa em serviço.

Na verificação em serviço, faz-se a verificação do efeito de segunda ordem nas paredes. O efeito de segunda ordem se dá devido a nova condição de excentricidade

ocorrida ao se estudar a variação geométrica ao longo da peça na situação deformada e carregada axialmente.

Em paredes feitas de painéis pré-moldados, as excentricidades que provêm de erros construtivos, empenamento térmico e deformação devida ao vento devem ser consideradas na análise de segunda ordem (TOMO, 2013).

Para o cálculo do efeito de segunda ordem, o PCI (2010), o CPCI (2007) e a nova norma ABNT NBR 16475:2017 sobre painéis de parede de concreto pré-moldado apresentam o método P- δ como válido.

O método P- δ é um método iterativo que leva em consideração a não linearidade. A cada iteração feita, são calculados o deslocamento lateral e o momento fletor causado pela força axial, somando-o com o valor de momento fletor anterior a ele, partindo do momento de primeira ordem (TOMO, 2013).

Para a utilização deste método, é necessário considerar a não linearidade física a partir da equação:

$$E \cdot I_{ef} = \frac{\Phi \cdot E_{cs} \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

Sendo:

Φ – Coeficiente relativo à condição de fissuração da seção:

- Para seção não fissurada $\Phi = 0,7$
- Para seção fissurada $\Phi = 0,3$

β_d – Coeficiente relativo ao efeito da fluência do concreto

$$\beta_d = \frac{\text{Carga Permanente}}{\text{Carga Total}}$$

E_{cs} – Módulo de elasticidade secante do concreto;

I_g – Momento de inércia da seção.

Também para o cálculo do deslocamento lateral a partir do método P- δ , algumas variáveis são necessárias, sendo elas as excentricidades e o comprimento de flambagem da parede.

As excentricidades, como já dito, são provenientes de erros construtivos, empenamento térmico e deformação devido ao vento. Para o dimensionamento das paredes deve-se comparar a soma destas excentricidades com a excentricidade mínima.

As excentricidades devidas à montagem e produção (erros produtivos) são critérios de qualidade adotados na fase produtiva e na obra (TOMO, 2013). De acordo com o PCI (2010), recomenda-se a utilização de uma excentricidade mínima de montagem de 2,5cm, podendo ser alterada quando prudente. Já a excentricidade advinda da produção (diferença de retração entre faces do painel), que podem causar empenamentos, são consideradas através da equação:

$$e_p = \frac{H}{360}$$

Sendo H a altura do painel.

A excentricidade devida ao empenamento térmico é dada devido à diferença de temperatura que pode existir entre a face interna e externa da parede, causando uma diferença de dilatação ou de contração do elemento. Encontra-se tal valor de excentricidade a partir da equação:

$$\Delta = \alpha \cdot \frac{l^2}{8 \cdot h}$$

Sendo:

α – Gradiente térmico ao longo da espessura da parede;

l – Distância entre apoios;

h - Espessura da parede.

A excentricidade mínima é dada pela equação:

$$e_{min} = 0,015 + 0,03 \cdot h$$

No qual h é a espessura do painel.

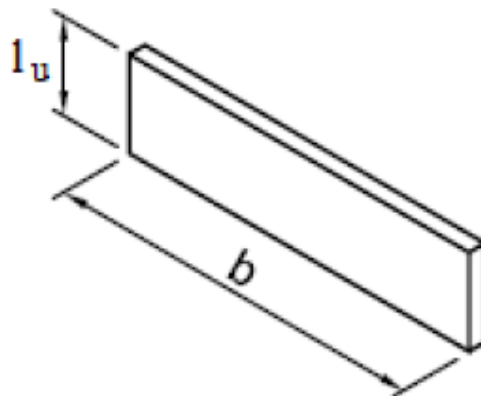
O comprimento de flambagem do elemento é dado a partir da multiplicação da altura da parede por um coeficiente de flambagem “ k ”, que relaciona a altura do elemento com os seus pontos de momento nulo (TOMO, 2013). Para a situação de paredes feitas por painéis portantes, o valor de “ k ” depende do caso em que a parede se encaixa, existindo três desses casos.

No primeiro caso, o elemento não apresenta restrição ao longo da altura, podendo ser considerado como um elemento biapoiado. Sendo assim, o valor de “ k ” é 1. A figura 4.12 ilustra essa situação.

No segundo caso, alguns elementos apresentam restrição lateral em ambos os lados, como na figura 4.13. Devido a esta situação, os valores de “ k ” dependem da relação entre a altura (l_u) e o comprimento do painel (b). A tabela 4.3 mostra as equações para determinação de “ k ” de acordo com o PCI (2010) e o Eurocode.

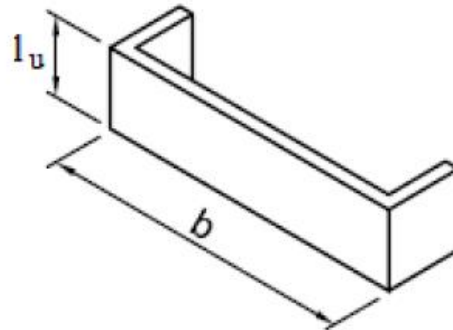
No terceiro caso, os elementos apresentam restrição apenas ao longo de um lado da parede, como pode ser visto na figura 4.14. A tabela 4.4 apresenta as equações de acordo do PCI (2010) e Eurocode para determinação do valor “ k ”.

Figura 4.12 – Caso 1 – painéis sem restrição lateral ao longo da altura



Fonte: CPCI, 2007

Figura 4.13 – Caso 2 – painéis com restrição lateral ao longo da altura em ambos os lados.



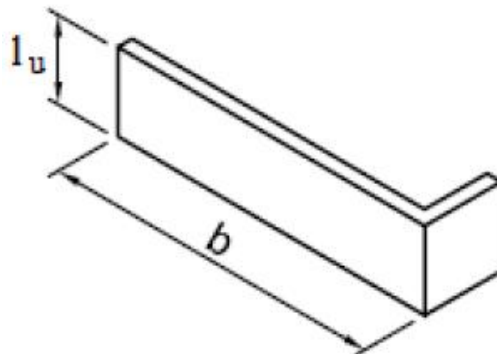
Fonte: CPCI, 2007

Tabela 4.3 – Coeficiente de flambagem “k” para painéis com restrição lateral em ambos lados.

| PCI (2010) | Eurocode 2 |
|---|---|
| $\frac{l_u}{b} < 1/2 \rightarrow k = 1,0$ | $\frac{l_u}{b} \leq 1 \rightarrow k = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_u}{b}\right)^2}$ |
| $1/2 \leq \frac{l_u}{b} \leq 1,0 \rightarrow k = 1,5 - \left(\frac{l_u}{b}\right)$ | |
| $1,0 < \left(\frac{l_u}{b}\right) \rightarrow k = 1,0 / [1 + \left(\frac{l_u}{b}\right)^2]$ | $\frac{l_u}{b} > 1 \rightarrow k = \frac{b}{2l_u}$ |

Fonte: TOMO, 2013

Figura 4.14 – Caso 3 – painéis com restrição lateral ao longo da altura em apenas um lado.



Fonte: CPCI, 2007

Tabela 4.4 – Coeficiente de flambagem “k” para painéis com restrição lateral em ambos lados.

| PCI (2010) | Eurocode 2 |
|---|---|
| $\frac{l_u}{b} < 1/2 \rightarrow k = 1,0$ | $k = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_u}{3b}\right)^2}$ |
| $\frac{1}{2} \leq \frac{l_u}{b} \leq 2,0 \rightarrow k = 1,0 - 0,423 \cdot \left[\left(\frac{l_u}{b}\right) - 1\right]$ | |
| $2,0 < \frac{l_u}{b} \rightarrow k = 1,0 / \sqrt{1 + \left(\frac{l_u}{b}\right)^2 / 2,0}$ | |

Fonte: TOMO, 2013

Sendo assim, é possível fazer o cálculo da flecha inicial utilizando o método P- δ a partir da equação:

$$\Delta_m = \frac{N_d \cdot e_m \cdot L_{fl}^2}{16 \cdot E \cdot I_{ef}}$$

Sendo:

N_d – Carregamento normal de cálculo;

e_m – Excentricidade de montagem ou excentricidade mínima;

L_{fl} – Comprimento de flambagem;

$E \cdot I_{ef}$ – Rigidez equivalente devida à não linearidade geométrica ($\Phi = 0,7$).

O valor Δ_m é somado então às outras excentricidades (empenamento térmico e produção) e então é feita a nova verificação de flecha a partir da equação:

$$\Delta_i = \frac{N_d \cdot e_{\text{somatório}} \cdot L_{fl}^2}{8 \cdot E \cdot I_{ef}}$$

O resultado dessa equação (Δ_i) é somado novamente à excentricidade e o novo valor é utilizado novamente na equação anterior. Este procedimento é feito até a sua convergência. Segundo o PCI (2010), após quatro iterações, o aumento da

excentricidade chega a ser negligenciável. Se não houver a convergência do valor, o elemento pode ser considerado instável e necessita de reavaliação de seção.

O valor da excentricidade encontrado é multiplicado pela normal de compressão, apresentando então o valor de segunda ordem. Tal valor de segunda ordem somado com o valor do momento fletor de primeira ordem é o valor de momento fletor de cálculo da parede.

Com o valor do momento fletor de cálculo, faz-se a verificação se a seção de concreto fissura a partir da tensão de tração resistente advinda do ACI-318-2011:

$$F_{rup} = 0,6 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Compara-se com o valor da tensão de tração do elemento, que é obtido a partir da equação:

$$\sigma_{td} = \frac{M_d}{S} - \frac{N_g}{A}$$

No qual:

M_d – Momento fletor de cálculo;

S – Módulo de resistência da seção elástica;

N_g – Normal devido a carregamentos permanentes;

A – Área da seção transversal da parede.

Se a tensão solicitante (σ_{td}) for maior que a tensão resistente, então deve-se trocar o coeficiente Φ de 0,7 para 0,3 e todas as verificações devem ser refeitas.

Em relação à armadura das paredes, o seu dimensionamento é feito a partir da verificação da capacidade da seção com armadura mínima através da curva $M_{Rd} \times N_{rd}$.

De acordo com ACI 318-2011, a armadura mínima vertical e horizontal da parede deve ser igual a 0,1% da área da seção bruta.

O espaçamento entre barras não pode ser maior que cinco vezes a espessura do painel, limitando este valor a 76cm para painéis internos e 45cm para painéis externos.

4.3 MÉTODO DE SIMULAÇÃO

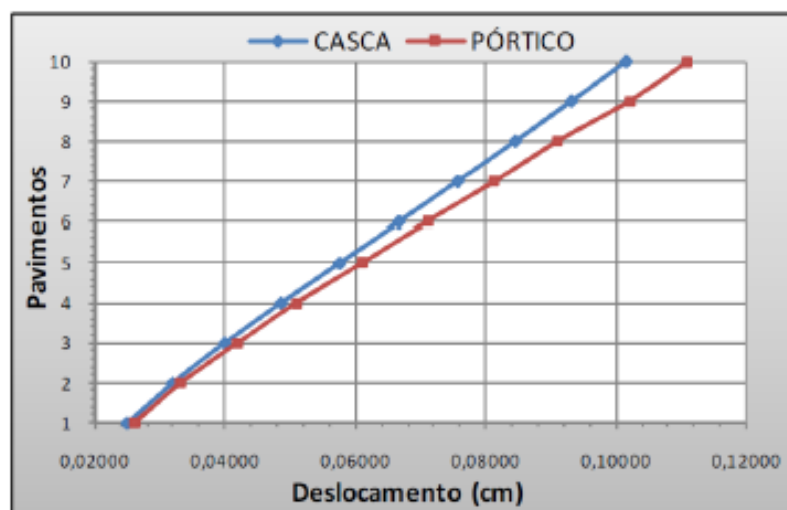
O método usa elementos de barras para simular o funcionamento de painéis estruturais (YAGUI 1978 *apud* NETO, 1999). O software utilizado foi o SAE Strap.

O método usado foi validado por Nunes (2011), que fez a comparação de um edifício de dez pavimentos modelado com elementos de barras unifilares (pórticos tridimensionais), com uma modelagem feita com elementos de cascas. Em suas verificações, Nunes observou que a diferença dos deslocamentos devidos à ação lateral para cada modelo foi de no máximo 9%, sendo que se mostrou maior deslocamento no modelo de barras.

Já os esforços solicitantes mostraram diferenças em média de 8% para os momentos fletores e de 2% para as forças cortantes, sendo também maiores no modelo de barras. Sendo assim verifica-se que o modelo por barra é mais conservador, porém apresenta um alto grau de confiabilidade.

Com isso, o método é utilizado da seguinte maneira (Tomo, 2013): os painéis devem ser modelados como barras na direção vertical, localizados no centro geométrico da seção transversal dos painéis, e devem ser isentos de resistência à torção.

Figura 4.15 – Deslocamento do edifício modelado com elementos de casca e de pórtico

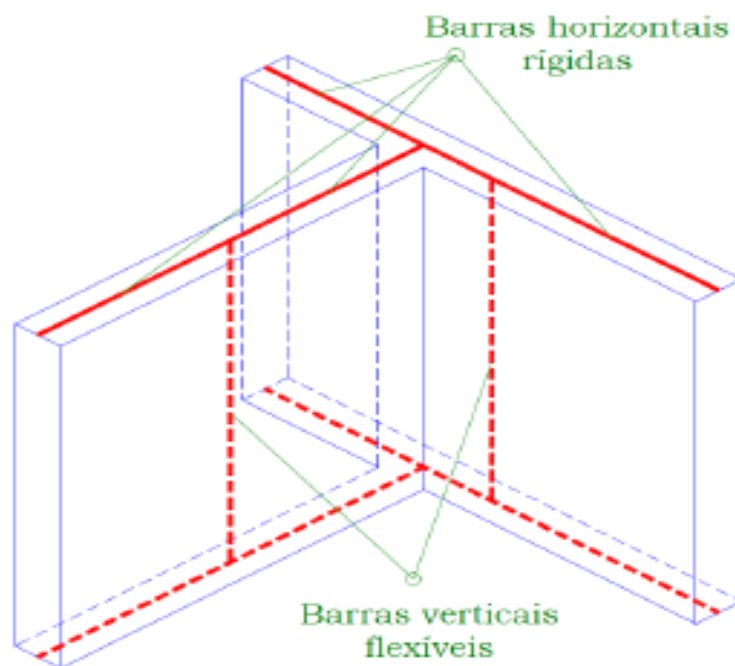


Fonte: Nunes, 2011

No nível dos pavimentos, adicionam-se barras horizontais com propriedades de elementos rígidos. É recomendado por Corrêa (1991) que essas barras apresentem altura igual ao pé-direito do pavimento e largura igual à espessura do painel. O comprimento destas barras deve ser limitado pelas extremidades de cada painel. Tais barras auxiliam na simulação de efeito de interação dos painéis e na distribuição de cargas transferidas pelas lajes. A figura 4.16 mostra a modelagem dos painéis de acordo com as diretrizes acima.

Para quando os painéis apresentam aberturas, a modelagem deve utilizar de lintéis para que apresente uma resposta mais assertiva. Os lintéis são considerados como barras flexíveis e ligados continuamente com as barras rígidas dos painéis adjacentes, para se considerar o monolitismo da ligação.

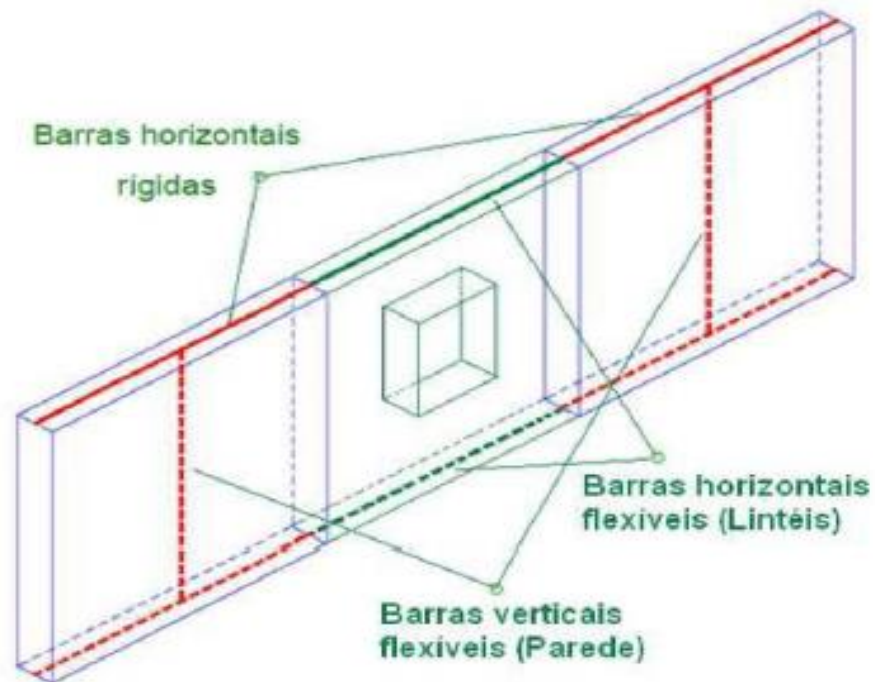
Figura 4.16 – Modelagem de paredes



Fonte: Nascimento, 1999

Para quando os painéis apresentam aberturas, a modelagem deve utilizar de lintéis para que apresente uma resposta mais assertiva (figura 4.17). Os lintéis são considerados como barras flexíveis e ligados continuamente com as barras rígidas dos painéis adjacentes, para se considerar o monolitismo da ligação.

Figura 4.17– Modelagem de paredes utilizando Lintéis



Fonte: Nunes, 2011

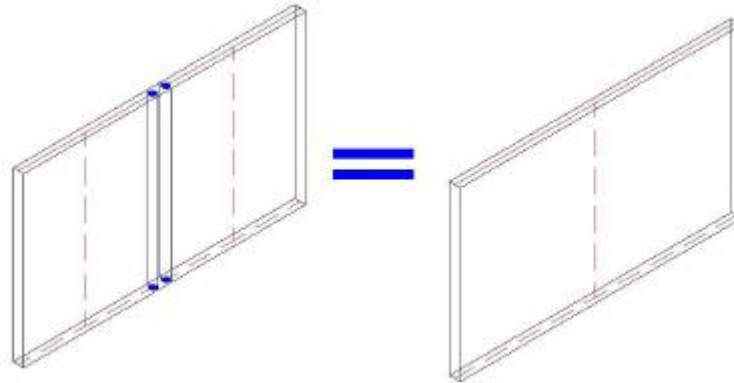
Em alguns momentos pode existir uma junta vertical entre os painéis cujas barras rígidas não são coincidentes. Sendo assim, precisa-se utilizar uma ligação entre nós que simule a interação entre paredes, quando comprovada a transferência de cisalhamento.

Para os painéis que não apresentam nenhum tipo de interação, não há nenhum tratamento especial que deve ser feito, sendo assim, eles ficarão com seus nós finais desconectados.

Já o PCI (2010) sugere que quando for comprovada a resistência ao cisalhamento de juntas verticais entre painéis, eles podem ser representados por um único elemento de barra, com as propriedades geométricas equivalentes à do grupo de painéis (figura 4.18).

Para representação de juntas horizontais, deve-se articular na direção de menor inércia as barras flexíveis que representam a seção de um painel ou grupo de painéis. Desta forma não ocorrerá a transferência de momentos fletores pelas juntas horizontais.

Figura 4.18 – Modelagem de um grupo de painéis com junta vertical resistente a tensão de cisalhamento

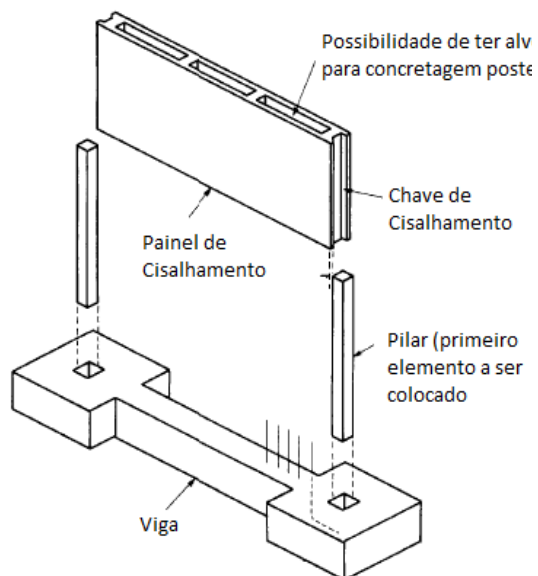


Fonte: Tomo, 2013

5. PAINEL DE PREENCHIMENTO PRÉ-MOLDADO

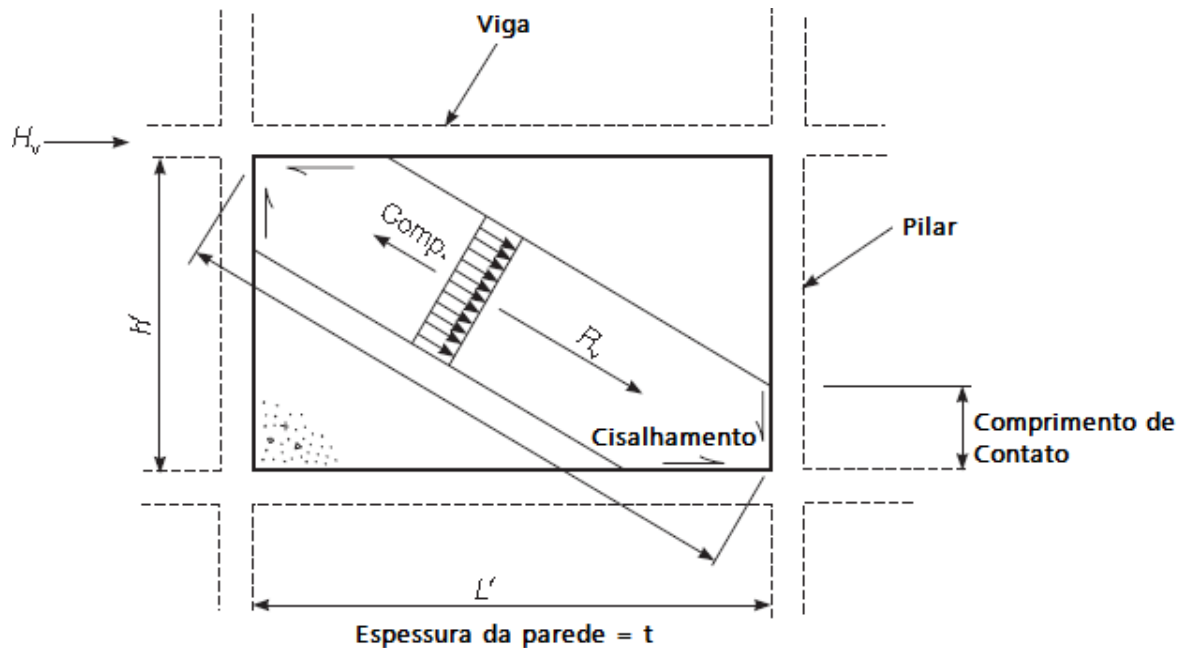
De acordo com o *bulletin 74 – Planning and design handbook on precast building structures* da FIB (2014), painel de preenchimento pré-moldado é um tipo alternativo de parede de contraventamento (Figura 5.1). O painel de preenchimento é travado entre pilares e vigas e, quando submetido a forças horizontais advindas do diafragma feito pelas lajes, desenvolve uma biela de compressão, que entra em equilíbrio com as reações nas vigas e pilares (figura 5.2, 5.3 e 5.4).

Figura 5.1 – Painel de preenchimento,



Fonte: Adaptado de Elliott, 2016

Figura 5.2 – Zona de contato e de tensão em painel de preenchimento



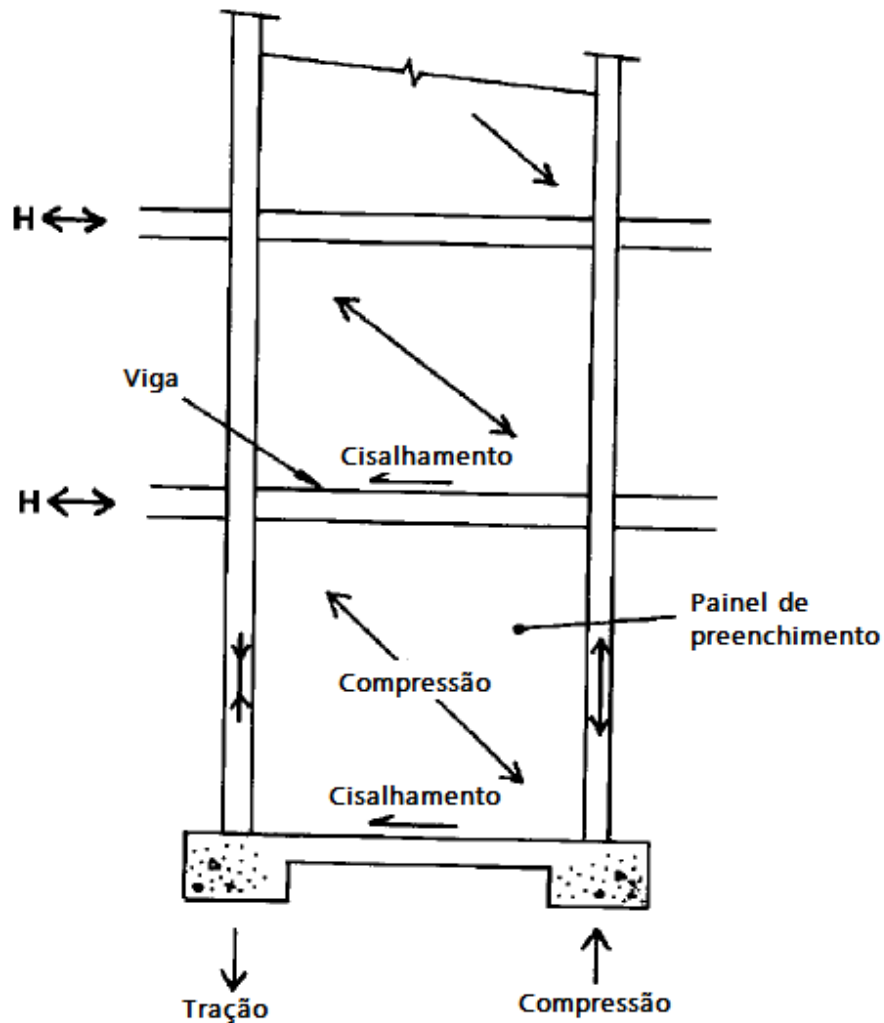
Fonte: Adaptado de Elliott, 2002

Ainda de acordo com a FIB (2014), os painéis de preenchimento podem ser usados para contraventar estruturas em reticulado de concreto entre 12 a 15 pavimentos de altura, pois após essa altura as forças nas amarrações (juntas) do lado da ação de vento dos painéis se tornam excessivas, sendo então necessárias armaduras de tração. O caminho para evitar isso é (i) assegurar que o pilar tenha carga vertical suficiente para compensar o alívio de ação vertical, ou (ii) pares de paredes são colocadas em linha sendo que a compressão de uma parede se oponha à tração na outra parede, ou (iii) uma fundação utilizando vigas-alavanca.

O momento fletor nos pilares é zero, mas as forças axiais devem ser consideradas, particularmente em casos de pouca carga vertical onde os painéis estão posicionados entre pilares de fechamento e esforços de tração (levantamento do pilar) podem ocorrer. Grandes forças de compressão podem resultar nos pilares adjacentes aos painéis de preenchimento fazendo com que sejam necessárias maiores seções (ou armaduras) do que os outros pilares. Colunas adjacentes às paredes de contraventamento em balanço não carregam esforços verticais

adicionais devido à inversão de momento fletor, mesmo com a presença de chaves de cisalhamento verticais contínuas entre o pilar e a parede (FIB, 2014).

Figura 5.3 – Comportamento de um painel de preenchimento em uma estrutura articulada

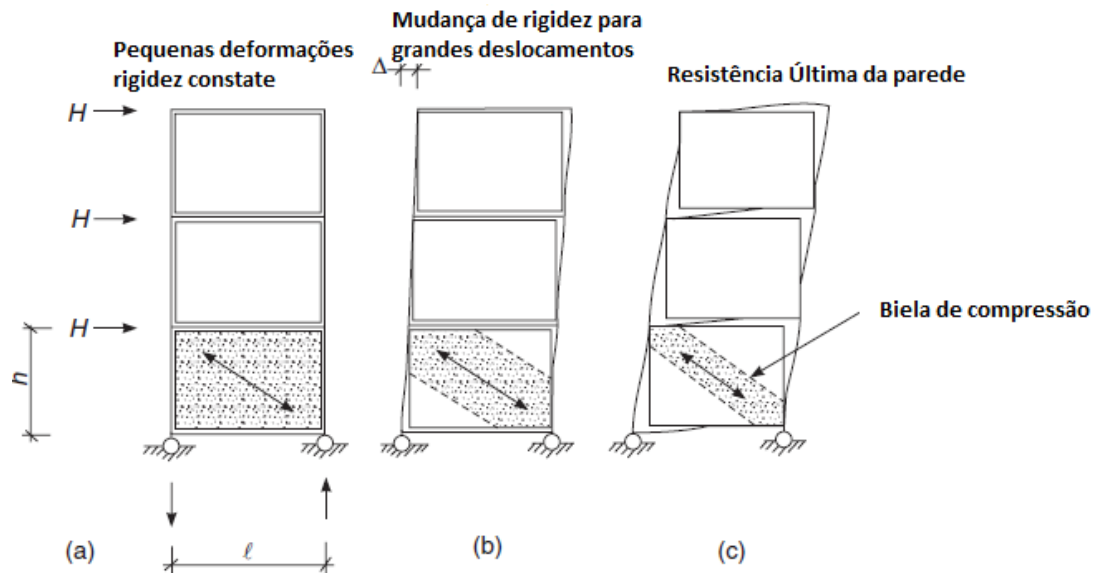


Fonte: Adaptado de Elliott e Jolly, 2013

Segundo Elliott (2002) painéis de preenchimento pré-moldados são painéis de concreto armado posicionados entre pilares, mas não sempre entre vigas, para preencher o vazio deixado pelo pórtico. O seu comportamento depende da interação da estrutura apórticada com o painel para se encontrar a rigidez e resistência do conjunto. Em caso da parede ser feita em estruturas flexíveis (articuladas), sua

resistência a cargas horizontais aumenta consideravelmente devido à ação conjunta com a estrutura.

Figura 5.4 – Formação da biela de compressão em painéis de preenchimento



Fonte: Adaptado de Elliott, 2002

Para esse tipo de painel, é necessário garantir que não existam espaços entre o pilar e o painel, pois se estes existirem, a estrutura se deslocará até o ponto de encontro com o painel, podendo mudar assim o seu comportamento. Também é importante a presença de chaves de cisalhamento nos locais de contato entre o painel e a estrutura devido à falta de armadura na região por motivos de montagem.

A influência dos painéis de preenchimento, que se iniciou com a utilização de paredes de alvenaria, por muito tempo foi ignorada no estudo do comportamento global das estruturas. Madia (2010) diz que um fato que contribuiu para o desenvolvimento do estudo de como é o funcionamento de estruturas de preenchimento junto a estrutura aporticada ocorreu após a conclusão do *Empire State Building*, em Nova York. Devido a uma tormenta, na qual os ventos excederam a velocidade de 145 km/h, foi observado o aparecimento de fissuras nas paredes de alvenaria entre os pisos 29 e 42. Registrou-se também fissuras na interface pórtico/painel. Na verificação dos extensômetros fixos nos pilares metálicos, não foram verificados registros de deformação no pórtico até o início da fissuração do

painel. Isso foi explicado pela alta rigidez dos painéis de alvenaria, que evitaram a distorção dos pórticos metálicos até que sua capacidade de fissuração. Após a perda desta capacidade, houve então a perda de rigidez da estrutura, começando o processo de deformação excessiva nos pórticos.

A partir de eventos como este citado acima, estudos durante os últimos setenta anos comprovam o benefício do preenchimento dos pórticos para o aumento de rigidez global da estrutura e diminuição de suas deformações.

Mesmo com muitos estudos sobre o assunto, grande parte dos engenheiros estruturais ainda ignora a influência dos painéis de alvenaria no momento de se escolher a configuração estrutural, segundo Crisafulli et al. (2000), assumindo que esses painéis são frágeis comparados com a estrutura dos pórticos. A prática da negligência do preenchimento durante a formulação de modelos matemáticos leva a um erro substancial na previsão da rigidez lateral, resistência e ductilidade.

Teoricamente o funcionamento de estruturas preenchidas é similar a uma viga rígida sobre uma base elástica, na qual a sua resistência às forças horizontais é afetada pela deformação e interação dos dois elementos. Porém, a relutância de inúmeros engenheiros em considerar a contribuição das paredes de preenchimento se dá devido ao conhecimento inadequado com comportamento composto das estruturas e a falta de métodos práticos para prever a rigidez e resistência (CRISAFULLI et al., 2000).

Ainda de acordo com Crisafulli et al., observações experimentais mostram que as estruturas com painéis de preenchimento apresentam um comportamento não linear inelástico. Os fatores mais importantes para esse tipo de comportamento são seus modos de ruptura:

- Painel de preenchimento: Fissuras e esmagamento do painel, degradação da rigidez e da resistência;
- Estrutura em volta: Fissuração do concreto, escoamento das armaduras, perda de ancoragem da armadura;
- Interface do painel com a estrutura: Degradação do mecanismo de atrito e adesão, variação do comprimento de contato.

Para Elliott e Jolly (2013) a ocorrência de um colapso da parede e estrutura ao mesmo tempo é muito difícil de ocorrer, devido à grande quantidade de variáveis usadas na análise. Uma das mais importantes variáveis é a qualidade da junta de cisalhamento vertical, que por motivos de produção e montagem não é armada.

Elliott e Jolly (2013) então se propõem a descrever o funcionamento do mecanismo do uso de painéis de preenchimento, dizendo que para cargas iniciais a estrutura terá um funcionamento composto devido a sua união em todas as interfaces. Porém tais cargas podem fazer com que fissuras se desenvolvam entre o painel e o pórtico, menos na região próxima aos cantos, onde o painel irá encostar-se à estrutura aporticada e irá receber esforços de compressão. Neste estágio é conveniente considerar que o painel está agindo como uma diagonal comprimida dentro da estrutura e que a largura efetiva da diagonal depende da rigidez relativa do pórtico e da parede e da razão entre a altura e largura do painel. Essa ação continua até que a resistência ao cisalhamento seja ultrapassada e fissuras, ligeiramente inclinadas para a horizontal, apareçam. Muitas outras fissuras deste tipo podem aparecer com o aumento do carregamento lateral e a falha pode ocorrer devido à perda de rigidez do painel de preenchimento devido às fissuras, do esmagamento ou deslocamento (“*spalling*”) na região de forças concentradas. Em alguns casos o limite pode ser a resistência do pórtico ou das juntas.

Com essa descrição entende-se que é preciso então determinar três itens:

- Determinar o comprimento de contato entre o pórtico e a parede;
- Encontrar uma largura efetiva para a biela equivalente;
- Estabelecer o modo de falha e a resistência do painel de preenchimento.

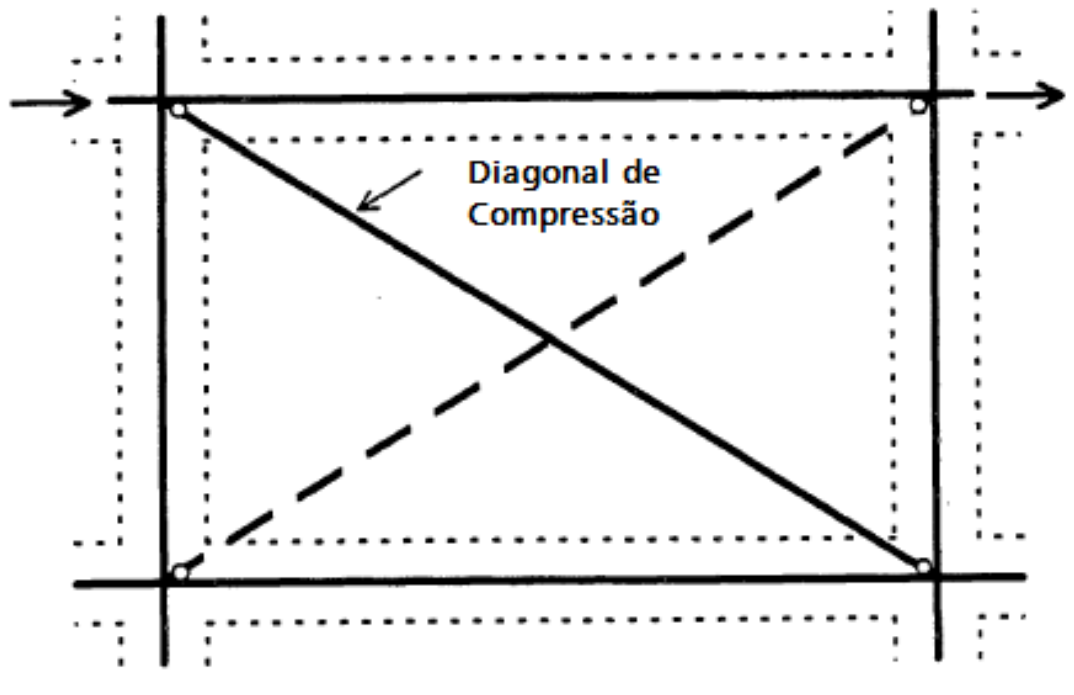
Para que tais itens sejam determinados, vários estudos foram feitos para conseguir encontrar os valores necessários para essa modelagem. A maneira mais usada e consagrada é a da diagonal equivalente.

5.1 MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE DIAGONAL EQUIVALENTE

Em artigo feito por Crisafulli et al. (2000), é mostrado que o estudo de painéis de preenchimento começou a ser feito em 1956 por Polyakov, no qual se utilizavam painéis de alvenaria para preencher pórticos metálicos e de concreto armado.

Polyakov (1956) sugeriu que o efeito do painel de preenchimento em pórticos poderia ser equivalente a uma diagonal de compressão.

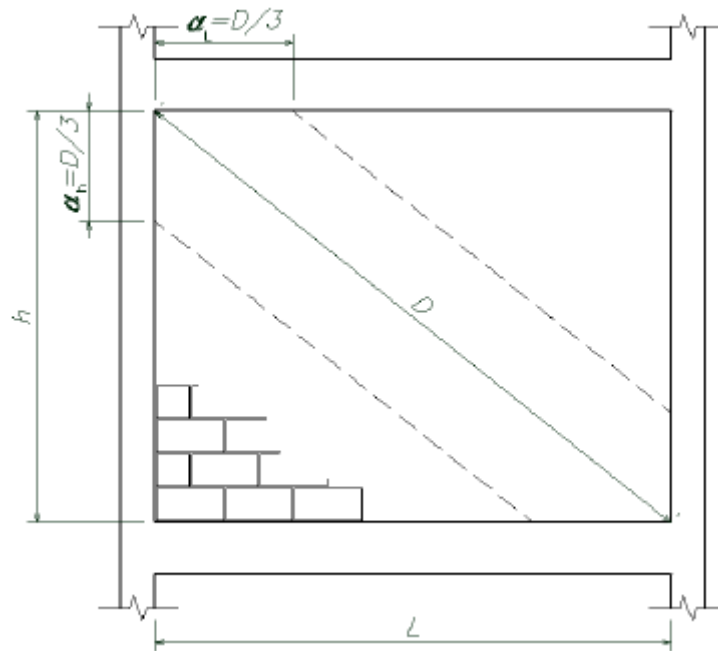
Figura 5.5 – Modelo de diagonal de compressão para pórticos preenchidos



Fonte: Adaptado de Crisafulli et al., 2000

A partir desse estudo, outros pesquisadores começaram a desenvolver as ideias de Polyakov propondo modificações pertinentes para se entender o funcionamento de tais painéis. Holmes (1961 apud Crisafulli et al., 2000) propôs que a diagonal equivalente de compressão deveria ter uma largura igual a um terço do tamanho da diagonal (Figura 5.6). Já Stafford-Smith (1962) fez novas verificações na aproximação feita por Holmes através de uma série de testes, investigando mais precisamente a largura equivalente da biela. Foi então verificado que a diagonal equivalente de compressão é altamente dependente da rigidez relativa entre o pórtico e o painel e também da geometria do painel.

Figura 5.6 – Diagonal Equivalente segundo Holmes (1961)



Fonte: Madia, 2012

Stafford-Smith (1962) primeiramente aplicou a analogia da viga sobre uma base elástica considerando que o pilar de um pórtico não preenchido sobre carregamento lateral pode ser modelado como metade de uma viga sobre uma base elástica que, quando carregada com uma carga concentrada P centrada, mantém um contato com a fundação em um comprimento conhecido como comprimento característico α , dado por:

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi \cdot P}{2 \cdot \lambda_h \cdot h}$$

Onde o λ_h é um parâmetro que expressa a rigidez relativa entre a estrutura aporticada e o painel de preenchimento, no qual:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_i \cdot t \cdot \text{sen}2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I \cdot h'}}$$

No qual:

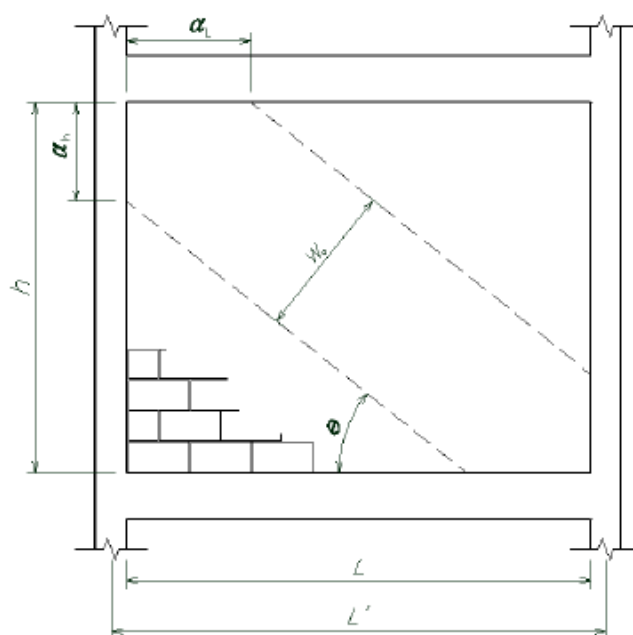
- E_i = Módulo de Elasticidade do painel de preenchimento
- E_c = Módulo de Elasticidade do pórtico
- t = Espessura do painel de preenchimento
- θ = Ângulo da diagonal de compressão com o eixo horizontal
- I = Momento de Inércia mínimo das vigas ou pilares
- h' = Altura total do painel de preenchimento

Na figura 5.7, é possível ver que existem os comprimentos α_L e α_h ; isso se deve ao fato de que o estudo foi feito para paredes de alvenaria, a qual têm diferenças na resistência a compressão na direção vertical (ensaio comum de prisma) e na horizontal (Parsekian et al., 2012). Para o caso de painéis pré-moldados, pode-se ter como premissa que o painel de concreto tem comportamento isotrópico, sendo utilizada a mesma formulação tanto para vertical como para horizontal.

Segundo Sttaford-Smith (1962), o cálculo da largura da diagonal equivalente é dado por:

$$w = \sqrt{\alpha_L^2 + \alpha_h^2}$$

Figura 5.7 – Diagonal Equivalente segundo Sttaford-Smith



Fonte: Madia, 2012

Mainstone (1971), Liam e Kwan (1978) propuseram equações baseadas em informações retiradas de experimentos e análises numéricas, sendo respectivamente:

$$w = 0,16 \cdot \lambda^{-0,3} \cdot d_m$$

$$w = \frac{0,95 \cdot h \cdot \cos\theta}{\sqrt{\lambda}}$$

Existem outros estudos que apresentam maneiras para se calcular o comprimento de contato entre o painel e a estrutura de pórticos. Porém, baseando-se na maneira como é amplamente divulgada e aceita na Europa e no Canadá, as equações de Sttaford Smith, Carter e Mainstone são as mais utilizadas junto às diretrizes do Eurocode 2, da norma Inglesa (British Standard – BS 8110) e da norma canadense CSA S304.1.

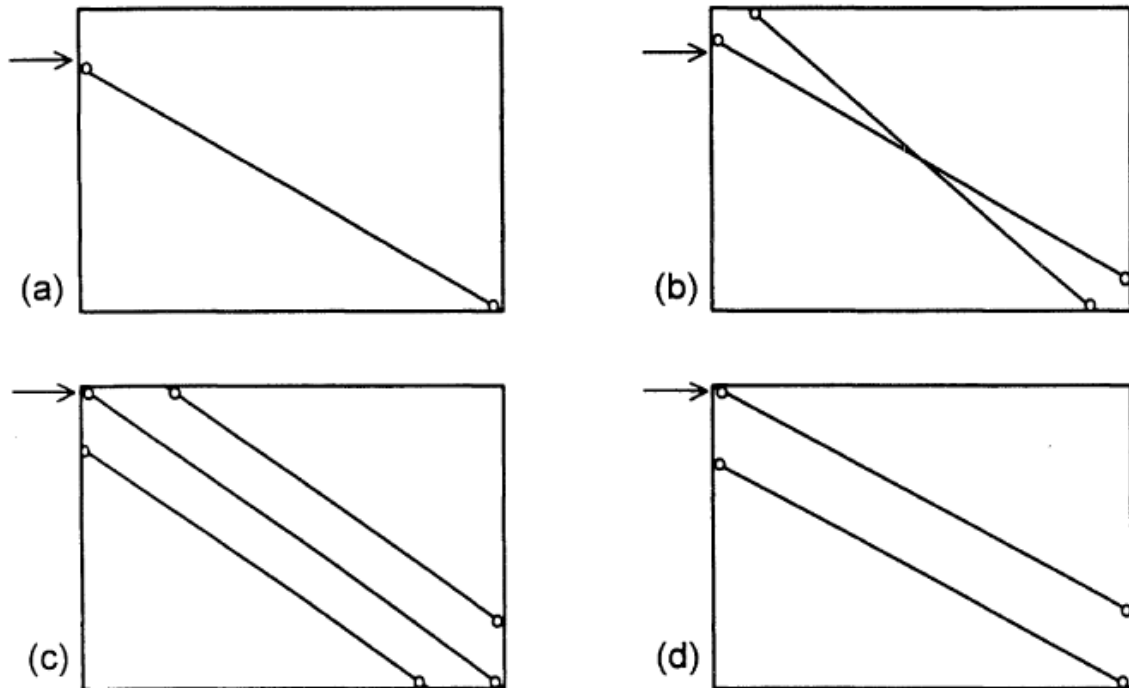
A análise de estruturas que contêm tais painéis é comumente representada como uma estrutura treliçada articulada, no qual paredes, vigas e pilares são transformados em bielas diagonais, banzos e tirantes respectivamente. Essa analogia de acordo com Elliott e Jolly (2013) é inadequada, pois a transferência de carga ocorre sobre uma região estendida da interface parede-viga-pilar e a distribuição de esforços sobre o comprimento de contato é semiparabólico/triangular.

Diferentes métodos de simulação da estrutura com elementos unifilares foram estudados para evitar tal aproximação, sendo alguns deles mostrados na figura 5.8.

A figura 5.8 (a) foi baseada em resultados de experimentos que verificaram danos no canto superior, podendo ser usado quando a falha por cisalhamento ocorre no topo dos pilares.

Já as figuras 5.8 (b), (c) e (d) mostram modelos com múltiplas diagonais. A maior vantagem desse tipo de modelo, retirando o aumento da complexidade do modelo, é a possibilidade de mostrar as ações no pórtico mais próximas da realidade.

Figura 5.8 – Modificação no modelo de diagonal de compressão e modelos com múltiplas diagonais:

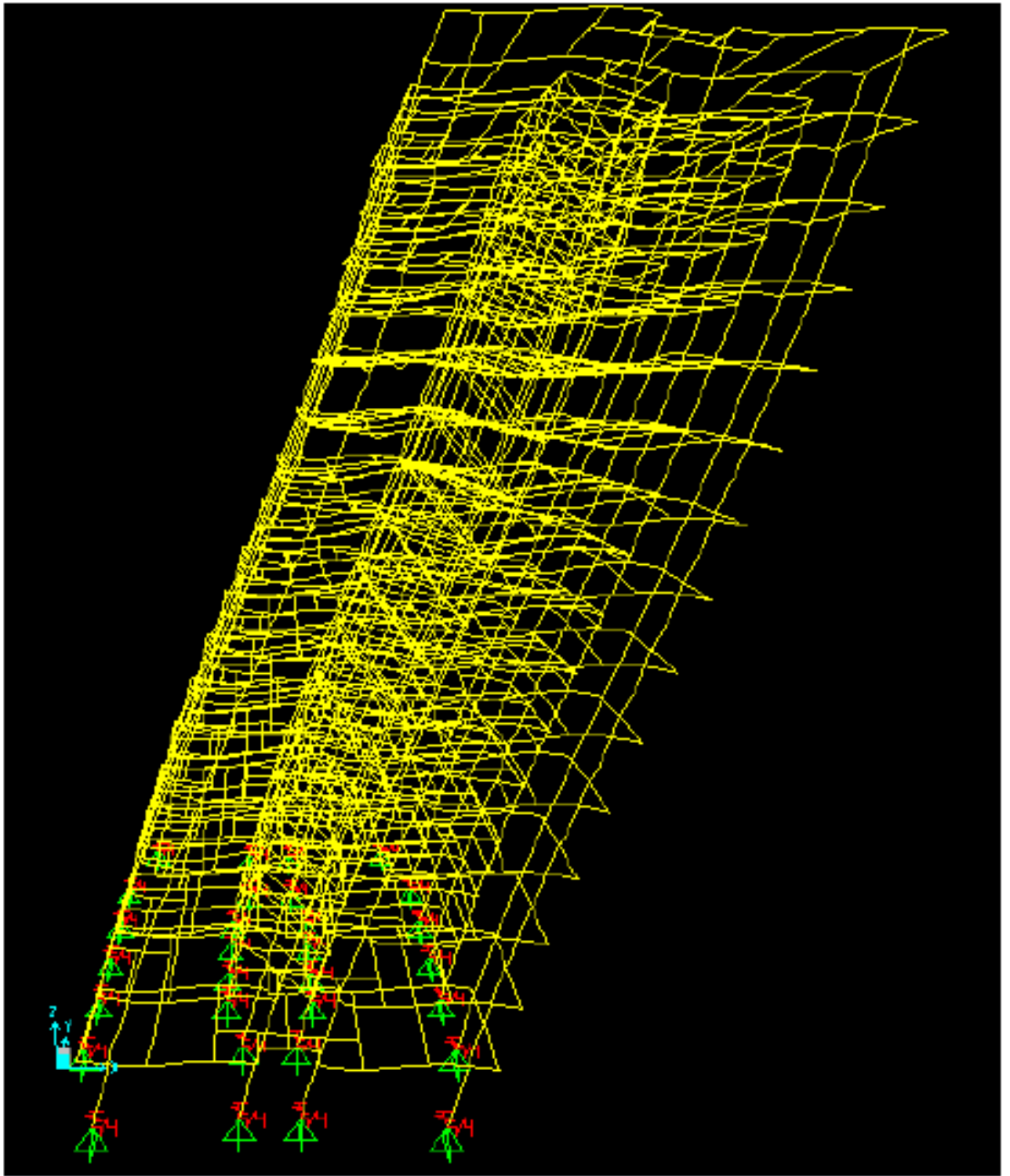


Fonte: Crisafulli et al., 2000

Porém, Soriani (2013), em seu trabalho utilizando painéis de concreto para preenchimento em estruturas pré-moldadas, mostra que a utilização de apenas uma diagonal de compressão faz com que a estrutura modelada tenha uma maior deformação (figura 5.9) do que de uma estrutura com o painel de preenchimento sendo simulado como um elemento de chapa (figura 5.10), sendo que, dependendo da modelagem, essa diferença pode chegar em até 18%. Com isso, os esforços de segunda ordem apresentados são maiores do que os que realmente irão existir, então a modelagem está a favor da segurança.

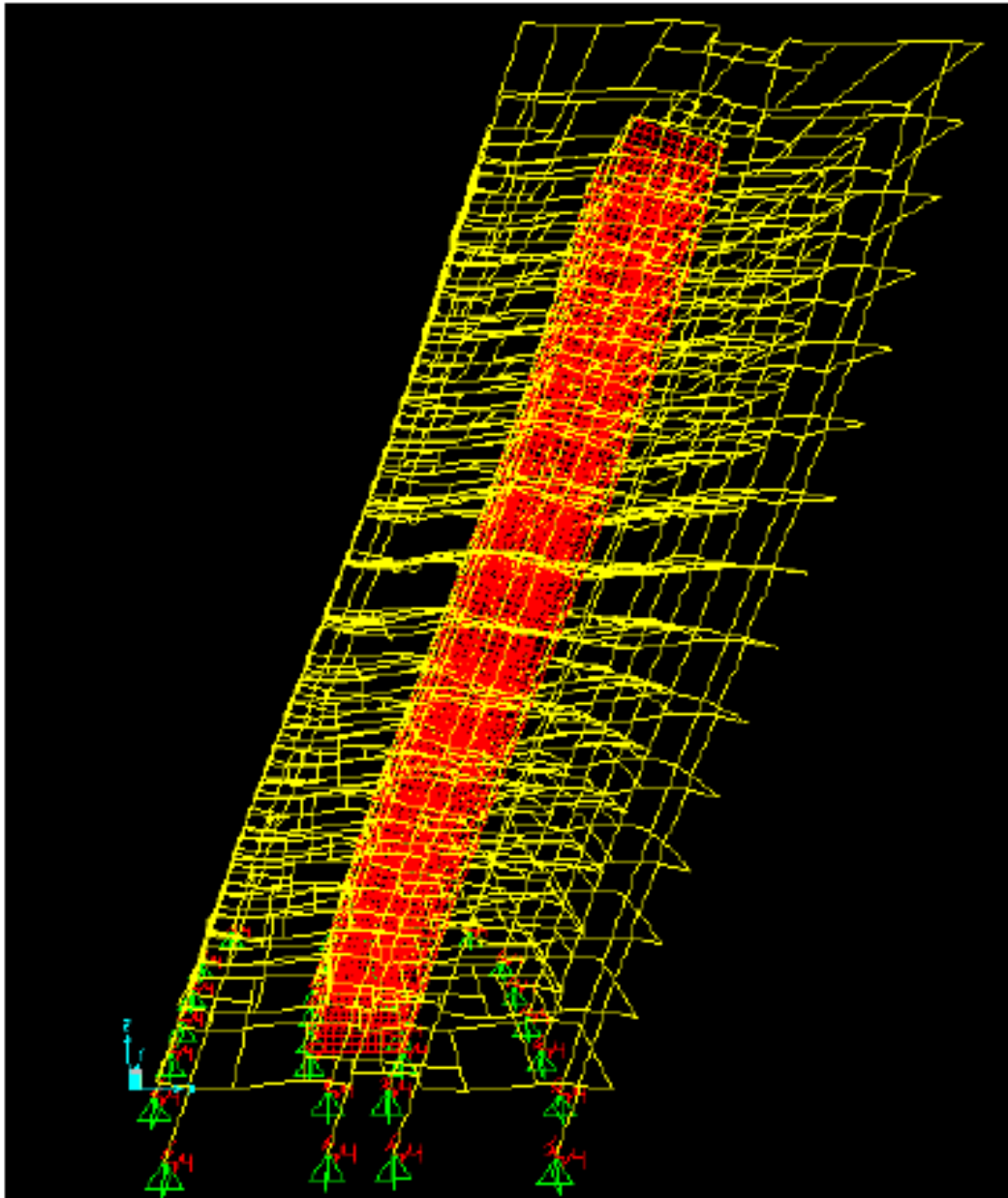
Sendo assim entende-se que para o estudo global da estrutura, a utilização da diagonal única para compressão traz resultados mais conservadores para os esforços internos da estrutura, podendo ser levada em consideração para dimensionamento da estrutura.

Figura 5.9 – Deformada de um edifício utilizando o método de diagonais de compressão



Fonte: Soriani, 2013

Figura 5.10 – Deformada de um edifício utilizando painéis de preenchimento como elementos de chapa



Fonte: Soriani, 2013

Utiliza-se para a modelagem de estruturas com painéis de preenchimento então o modelo de diagonal de compressão única. Nesse modelo a largura dele é dado pelas equações mostradas anteriormente neste capítulo, e sua espessura é igual à espessura do painel.

Com isso, pode-se então estudar como é feito o dimensionamento dos painéis de acordo com as normas do Eurocode e inglesa (BS8110).

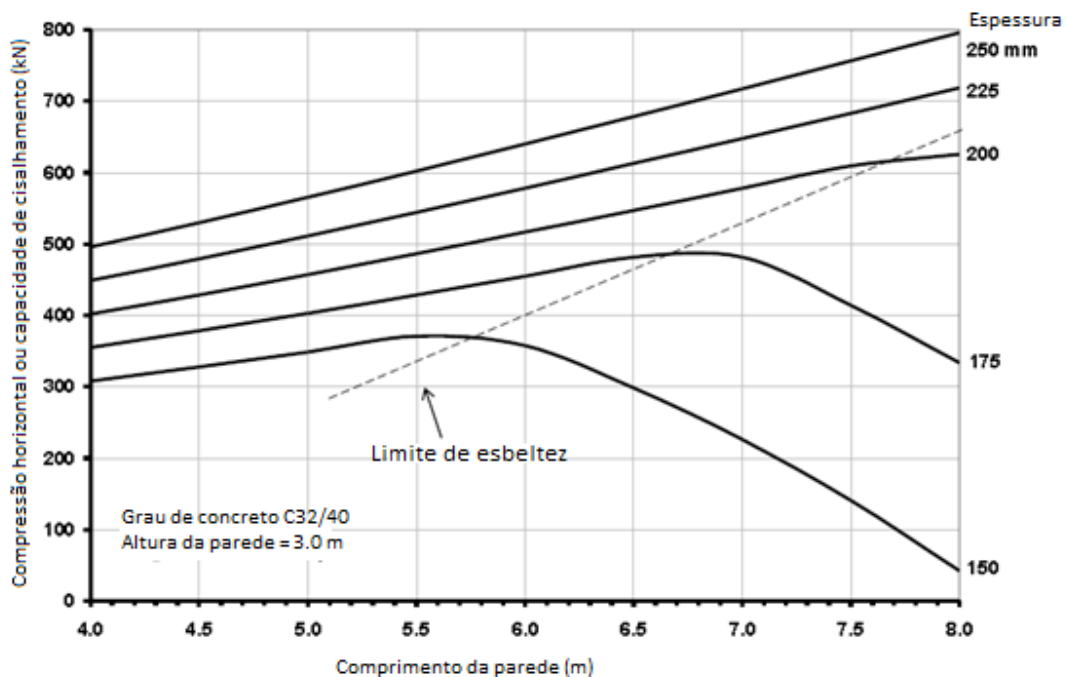
5.2 MÉTODOS DE DETALHAMENTO DE PAINÉIS DE PREENCHIMENTO PRÉ-MOLDADOS

No livro *Multi-storey Precast Concrete Framed Structures*, Elliott e Jolly (2013) mostram como Wright (1981) traçou um método para a utilização de painéis de preenchimento de concreto. Ele utilizou as suposições feitas por Sttaford Smith e Carter (1969) para preenchimento com alvenaria, combinadas com o trabalho de Mainstone (1972), que utilizou microconcreto ao invés de alvenaria:

- (1) No momento em que existe o deslocamento da estrutura, parte dos esforços passa para o painel de preenchimento, formando uma biela de compressão, e como esse elemento apresenta grande rigidez, ele absorve parte dos esforços. A largura efetiva da biela depende primeiramente na rigidez relativa, na altura do painel e no ângulo Θ formado pela biela. Mas essa largura é diminuída de acordo com a ultrapassagem da carga de fissuração do concreto;
- (2) A tração diagonal no painel é ignorada, mas a quantidade de aço deve ser suficiente para prevenir fissuras diagonais excessivas e manter o formato intrínseco do painel, particularmente em seus cantos;
- (3) Paredes esbeltas são projetadas como paredes planas contraventadas de concreto. A taxa de armadura é usualmente menor do que 0,2% (0,4% levando em consideração os desvios devido à produção ou montagem); tal armadura se deve em grande parte por necessidade de resistir o momento de desforma e montagem;
- (4) A resistência ao cisalhamento na interface da viga com o painel é também baseada no cisalhamento de paredes planas;
- (5) O painel de preenchimento não recebe carregamentos advindos da estrutura. As vigas do pavimento são consideradas isoladas dos painéis, mesmo que o espaço entre elas seja grauteado;
- (6) Os painéis não são submetidos a carregamentos de vento dentro e fora do seu plano simultaneamente. Turbilhões que ocorrem em pátios fechados de prédios em formato "I" podem em circunstâncias extremas apresentar mutualmente ações de ventos perpendiculares para partes da estrutura.

Para situações na qual a carga de cisalhamento vertical não apresenta valores excessivos, pode ser utilizada a tabela apresentada no Eurocode 2 e na norma Inglesa (BS 8110):

Figura 5.11 – Gráfico de capacidade última horizontal de painéis pré-moldados de preenchimento



Fonte: Eurocode/BS 8110, 2005

Mas para verificação da seção mais econômica do painel de preenchimento é possível verificar os cálculos tanto pelo Eurocode 2 como pela British Standard 8110, sendo elas mostradas nos itens 5.3 e 5.4.

5.3 CÁLCULO A PARTIR DO EUROCODE 2

De acordo com o Eurocode 2 a resistência à compressão de projeto é multiplicada por 0,8, sendo então:

$$f_{cd,pl} = \frac{0,8 \cdot 0,85 f_{ck}}{1,5} = 0,453 \cdot f_{ck}$$

Esta redução é feita devido à menor ductilidade e menor confinamento, natural de paredes planas de concreto.

Já a resistência da biela de compressão (R_V) é dada por:

$$R_V = 0,453 \cdot f_{ck} \cdot 0,1 \cdot w \cdot (t - 2 \cdot e_i)$$

No qual:

f_{ck} – Resistência à compressão do concreto;

w – Comprimento da diagonal de compressão;

t – Largura do painel (também a largura da diagonal de compressão);

e_i – Consideração sobre imperfeição do painel:

$$e_i = \frac{h'}{400}$$

A componente horizontal de R_V dá a força de cisalhamento $H_V = R_V \cdot \cos\theta$ é

$$H_V = 0,0453 \cdot f_{ck} \cdot L' \cdot (t - 2 \cdot e_i)$$

Sendo:

L' – Comprimento do painel de preenchimento

A esbeltez dos painéis de preenchimento é limitada de acordo com as equações:

$$\lambda = \frac{L_e \cdot \sqrt{12}}{t} < 86 \text{ ou } \frac{L_e}{t} < 25$$

Sendo que:

L_e - Comprimento de flambagem do painel, sendo ele calculado:

$$L_e = \beta \cdot w'$$

Nesta fórmula w' é o comprimento da diagonal do painel de preenchimento e o coeficiente β depende da altura e comprimento do painel. Se o comprimento do painel (L') for maior que a altura do painel (H'), então o valor de β é:

$$\beta = \left[1 + \left(\frac{H'}{L'} \right)^2 \right]^{-1}$$

Se a altura do painel for maior que o comprimento:

$$\beta = \frac{L'}{2 \cdot H'}$$

Para o Eurocode, quando a razão de esbeltez $L_e/t > 6,5$, as equações acima são modificadas de acordo com a cláusula específica, usando um fator ϕ de acordo com a esbeltez.

$$R_V = 0,453 \cdot f_{ck} \cdot 0,1 \cdot w' \cdot \phi$$

Sendo:

$$\phi = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} - 0,02 \cdot \frac{L_e}{t} \right) \leq \left(1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \right)$$

Valores de H_V em termos de L' e t são plotados graficamente, sendo então transformado no gráfico do Eurocode 2 (figura 5.11).

Nos cantos, já foi mostrado que o comprimento de contato dado por Sttaford-Smith (1966) é:

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda_h}$$

Embora o comprimento de contato ao longo da viga seja $0,5L'$, no caso de pré-moldados, onde não há fissuração da interface, o comprimento de contato pode ser tomado como a extensão total L' .

A cláusula que leva em consideração as resistências de cisalhamento das interfaces lisas nos dá as seguintes verificações:

$$V_{Rv} = c \cdot 0,14 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \alpha \cdot t \leq R_v \cdot \text{sen}\theta$$

$$H_{Rv} = R_v \cdot \text{cos}\theta \leq \left(c \cdot 0,14 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} + \mu \cdot \sigma_n \right) L' \cdot t$$

No qual:

c – Coeficiente de resistência ao cisalhamento;

μ – Coeficiente de atrito;

σ_n – Tensão de compressão.

Cisalhamentos horizontais residuais podem ser absorvidos por armaduras fixadas nas vigas e grauteadas em furos nas paredes. O excesso de cisalhamento vertical é absorvido pela ligação viga-pilar.

A resistência nos cantos da parede, que se estende pela distância de $L'/2$ do canto, é checada a partir do concreto com menor resistência entre a viga, o painel e o graute, sendo então a equação:

$$R_v \cdot \text{sen}\theta = 0,567 \cdot f_{ck} \cdot L' \cdot t/2$$

5.4 CÁLCULO A PARTIR DO BS 8110

De acordo com o British Standard 8110, a resistência à compressão de projeto é multiplicada por 0,3, sendo então:

$$f_{cd,pl} = 0,3 \cdot f_{cu}$$

Esta redução é feita devido à menor ductilidade e menor confinamento, natural de paredes planas de concreto.

Já a resistência da biela de compressão (R_v) é dada por:

$$R_V = 0,3 \cdot f_{cu} \cdot 0,1 \cdot w \cdot t$$

A componente horizontal de R_V dá a força de cisalhamento $H_V = R_V \cdot \cos\theta$ é

$$H_V = 0,03 \cdot f_{cu} \cdot L' \cdot t$$

A esbeltez dos painéis de preenchimento é limitada de acordo com as equações:

$$\frac{L_e}{t} = \frac{0,75 \cdot w'}{t} < 30$$

Para o BS 8110, quando a razão de esbeltez $w/t > 12$, as equações acima são modificadas de acordo com cláusula específica da norma britânica, e o comprimento efetivo da parede é $L_e = 0,75 \cdot w'$

$$R_V = 0,3 \cdot f_{ck} \cdot 0,1 \cdot w' \cdot (t - 1,2 \cdot e_x - 2 \cdot e_{add})$$

Sendo:

$$e_x = 0,05 \cdot t \text{ e } e_{add} = \frac{L_e^2}{2500 \cdot t}$$

Valores de H_V em termos de L' e t são plotados graficamente, sendo então transformado no gráfico do BS 8110 (figura 5.11).

Nos cantos, já foi mostrado que o comprimento de contato dado por Stafford-Smith (1966) é:

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda_h}$$

Embora o comprimento de contato ao longo da viga seja $0,5L'$, no caso de pré-moldados, onde não há fissuração da interface, o comprimento de contato pode ser tomado como a extensão total L' .

A cláusula que leva em consideração as resistências de cisalhamento das interfaces lisas nos dá as seguintes verificações:

$$V_{Rv} = 0,45 \cdot \alpha \cdot t \leq R_v \cdot \text{sen}\theta$$

$$H_{Rv} = R_v \cdot \text{cos}\theta \leq 0,45 \cdot L' \cdot t$$

Cisalhamentos horizontais residuais podem ser absorvidos por armaduras fixadas nas vigas e grauteadas em furos nas paredes. O excesso de cisalhamento vertical é absorvido pela ligação viga-pilar.

A resistência nos cantos da parede, que se estende pela distância de $L'/2$ do canto, é checada a partir do concreto com menor resistência entre a viga, o painel e o graute, sendo então a equação:

$$R_v \cdot \text{sen}\theta = 0,6 \cdot f_{cu} \cdot L' \cdot t/2$$

Com isso, utilizando os painéis de preenchimento para redistribuir os esforços nos pilares dos pórticos, muda-se a deformação do edifício e com isso diminui-se a taxa de armadura neles.

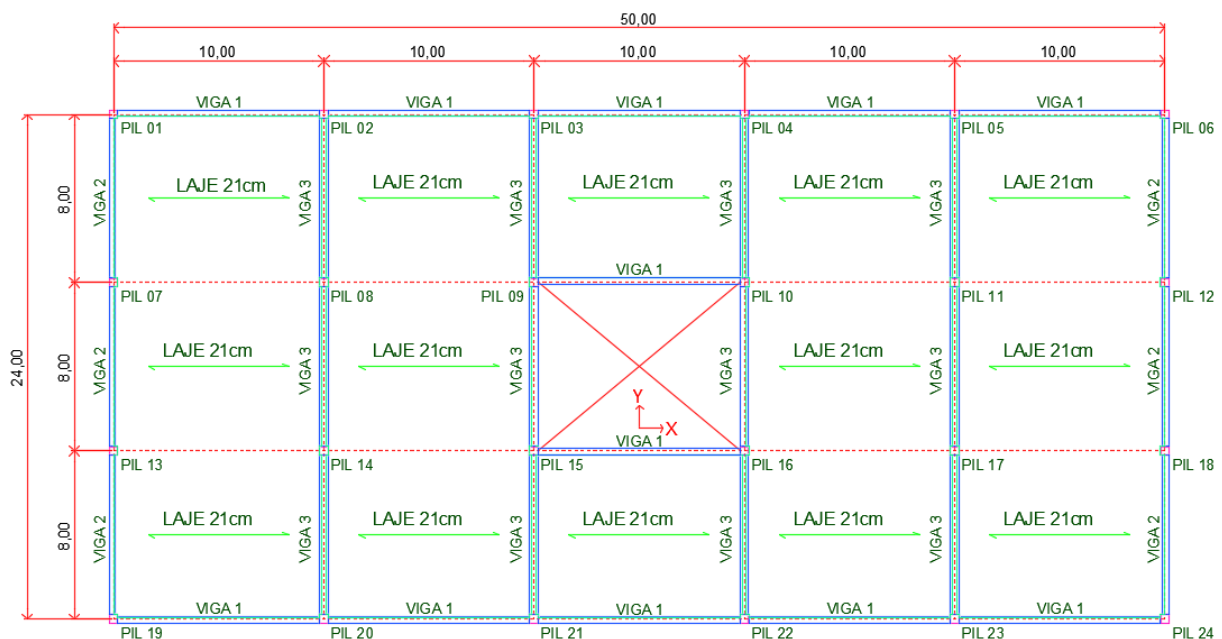
De acordo com Elliot e Jolly (2013) o dimensionamento do painel de preenchimento pela norma BS8110 é melhor balanceado do que o dimensionamento pelo Eurocode 2 pois a limitação da esbeltez do painel ($\lambda < 25$) é mais restritiva do que sua resistência à compressão.

6. SIMULAÇÕES ESTRUTURAIS

Neste capítulo mostram-se como foram feitas as simulações das nove estruturas propostas na metodologia de pesquisa. Três edifícios para cada solução estudada de contraventamento (pórticos com ligações resistentes a momento fletor, paredes de contraventamento e painéis de preenchimento) foram modelados de acordo com os objetivos expostos para este trabalho. A diferença entre os edifícios da mesma solução de estabilização estrutural está na altura das edificações (21 m, 41 m e 81 m de altura).

O projeto utilizado para tal verificação tem três módulos com vãos de vigas de oito metros e cinco módulos de vãos de laje e viga de dez metros (figura 6.1), que são vãos usuais no mercado de estruturas pré-moldadas.

Figura 6.1 – Planta do pavimento tipo que será utilizado no estudo



PLANTA DOS PAVIMENTOS TIPO
ESC.:1:100

Fonte: Próprio autor, 2017

O “*shaft*” central tem como objetivo simular a abertura necessária para caixa de escada e elevadores. Faz-se isso, pois o local mais comum e eficiente de utilização

das paredes de contraventamento e dos painéis de preenchimento é nessa localização.

Todos os edifícios têm o primeiro pavimento com altura maior (cinco metros) devido à tendência do mercado de fazer os primeiros andares com pé-direito mais alto. Os outros pavimentos têm alturas iguais (quatro metros cada), até o último pavimento. Em todas as simulações os pilares foram considerados engastados em suas bases.

Foram consideradas na modelagem as seguintes cargas:

- Peso próprio da estrutura;
- Peso de capa de concreto moldada no local de 6cm de altura (150 kgf/m²);
- Peso de fechamento em painéis pré-moldados de 300 kgf/m²
- Sobrecargas Permanentes + Acidentais de 500 kgf/m²;
- Laje atuando como diafragma rígido;
- Ação do vento de acordo com a norma ABNT NBR 6123:1988 (Apêndice 02) – Estruturas consideradas na cidade de São Paulo.

Utilizou-se também da norma ABNT NBR 6118:2014 as combinações de ações necessárias para verificação da estrutura tanto no Estado Limite Último quanto no Estado Limite de Serviço.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2013), as combinações de ações que têm a ação de vento como secundária apresentam os maiores valores de fatores de segunda ordem (γ_z). Porém, as combinações de ações para o Estado Limite Último foram feitas levando em consideração tanto a carga acidental como principal, quanto a ação do vento. Isso se deve ao fato de que nas estruturas aporricadas, as combinações em que o vento é a ação principal, os momentos fletores positivos nas ligações são maiores que em outras combinações. Sendo assim, seguiu-se a seguinte equação:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \psi_{0j} F_{q2j})$$

Sendo:

F_d – Valor de cálculo das ações para combinação última;

$\gamma_g = 1,3$ - Coeficiente de ponderação de ação no estado limite último para peças pré-moldadas com alto controle de qualidade;

$\gamma_{\varepsilon g} = 1,4$ - Coeficiente de ponderação de ação no estado limite último para cargas permanentes;

$\gamma_q = 1,4$ - Coeficiente de ponderação de ação no estado limite último para cargas acidentais;

$\psi_{0j} = 0,7$ (Acidentais), 06 (Vento) – Fator de redução de combinação do Estado Limite Último para ações variáveis secundárias.

Para o Estado Limite de Serviço foi considerada a combinação frequente para verificação de deslocamentos e o vento como ação principal.

$$F_{d, serv} = F_{gk} + F_{\varepsilon gk} + \psi_1 F_{q1k} + \psi_2 F_{q2k}$$

Sendo:

$F_{d, serv}$ – Valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

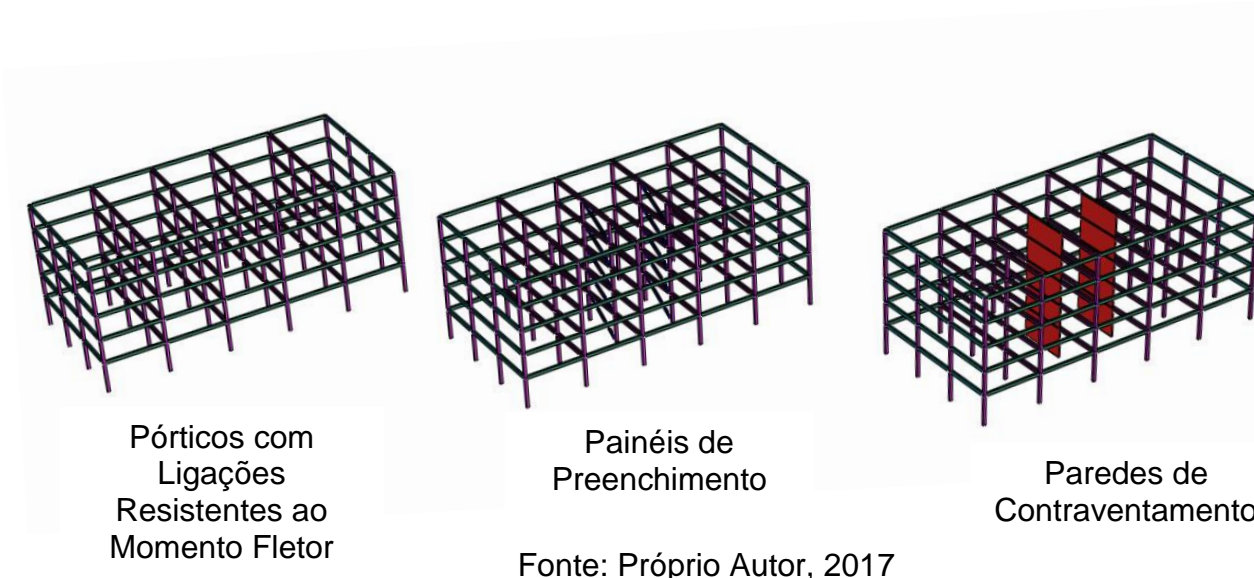
$\psi_1 = 0,3$ – Fator de redução para combinações frequentes no Estado Limite de Serviço (Vento);

$\psi_2 = 0,4$ - Fator de redução para combinações quase permanentes no Estado Limite de Serviço (Acidental);

$\gamma_q = 1,4$ - Coeficiente de ponderação de ação no estado limite último para cargas acidentais.

As simulações foram feitas de acordo com os estudos levantados no fundamento teórico (figura 6.2). Utilizou-se a rigidez da ligação proposta pela nova norma de pré-moldado ABNT NBR 9062:2017 para estruturas aporricadas. Para estruturas com paredes de contraventamento foi utilizado o estudo feito por Tomo (2013), que utiliza barras rígidas e flexíveis para simular as paredes de contraventamento. Já para as estruturas com painéis de preenchimento, foi utilizado o estudo feito por Soriani (2013) e por Madia (2012), no qual o painel é modelado como apenas uma diagonal comprimida. Importante frisar que todas as modelagens levaram em consideração os efeitos de não linearidade física conforme indicado no anexo A da norma ABNT 9062:2017.

Figura 6.2 – Simulação das estruturas no programa de cálculo estrutural



Para a verificação da estabilidade global das estruturas fez-se a utilização do coeficiente γ_z . Para as estruturas com pórticos com ligações resistentes ao momento fletor, o coeficiente γ_z foi limitado em 1,2 para ambas as direções, pois de acordo com Ferreira, Elliott e Sarakot (2010) tal valor é o limite para considerar o comprimento de flambagem dos pilares como a altura de cada pavimento. Já para as estruturas com painéis de preenchimento e paredes de contraventamento, foi considerado como valor máximo do coeficiente γ_z o valor de 1,1, pois assim a estrutura tem a característica de nós fixos.

O programa computacional escolhido para o estudo do comportamento das estruturas foi o SAE STRAP devido à sua simplicidade, rapidez na obtenção dos esforços e por ter a capacidade de utilização das rigidezes das ligações calculadas através da formulação da norma ABNT NBR 9062:2017.

Finalizaram-se as simulações fazendo o quantitativo de concreto e aço utilizado em cada solução, não sendo levado em conta as armaduras necessárias no capeamento. Sendo assim, todos os valores encontrados são provenientes apenas do que é utilizado nas fábricas de pré-moldado.

6.1 PÓRTICOS COM LIGAÇÕES RESISTENTES AO MOMENTO FLETOR

Para tais estruturas foram utilizados dois tipos de ligações. A ligação com chumbador e almofada de elastômero foi utilizada na estrutura com cinco pavimentos (tipo 1 e 3 da norma ABNT NBR 9062:2017). Já para as estruturas com dez e 20 pavimentos foram utilizadas ligações com chapas soldadas (Tipo 2 da norma ABNT NBR 9062:2017). Para todas elas encontraram-se suas rigidezes a partir da equação da norma ABNT NBR 9062:2017:

$$R_{sec} = \frac{kA_s E_s d^2}{L_{ed}}$$

Na qual:

L_{ed} – Comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (segundo figura 6.3)

d – Altura útil da seção resistente na ligação negativa

E_s – Módulo de elasticidade do aço

A_s – Armadura de continuidade negativa.

k – Coeficiente de ajustamento da rigidez secante

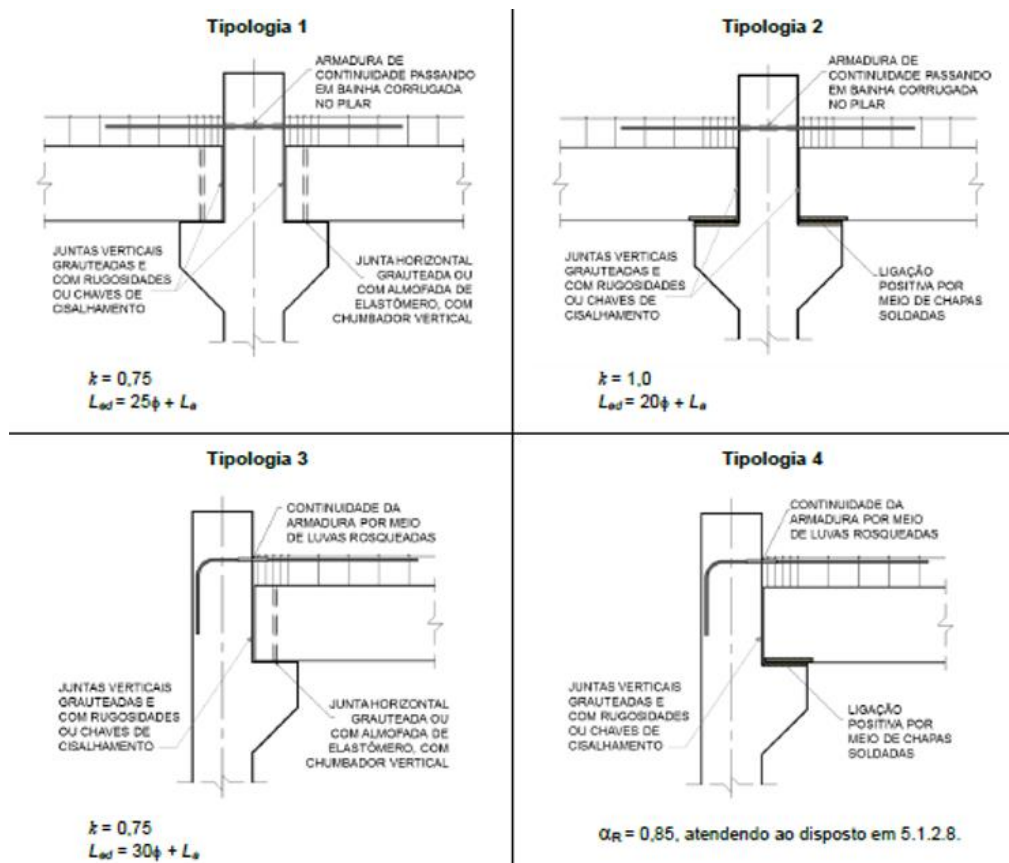
Os parâmetros L_{ed} e k são apresentados na Figura 6.3 deste trabalho e também são apresentados na norma de pré-moldados

Porém, para as situações nas quais se apresentam luvas rosqueadas e chapa soldada, não foi seguida a diretriz da norma que diz que tal ligação (tipologia 4) pode ser considerada monolítica. A desconsideração acontece, pois a utilização de luvas para armadura negativa se dá na grande maioria das vezes em pilares de canto ou de borda, no qual existe espaço limitado para inserção delas, fazendo com que as armaduras trabalhem com grande nível de tensão. Ao se trabalhar nessa situação, a ligação tende a apresentar maior rotação, fazendo com que seu fator de restrição (α_r) diminua e fique abaixo do valor de 0,85 e que a razão $M_{sd,rig}/M_{y,lim}$ seja menor que 0,85, sendo a ligação semirrígida de acordo com a nova norma de pré-moldados. Com

isso, para o cálculo da rigidez da ligação a partir da nova norma de pré-moldados, utilizaram-se os valores de k e L_{ed} utilizados na tipologia 2.

Para estas três estruturas seguiram-se os passos preconizados por Ferreira et al. (2010) para simulação de estruturas aporricadas em pré-moldado de concreto. São então mostradas as simulações de estrutura de acordo com a quantidade de pavimentos.

Figura 6.3 – Tipologias das ligações para estruturas pré-moldadas



(Fonte: ABNT NBR 9062:2017, 2017)

6.1.1 EDIFÍCIO COM CINCO PAVIMENTOS

Para essa estrutura concebeu-se a utilização de pilares com seção de 50 cm x 40 cm, vigas laterais protendidas com seção de 30 cm x 50cm (VIGA 1 e 2) e vigas

centrais também protendidas com seção de 40 cm x60 cm (VIGA 3). Todas as vigas são consideradas como compostas para verificação global da estrutura, utilizando a laje e a capa estrutural para aumentar sua altura total. Também foi considerado que essas vigas apoiam sobre consolos com aparelhos elastoméricos.

Inicialmente considerou-se a estrutura com ligações monolíticas e rigidez das vigas e pilares diminuídas de acordo com as diretrizes da norma ABNT NBR 6118:2014 (multiplicada a rigidez das vigas por 0,4 e dos pilares por 0,8).

A partir da simulação, encontram-se os maiores valores de momento fletor nas ligações, e com isso permitiu-se pré-dimensionar a quantidade necessária de armaduras nas ligações (tabela 6.1). O pré-dimensionamento é feito através da equação:

$$A_s \geq M_{Sd,rig} / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d)$$

A seguir mostram-se os maiores valores de momento fletor negativo nas ligações das vigas e a quantidade de armadura necessária.

Tabela 6.1 – Armadura negativa necessária para ligação viga-pilar

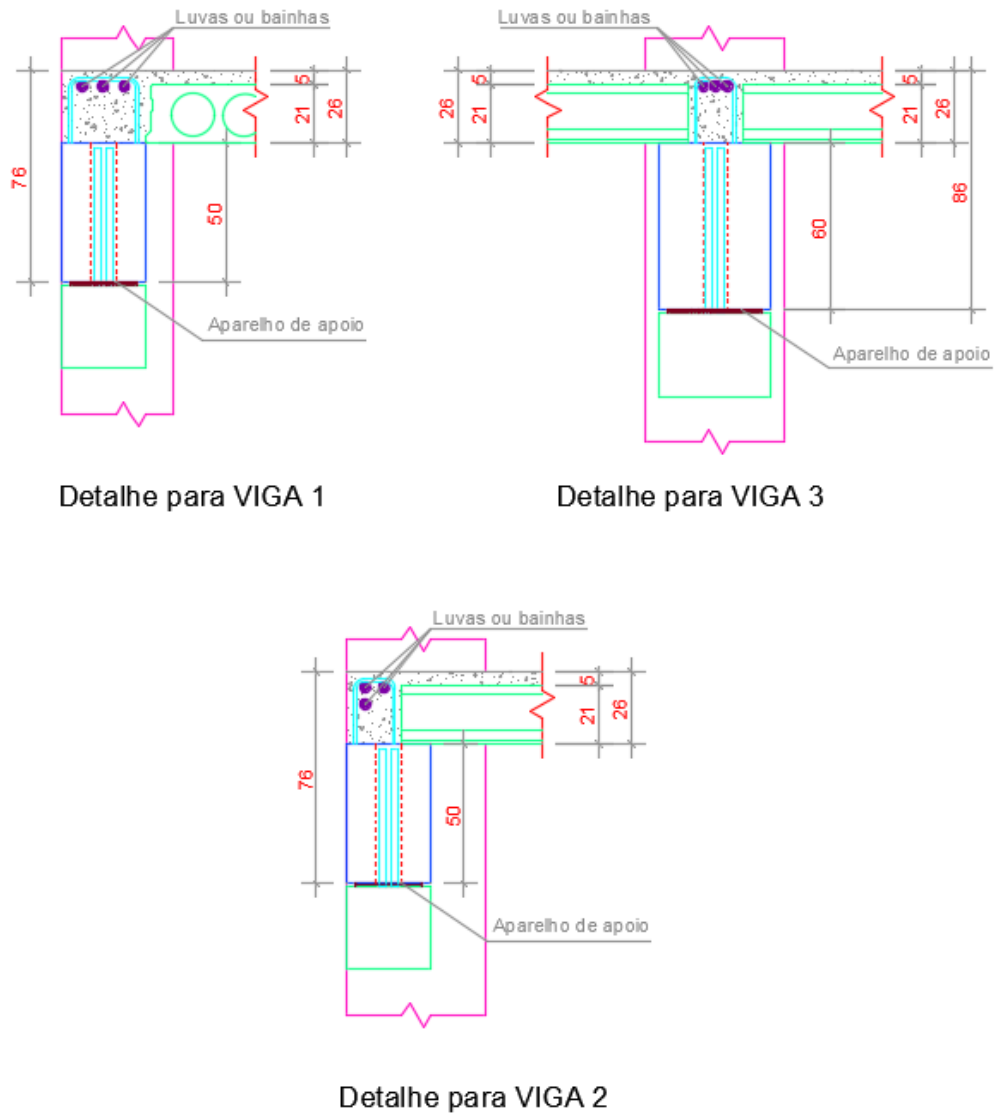
| Elemento | Momento na Ligação (kNm) | Altura Útil - d (m) | Armadura Negativa Necessária |
|----------|--------------------------|---------------------|------------------------------|
| Viga 1 | 48 | 0,71 | 2 Ø12,5mm |
| Viga 2 | 237 | 0,71 | 2 Ø25mm |
| Viga 3 | 437 | 0,81 | 3 Ø25mm |

Também foi verificado através da simulação que o γ_z da estrutura com ligação monolítica é de 1,09 na direção X e 1,1 na direção Y. O valor limite do γ_z de acordo com as premissas dadas por Ferreira et al. (2010) é de 1,1; sendo assim a estrutura está de acordo com as prescrições.

Com isso viu-se a necessidade de aumentar a armadura negativa, a qual foi constituída por três barras de Ø25mm em todas as ligações. Utilizando a informação da quantidade de armadura e o detalhamento da locação das armaduras negativas, é possível encontrar a rigidez rotacional da ligação.

Na figura 6.4 estão os detalhes de altura final considerada para cada viga.

Figura 6.4 – Detalhes de ligações viga – pilar e seção composta viga – laje.



As rigidezes das ligações foram calculadas de acordo com a expressão:

$$R_{sec} = \frac{kA_sE_s d^2}{L_{ed}}$$

Na qual $k = 0,75$ e L_a (distância entre a face do pilar e o centro de rotação) é um valor fixo de 17,5cm. Assim sendo os valores encontrados foram mostrados na tabela 6.2 (cálculos detalhados encontram-se no apêndice 03).

Tabela 6.2 – Rigidez das ligações semirrígidas e fator de restrição α_R

| Elemento | Tipologia da ligação | Armadura Utilizada | Rsec (kNm/rad) | α_R |
|----------|----------------------|--------------------|----------------|------------|
| Viga 1 | 1 | 3 Ø25mm | 145990 | 0,41 |
| Viga 1 | 3 | 3 Ø25mm | 126260 | 0,38 |
| Viga 2 | 1 | 3 Ø25mm | 145990 | 0,37 |
| Viga 2 | 3 | 3 Ø25mm | 126260 | 0,33 |
| Viga 3 | 1 | 3 Ø25mm | 190000 | 0,43 |
| Viga 3 | 3 | 3 Ø25mm | 164340 | 0,39 |

Com tais rigidezes, faz-se a nova simulação da estrutura utilizando os valores de de R_{sec} na ligação viga pilar. O programa SAE Strap dá a possibilidade de colocar na ligação o valor do R_{sec} , emulando assim seu funcionamento.

Para essa simulação, as rigidezes dos pilares foram multiplicadas por 0,7 e as rigidezes das vigas por 0,8 (diretrizes da norma ABNT NBR 9062:2017).

A partir da simulação, tem-se então os novos valores de momentos fletores nas ligações negativas e positivas. Verifica-se então se a quantidade de armadura utilizada nas ligações é suficiente para a nova situação

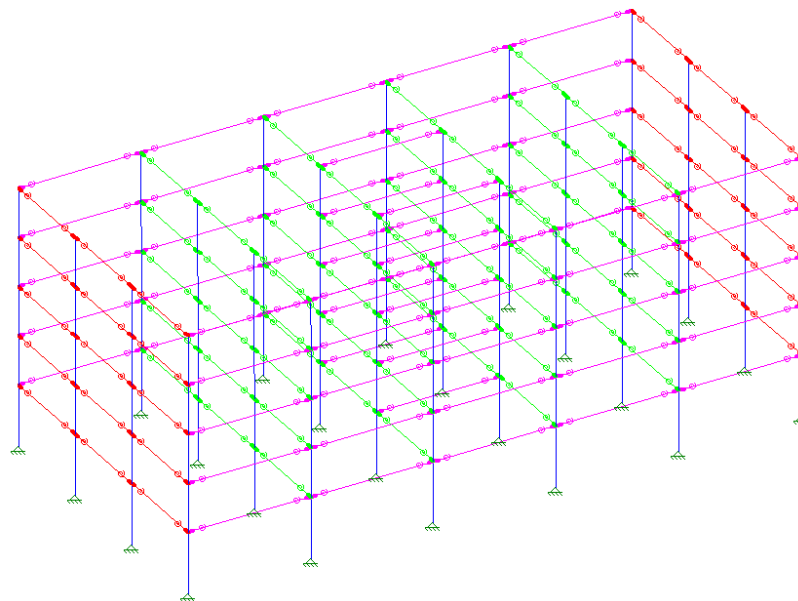
Figura 6.5 – Estrutura com ligações feitas a partir do R_{sec} de cada ligação

Tabela 6.3 – Armadura necessária para ligação negativa viga-pilar semirrígida

| Elemento | Momento na ligação (kNm) | Altura útil - d (m) | Armadura Necessária | Armadura Utilizada | Verificação |
|----------|--------------------------|---------------------|---------------------|--------------------|-------------|
| Viga 1 | 34 | 0,71 | 2 Ø12,5mm | 3 Ø25mm | Ok |
| Viga 2 | 167 | 0,71 | 2 Ø12,5mm | 3 Ø25mm | OK |
| Viga 3 | 237 | 0,81 | 3 Ø25mm | 3 Ø25mm | OK |

Verificou-se então que as armaduras utilizadas nas ligações negativas são maiores que as armaduras necessárias, fazendo com que tais ligações trabalhem com baixa tensão, não escoando as barras de aço.

Para a ligação positiva, verificou-se a maior força cortante nos chumbadores, que é mostrada na tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Esforços positivos na ligação

| Elemento | Momento Positivo na Ligação (kNm) | Altura útil - d (m) | Força (kN) |
|----------|-----------------------------------|---------------------|------------|
| Viga 2 | 110 | 0,71 | 154,93 |

De acordo com estudos de Ferreira (2014), a resistência de cada chumbador, feito com barra roscada, ao esforço cortante é dado pela equação:

$$F_{vRd} = 1,25 \cdot \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

Utilizando barras roscadas com f_{yk} de 500MPa, tem-se que:

$$F_{vRd} = 1,25 \cdot 2,5^2 \cdot \sqrt{4/1,4 \cdot 50/1,15}$$

$$F_{vRd} = 87,1 \text{ kN}$$

Logo, utilizando duas barras roscadas Ø25mm tem-se a resistência de 175kN, ultrapassando assim a necessidade.

Verificou-se que o γ_Z da estrutura na direção x é de 1,17 (tabela 6.5) e em y é de 1,15 (tabela 6.6). Sendo assim a estrutura apresenta uma amplificação de momentos fletores menor que 1,2, podendo então considerar que o comprimento dos pilares é igual ao pé-direito de cada andar da estrutura.

Tabela 6.5 – Verificação de estabilidade na direção X – coeficiente γ_Z :

| Eixo X | | | | | |
|--------------------------|--|--|--------------------------|--|------|
| Pav. | P _{Gd} + P _{Qd} (kN) | $\delta_{1^{\text{ª}} \text{ ordem}}$ (cm) | M _{tot,d} (kNm) | M _{1,tot,d} (kNm) | 1125 |
| 5º pav | 8940,00 | 0,51 | 45,59 | $\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,17$ | |
| 4º pav | 8940,00 | 0,48 | 42,64 | | |
| 3º pav | 8940,00 | 0,41 | 36,30 | | |
| 2º pav | 8940,00 | 0,30 | 26,46 | | |
| 1º pav | 8940,00 | 0,15 | 13,68 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ (kNm) | | | 164,67 | | |

Tabela 6.6 – Verificação de estabilidade na direção Y – coeficiente γ_Z :

| Eixo Y | | | | | |
|--------------------|--|--|--------------------------|--|------|
| Pav. | P _{Gd} + P _{Qd} (kN) | $\delta_{1^{\text{ª}} \text{ ordem}}$ (cm) | M _{tot,d} (kNm) | M _{1,tot,d} (kNm) | 3727 |
| 5º pav | 9660,80 | 1,33 | 128,49 | $\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,15$ | |
| 4º pav | 9660,80 | 1,26 | 121,73 | | |
| 3º pav | 9660,80 | 1,10 | 106,27 | | |
| 2º pav | 9660,80 | 0,85 | 82,12 | | |
| 1º pav | 9660,80 | 0,52 | 50,24 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ | | | 488,84 | | |

Por último, fez-se a verificação de deslocamento no Estado Limite de Serviço, sendo que o deslocamento máximo no topo da estrutura na direção X foi de 0,16cm e na direção y de 0,41cm. Para este tipo de estrutura, a norma ABNT NBR 9062:2017 diz que o deslocamento lateral máximo no topo da estrutura pode ser de H/1200, sendo nesse caso:

$$\frac{H}{1200} = \frac{2100}{1200} = 1,75cm$$

Sendo assim, a estrutura está validada.

Faz-se então os quantitativos deste prédio (tabela 6.7), calculando o volume de concreto pré-moldado utilizado, a quantidade de armadura e o somatório dos esforços característicos na fundação (tabela 6.8).

Tabela 6.7 – Quantitativos gerais para a estrutura de 5 pavimentos – Volume e peso de aço

| Pórticos Resistentes ao Momento Fletor | | | | | | | | |
|--|------------|------------|------------------------|-----------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---|
| 5 pavimentos | | | | | | | | |
| Elementos | Quantidade | Seção (cm) | Área (m ²) | Comprimento (m) | Volume por elemento [m ³] | Total volume [m ³] | Quantidade de aço por elemento (kg) | Quantidade total de aço por elemento (kg) |
| Pilares | 24 | 50x40 | 0,20 | 22,00 | 4,40 | 105,60 | 836,00 | 20064,00 |
| Viga 1 | 60 | 30x50 | 0,15 | 9,58 | 1,44 | 86,22 | 215,55 | 12933,00 |
| Viga 2 | 30 | 30x50 | 0,15 | 7,48 | 1,12 | 33,66 | 161,57 | 4847,04 |
| Viga 3 | 60 | 40x60 | 0,24 | 7,48 | 1,80 | 107,71 | 251,33 | 15079,68 |
| Total de Elementos | 174 | | | | Volume Total [m ³] | 333,19 | Total Armadura (kg) | 52923,72 |

Tabela 6.8 – Tabela de cargas características na fundação – 5 pavimentos

| Pilares | 5 Pavimentos - Reticulado (Ligações) | | | | |
|---------|--------------------------------------|---------------------|---------|----------------------|----------------------|
| | V _x (kN) | V _y (kN) | N (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
| 1 | 12,12 | 34,57 | 1860,00 | 100,00 | 36,00 |
| 2 | 10,92 | 40,89 | 2990,00 | 111,00 | 37,00 |
| 3 | 11,47 | 40,93 | 3020,00 | 111,00 | 39,00 |
| 4 | 11,41 | 40,88 | 3010,00 | 110,00 | 38,00 |
| 5 | 11,93 | 40,76 | 2990,00 | 110,00 | 39,00 |
| 6 | 9,86 | 34,40 | 1860,00 | 99,00 | 35,00 |
| 7 | 12,80 | 30,80 | 2680,00 | 94,00 | 34,00 |
| 8 | 6,31 | 32,47 | 4150,00 | 97,00 | 29,00 |
| 9 | 9,51 | 32,22 | 3350,00 | 88,00 | 35,00 |
| 10 | 9,51 | 32,19 | 3350,00 | 88,00 | 35,00 |
| 11 | 6,41 | 32,40 | 4150,00 | 96,00 | 29,00 |

| | | | | | |
|-------|--------|--------|----------|---------|--------|
| 12 | 5,90 | 30,64 | 2670,00 | 93,00 | 28,00 |
| 13 | 12,80 | 29,68 | 2660,00 | 93,00 | 34,00 |
| 14 | 6,31 | 32,88 | 4170,00 | 98,00 | 29,00 |
| 15 | 9,50 | 38,13 | 3370,00 | 107,00 | 35,00 |
| 16 | 9,50 | 38,07 | 3370,00 | 107,00 | 35,00 |
| 17 | 6,40 | 32,70 | 4170,00 | 98,00 | 29,00 |
| 18 | 5,90 | 30,79 | 2690,00 | 94,00 | 28,00 |
| 19 | 12,13 | 31,71 | 1810,00 | 75,00 | 36,00 |
| 20 | 10,93 | 40,30 | 2940,00 | 77,00 | 37,00 |
| 21 | 11,41 | 46,20 | 2960,00 | 77,00 | 38,00 |
| 22 | 11,37 | 40,61 | 2960,00 | 77,00 | 38,00 |
| 23 | 11,83 | 40,25 | 2990,00 | 77,00 | 39,00 |
| 24 | 9,80 | 31,79 | 1830,00 | 75,00 | 35,00 |
| Total | 236,03 | 856,26 | 72000,00 | 2252,00 | 827,00 |

6.1.2 EDIFÍCIO COM DEZ PAVIMENTOS

Para essa estrutura utilizaram-se pilares com seção de 70 cm x 50 cm, vigas laterais protendidas com seção de 30 cm x 50 cm (VIGAS 1 e 2) e vigas centrais também protendidas com seção de 40 cm x 60 cm (VIGA 3). Todas as vigas são consideradas como compostas para verificação global da estrutura, utilizando a laje e a capa estrutural para aumentar sua altura total. Também foi considerado que essas vigas se apoiam sobre consolos com chapas metálicas soldadas.

Foram então seguidos os mesmos passos para pré-dimensionamento das armaduras da ligação negativa, sendo então simulada a estrutura totalmente monolítica seguindo a ABNT NBR 6118:2014. Com isso conseguiram-se os momentos fletores negativos e as armaduras negativas necessárias, sendo eles mostrados na tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Armadura negativa necessária para ligação viga-pilar

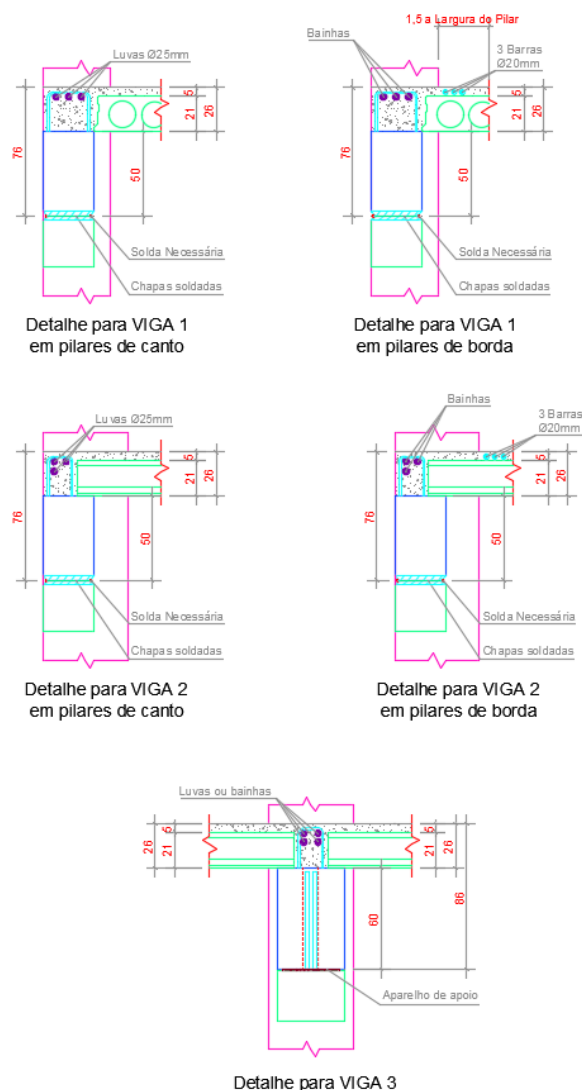
| Elemento | Momento na ligação (kNm) | Altura útil - d (m) | Armadura |
|----------|--------------------------|---------------------|----------|
| Viga 1 | 131 | 0,71 | 2 Ø20mm |
| Viga 2 | 324 | 0,7 | 3 Ø25mm |
| Viga 3 | 529 | 0,81 | 3 Ø25mm |

Para esta estrutura monolítica, os valores de γ_Z ultrapassaram o valor de 1,1 estipulado por Ferreira et al. (2010), γ_Z na direção x foi de 1,18 e na direção y de 1,15. Porém continuou-se com o mesmo arranjo estrutural para verificação da estrutura com a influência das ligações.

Devido a essa situação, foi então utilizada armadura negativa tanto logo acima da viga como na lateral da viga, sobre a laje, conhecida como “armadura na capa”. De acordo com a ABNT NBR 9062:2017 tais armaduras devem ficar até a 1,5 vezes a largura do pilar, porém pelo menos 50% dessa armadura deve passar por bainhas ou luvas logo acima da viga em questão (atravessando o pilar).

Segue na figura 6.6 o detalhamento de cada ligação utilizada para tal estrutura:

Figura 6.6 – Detalhes de ligações viga – pilar e seção composta viga – laje.



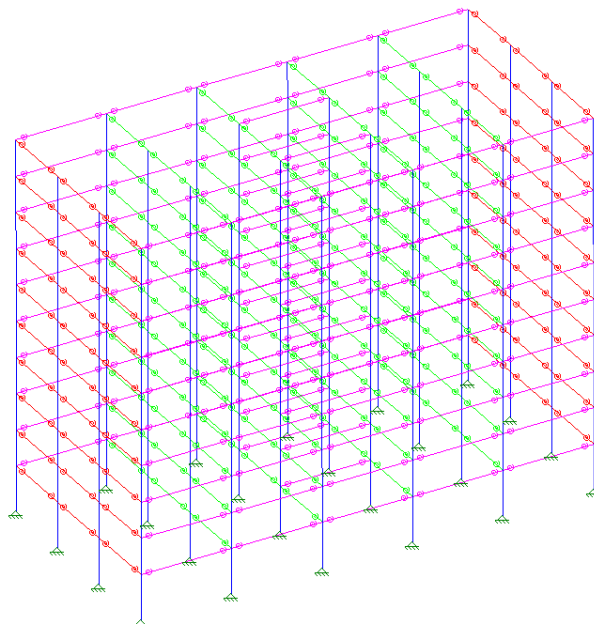
Com essas informações é possível então calcular as rigidezes à rotação das ligações, mostrados na tabela 6.10 (cálculos são mostrados no apêndice 3).

Tabela 6.10 – rigidezes das ligações e fator de restrição (α_R)

| Elemento | Tipologia da ligação | Armadura | Rsec (kNm/rad) | α_R |
|----------|----------------------|-----------------|----------------|------------|
| Viga 1 | 4 | 3 Ø25mm | 230694 | 0,53 |
| Viga 1 | 2 | 3 Ø25mm +3Ø20mm | 406000 | 0,67 |
| Viga 2 | 4 | 3 Ø25mm | 230694 | 0,48 |
| Viga 2 | 2 | 3 Ø25mm +3Ø20mm | 406000 | 0,61 |
| Viga 3 | 4 | 3 Ø25mm | 400339 | 0,61 |
| Viga 3 | 2 | 3 Ø25mm | 400339 | 0,61 |

Lembrando-se que para as ligações de tipologia quatro não se foi considerado a ligação com o fator de restrição igual a 0,85 (ligação podendo ser considerada monolítica), mas foram utilizados os parâmetros da tipologia 2 para o cálculo (sendo $k=1$ e o L_a para cálculo do L_{ed} igual a 17,5cm).

Figura 6.7 – Estrutura com ligações feitas a partir do R_{sec} de cada ligação



Utilizando tais rigidezes das ligações na estrutura com dez pavimentos, mais a diminuição de rigidezes devidas a não linearidade geométrica (0,7 para pilares e 0,8 para vigas) na simulação da estrutura (figura 6.7), obtiveram-se os seguintes resultados de momentos fletores negativos nas ligações mostrados na tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Momento fletor negativo na ligação e armaduras utilizadas

| Elemento | Momento na ligação (kNm) | Altura útil - d (m) | Armadura Necessária | Armadura Utilizada | Verificação |
|----------|--------------------------|---------------------|---------------------|------------------------------------|-------------|
| Viga 1 | 143 | 0,71 | 2 Ø20mm | 3 Ø25mm ou 3Ø25mm +3Ø20mm | Ok |
| Viga 2 | 354 | 0,7 | 3 Ø25mm | 3 Ø25mm ou 3Ø25mm +3Ø20mm | OK |
| Viga 3 | 536 | 0,77 | 3 Ø25mm | 4 Ø25mm | OK |

Verificou-se então a ordem de grandeza da força que deve ser resistida pela solda da ligação positiva (tabela 6.12) quando há inversão de momentos fletores na ligação.

Tabela 6.12 – Esforços positivos na ligação

| Elemento | Momento Positivo na Ligação (kNm) | Altura útil - d (m) | Força cortante (kN) |
|----------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|
| Viga 3 | 352 | 0,77 | 458 |

De acordo com a norma ABNT NBR 8800:2008, tem-se que o cálculo da solda é feito verificando-se se existe ruptura da solda ou se há escoamento do elemento de aço soldado, sendo assim verifica-se para solda de filete.

Utilizando chapas de espessura de 12,5mm tanto na viga como no consolo, com resistência ao escoamento igual a 250 Mpa, e eletrodos com resistência de $f_w = 484$ MPa e garganta específica de 7mm, tem-se que a resistência da ligação para uma solda de 35cm de comprimento total é dada pelo menor valor entre:

$$F_{wRd} = 0,6 \cdot \frac{f_w}{\gamma_{w2}} \cdot A_w \text{ para a ruptura da solda}$$

$$F_{MB,Rd} = A_{MB} \cdot \frac{f_y}{1,1}$$

Em que:

f_w é a resistência do metal de solda;

f_y é a resistência ao escoamento do metal base;

$\gamma_{w2} = 1,35$ (combinações normais);

A_w é a área efetiva do filete, igual ao produto da garganta efetiva pelo comprimento L do filete;

A_{MB} é a área efetiva do metal base dada pelo produto entre comprimento do cordão de solda e a menor espessura das chapas de ligação.

$$F_{wRd} = 0,6 \cdot \frac{48,4}{1,35} \cdot 0,7 \cdot 35 = 527 \text{ kN}$$

$$F_{MB,Rd} = 1,25 \cdot 35 \cdot \frac{25}{1,1} = 994 \text{ kN}$$

Com isso é verificado que a ligação soldada oferece resistência suficiente para que não existam problemas com a inversão de momento fletor na ligação.

Termina-se o modelo observado que o coeficiente γ_z da estrutura na direção x é 1,2 e na direção y é de 1,15 (tabelas 6.13 e 6.14).

Tabela 6.13 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γ_z

| Eixo X | | | | | |
|--------------------------|------------------------|--|-------------------|--|------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | $\delta_{1^{\text{ª}} \text{ ordem}}$ (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 6570 |
| 10º pav | 8940 | 1,93 | 172,542 | $\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,20$ | |
| 9º pav | 8940 | 1,88 | 168,072 | | |
| 8º pav | 8940 | 1,8 | 160,92 | | |
| 7º pav | 8940 | 1,68 | 150,192 | | |
| 6º pav | 8940 | 1,52 | 135,888 | | |
| 5º pav | 8940 | 1,32 | 118,008 | | |
| 4º pav | 8940 | 1,08 | 96,552 | | |
| 3º pav | 8940 | 0,81 | 72,414 | | |
| 2º pav | 8940 | 0,51 | 45,594 | | |
| 1º pav | 8940 | 0,22 | 19,668 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ (kNm) | | | 1139,85 | | |

Tabela 6.14 – Verificação de estabilidade na direção y – coeficiente γ_Z

| Eixo Y | | | | | |
|--------------------------|------------------------|---------------------------------|-------------------|--|---------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | $\delta_{1ª\text{ ordem}}$ (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 17678,3 |
| 10º pav | 9660,80 | 3,34 | 322,67 | $\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,15$ | |
| 9º pav | 9660,80 | 3,28 | 316,87 | | |
| 8º pav | 9660,80 | 3,16 | 305,28 | | |
| 7º pav | 9660,80 | 2,97 | 286,93 | | |
| 6º pav | 9660,80 | 2,72 | 262,77 | | |
| 5º pav | 9660,80 | 2,40 | 231,86 | | |
| 4º pav | 9660,80 | 2,03 | 196,11 | | |
| 3º pav | 9660,80 | 1,60 | 154,57 | | |
| 2º pav | 9660,80 | 1,12 | 108,20 | | |
| 1º pav | 9660,80 | 0,59 | 57,00 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ (kNm) | | | 2242,27 | | |

Por último, fez-se a verificação de deslocamento no Estado Limite de Serviço, sendo que o deslocamento máximo no topo da estrutura na direção X foi de 0,689 cm e na direção y de 1,192 cm. Para este tipo de estrutura, a revisão da norma ABNT NBR 9062:2006 diz que o deslocamento lateral máximo pode ser de $H/1200$, sendo nesse caso:

$$\frac{H}{1200} = \frac{4100}{1200} = 3,42\text{cm}$$

Sendo assim, a estrutura está validada.

Faz-se então os cálculos quantitativos desse prédio, calculando o volume de concreto pré-moldado utilizado, a quantidade de armadura (tabela 6.15) e o somatório de esforços característicos na fundação (tabela 6.16).

Tabela 6.15 – Quantitativos gerais para a estrutura de dez pavimentos – Volume e peso de aço

| Pórticos Resistentes ao Momento Fletor | | | | | | | | |
|--|------------|------------|------------------------|-----------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---|
| 10 Pavimentos | | | | | | | | |
| Elementos | Quantidade | Seção (cm) | Área (m ²) | Comprimento (m) | Volume por elemento [m ³] | Total volume [m ³] | Quantidade de aço por elemento (kg) | Quantidade total de aço por elemento (kg) |
| Pilares | 24 | 70x50 | 0,35 | 42,32 | 14,812 | 355,49 | 2281,05 | 54745,15 |
| Viga 1 | 120 | 30x50 | 0,15 | 9,48 | 1,42 | 170,64 | 255,96 | 30715,20 |
| Viga 2 | 60 | 30x50 | 0,15 | 7,28 | 1,09 | 65,52 | 218,40 | 13104,00 |
| Viga 3 | 120 | 40x60 | 0,24 | 7,28 | 1,75 | 209,66 | 262,08 | 31449,60 |
| Total de Elementos | 324 | | | | Total Vol [m ³] | 801,31 | Total Armadura (kg) | 130013,952 |

Tabela 6.16 – Tabela de cargas características na fundação – dez pavimentos

| Pilares | 10 Pavimentos - Reticulado (Ligações) | | | | |
|---------|---------------------------------------|---------------------|---------|----------------------|----------------------|
| | V _x (kN) | V _y (kN) | N (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
| 1 | 30,59 | 69,61 | 4180,00 | 243,30 | 140,20 |
| 2 | 34,48 | 85,35 | 6540,00 | 271,00 | 152,40 |
| 3 | 36,05 | 84,74 | 6540,00 | 270,00 | 155,10 |
| 4 | 35,96 | 84,74 | 6540,00 | 270,00 | 155,00 |
| 5 | 36,84 | 85,35 | 6540,00 | 271,00 | 156,30 |
| 6 | 28,56 | 69,61 | 4180,00 | 243,30 | 140,20 |
| 7 | 28,26 | 75,88 | 5500,00 | 257,20 | 130,60 |
| 8 | 19,76 | 84,08 | 8380,00 | 272,40 | 123,80 |
| 9 | 27,55 | 76,53 | 6890,00 | 260,00 | 138,80 |
| 10 | 27,55 | 76,53 | 6990,00 | 260,00 | 138,80 |
| 11 | 19,83 | 84,08 | 8380,00 | 272,40 | 123,90 |
| 12 | 19,38 | 75,88 | 5500,00 | 257,20 | 123,10 |
| 13 | 28,26 | 76,14 | 5450,00 | 257,70 | 130,60 |
| 14 | 19,76 | 82,87 | 8400,00 | 270,50 | 123,80 |
| 15 | 27,55 | 90,40 | 6920,00 | 282,80 | 138,80 |
| 16 | 27,55 | 90,40 | 6990,00 | 282,80 | 138,80 |
| 17 | 19,83 | 82,87 | 8400,00 | 270,50 | 123,90 |

| | | | | | |
|-------|--------|---------|-----------|---------|---------|
| 18 | 19,38 | 76,14 | 5500,00 | 257,70 | 123,10 |
| 19 | 30,59 | 57,01 | 3870,00 | 217,10 | 140,20 |
| 20 | 34,48 | 64,14 | 6250,00 | 225,30 | 152,40 |
| 21 | 36,05 | 64,98 | 6250,00 | 226,70 | 155,10 |
| 22 | 35,96 | 64,98 | 6260,00 | 226,70 | 155,00 |
| 23 | 36,84 | 64,14 | 6270,00 | 225,30 | 156,30 |
| 24 | 28,56 | 57,01 | 4070,00 | 217,10 | 140,30 |
| Total | 689,62 | 1823,46 | 150790,00 | 6108,00 | 3356,50 |

6.1.3 EDIFÍCIO COM VINTE PAVIMENTOS

Para a última estrutura com pórticos resistentes ao momento fletor utilizaram-se pilares com seção de 80 cm x 80 cm, vigas laterais protendidas com seção de 30 cm x 70 cm (VIGA 1 e 2) e vigas centrais também protendidas com seção de 40 cm x 70 cm (VIGA 3). Todas as vigas são consideradas como compostas para verificação global da estrutura, utilizando a laje e a capa estrutural para aumentar sua altura total. Também foi considerado que essas vigas se apoiam sobre consolos com chapas metálicas soldadas.

Seguiram-se os mesmos passos para pré-dimensionamento das armaduras da ligação negativa, sendo então simulada a estrutura totalmente monolítica seguindo a ABNT NBR 6118:2014. Com isso conseguiram-se os momentos fletores negativos, sendo eles mostrados na tabela 6.17, juntamente com as armaduras necessárias.

Tabela 6.17 – Armadura necessária para ligação negativa viga-pilar

| Elemento | Momento na ligação (kNm) | Altura útil - d (m) | Armadura |
|----------|--------------------------|---------------------|--------------------|
| Viga 1 | 445 | 0,91 | 3 Ø25mm |
| Viga 2 | 703 | 0,91 | 4 Ø25mm 4 Ø25mm |
| Viga 3 | 1000 | 0,91 | + 3Ø20mm |

Para esta estrutura monolítica, o γ_z ultrapassou o valor de 1,1 para direção x, estipulado por Ferreira et al., (γ_z na direção x foi de 1,2 e na direção y de 1,09). Porém

continuou-se com o mesmo arranjo estrutural para verificação da estrutura com a influência das ligações.

Devido a essa situação, foi então utilizada armadura negativa tanto logo acima da viga como na lateral da viga, sobre a laje, conhecida como “armadura na capa”. De acordo com a ABNT NBR 9062:2017, tais armaduras devem ficar até a 1,5 vezes a largura do pilar, porém pelo menos 50% dessa armadura deve passar por bainhas ou luvas logo acima da viga em questão (atravessando o pilar).

Segue na figura 6.8 o detalhamento de cada ligação utilizada para tal estrutura.

Deve ser notado que para tais ligações a quantidade de armadura negativa está bem elevada, sendo necessário verificar se é possível executá-las em obra.

Com essas informações é possível então calcular as rigidezes à rotação das ligações (cálculos são mostrados no apêndice 3), mostradas na tabela 6.18.

Tabela 6.18 – rigidezes das ligações e fator de restrição (α_R)

| Elemento | Tipologia da ligação | Armadura | Rsec (kNm/rad) | α_R |
|----------|----------------------|--------------------|----------------|------------|
| Viga 1 | 4 | 4 Ø25mm | 505290 | 0,71 |
| Viga 1 | 2 | 4 Ø25mm +3Ø20mm | 795369 | 0,8 |
| Viga 2 | 4 | 4 Ø25mm | 505290 | 0,67 |
| Viga 2 | 2 | 4 Ø25mm +3Ø20mm | 795368 | 0,76 |
| Viga 3 | 4 | 4 Ø25mm +3Ø20mm | 795368 | 0,76 |
| Viga 3 | 2 | 4 Ø25mm +3Ø20mm | 795368 | 0,76 |

Lembrando-se novamente que para as ligações de tipologia quatro não foi considerada a ligação com o fator de restrição igual a 0,85 (ligação podendo ser considerada monolítica), mas foram utilizados os parâmetros da tipologia 2 para o cálculo (sendo $k=1$ e o L_a para cálculo do L_{ed} igual a 17,5cm).

Figura 6.8 – Detalhes de ligações viga – pilar e seção composta viga – laje

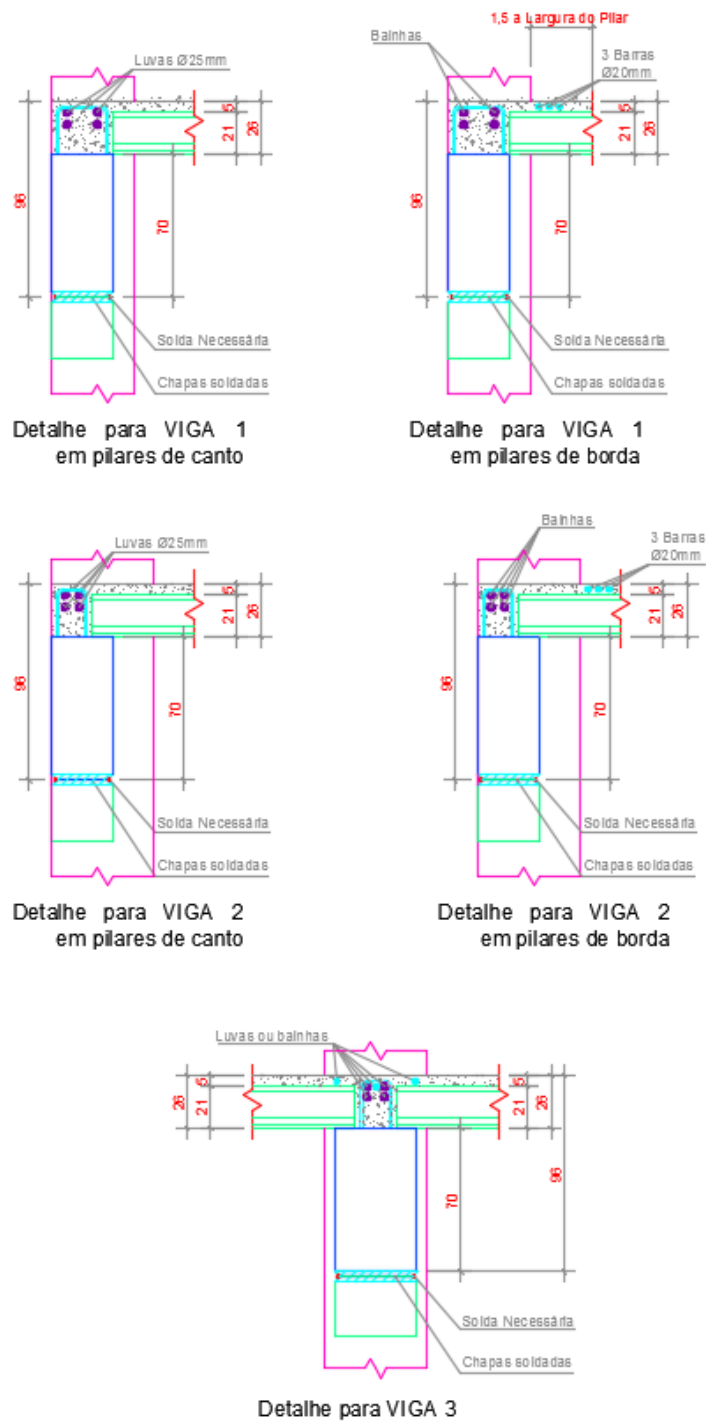
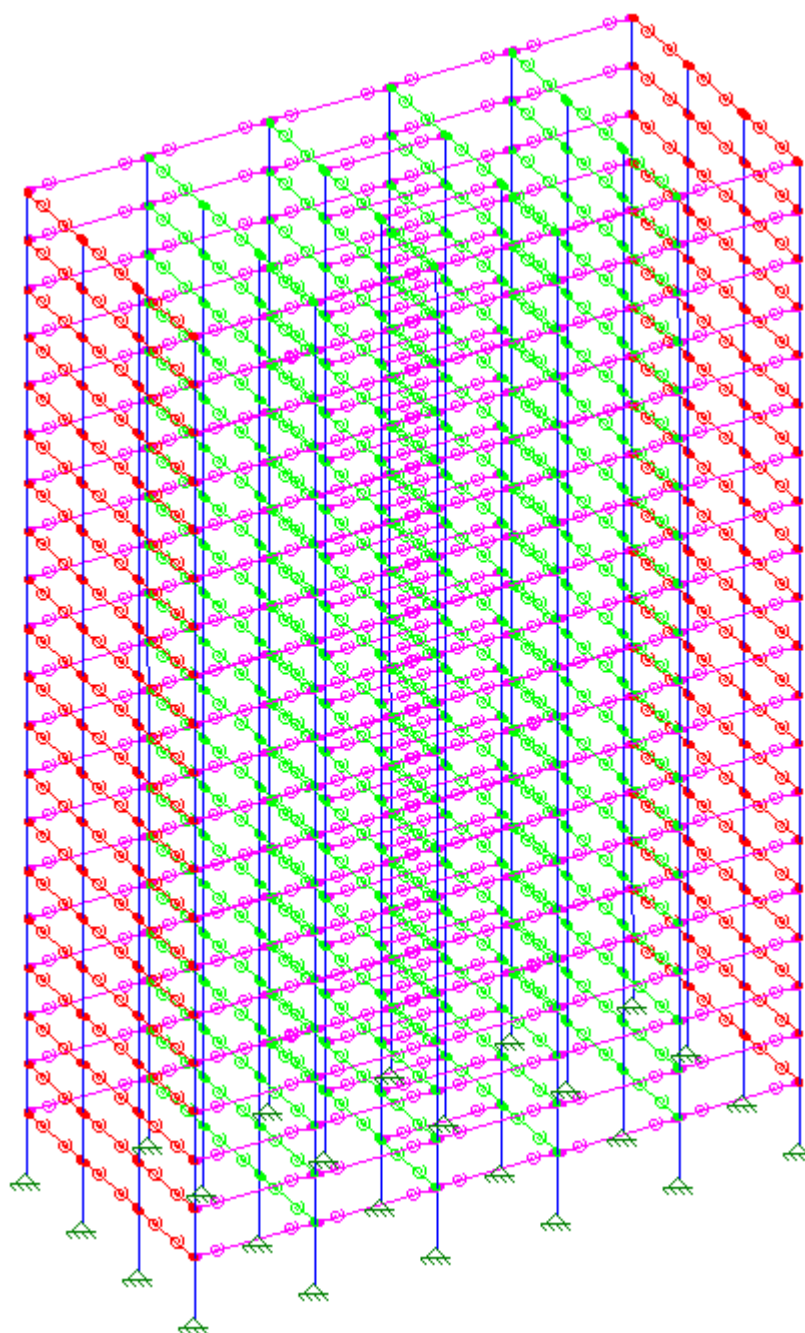


Figura 6.9 – Estrutura com ligações feitas a partir do R_{sec} de cada ligação

Utilizando as rigidezes das ligações (figura 6.8) na estrutura com dez pavimentos, mais a diminuição de rigidezes devida à não linearidade geométrica (0,7 para pilares e 0,8 para vigas) obtiveram-se a partir da simulação (figura 6.9) os seguintes resultados de momentos fletores negativos nas ligações (tabela 6.19).

Tabela 6.19 – Momento fletor negativo na ligação

| Elemento | Momento na ligação (kNm) | Altura útil - d (m) | Armadura Necessária | Armadura Utilizada | Verificação |
|----------|--------------------------|---------------------|---------------------|---|-------------|
| Viga 1 | 489 | 0,91 | 3 Ø25mm | 4 Ø25mm ou 4 Ø25mm +3Ø20mm | Ok |
| Viga 2 | 704 | 0,91 | 4 Ø25mm | 4 Ø25 mm ou 4 Ø25 mm +3Ø20 mm | OK |
| Viga 3 | 895 | 0,91 | 6 Ø25mm | 4 Ø25mm + 3 Ø20mm | OK |

Verificou-se então a ordem de grandeza da força que deve ser resistida pela solda da ligação positiva quando há inversão de momentos fletores na ligação (tabela 6.20).

Tabela 6.20 – Esforços positivos na ligação

| Elemento | Momento Positivo na Ligação (kNm) | Altura útil - d (m) | Força cortante (kN) |
|----------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|
| Viga 3 | 707 | 0,91 | 776,92 |

De acordo com a norma ABNT NBR 8800:2008, tem-se que o cálculo da solda é feito verificando-se se existe ruptura da solda ou se há escoamento do elemento de aço soldado; sendo assim verifica-se para solda de filete.

Utilizando chapas de espessura de 25mm tanto na viga como no consolo com resistência ao escoamento igual a 250 MPa e eletrodos com resistência de $f_w = 484$ MPa e garganta específica de 8mm, tem-se que a resistência da ligação para uma solda de 50 cm (25 cm em cada lateral do consolo) de comprimento é dada pelo menor valor entre:

$$F_{wRd} = 0,6 \cdot \frac{f_w}{\gamma_{w2}} \cdot A_w \text{ para a ruptura da solda}$$

$$F_{MB,Rd} = A_{MB} \cdot \frac{f_y}{1,1}$$

Em que:

f_w é a resistência do metal de solda;

f_y é a resistência ao escoamento do metal base;

$\gamma_{w2} = 1,35$ (combinações normais);

A_w é a área efetiva do filete, igual ao produto da garganta efetiva pelo comprimento L do filete;

A_{MB} é a área efetiva do metal base dada pelo produto entre comprimento do cordão de solda e a menor espessura das chapas de ligação

$$F_{wRd} = 0,6 \cdot \frac{48,4}{1,35} \cdot 0,8 \cdot 50 = 860 \text{ kN}$$

$$F_{MB,Rd} = 2,5 \cdot 50 \cdot \frac{25}{1,1} = 2840 \text{ kN}$$

Com isso é verificado que a ligação soldada oferece resistência suficiente para que não existam problemas com a inversão de momento fletor na ligação.

Termina-se o modelo observando que o coeficiente γ_z da estrutura na direção x é 1,18 e na direção y é de 1,14 (tabela 6.21 e 6.22).

Tabela 6.21 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γ_z

| Eixo X | | | | | |
|---------|--|------------------------|--------------------------|--|-------|
| Pav. | P _{Gd} + P _{Qd} (kN) | δ 1ª ordem (cm) | M _{tot,d} (kNm) | M _{1,tot,d} (kNm) | 34560 |
| 19º pav | 8940,00 | 4,46 | 398,72 | | |
| 18º pav | 8940,00 | 4,42 | 395,15 | | |
| 17º pav | 8940,00 | 4,36 | 389,78 | | |
| 16º pav | 8940,00 | 4,28 | 382,63 | | |
| 15º pav | 8940,00 | 4,18 | 373,69 | | |
| 14º pav | 8940,00 | 4,06 | 362,96 | | |
| 13º pav | 8940,00 | 3,91 | 349,55 | | |
| 12º pav | 8940,00 | 3,74 | 334,36 | | |
| 11º pav | 8940,00 | 3,55 | 317,37 | | |
| 10º pav | 8940,00 | 3,33 | 297,70 | | |
| | | | | $\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,18$ | |

| | | | |
|--------------------|---------|------|---------|
| 9º pav | 8940,00 | 3,10 | 277,14 |
| 8º pav | 8940,00 | 2,84 | 253,90 |
| 7º pav | 8940,00 | 2,57 | 229,76 |
| 6º pav | 8940,00 | 2,27 | 202,94 |
| 5º pav | 8940,00 | 1,96 | 175,22 |
| 4º pav | 8940,00 | 1,63 | 145,72 |
| 3º pav | 8940,00 | 1,29 | 115,33 |
| 2º pav | 8940,00 | 0,94 | 84,04 |
| 1º pav | 8940,00 | 0,58 | 51,85 |
| térreo | 8940,00 | 0,25 | 22,35 |
| $\Delta M_{tot,d}$ | | | 5160,17 |

Tabela 6.22 – Verificação de Estabilidade na direção y – coeficiente γ_Z :

| Eixo Y | | | | | |
|--------------------|------------------------|---------------------------------|-------------------|--|--------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | $\delta_{1ª\text{ ordem}}$ (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 104820 |
| 20º pav | 8284,8 | 12 | 994,18 | $\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,14$ | |
| 19º pav | 8284,8 | 11,9 | 985,89 | | |
| 18º pav | 8284,8 | 11,7 | 969,32 | | |
| 17º pav | 8284,8 | 11,4 | 944,47 | | |
| 16º pav | 8284,8 | 11,1 | 919,61 | | |
| 15º pav | 8284,8 | 10,7 | 886,47 | | |
| 14º pav | 8284,8 | 10,3 | 853,33 | | |
| 13º pav | 8284,8 | 9,8 | 811,91 | | |
| 12º pav | 8284,8 | 9,3 | 770,49 | | |
| 11º pav | 8284,8 | 8,7 | 720,78 | | |
| 10º pav | 8284,8 | 8,1 | 671,07 | | |
| 9º pav | 8284,8 | 7,4 | 613,08 | | |
| 8º pav | 8284,8 | 6,7 | 555,08 | | |
| 7º pav | 8284,8 | 5,9 | 488,80 | | |
| 6º pav | 8284,8 | 5,1 | 422,52 | | |
| 5º pav | 8284,8 | 4,3 | 356,25 | | |
| 4º pav | 8284,8 | 3,5 | 289,97 | | |
| 3º pav | 8284,8 | 2,6 | 215,40 | | |
| 2º pav | 8284,8 | 1,7 | 140,84 | | |
| 1º pav | 8284,8 | 0,8 | 66,28 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ | | | 12675,74 | | |

Por último, fez-se a verificação de deslocamento no Estado Limite de Serviço, sendo que o deslocamento máximo no topo da estrutura na direção X foi de 1,474 cm

e na direção y de 2,367 cm. Para este tipo de estrutura, a revisão da norma ABNT NBR 9062:2006 diz que o deslocamento lateral máximo pode ser de H/1200, sendo nesse caso:

$$\frac{H}{1200} = \frac{8100}{1200} = 6,75 \text{ cm}$$

Sendo assim, a estrutura está validada.

Faz-se então o cálculo dos quantitativos deste prédio, calculando o volume de concreto pré-moldado utilizado, a quantidade de armadura (tabela 6.23) e o somatório de esforços característicos na fundação (tabela 6.24).

Tabela 6.23 – Quantitativos gerais para a estrutura de 20 pavimentos – Volume e peso de aço

| Pórticos Resistentes ao Momento Fletor | | | | | | | | |
|--|------------|------------|------------------------|-----------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---|
| 20 Pavimentos | | | | | | | | |
| Elementos | Quantidade | Seção (cm) | Área (m ²) | Comprimento (m) | Volume por elemento [m ³] | Total volume [m ³] | Quantidade de aço por elemento (kg) | Quantidade total de aço por elemento (kg) |
| Pilares | 24 | 80x80 | 0,64 | 83 | 53,12 | 1274,88 | 8924,16 | 214179,84 |
| Viga 1 | 240 | 30x70 | 0,21 | 9,18 | 1,93 | 462,67 | 269,89 | 64774,08 |
| Viga 2 | 120 | 30x70 | 0,21 | 7,18 | 1,51 | 180,94 | 241,25 | 28949,76 |
| Viga 3 | 240 | 40x70 | 0,28 | 7,18 | 2,01 | 482,50 | 261,35 | 62724,48 |
| Total de Elementos | 624 | | | | Total Vol [m ³] | 2400,98 | Total Armadura (kg) | 370628,16 |

Tabela 6.24 – Tabela de cargas características na fundação – 20 pavimentos

| Pilares | 20 Pavimentos - Reticulado (Ligações) | | | | |
|---------|---------------------------------------|---------------------|-----------|----------------------|----------------------|
| | V _x (kN) | V _y (kN) | N (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
| 1 | 74,92 | 177,29 | 10690,00 | 715,80 | 363,50 |
| 2 | 93,45 | 194,24 | 14710,00 | 747,30 | 403,50 |
| 3 | 96,86 | 194,24 | 14720,00 | 744,30 | 409,20 |
| 4 | 96,11 | 194,24 | 14720,00 | 744,30 | 408,80 |
| 5 | 98,97 | 196,14 | 14710,00 | 747,30 | 412,40 |
| 6 | 75,75 | 177,29 | 10690,00 | 715,80 | 368,60 |
| 7 | 59,75 | 201,26 | 11360,00 | 760,60 | 329,00 |
| 8 | 50,55 | 222,30 | 16780,00 | 797,90 | 321,90 |
| 9 | 73,16 | 207,70 | 14520,00 | 774,30 | 364,50 |
| 10 | 73,16 | 207,70 | 14740,00 | 774,30 | 364,50 |
| 11 | 50,63 | 222,30 | 16780,00 | 797,90 | 322,00 |
| 12 | 49,97 | 201,26 | 11360,00 | 760,60 | 320,80 |
| 13 | 59,74 | 199,12 | 11170,00 | 757,20 | 329,00 |
| 14 | 50,55 | 218,91 | 16550,00 | 792,40 | 321,90 |
| 15 | 73,16 | 233,47 | 14100,00 | 815,90 | 364,50 |
| 16 | 73,16 | 233,47 | 14740,00 | 815,90 | 364,50 |
| 17 | 50,63 | 218,91 | 16590,00 | 792,40 | 322,00 |
| 18 | 49,97 | 199,12 | 11350,00 | 757,10 | 320,80 |
| 19 | 74,92 | 154,31 | 9030,00 | 673,10 | 363,50 |
| 20 | 93,45 | 155,78 | 13310,00 | 670,90 | 403,50 |
| 21 | 96,86 | 157,73 | 13310,00 | 674,10 | 409,20 |
| 22 | 96,61 | 157,73 | 13430,00 | 674,10 | 408,80 |
| 23 | 98,97 | 155,78 | 13430,00 | 670,90 | 412,40 |
| 24 | 75,75 | 154,31 | 10020,00 | 673,10 | 368,60 |
| Total | 1787,05 | 4634,60 | 322810,00 | 17847,50 | 8777,40 |

É interessante notar que quanto maior o edifício, não apenas a ligação negativa fica com uma maior concentração de armadura, mas a armadura do consolo para a viga acaba sendo um fator importante. Dependendo da quantidade de armadura necessária no consolo, a estrutura pode ser inviabilizada.

Considerando um consolo com 40cm de altura, 30cm de comprimento e largura de 40 cm, faz-se o cálculo da armadura necessária para o tirante ($A_{s,tir}$) se a viga que chega nesse consolo foi a viga 3.

$$\text{Área de influência: } 10 \cdot \frac{8}{2} = 40 \text{ m}^2$$

$$\text{Comprimento de viga: } \frac{8}{2} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Peso próprio da laje} = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso próprio da capa de concreto} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga Acidental} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso próprio da viga} = 0,4 \cdot 0,7 \cdot 25 = 7 \text{ kN/m}$$

Sendo assim, calcula-se a carga vertical concentrada no consolo:

$$\text{Carga Concentrada Vertical: } 7 \cdot 4 \cdot 1,3 + (2,8 \cdot 1,3 + 1,5 \cdot 1,4 + 5 \cdot 1,4) \cdot 40 = 610 \text{ kN}$$

Para o pior caso, tem-se uma carga horizontal de 777 kN.

Considerando a distância entre o centro de giro do consolo e a face do pilar igual a 17,5 cm e a altura útil do consolo igual a $40 - 4 = 36$ cm, tem-se que a razão a/d é:

$$\frac{a}{d} = \frac{17,5}{36} = 0,48$$

Com isso tem-se um consolo muito curto ($a/d \leq 0,5$) que tem a armadura de tirante calculada como:

$$A_{s,tir} = \frac{0,8 \cdot \text{Carga vertical} + \text{Carga horizontal}}{f_{yd}}$$

Neste caso teremos que:

$$A_{s,tir} = \frac{0,8 \cdot 610 + 777}{\frac{50}{1,15}} = 29,1 \text{ cm}^2$$

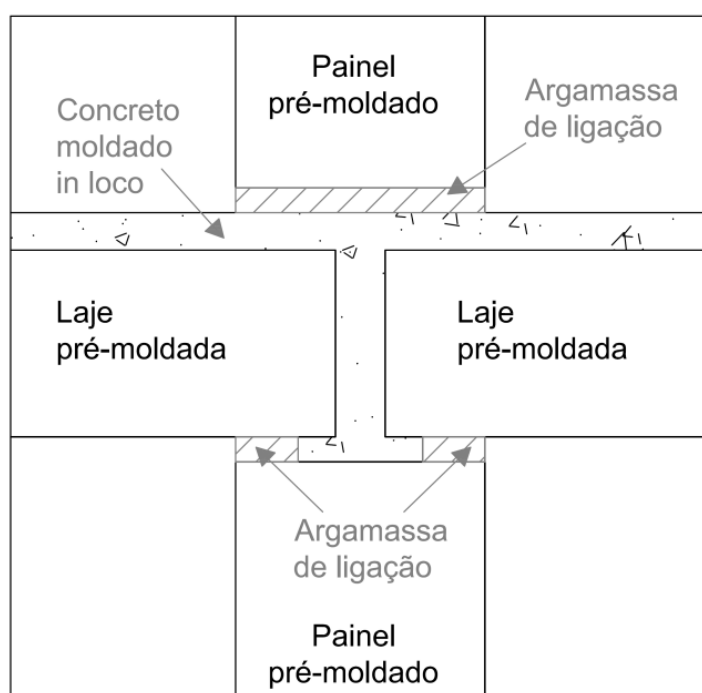
Para a quantidade de armadura necessária seis barras $\varnothing 25$ mm, tendo então uma grande taxa de armadura ($\omega = 0,22$ – Máximo permitido é 0,15) para esses consolos, podendo torná-los difíceis de executar.

6.2 PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

Nas simulações de estruturas com paredes de contraventamento, diferentemente das estruturas com ligações resistentes ao momento fletor, todas as ligações entre vigas e pilares da estrutura foram consideradas rotuladas, fazendo com que os pilares e as paredes trabalhem como os elementos resistentes às ações laterais.

Para as lajes que apoiam sobre as paredes, foi considerado o apoio como na figura 6.10. Com isso diminui-se então a excentricidade do carregamento proveniente da laje na parede.

Figura 6.10 – Detalhe do apoio da laje sobre parede



Fonte: Tomo, 2010

Como o diafragma da estrutura foi considerado rígido, uma pequena parcela dos esforços gerados pela ação lateral devida ao vento é absorvida pelos pilares engastados em sua base enquanto a maior parcela é resistida pelos painéis de preenchimento devido às grandes rigidezes desses elementos. Os esforços então são encaminhados através da laje até as paredes de contraventamento, que levam os esforços até a fundação.

Para as estruturas simuladas com parede de contraventamento, foi feita a verificação da largura necessária para a parede, de acordo com o PCI e a norma brasileira de painéis. O cálculo seguiu as diretrizes dadas na dissertação de mestrado de Tomo (2013).

6.2.1 EDIFÍCIOS COM CINCO PAVIMENTOS

Para as estruturas de cinco pavimentos simuladas utilizando paredes de contraventamento, os pilares têm a seção de 40 cm x 40 cm engastados na base. As vigas laterais tiveram suas seções dimensionadas como 30 cm x 50 cm (VIGA 1 e 2) e as vigas centrais com seção de 40 cm x 60 cm (VIGA 3). Para as paredes, elas foram consideradas desvinculadas das paredes perpendiculares, tendo então seu comprimento de flambagem igual à altura do pavimento.

Para as lajes que chegaram nas paredes, foi considerado que essas apoiam diretamente no topo das paredes, fazendo com que não haja uma excentricidade excessiva do carregamento da laje no topo da parede. Sendo assim as excentricidades de projetos adotadas seguem as recomendações do ACI-318 (2011):

- Mínima = $0,015 + 0,03 \cdot \text{Espessura da parede}$;
- Tolerância de montagem $e_m = 25\text{mm}$;
- Tolerância de produção $e_p = \text{altura da parede} / 2600$.

Não será levada em consideração a excentricidade devida ao empenamento térmico pois as paredes se encontram no interior da edificação.

Faz-se então o cálculo de uma parede na direção Y da estrutura. O cálculo das outras paredes está no apêndice 4.

Para o cálculo da parede do primeiro pavimento na direção Y tem-se as seguintes características geométricas:

- Comprimento $L = 800\text{cm}$
- Espessura $t = 24\text{cm}$
- Altura $h = 500\text{cm}$
- Área da seção transversal $A = 19200\text{cm}^2$
- Módulo de resistência elástica $S_y = 2560000\text{cm}^3$
- Módulo de resistência elástica $S_y = 76800\text{cm}^3$
- Momento de Inércia $I_x = 921600\text{cm}^4$
- $f_{ck} = 40\text{MPa}$

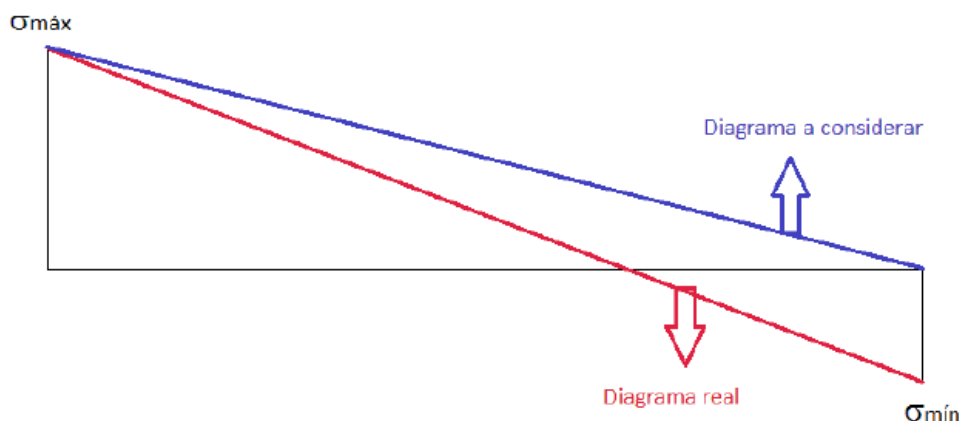
Para essa parede, tem-se que os esforços solicitantes característicos são mostrados na tabela 6.25.

Tabela 6.25 – Esforços solicitantes característicos na parede

| Permanente | Acidental | Vento na direção Y |
|------------|-----------|--------------------|
| N (kN) | N (kN) | M (kNm) |
| 2388 | 1100 | 4421,9 |

Seguindo as recomendações da ABNT NBR 16055:2012, o diagrama de esforços solicitantes pode ser modificado como indicado na figura 6.11.

Figura 6.11 – Diagrama de esforços solicitantes adaptado



Fonte: ABNT NBR 16055:2012.

Assim sendo, a força normal de projeto, por unidade de comprimento, é determinada a partir da equação:

$$N_d = \frac{3 \cdot N_{d,máx} + N_{d,mín}}{4}$$

A partir das combinações de ações da ABNT NBR 6118:2014 resulta uma força normal de projeto máxima mostrada na tabela 6.26.

Tabela 6.26 – Força normal de projeto

| Comb | Permanente | | Acidental | | | Vento na direção X | | | | Nd,máx (kN/m) | Nd,min (kN/m) | Nd (kN/m) | Nd (kN) |
|------|------------|-----|-----------|-----|-----|--------------------|--------------|-----|-----|------------------|------------------|--------------|-------------|
| | Ng (kN/m) | yg | Nq (kN/m) | yq | w0 | Nw,máx | Nw,mín | yw | wo | | | | |
| 1 | 298,5 | 1,4 | 137,5 | 1,4 | 1 | 518,1914 | -518,1914063 | 1,4 | 0,6 | 1045,681 | 175,1192 | 828,0404 | 6624,323125 |
| 2 | 298,5 | 1,4 | 137,5 | 1,4 | 0,7 | 518,1914 | -518,1914063 | 1,4 | 1 | 1278,118 | -172,818 | 915,384 | 7323,071875 |

Com os esforços encontrados, verifica-se a espessura utilizada a partir do método P- δ . Inicialmente é considerado que a seção da parede não está fissurada, sendo assim o coeficiente relativo à fissuração e ao efeito da fluência é $\phi = 0,7$.

Calcula-se o coeficiente β_d a partir da equação:

$$\beta_d = \frac{\text{Carga permanente}}{\text{Carga total}}$$

$$\beta_d = \frac{1,4 \cdot 2388}{7323}$$

$$\beta_d = 0,46$$

Com esse valor obtém-se a rigidez efetiva da seção:

$$E \cdot I_{ef} = \frac{\phi \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E \cdot I_{ef} = \frac{0,7 \cdot 0,85 \cdot 5600\sqrt{40} \cdot 10^6 \cdot 0,009216}{1 + 0,46}$$

$$E \cdot I_{ef} = 13339,3 \text{ kNm}^2$$

Levando em consideração que a parede não está restringida lateralmente, tem-se que seu comprimento de flambagem é a altura do pavimento.

$$L_e = 500 \text{ cm}$$

Com isso faz-se o cálculo da flecha inicial considerando a tolerância de montagem:

$$\Delta_m = \frac{N_d \cdot e_m \cdot L_e^2}{16 \cdot E \cdot I_{ef}}$$

$$\Delta_m = \frac{7232 \cdot 0,025 \cdot 5,00^2}{16 \cdot 13339,3}$$

$$\Delta_m = 2,15 \text{ mm}$$

A partir da flecha inicial, faz-se a verificação de estabilidade lateral da parede, considerando o acréscimo de flecha lateral a partir da equação:

$$\Delta_m = \frac{N_d \cdot e_i \cdot L_e^2}{16 \cdot E \cdot I_{ef}}$$

Sendo

$$e_i = e_p + \Delta_m$$

$$e_i = \frac{5000}{360} + 2,15$$

$$e_1 = 14,56 \text{ mm}$$

Verifica-se então a convergência da flecha lateral a partir da quarta iteração (de acordo com a tabela 6.27):

Tabela 6.27 – Convergência das flechas laterais flechas laterais

| e1 (mm) | e2 (mm) | e3 (mm) | e4 (mm) | e5 (mm) | e6 (mm) | e7 (mm) | e8 (mm) |
|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 14,562 | 17,05 | 17,48 | 17,56 | 17,57 | 17,57 | 17,57 | 17,57 |

Com a flecha lateral final encontrada são somados os momentos fletores de primeira e segunda ordem e é verificado se a seção apresenta fissura.

$$M_d = M_{1^{\text{a}} \text{ ordem}} + M_{2^{\text{a}} \text{ ordem}}$$

$$M_d = N_d \cdot e_m/2 + N_d \cdot e_{2^{\text{ª}} \text{ ordem}}$$

$$M_d = 7232 \cdot 0,025/2 + 7232 \cdot 0,01757$$

$$M_d = 220,3 \text{ kNm}$$

Para verificação de fissuração, é utilizada a tensão de ruptura advinda do ACI-318-2011:

$$F_{rup} = 0,6 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$F_{rup} = 0,6 \cdot \sqrt{40}$$

$$F_{rup} = 3,74 \text{ MPa}$$

A tensão de tração solicitante σ_{td} é calculada por:

$$\sigma_{td} = \frac{M_d}{S} - \frac{N_g}{A}$$

$$\sigma_{td} = \frac{222,3}{76800} - \frac{2388}{19200}$$

$$\sigma_{td} = 1,62 \text{ MPa} < F_{rup}$$

Logo a seção não fissura. Com isso a espessura de 24cm está verificada.

Encontram-se os valores de 20cm de espessura para as paredes na direção X e de 24cm de espessura na direção Y para o primeiro pavimento. Para os outros pavimentos foram consideradas paredes de 18cm na direção X e 20cm na direção Y.

Com todas as seções verificadas, encontraram-se valores para γ_Z de 1,01 na direção X e 1,02 na direção Y, mostrando que a estrutura pode ser considerada como de nós rígidos (tabelas 6.28 e 6.29).

Tabela 6.28 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γ_Z

| Eixo X | | | | | |
|--------|--|--|--------------------------|--|------|
| Pav. | P _{Gd} + P _{Qd} (kN) | $\delta_{1^{\text{ª}} \text{ ordem}}$ (cm) | M _{tot,d} (kNm) | M _{1,tot,d} (kNm) | 1125 |
| 5º pav | 8940,00 | 0,06 | 5,53 | $\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,01$ | |
| 4º pav | 8940,00 | 0,05 | 4,30 | | |
| 3º pav | 8940,00 | 0,03 | 3,03 | | |
| 2º pav | 8940,00 | 0,02 | 1,81 | | |
| 1º pav | 8940,00 | 0,01 | 0,77 | | |
| | | | $\Delta M_{tot,d}$ | 15,42 | |

Tabela 6.29 – Verificação de estabilidade na direção y – coeficiente γ_z

| Eixo Y | | | | | |
|--------------------|--|---------------------------------|--------------------------|--|------|
| Pav. | P _{Gd} + P _{Qd} (kN) | $\delta_{1ª\text{ ordem}}$ (cm) | M _{tot,d} (kNm) | M _{1,tot,d} (kNm) | 3727 |
| 5º pav | 9660,80 | 0,33 | 31,49 | $\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,02$ | |
| 4º pav | 9660,80 | 0,25 | 24,10 | | |
| 3º pav | 9660,80 | 0,17 | 16,64 | | |
| 2º pav | 9660,80 | 0,10 | 9,58 | | |
| 1º pav | 9660,80 | 0,04 | 3,81 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ | | | 85,61 | | |

Finalizou-se a verificação da estrutura observando os deslocamentos no topo da estrutura em ELS. Obtiveram-se os valores de 0,01cm de deslocamento em x e 0,04cm de deslocamento em y, no topo da estrutura.

Fizeram-se então os quantitativos da estrutura (tabela 6.30) e calcularam-se os esforços característicos na fundação (tabela 6.31).

Tabela 6.30 – Quantitativos gerais para a estrutura de cinco pavimentos – Volume e peso de aço

| Parede de Contraventamento | | | | | | | | |
|----------------------------|------------|------------|------------------------|-----------------|---------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|---|
| 5 pavimentos | | | | | | | | |
| | Quantidade | Seção (cm) | Área (m ²) | Comprimento (m) | Volume por elemento [m ³] | Total volume [m ³] | Quantidade e de aço por elemento (kg) | Quantidade e total de aço por elemento (kg) |
| Pilares | 20 | 40x40 | 0,16 | 21,84 | 3,4944 | 69,888 | 873,60 | 17472,00 |
| Viga 1 | 50 | 30x50 | 0,15 | 9,58 | 1,44 | 71,85 | 206,93 | 10346,40 |
| Viga 2 | 30 | 30x50 | 0,15 | 7,58 | 1,14 | 34,11 | 170,55 | 5116,50 |
| Viga 3 | 50 | 40x60 | 0,24 | 7,58 | 1,82 | 90,96 | 254,69 | 12734,40 |
| Painel 1 | 2 | 20x500 | 1 | 9,52 | 9,52 | 19,04 | 597,86 | 1195,71 |
| Painel 2 | 2 | 24x500 | 1,2 | 8 | 9,60 | 19,20 | 602,88 | 1205,76 |
| Painel 3 | 8 | 18x400 | 0,72 | 9,6 | 6,91 | 55,30 | 434,07 | 3472,59 |
| Painel 4 | 8 | 20x400 | 0,8 | 8 | 6,40 | 51,20 | 401,92 | 3215,36 |
| Tot. Elem. | 170 | | | | Total Vol [m ³] | 411,54 | Total de aço (kg) | 54758,72 |

Tabela 6.31 – Tabela de cargas características na fundação – cinco pavimentos

| Pilares/ Painéis | 5 Pavimentos - Parede de Contraventamento | | | | |
|---------------------|---|---------------------|----------|----------------------|----------------------|
| | V _x (kN) | V _y (kN) | N (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
| 1 | 2,37 | 11,80 | 1810,00 | 20,60 | 1,30 |
| 2 | 0,07 | 20,25 | 2990,00 | 34,60 | 0,30 |
| 3 | 0,70 | 20,95 | 2990,00 | 35,80 | 1,40 |
| 4 | 0,69 | 20,95 | 2990,00 | 35,80 | 0,60 |
| 5 | 0,07 | 20,25 | 2990,00 | 34,60 | 0,30 |
| 6 | 1,27 | 11,80 | 1810,00 | 20,60 | 2,30 |
| 7 | 6,88 | 0,32 | 2650,00 | 1,60 | 6,00 |
| 8 | 0,07 | 0,32 | 4110,00 | 1,60 | 0,30 |
| Painel X | 105,92 | 0,84 | 3530,00 | 3,90 | 936,00 |
| 10 | 0,07 | 0,32 | 4110,00 | 1,60 | 0,30 |
| 11 | 0,21 | 0,32 | 2650,00 | 1,60 | 0,60 |
| Painel Y | 1,2 | 345,42 | 4080,00 | 2840,00 | 2,50 |
| Painel Y | 0,98 | 345,42 | 4240,00 | 2840,00 | 0,70 |
| 14 | 6,88 | 0,32 | 2650,00 | 1,60 | 6,00 |
| 15 | 0,07 | 0,32 | 4110,00 | 1,60 | 0,30 |
| Painel X | 105,92 | 2,00 | 3530,00 | 6,70 | 936,00 |
| 17 | 0,07 | 0,32 | 4110,00 | 1,60 | 0,30 |
| 18 | 0,21 | 0,32 | 2650,00 | 1,60 | 0,60 |
| 19 | 2,37 | 11,49 | 1810,00 | 11,70 | 1,30 |
| 20 | 0,07 | 19,93 | 2990,00 | 20,00 | 0,30 |
| 21 | 0,70 | 20,64 | 2990,00 | 21,20 | 1,40 |
| 22 | 0,50 | 20,64 | 2990,00 | 21,20 | 0,60 |
| 23 | 0,07 | 19,93 | 2990,00 | 20,00 | 0,30 |
| 24 | 1,27 | 11,49 | 1810,00 | 11,70 | 2,30 |
| Total | 238,63 | 906,36 | 73580,00 | 5991,20 | 1902,00 |

6.2.2 EDIFÍCIOS COM DEZ PAVIMENTOS

Para as estruturas de dez pavimentos, simuladas utilizando paredes de contraventamento, as vigas laterais tiveram suas seções dimensionadas como 30 cm x 50 cm (VIGA 1 e 2) e as vigas centrais com seção de 40 cm x 60 cm (VIGA 3). Para as paredes, elas foram consideradas desvinculadas das paredes perpendiculares,

tendo então seu comprimento de flambagem igual à altura do pavimento. Os pilares foram considerados engastados na base e com seção de 50 cm x 60 cm.

Encontram-se os valores de 26cm de espessura para as paredes na direção X e de 30cm de espessura na direção Y para o primeiro pavimento. Para os outros pavimentos foram consideradas paredes de 23cm na direção X e 30cm na direção Y (cálculos mostrados no apêndice 4).

A partir das seções calculadas, encontraram-se valores para γ_Z de 1,04 na direção X e 1,06 na direção Y, mostrando que a estrutura pode ser considerada como de nós rígidos (tabelas 6.32 e 6.33).

Tabela 6.32 – Verificação de Estabilidade na direção x – coeficiente γ_Z

| Eixo X | | | | | |
|--------------------------|------------------------|------------------------|-------------------|--|------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | δ 1ª ordem (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 6570 |
| 10º pav | 8940 | 0,57 | 51,24 | $\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,04$ | |
| 9º pav | 8940 | 0,50 | 45,07 | | |
| 8º pav | 8940 | 0,43 | 38,25 | | |
| 7º pav | 8940 | 0,35 | 31,62 | | |
| 6º pav | 8940 | 0,28 | 25,16 | | |
| 5º pav | 8940 | 0,21 | 19,00 | | |
| 4º pav | 8940 | 0,15 | 13,40 | | |
| 3º pav | 8940 | 0,09 | 8,06 | | |
| 2º pav | 8940 | 0,05 | 4,34 | | |
| 1º pav | 8940 | 0,02 | 1,68 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ (kNm) | | | 237,82 | | |

Tabela 6.33 – Verificação de Estabilidade na direção y – coeficiente γ_Z

| Eixo Y | | | | | |
|--------------------------|------------------------|------------------------|-------------------|--|---------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | δ 1ª ordem (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 17678,3 |
| 10º pav | 9660,80 | 2,38 | 229,82 | $\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,06$ | |
| 9º pav | 9660,80 | 2,07 | 199,71 | | |
| 8º pav | 9660,80 | 1,76 | 169,69 | | |
| 7º pav | 9660,80 | 1,45 | 140,07 | | |
| 6º pav | 9660,80 | 1,15 | 111,26 | | |
| 5º pav | 9660,80 | 0,87 | 83,91 | | |
| 4º pav | 9660,80 | 0,61 | 58,71 | | |
| 3º pav | 9660,80 | 0,38 | 36,62 | | |
| 2º pav | 9660,80 | 0,19 | 18,70 | | |
| 1º pav | 9660,80 | 0,06 | 6,14 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ (kNm) | | | 1054,61 | | |

Finalizou-se a verificação da estrutura observando os deslocamentos no topo em ELS e calculando os quantitativos de carga na fundação (tabela 6.35) e quantidade de concreto e aço utilizado (tabela 6.34). Obtiveram-se os valores de 0,141cm de deslocamento em x e 0,682cm de deslocamento em y, no topo da estrutura.

Tabela 6.34 – Quantitativos gerais para a estrutura de dez pavimentos – Volume e peso de aço

| Parede de Contraventamento | | | | | | | | |
|----------------------------|------------|------------|------------------------|-----------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---|
| 10 pavimentos | | | | | | | | |
| | Quantidade | Seção (cm) | Área (m ²) | Comprimento (m) | Volume por elemento [m ³] | Total volume [m ³] | Quantidade de aço por elemento (kg) | Quantidade total de aço por elemento (kg) |
| Pilares | 20 | 50x60 | 0,3 | 42,16 | 12,648 | 252,96 | 2529,6 | 50592,00 |
| Viga 1 | 100 | 30x50 | 0,15 | 9,48 | 1,42 | 142,20 | 204,77 | 20476,80 |
| Viga 2 | 60 | 30x50 | 0,15 | 7,38 | 1,11 | 66,42 | 166,05 | 9963,00 |
| Viga 3 | 100 | 40x60 | 0,24 | 7,38 | 1,77 | 177,12 | 247,97 | 24796,80 |
| Painel 1 | 2 | 26x500 | 1,3 | 9,4 | 12,22 | 24,44 | 959,27 | 1918,54 |
| Painel 2 | 2 | 30x500 | 1,5 | 8 | 12,00 | 24,00 | 942,00 | 1884,00 |
| Painel 3 | 18 | 23x400 | 0,92 | 9,4 | 8,65 | 155,66 | 407,32 | 7331,77 |
| Painel 4 | 18 | 30x400 | 1,2 | 8 | 9,60 | 172,80 | 452,16 | 8138,88 |
| Tot. Elem. | 320 | | | | Total Vol [m ³] | 1015,60 | Total de aço (kg) | 125101,8 |

Tabela 6.35 – Tabela de cargas características na fundação – 10 pavimentos

| Pilares/ Painéis | 10 Pavimentos - Parede de Contraventramento | | | | |
|---------------------|---|---------|-----------|----------|----------|
| | Vx (kN) | Vy (kN) | N (kN) | Mx (kNm) | My (kNm) |
| 1 | 3,78 | 12,32 | 3740,00 | 34,20 | 6,90 |
| 2 | 0,61 | 21,85 | 6080,00 | 49,90 | 5,30 |
| 3 | 0,61 | 22,10 | 6080,00 | 50,30 | 5,30 |
| 4 | 0,61 | 22,10 | 6080,00 | 50,30 | 5,30 |
| 5 | 0,61 | 21,85 | 6080,00 | 49,90 | 5,30 |
| 6 | 1,91 | 12,32 | 3740,00 | 34,20 | 7,40 |
| 7 | 9,50 | 1,50 | 5420,00 | 16,30 | 12,80 |
| 8 | 0,61 | 1,50 | 8360,00 | 16,30 | 5,30 |
| Painel X | 351,03 | 5,24 | 2950,00 | 56,60 | 8481,00 |
| 10 | 0,61 | 1,50 | 8360,00 | 16,30 | 5,30 |
| 11 | 0,64 | 1,50 | 5420,00 | 16,30 | 5,30 |
| Painel Y | 1,18 | 857,67 | 14110,00 | 21793,90 | 10,10 |
| Painel Y | 1,18 | 857,57 | 14110,00 | 21793,90 | 10,10 |
| 14 | 9,50 | 1,50 | 5420,00 | 16,30 | 12,80 |
| 15 | 0,61 | 1,50 | 8360,00 | 16,30 | 5,30 |
| Painel X | 351,03 | 5,24 | 2950,00 | 56,60 | 8481,00 |
| 17 | 0,61 | 1,50 | 8360,00 | 16,30 | 5,30 |
| 18 | 0,64 | 1,50 | 5420,00 | 16,30 | 5,30 |
| 19 | 3,78 | 10,82 | 3740,00 | 17,80 | 6,90 |
| 20 | 0,61 | 20,35 | 6080,00 | 33,50 | 5,30 |
| 21 | 0,61 | 20,60 | 6080,00 | 33,90 | 5,30 |
| 22 | 0,61 | 20,60 | 6080,00 | 33,90 | 5,30 |
| 23 | 0,61 | 20,35 | 6080,00 | 33,50 | 5,30 |
| 24 | 1,91 | 10,82 | 3740,00 | 17,80 | 7,40 |
| Total | 743,40 | 1953,80 | 152840,00 | 44270,60 | 17110,60 |

6.2.3 EDIFÍCIOS COM VINTE PAVIMENTOS

Para as estruturas com vinte pavimentos simuladas utilizando paredes de contraventamento, as vigas laterais tiveram suas seções dimensionadas como 30 cm x50 cm (VIGA 1 e 2) e as vigas centrais com seção de 40 cm x60 cm (VIGA 3). Para as paredes, elas foram consideradas desvinculadas das paredes perpendiculares,

tendo então seu comprimento de flambagem igual à altura do pavimento. Os pilares foram considerados engastados na base e com seção de 75cm x 75 cm.

Encontram-se os valores de 55cm de espessura para as paredes na direção X e de 50cm de espessura na direção Y, para o primeiro pavimento. Para os outros pavimentos foram consideradas paredes também de 55cm na direção X e 50cm na direção Y (cálculos mostrados no apêndice 4).

A partir das seções calculadas, encontraram-se valores para γ_Z de 1,09 na direção X e 1,1 na direção Y, mostrando que a estrutura pode ser considerada como de nós rígidos (tabela 6.36 e 6.37).

Tabela 6.36 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γ_Z

| Eixo X | | | | | |
|---------|------------------------|------------------------|--------------------|---------------------|-------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | δ 1ª ordem (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 34560 |
| 19º pav | 8940,00 | 3,40 | 304,14 | | |
| 18º pav | 8940,00 | 3,20 | 286,12 | | |
| 17º pav | 8940,00 | 3,00 | 268,09 | | |
| 16º pav | 8940,00 | 2,80 | 250,07 | | |
| 15º pav | 8940,00 | 2,60 | 232,05 | | |
| 14º pav | 8940,00 | 2,39 | 213,27 | | |
| 13º pav | 8940,00 | 2,18 | 195,25 | | |
| 12º pav | 8940,00 | 1,97 | 176,48 | | |
| 11º pav | 8940,00 | 1,76 | 157,70 | | |
| 10º pav | 8940,00 | 1,56 | 139,68 | | |
| 9º pav | 8940,00 | 1,36 | 121,66 | | |
| 8º pav | 8940,00 | 1,16 | 103,63 | | |
| 7º pav | 8940,00 | 0,97 | 86,36 | | |
| 6º pav | 8940,00 | 0,78 | 69,84 | | |
| 5º pav | 8940,00 | 0,61 | 54,82 | | |
| 4º pav | 8940,00 | 0,45 | 40,55 | | |
| 3º pav | 8940,00 | 0,32 | 28,54 | | |
| 2º pav | 8940,00 | 0,19 | 17,27 | | |
| 1º pav | 8940,00 | 0,10 | 9,01 | | |
| térreo | 8940,00 | 0,03 | 3,00 | | |
| | | | $\Delta M_{tot,d}$ | 2757,53 | |

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,09$$

Tabela 6.37 – Verificação de estabilidade na direção y – coeficiente γ_z

| Eixo Y | | | | | |
|--------------------|------------------------|--|-------------------|--|--------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | $\delta_{1^{\text{ª}} \text{ ordem}}$ (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 104820 |
| 20º pav | 8284,8 | 11,79 | 976,61 | | |
| 19º pav | 8284,8 | 11,30 | 936,02 | | |
| 18º pav | 8284,8 | 10,79 | 894,26 | | |
| 17º pav | 8284,8 | 10,26 | 850,19 | | |
| 16º pav | 8284,8 | 9,72 | 804,95 | | |
| 15º pav | 8284,8 | 9,13 | 756,24 | | |
| 14º pav | 8284,8 | 8,51 | 705,20 | | |
| 13º pav | 8284,8 | 7,87 | 651,85 | | |
| 12º pav | 8284,8 | 7,20 | 596,17 | | |
| 11º pav | 8284,8 | 6,50 | 538,18 | | |
| 10º pav | 8284,8 | 5,77 | 477,87 | | |
| 9º pav | 8284,8 | 5,04 | 417,55 | | |
| 8º pav | 8284,8 | 4,30 | 356,08 | | |
| 7º pav | 8284,8 | 3,57 | 295,77 | | |
| 6º pav | 8284,8 | 2,86 | 236,61 | | |
| 5º pav | 8284,8 | 2,17 | 179,78 | | |
| 4º pav | 8284,8 | 1,54 | 127,59 | | |
| 3º pav | 8284,8 | 0,98 | 81,19 | | |
| 2º pav | 8284,8 | 0,52 | 42,92 | | |
| 1º pav | 8284,8 | 0,18 | 15,08 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ | | | 9940,10 | $\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,10$ | |

Finalizou-se a verificação da estrutura observando os deslocamentos no topo em ELS e calculando os quantitativos de carga na fundação (tabela 6.39) e quantidade de concreto e aço utilizado (tabela 6.38). Obtiveram-se os valores de 0,587cm de deslocamento em x e 2,19cm de deslocamento em y, no topo da estrutura.

Tabela 6.38 – Quantitativos gerais para a estrutura de 20 pavimentos – Volume e peso de aço

| Parede de Contraventamento | | | | | | | | |
|----------------------------|------------|------------|------------------------|-----------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---|
| 20 pavimentos | | | | | | | | |
| | Quantidade | Seção (cm) | Área (m ²) | Comprimento (m) | Volume por elemento [m ³] | Total volume [m ³] | Quantidade de aço por elemento (kg) | Quantidade total de aço por elemento (kg) |
| Pilares | 20 | 75x75 | 0,56 | 82,4 | 46,35 | 927 | 10197,00 | 203940,0 |
| Viga 1 | 200 | 30x50 | 0,15 | 9,23 | 1,38 | 276,9 | 199,37 | 39873,60 |
| Viga 2 | 120 | 30x50 | 0,15 | 7,23 | 1,08 | 130,1 | 162,68 | 19521,00 |
| Viga 3 | 200 | 40x60 | 0,24 | 7,23 | 1,74 | 347,0 | 242,93 | 48585,60 |
| Painel 1 | 2 | 55x500 | 2,75 | 9 | 24,75 | 49,50 | 2720,03 | 5440,05 |
| Painel 2 | 2 | 50x500 | 2,5 | 8 | 20,00 | 40,00 | 2198,00 | 4396,00 |
| Painel 3 | 38 | 55x400 | 2,2 | 9 | 19,80 | 752,4 | 932,58 | 35438,04 |
| Painel 4 | 38 | 50x400 | 2 | 8 | 16,00 | 608,0 | 753,60 | 28636,80 |
| Tot. Elem. | 620 | | | | Total Vol [m ³] | 3130 | Total de aço (kg) | 385831,0 |

Tabela 6.39 – Tabela de cargas características na fundação – 20 pavimentos

| Pilares/ Painéis | 20 Pavimentos - Parede de Contraventramento | | | | |
|---------------------|---|---------|-----------|-----------|----------|
| | Vx (kN) | Vy (kN) | N (kN) | Mx (kNm) | My (kNm) |
| 1 | 5,89 | 46,74 | 9410,00 | 172,00 | 30,00 |
| 2 | 4,93 | 67,06 | 13730,00 | 205,00 | 36,30 |
| 3 | 6,27 | 64,90 | 12870,00 | 201,90 | 38,40 |
| 4 | 5,42 | 64,90 | 12870,00 | 201,90 | 37,10 |
| 5 | 6,71 | 67,06 | 13730,00 | 205,00 | 39,10 |
| 6 | 10,22 | 46,74 | 9410,00 | 172,00 | 30,00 |
| 7 | 12,67 | 23,58 | 11230,00 | 13510,00 | 41,00 |
| 8 | 2,89 | 26,75 | 16820,00 | 140,50 | 32,70 |
| Painel X | 863,09 | 47,01 | 11140,00 | 466,80 | 32136,90 |
| 10 | 2,91 | 26,75 | 16820,00 | 140,50 | 32,70 |
| 11 | 2,90 | 23,58 | 11230,00 | 135,10 | 32,70 |
| Painel Y | 6,88 | 2021,78 | 33600,00 | 45378,40 | 76,30 |
| Painel Y | 6,85 | 2021,78 | 33600,00 | 45378,40 | 76,20 |
| 14 | 12,67 | 22,56 | 11150,00 | 133,50 | 41,00 |
| 15 | 2,89 | 24,39 | 16750,00 | 136,70 | 32,70 |
| Painel X | 863,09 | 47,01 | 11140,00 | 466,80 | 32136,90 |
| 17 | 2,91 | 24,39 | 16750,00 | 136,70 | 32,70 |
| 18 | 2,90 | 22,56 | 11200,00 | 133,50 | 32,70 |
| 19 | 5,80 | 29,46 | 8610,00 | 83,20 | 30,00 |
| 20 | 4,93 | 48,33 | 12970,00 | 78,10 | 36,30 |
| 21 | 6,27 | 43,06 | 11760,00 | 75,00 | 38,40 |
| 22 | 5,42 | 43,06 | 11760,00 | 75,00 | 37,10 |
| 23 | 6,71 | 48,33 | 12980,00 | 78,10 | 39,10 |
| 24 | 10,22 | 29,31 | 8960,00 | 83,20 | 44,70 |
| Total | 1861,44 | 4931,09 | 340490,00 | 107787,30 | 65141,00 |

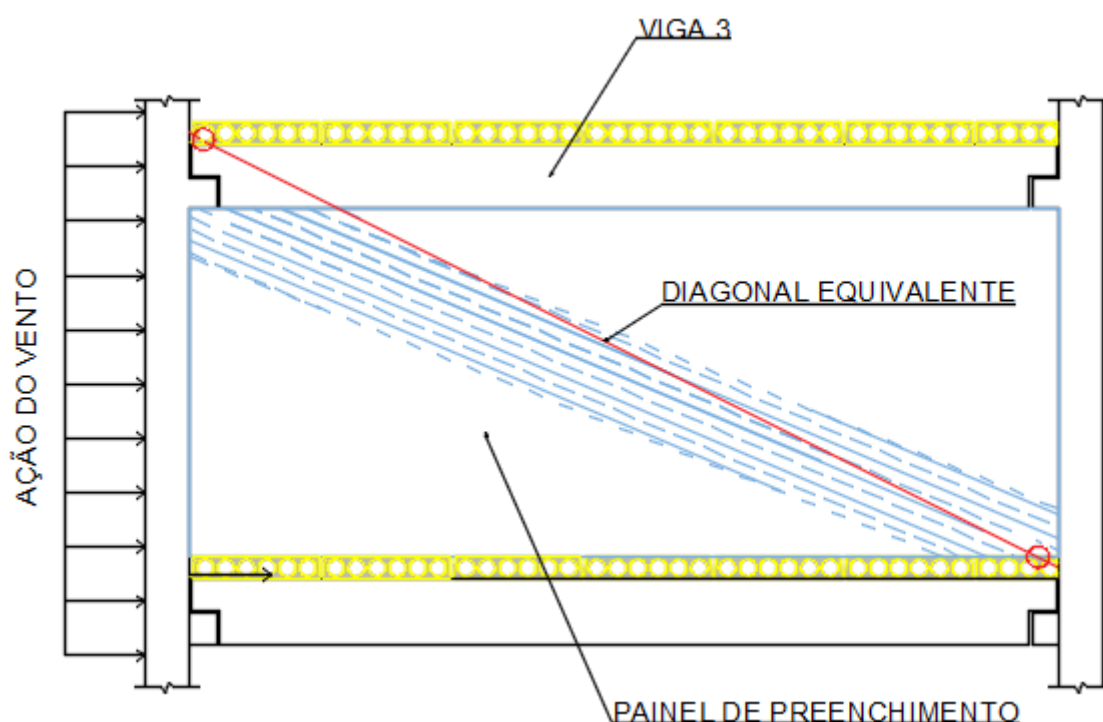
6.3 PAREDES DE PREENCHIMENTO

Nas simulações de estruturas com painéis de preenchimento, diferentemente das estruturas com ligações resistentes ao momento fletor, todas as ligações entre vigas e pilares da estrutura foram consideradas rotuladas, fazendo com que os elementos resistentes sejam os pilares e os painéis de preenchimento.

Como o diafragma da estrutura foi considerado rígido, uma pequena parcela dos esforços gerados pela ação lateral devida ao vento é absorvida pelos pilares engastados em sua base enquanto a maior parcela é resistida pelos painéis de preenchimento devido às grandes rigidezes desses elementos. Os esforços então são encaminhados através da laje até os painéis de preenchimento, nos quais são formadas as bielas de compressão mostradas nos fundamentos teóricos desta dissertação.

Para as estruturas estudadas, simularam-se os painéis de preenchimento utilizando barras diagonais, como descrito por Madia (2010) e Soriani (2013), na região perto ao “shaft” central. Tais barras foram colocadas na direção da ação do vento, de acordo com o esquema da figura 6.12.

Figura 6.12 – Detalhe de colocação da diagonal equivalente



Primeiramente considera-se uma seção genérica para a barra diagonal. Com isso são encontrados esforços de compressão nas barras. Tais esforços são utilizados para o dimensionamento real dos painéis. Após seu dimensionamento, são reinseridas as informações geométricas na simulação, verificando se a situação encontrada é válida.

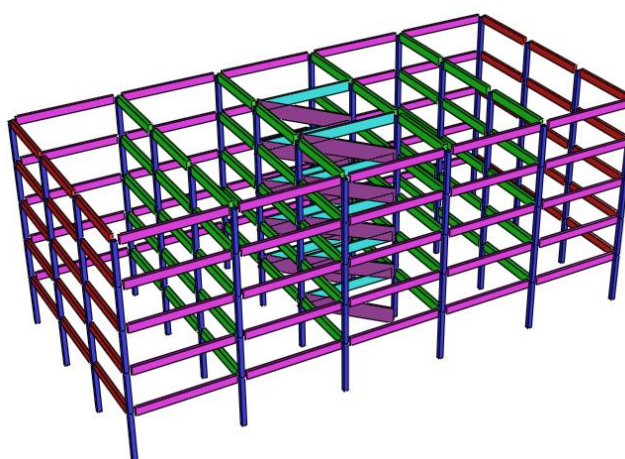
Para as estruturas simuladas com parede de preenchimento, foi feita a verificação da largura necessária para a parede de acordo com a norma BS EN 1992.1.1 e pela norma BS8110. Para efeito de cálculo de volume e taxa de armadura, utilizou-se a menor largura da parede entre as duas normas, fazendo com que a utilização desta solução seja mais competitiva.

6.3.1 EDIFÍCIO COM CINCO PAVIMENTOS.

Para a estrutura de cinco pavimentos, consideraram-se pilares com seção 40 cm x 40 cm, vigas protendidas 30 cm x 50 cm nas laterais (VIGA 1 e VIGA 2) e vigas protendidas 40 cm x 60 cm (VIGA 3) totalmente com ligações rotuladas na região central da obra e painéis de preenchimento de acordo com as ações solicitantes.

No estudo da ação do vento na direção X da estrutura, obteve-se a seguinte situação de acordo com a figura 6.13.

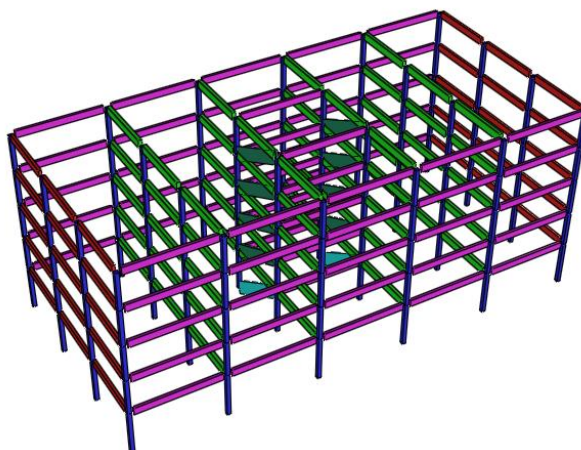
Figura 6.13 – Simulação com a ação de vento atuando no eixo X



O maior valor de compressão característico nas diagonais que representam os painéis de preenchimento é de 110 kN.

Já na direção Y, tem-se a seguinte distribuição estrutural de acordo com a figura 6.14.

Figura 6.14 – simulação com a ação de vento atuando no eixo Y

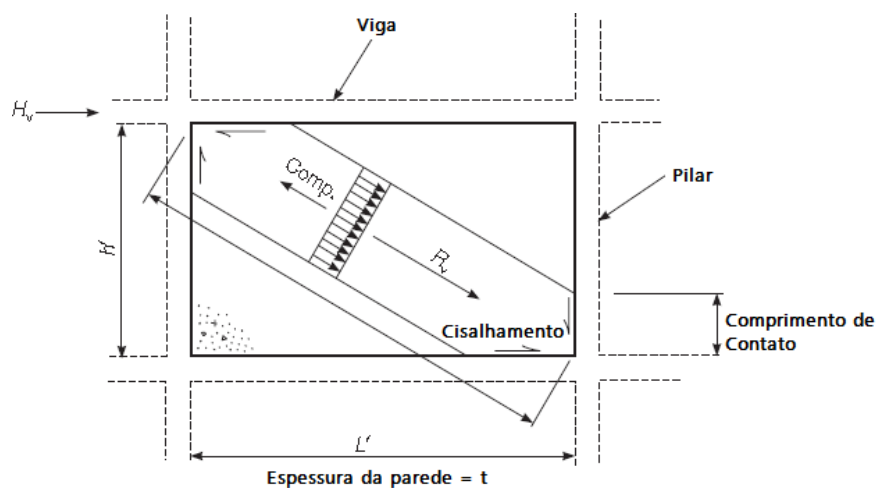


Para essa situação, o maior esforço de compressão característico encontrado foi de 381 kN.

Com esses valores, fez-se o dimensionamento dos painéis de preenchimento seguindo as diretrizes dadas pela Eurocode BS EN 1992-1-1 e pela norma Inglesa BS8110. Neste capítulo será mostrado o cálculo a partir da norma BS8110 para o painel do primeiro pavimento na direção Y. Todos os cálculos podem ser encontrados no apêndice 5 desta dissertação.

Para o cálculo do painel são necessárias algumas características mostradas na figura 6.15

Figura 6.15 – simulação com a ação de vento atuando no eixo Y



Sendo:

- f_{ck} do painel e da estrutura = 40MPa
- Módulo de Elasticidade do painel (E_i) e da estrutura (E_c) = 35GPa
- I = menor momento de inércia entre a viga e o pilar que estão em volta da parede. Neste caso o momento de inércia utilizado é o do pilar:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I = \frac{40 \cdot 40^3}{12}$$

$$I = 213,333cm^4$$

- $H = 500cm$
- $H' = 500 - 86$ (60cm altura da viga + 26cm de altura de laje + capa) = 414cm
- $L = 800cm$
- $L' = 800 - 40$ (40cm de pilar) = 760cm
- $t = 22cm$

O comprimento da diagonal é dado por:

$$w'^2 = L'^2 + H'^2$$

$$w'^2 = 760^2 + 414^2$$

$$w' = 865,45cm$$

Tem-se então que o ângulo formado pela diagonal da parede com a horizontal igual a:

$$\arctg\theta = \frac{414}{760}$$

$$\theta = 28,58^\circ$$

Utilizando então o que foi preconizado por Stafford-Smith, encontra-se α que é o comprimento de projeto em que o painel de preenchimento se apoia no pilar e viga.:

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_h \cdot h}$$

Onde o λ_h é um parâmetro não adimensional que expressa a rigidez relativa entre a estrutura apertada e o painel de preenchimento, no qual:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_i \cdot t \cdot \text{sen}2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I \cdot h'}}$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{35 \cdot 22\text{cm} \cdot \text{sen}2 \cdot 25,86^\circ}{4 \cdot 35 \cdot 213333\text{cm}^4 \cdot 865,45\text{cm}}}$$

$$\lambda_h = 0,0015$$

Logo:

$$\frac{\alpha}{500} = \frac{\pi}{2 \cdot 0,0015 \cdot 500}$$

$$\alpha = 103,86\text{cm}$$

Sendo então α o valor de projeto que mostra o quanto o painel está encostado na viga e no pilar, tem-se que a biela formada no painel é dada por:

$$w^2 = 2\alpha^2$$

$$w = 146,88\text{ cm}$$

O valor encontrado w é utilizado como a altura da diagonal que é simulada no modelo estrutural.

Faz-se então a verificação de esbeltez do painel de preenchimento. Tem-se que o comprimento efetivo (L_e) do painel é:

$$L_e = 0,75 \cdot w'$$

$$L_e = 0,75 \cdot 865,45$$

$$L_e = 649,1\text{cm}$$

A esbeltez de acordo com a norma inglesa BS8110 para painéis de preenchimento deve ser menor ou igual que 30 e é dada pela equação:

$$\lambda = \frac{L_e}{t}$$

$$\lambda = \frac{649,1}{22}$$

$$\lambda = 29,5$$

Tem-se que a resultante na diagonal da barra para a direção y é de 381kN. Então a resultante de cálculo que deve ser utilizada para os dimensionamentos é:

$$R_{sd} = 1,4 \cdot R_{sk}$$

$$R_{sd} = 1,4 \cdot 381$$

$$R_{sd} = 533,4 \text{ kN}$$

De acordo com o British Standard 8110 a resistência à compressão de projeto é multiplicada por 0,3, sendo então:

$$f_{cd,pl} = 0,3 \cdot f_{cu}$$

Já a resistência da biela de compressão (R_V) é dada por:

$$R_V = 0,3 \cdot f_{cu} \cdot 0,1 \cdot w \cdot t$$

Para o BS 8110, quando a razão de esbeltez $w/t > 12$, as equações acima são modificadas de acordo com a cláusula 3.9.4.16.

$$R_V = 0,3 \cdot f_{ck} \cdot L' \cdot (t - 1,2 \cdot e_x - 2 \cdot e_{add})$$

Sendo:

$$e_x = 0,05 \cdot t \text{ e } e_{add} = \frac{L_e^2}{2500 \cdot t}$$

$$e_x = 0,05 \cdot 22 \text{ e } e_{add} = \frac{649,1^2}{2500 \cdot 22}$$

$$e_x = 1,1 \text{ e } e_{add} = 7,66$$

Logo:

$$R_V = 0,3 \cdot 40 \cdot 760 \cdot (22 - 1,2 \cdot 1,1 - 2 \cdot 7,66)$$

$$R_V = 556,62 \text{ kN} > R_{sd}$$

Verifica-se então as resistências de cisalhamento das interfaces lisas na vertical e horizontal:

$$V_{Rv} = 0,45 \cdot \alpha \cdot t$$

$$V_{Rv} = 0,45 \cdot 103,81 \cdot 22$$

$$V_{Rv} = 102,82 \text{ kN}$$

A força cortante atuante na interface vertical é de:

$$V_{sd} = \text{sen}\theta \cdot R_{sd}$$

$$V_{sd} = \text{sen } 28,58 \cdot 533,4$$

$$V_{sd} = 255,4 \text{ kN}$$

Como a força cortante é maior que a resistente, a parte residual deve ser resistida pela viga logo abaixo ao painel.

$$V_{s,residual} = 255,4 - 102,82 = 152,34 \text{ kN}$$

E

$$H_{Rv} = 0,45 \cdot L' \cdot t$$

$$H_{Rv} = 0,45 \cdot 760 \cdot 22$$

$$H_{Rv} = 752,4 \text{ kN}$$

A força cortante atuante na interface horizontal é de:

$$H_{sd} = \text{sen}\theta \cdot R_{sd}$$

$$H_{sd} = \cos 28,58 \cdot 533,4$$

$$H_{sd} = 468,4 \text{ kN}$$

Logo para a força horizontal a estrutura é válida.

Obtiveram-se painéis com 22 cm e 26 cm de espessura pela BS8110, enquanto pela BS Em 1992-1-1 encontrou-se painéis com 27 cm, 28.5 cm, 35.5 cm e 37 cm.

É verificado então que o dimensionamento do painel através da norma inglesa é muito mais arrojado que o encontrado através das formulações da norma BS EN 1992-1-1 e que o fator limitante para o dimensionamento do painel é a sua esbeltez.

Com isso utiliza-se o dimensionamento da norma inglesa para verificar a estrutura em situação de segunda ordem e para a quantificação de aço e concreto.

Verificou-se que para a situação com painéis de preenchimento, o gama z da estrutura ficou em 1,06 na direção X e 1,08 na direção Y, sendo assim a estrutura é considerada de nós rígidos, podendo então manter as outras vigas rotuladas (tabelas 6.40 e 6.41).

Tabela 6.40 – Verificação de Estabilidade na direção x – coeficiente γ_Z

| Eixo X | | | | | |
|--------------------|------------------------|------------------------|-------------------|--|------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | δ 1ª ordem (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 1125 |
| 5º pav | 8940,00 | 0,21 | 18,77 | $\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,06$ | |
| 4º pav | 8940,00 | 0,18 | 16,15 | | |
| 3º pav | 8940,00 | 0,14 | 12,95 | | |
| 2º pav | 8940,00 | 0,10 | 8,95 | | |
| 1º pav | 8940,00 | 0,05 | 4,44 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ | | | 61,25 | | |

Tabela 6.41 – Verificação de Estabilidade na direção y – coeficiente γ_Z

| Eixo Y | | | | | |
|--------------------|------------------------|------------------------|-------------------|--|------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | δ 1ª ordem (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 3727 |
| 5º pav | 9660,80 | 0,89 | 85,70 | $\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,08$ | |
| 4º pav | 9660,80 | 0,73 | 70,92 | | |
| 3º pav | 9660,80 | 0,56 | 54,53 | | |
| 2º pav | 9660,80 | 0,37 | 36,01 | | |
| 1º pav | 9660,80 | 0,18 | 17,27 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ | | | 264,42 | | |

Foram então verificados os deslocamentos no estado Limite de Serviço da estrutura em questão, tendo um deslocamento de 0,15cm no eixo x e 0,19cm no eixo y.

Calcularam-se então os quantitativos deste prédio; o volume de concreto pré-moldado utilizado, a quantidade de armadura (tabela 6.42) e o somatório de esforços característicos na fundação (tabela 6.43).

Tabela 6.42 – Quantitativos para estrutura de cinco pavimento com painel de preenchimento

| Parede de Preenchimento | | | | | | | | |
|-------------------------|------------|------------|------------------------|-----------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---|
| 5 pavimentos | | | | | | | | |
| | Quantidade | Seção (cm) | Área (m ²) | Comprimento (m) | Volume por elemento [m ³] | Total volume [m ³] | Quantidade de aço por elemento (kg) | Quantidade total de aço por elemento (kg) |
| Pilares | 24 | 40x40 | 0,16 | 21,84 | 3,4944 | 83,8656 | 698,88 | 16773,12 |
| Viga 1 | 60 | 30x50 | 0,15 | 9,58 | 1,44 | 86,22 | 206,93 | 12415,68 |
| Viga 2 | 30 | 30x50 | 0,15 | 7,58 | 1,14 | 34,11 | 170,55 | 5116,50 |
| Viga 3 | 60 | 40x60 | 0,24 | 7,58 | 1,82 | 109,15 | 254,69 | 15281,28 |
| Painel 1 | 2 | 22x41 4 | 0,9108 | 7,6 | 6,92 | 13,84 | 108,68 | 217,35 |
| Painel 2 | 2 | 27x41 4 | 1,1178 | 9,6 | 10,73 | 21,46 | 168,47 | 336,95 |
| Painel 3 | 8 | 22x31 4 | 0,6908 | 7,6 | 5,25 | 42,00 | 82,43 | 659,41 |
| Painel 4 | 8 | 27x31 4 | 0,8478 | 9,6 | 8,14 | 65,11 | 127,78 | 1022,24 |
| Tot. Elem. | 194 | | | | Total Vol [m ³] | 455,77 | Total de aço (kg) | 51822,54 |

Tabela 6.43 – Tabela de cargas características na fundação – cinco pavimentos

| Pilares | 5 Pavimentos - Painel de Preenchimento | | | | |
|---------|--|---------------------|----------|----------------------|----------------------|
| | V _x (kN) | V _y (kN) | N (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
| 1 | 1,69 | 7,71 | 1810,00 | 8,20 | 12,90 |
| 2 | 3,90 | 17,14 | 2990,00 | 23,80 | 13,80 |
| 3 | 4,01 | 17,46 | 2990,00 | 24,30 | 14,00 |
| 4 | 3,79 | 17,46 | 2990,00 | 24,30 | 13,60 |
| 5 | 3,90 | 17,14 | 2990,00 | 23,80 | 13,80 |
| 6 | 2,62 | 7,71 | 1810,00 | 8,20 | 11,70 |
| 7 | 3,01 | 3,25 | 2650,00 | 9,90 | 8,00 |
| 8 | 3,90 | 3,25 | 4110,00 | 9,90 | 13,80 |
| 9 | 4,97 | 375,88 | 3410,00 | 0,00 | 15,60 |
| 10 | 150,58 | 375,88 | 3570,00 | 0,00 | 0,00 |
| 11 | 3,90 | 3,25 | 4110,00 | 9,90 | 13,80 |
| 12 | 3,84 | 3,25 | 2650,00 | 9,90 | 13,70 |
| 13 | 3,01 | 3,25 | 2650,00 | 9,90 | 8,00 |
| 14 | 3,90 | 3,25 | 4110,00 | 9,90 | 13,80 |
| 15 | 4,97 | 6,33 | 3410,00 | 5,90 | 15,60 |
| 16 | 150,85 | 6,33 | 3570,00 | 5,90 | 0,00 |
| 17 | 3,90 | 3,25 | 4110,00 | 9,90 | 13,80 |
| 18 | 3,84 | 3,25 | 2650,00 | 9,90 | 13,70 |
| 19 | 1,69 | 8,88 | 1810,00 | 22,40 | 12,90 |
| 20 | 3,90 | 15,52 | 2990,00 | 32,30 | 13,80 |
| 21 | 4,01 | 15,53 | 2990,00 | 32,80 | 14,00 |
| 22 | 3,79 | 15,53 | 2990,00 | 32,80 | 13,60 |
| 23 | 3,90 | 15,52 | 2990,00 | 32,30 | 13,80 |
| 24 | 2,62 | 8,88 | 1810,00 | 22,40 | 11,70 |
| Total | 380,49 | 954,90 | 72160,00 | 378,60 | 289,40 |

6.3.2 EDIFÍCIO COM DEZ PAVIMENTOS

Para o edifício com dez pavimentos, consideraram-se pilares com seção 70 cm x 50 cm, vigas protendidas 30 cm x 50 cm (VIGA 1 e 2) nas laterais, vigas protendidas 40 cm x 60 cm (VIGA 3) na região central da obra e painéis de preenchimento de acordo com as cargas solicitantes.

Também como na estrutura com cinco pavimentos, todas as outras vigas foram consideradas rotuladas, fazendo com que os pilares e os painéis de contraventamento fossem os responsáveis pela estabilidade lateral da estrutura.

Utilizando as mesmas barras diagonais, verificou-se o nível de compressão característica em cada barra, sendo escolhidos então os maiores valores para o cálculo.

Para a estrutura de dez pavimentos, a maior compressão característica em uma barra diagonal na direção X foi de 314 kN e no eixo Y foi de 950 kN

Sendo assim, calcularam-se os painéis necessários para a estrutura de dez pavimentos (os cálculos são mostrados no apêndice 5).

Obtiveram-se painéis com 26 cm e 35 cm de espessura pela BS8110, enquanto pela BS Em 1992-1-1 encontraram-se painéis com 27.5 cm, 28.5 cm, 36 cm e 37 cm. Com isso, foram usados os painéis de acordo com a BS8110 para verificação de estabilidade global e para fins de quantificação de concreto e aço da edificação.

Para essa edificação em questão, encontraram-se valores de gama z iguais a 1,08 para a direção x e 1,10 para direção y, podendo considerar a estrutura de nós indeslocáveis (tabela 6.44 e 6.45). E na verificação de estado limite de serviço, os deslocamentos foram de 0,26 cm em x e 0,41 em y. Então a estrutura é válida.

Tabela 6.44 – Verificação de Estabilidade na direção x – coeficiente γ_z

| Eixo X | | | | | |
|--------------------------|---------------------------|--|-------------------|--|------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | $\delta_{1^{\text{a}} \text{ ordem}}$ (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 6570 |
| 10º pav | 8940 | 1,01 | 90,12 | $\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,08$ | |
| 9º pav | 8940 | 0,92 | 81,85 | | |
| 8º pav | 8940 | 0,82 | 73,59 | | |
| 7º pav | 8940 | 0,71 | 63,83 | | |
| 6º pav | 8940 | 0,60 | 54,07 | | |
| 5º pav | 8940 | 0,50 | 44,31 | | |
| 4º pav | 8940 | 0,39 | 34,54 | | |
| 3º pav | 8940 | 0,28 | 24,78 | | |
| 2º pav | 8940 | 0,17 | 15,02 | | |
| 1º pav | 8940 | 0,08 | 6,76 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ (kNm) | | | 488,87496 | | |

Tabela 6.45 – Verificação de Estabilidade na direção y – coeficiente γ_z

| Eixo Y | | | | | |
|---------|---------------------------|-----------------------------|----------------------|--|---------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | δ 1ª ordem (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 17678,3 |
| 10º pav | 9660,80 | 3,27 | 315,68 | $\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,10$ | |
| 9º pav | 9660,80 | 2,91 | 280,78 | | |
| 8º pav | 9660,80 | 2,53 | 244,26 | | |
| 7º pav | 9660,80 | 2,15 | 207,75 | | |
| 6º pav | 9660,80 | 1,77 | 171,23 | | |
| 5º pav | 9660,80 | 1,39 | 134,71 | | |
| 4º pav | 9660,80 | 1,04 | 100,63 | | |
| 3º pav | 9660,80 | 0,71 | 68,17 | | |
| 2º pav | 9660,80 | 0,41 | 39,76 | | |
| 1º pav | 9660,80 | 0,18 | 17,04 | | |
| | | $\Delta M_{tot,d}$ (kNm) | 1580,00 | | |

Obtêm-se então os quantitativos deste prédio, calculando o volume de concreto pré-moldado utilizado, a quantidade de armadura (tabela 6.46) e o somatório de esforços característicos na fundação (tabela 6.47).

Tabela 6.46 – Quantitativos para estrutura de dez pavimento com painel de preenchimento

| Parede de Preenchimento | | | | | | | | |
|-------------------------|----------------|---------------|---------------------------|---------------------|---|--------------------------------------|---|--|
| 10 pavimentos | | | | | | | | |
| | Quantida de | Seção (cm) | Área (m ²) | Comprim ento (m) | Volume por elemen to [m ³] | Total volume [m ³] | Quanti dade de aço por elemen to (kg) | Quantid e total de aço por elemento (kg) |
| Pilares | 24 | 50x70 | 0,35 | 42,32 | 14,81 | 355,49 | 2281,0 | 54745,15 |
| Viga 1 | 120 | 30x50 | 0,15 | 9,48 | 1,42 | 170,64 | 204,77 | 24572,16 |
| Viga 2 | 60 | 30x50 | 0,15 | 7,28 | 1,09 | 65,52 | 163,80 | 9828,00 |
| Viga 3 | 120 | 40x60 | 0,24 | 7,28 | 1,75 | 209,66 | 244,61 | 29352,96 |
| Painel 1 | 2 | 26x414 | 1,08 | 9,50 | 10,23 | 20,45 | 321,09 | 642,18 |
| Painel 2 | 2 | 35x414 | 1,45 | 7,30 | 10,58 | 21,16 | 332,14 | 664,28 |
| Painel 3 | 18 | 26x314 | 0,82 | 9,50 | 7,76 | 139,60 | 243,53 | 4383,58 |
| Painel 4 | 18 | 35x314 | 1,10 | 7,30 | 8,02 | 144,41 | 251,91 | 4534,43 |
| Tot. Elem. | 364 | | | | Total Vol [m ³] | 1126,93 | Total de aço (kg) | 128722,74 |

Tabela 6.47 – Tabela de cargas características na fundação – dez pavimentos

| Pilares | 10 Pavimentos - Paineis de Preenchimento | | | | |
|---------|--|---------------------|-----------|----------------------|----------------------|
| | V _x (kN) | V _y (kN) | N (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
| 1 | 11,14 | 3,30 | 3790,00 | 4,70 | 47,40 |
| 2 | 14,27 | 13,11 | 6130,00 | 20,90 | 49,10 |
| 3 | 14,30 | 13,23 | 6130,00 | 21,10 | 49,10 |
| 4 | 14,25 | 13,23 | 6130,00 | 21,10 | 49,00 |
| 5 | 14,27 | 13,11 | 6130,00 | 20,90 | 49,10 |
| 6 | 12,95 | 3,30 | 3790,00 | 4,70 | 46,90 |
| 7 | 5,38 | 7,38 | 5470,00 | 12,90 | 41,50 |
| 8 | 14,27 | 7,38 | 8410,00 | 12,90 | 49,10 |
| 9 | 15,57 | 949,53 | 9420,00 | 28,50 | 51,20 |
| 10 | 489,74 | 949,53 | 9420,00 | 28,50 | 0,00 |
| 11 | 14,27 | 7,38 | 8410,00 | 12,90 | 49,10 |
| 12 | 14,27 | 7,38 | 5470,00 | 12,90 | 49,10 |
| 13 | 5,38 | 7,38 | 5470,00 | 12,90 | 41,50 |
| 14 | 14,27 | 7,38 | 8410,00 | 12,90 | 49,10 |
| 15 | 15,57 | 2,14 | 4190,00 | 2,80 | 51,20 |
| 16 | 489,74 | 2,14 | 4190,00 | 2,80 | 0,00 |
| 17 | 14,27 | 7,38 | 8410,00 | 12,90 | 49,10 |
| 18 | 14,26 | 7,38 | 5470,00 | 12,90 | 49,10 |
| 19 | 11,14 | 11,28 | 5790,00 | 24,70 | 47,40 |
| 20 | 14,27 | 14,33 | 6130,00 | 35,10 | 49,10 |
| 21 | 14,30 | 14,45 | 6130,00 | 35,30 | 49,10 |
| 22 | 14,25 | 14,45 | 6130,00 | 35,30 | 49,00 |
| 23 | 14,27 | 14,33 | 6130,00 | 35,10 | 49,10 |
| 24 | 12,95 | 11,28 | 3790,00 | 24,70 | 46,90 |
| Total | 1269,35 | 2101,78 | 148940,00 | 449,40 | 1061,20 |

6.3.3 EDIFÍCIO COM VINTE PAVIMENTOS

Para o edifício com vinte pavimentos foram utilizados pilares 100 cm x100 cm, menos na região do “shaft”, na qual foram utilizados pilares 160x160, já nas vigas mantiveram-se 30 cm x50 cm (VIGA 1 e VIGA 2) e 40 cm x60 cm (VIGA 3), menos as vigas que estão abaixo dos painéis (VIGA 4 67 cm x60 cm e VIGA 5 94 cm x 60 cm), sendo que todas foram consideradas rotuladas.

Utilizando as mesmas barras diagonais, verificou-se o nível de compressão característica em cada barra, sendo usados então os maiores valores para o cálculo.

Os maiores valores de compressão característicos encontrados foram 1890 kN na direção x e 2400 kN na direção y. Com isso, dimensionaram-se os painéis. O cálculo dos painéis está mostrado no apêndice 5.

Para esse caso, o fator principal para o dimensionamento dos painéis foi o esforço de compressão, sendo assim obtiveram-se painéis de 67 cm, 67.5 cm e 40 cm de espessura pela norma europeia e de 90 cm, 91.5 cm e 67 cm pela norma inglesa, mostrando que esta última norma é mais arrojada em questão de esbeltez da estrutura, porém mais conservadora em relação ao dimensionamento à compressão.

Utilizam-se então os valores encontrados na norma europeia para simular novamente a estrutura. Com isso obtiveram-se os valores de gama z de 1,06 em x e 1,10 em y (estrutura com nós indeslocáveis – tabelas 6.48 e 6.49). No estado limite de serviço obtiveram-se deslocamentos em x de 1,06cm e em y de 1,1cm.

Tabela 6.48 – Verificação de estabilidade na direção x – coeficiente γ_z

| Eixo X | | | | | |
|--------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------|--|-------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | δ 1ª ordem (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 34560 |
| 19º pav | 8940,00 | 2,20 | 196,75 | | |
| 18º pav | 8940,00 | 2,08 | 186,24 | | |
| 17º pav | 8940,00 | 1,96 | 174,97 | | |
| 16º pav | 8940,00 | 1,84 | 164,46 | | |
| 15º pav | 8940,00 | 1,71 | 153,20 | | |
| 14º pav | 8940,00 | 1,59 | 141,93 | | |
| 13º pav | 8940,00 | 1,45 | 129,92 | | |
| 12º pav | 8940,00 | 1,33 | 118,65 | | |
| 11º pav | 8940,00 | 1,20 | 107,39 | | |
| 10º pav | 8940,00 | 1,07 | 95,37 | | |
| 9º pav | 8940,00 | 0,94 | 84,11 | | |
| 8º pav | 8940,00 | 0,82 | 73,59 | | |
| 7º pav | 8940,00 | 0,70 | 62,33 | | |
| 6º pav | 8940,00 | 0,58 | 51,82 | | |
| 5º pav | 8940,00 | 0,47 | 42,05 | | |
| 4º pav | 8940,00 | 0,36 | 32,29 | | |
| 3º pav | 8940,00 | 0,27 | 24,03 | | |
| 2º pav | 8940,00 | 0,18 | 15,77 | | |
| 1º pav | 8940,00 | 0,10 | 9,01 | | |
| térreo | 8940,00 | 0,04 | 3,75 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ | | | 1867,64 | $\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,06$ | |

Tabela 6.49 – Verificação de estabilidade na direção y – coeficiente γ_z

| Eixo Y | | | | | |
|--------------------|------------------------|------------------------|-------------------|---------------------|--------|
| Pav. | $P_{Gd} + P_{Qd}$ (kN) | δ 1ª ordem (cm) | $M_{tot,d}$ (kNm) | $M_{1,tot,d}$ (kNm) | 104820 |
| 20º pav | 8284,8 | 13,03 | 1079,84 | | |
| 19º pav | 8284,8 | 12,24 | 1013,73 | | |
| 18º pav | 8284,8 | 11,42 | 946,46 | | |
| 17º pav | 8284,8 | 10,61 | 879,18 | | |
| 16º pav | 8284,8 | 9,81 | 813,07 | | |
| 15º pav | 8284,8 | 9,00 | 745,80 | | |
| 14º pav | 8284,8 | 8,19 | 678,53 | | |
| 13º pav | 8284,8 | 7,38 | 611,25 | | |
| 12º pav | 8284,8 | 6,59 | 546,30 | | |
| 11º pav | 8284,8 | 5,81 | 481,35 | | |
| 10º pav | 8284,8 | 5,04 | 417,55 | | |
| 9º pav | 8284,8 | 4,31 | 357,24 | | |
| 8º pav | 8284,8 | 3,60 | 298,09 | | |
| 7º pav | 8284,8 | 2,94 | 243,57 | | |
| 6º pav | 8284,8 | 2,31 | 191,38 | | |
| 5º pav | 8284,8 | 1,75 | 144,98 | | |
| 4º pav | 8284,8 | 1,23 | 102,07 | | |
| 3º pav | 8284,8 | 0,80 | 66,11 | | |
| 2º pav | 8284,8 | 0,43 | 35,96 | | |
| 1º pav | 8284,8 | 0,17 | 13,92 | | |
| $\Delta M_{tot,d}$ | | | 9666,37 | | |

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,10$$

Calculam-se então os quantitativos deste prédio, verificando o volume de concreto pré-moldado utilizado, a quantidade de armadura (tabela 6.50) e o somatório de esforços característicos na fundação (tabela 6.51):

Tabela 6.50 – Quantitativos para estrutura de 20 pavimento com painel de preenchimento

| Parede de Preenchimento | | | | | | | | |
|-------------------------|------------|------------|------------------------|-----------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|---|
| 20 pavimentos | | | | | | | | |
| | Quantidade | Seção (cm) | Área (m ²) | Comprimento (m) | Volume por elemento [m ³] | Total volume [m ³] | Quantidade de aço por elemento (kg) | Quantidade total de aço por elemento (kg) |
| Pilares 1 | 20 | 100x100 | 1,00 | 82,80 | 82,80 | 1656,00 | 9936,00 | 198720,00 |
| Pilares 2 | 4 | 160x160 | 2,56 | 83,76 | 214,43 | 857,70 | 21442,56 | 85770,24 |
| Viga 1 | 200 | 30x50 | 0,15 | 9,23 | 1,38 | 276,90 | 199,37 | 39873,60 |
| Viga 2 | 120 | 30x50 | 0,15 | 7,23 | 1,08 | 130,14 | 162,68 | 19521,00 |
| Viga 3 | 200 | 40x60 | 0,24 | 7,23 | 1,74 | 347,04 | 242,93 | 48585,60 |
| Viga 4 | 40 | 67x60 | 0,40 | 8,38 | 3,37 | 134,75 | 336,88 | 13475,04 |
| Viga 5 | 40 | 91x60 | 0,55 | 6,38 | 3,48 | 139,34 | 278,68 | 11147,14 |
| Painel 1 | 2 | 67x414 | 2,77 | 8,40 | 23,30 | 46,60 | 731,62 | 1463,23 |
| Painel 2 | 2 | 90x414 | 3,73 | 6,40 | 23,85 | 47,69 | 748,78 | 1497,55 |
| Painel 3 | 38 | 67x314 | 2,10 | 8,40 | 17,67 | 671,53 | 277,45 | 10543,07 |
| Painel 4 | 38 | 91x314 | 2,8574 | 6,4 | 18,29 | 694,92 | 287,11 | 10910,24 |
| Tot. Elem. | 704 | | | | Total Vol [m ³] | 5002,62 | Total de aço (kg) | 441506,71 |

Tabela 6.51 – Tabela de cargas características na fundação – 20 pavimentos

| Pilares | 20 Pavimentos - Pannel de Preenchimento | | | | |
|---------|---|---------------------|-----------|----------------------|----------------------|
| | V _x (kN) | V _y (kN) | N (kN) | M _x (kNm) | M _y (kNm) |
| 1 | 2,93 | 5,51 | 9100,00 | 112,70 | 6,60 |
| 2 | 6,96 | 15,48 | 13890,00 | 128,50 | 3,80 |
| 3 | 6,97 | 15,48 | 13890,00 | 128,60 | 3,80 |
| 4 | 6,96 | 15,48 | 13890,00 | 128,60 | 3,80 |
| 5 | 6,96 | 15,46 | 13890,00 | 128,50 | 3,80 |
| 6 | 6,09 | 5,51 | 9100,00 | 112,70 | 5,20 |
| 7 | 2,86 | 5,37 | 12430,00 | 95,50 | 12,10 |
| 8 | 6,96 | 5,37 | 18280,00 | 95,50 | 3,80 |
| 9 | 43,63 | 2356,78 | 31220,00 | 622,30 | 33,40 |
| 10 | 992,30 | 2356,78 | 31220,00 | 622,30 | 40,30 |
| 11 | 6,96 | 5,37 | 18280,00 | 95,50 | 3,80 |
| 12 | 6,96 | 5,37 | 12430,00 | 95,50 | 3,80 |
| 13 | 2,86 | 5,37 | 12430,00 | 95,50 | 12,10 |
| 14 | 6,96 | 5,37 | 18280,00 | 95,50 | 3,80 |
| 15 | 43,63 | 21,25 | 5530,00 | 650,30 | 33,40 |
| 16 | 992,30 | 21,25 | 5530,00 | 650,30 | 0,00 |
| 17 | 6,96 | 5,37 | 18280,00 | 95,50 | 3,80 |
| 18 | 6,96 | 5,37 | 12430,00 | 95,50 | 3,80 |
| 19 | 2,93 | 8,97 | 9100,00 | 84,40 | 6,60 |
| 20 | 6,96 | 11,64 | 13890,00 | 74,70 | 3,80 |
| 21 | 6,97 | 11,66 | 13890,00 | 74,70 | 3,80 |
| 22 | 6,96 | 11,66 | 13890,00 | 74,70 | 3,80 |
| 23 | 6,96 | 11,64 | 13890,00 | 74,70 | 3,80 |
| 24 | 6,09 | 8,97 | 9100,00 | 84,40 | 5,20 |
| Total | 2193,08 | 4936,48 | 343860,00 | 4516,40 | 208,10 |

7. ANÁLISE DE RESULTADOS

A partir dos dados encontrados nas simulações estruturais, foram feitas comparações entre os comportamentos das estruturas de alturas diferentes, porém com o mesmo sistema de contraventamento, e entre estruturas de mesma altura, que utilizam diferentes sistemas de contraventamento. Assim sendo, é dividida neste capítulo cada verificação.

7.1 ESTRUTURAS APORTICADAS COM LIGAÇÕES RESISTENTES AO MOMENTO FLETOR

Nas estruturas que utilizaram pórticos com ligações resistentes ao momento fletor, foi possível observar que elas se comportam de maneira homogênea, tendo seus esforços divididos de maneira similar entre as ligações e entre todos os elementos do edifício, dependendo de suas rigidezes, fazendo com que os esforços na fundação fossem igualmente distribuídos, aproximando então as soluções necessárias para a infraestrutura da edificação.

Foi possível verificar também, para esse tipo de estrutura, a possibilidade de se ter um coeficiente γ_z maior que 1,1, podendo chegar até 1,2. De acordo com Ferreira et al. (2010) é viável por existirem restrições ao giro em todas as ligações, tendo então um alto grau de hiperstaticidade da estrutura. Foi verificado em todas as simulações que nenhuma estrutura com essa solução para contraventamento obteve valores de γ_z menores que 1,1, porém todas elas obedeceram às limitações no E.L.S. para o deslocamento do topo.

A partir de certas alturas, os esforços ocorridos nas ligações passam a inviabilizar sua utilização por não existir espaço suficiente para que sejam empregadas as armaduras necessária. Foi visto na simulação do edifício de 20 pavimentos que para certa dimensão de consolo (com altura do consolo igual a 15% do pé-direito do pavimento) a taxa de armadura do consolo fica muito alta (maiores que as permitidas), sendo muito difícil executá-lo.

Em todas as verificações, as soluções estruturais aporticadas com ligações resistentes ao momento fletor tiveram a utilização da menor quantidade de metros

cúbicos de concreto em toda a estrutura, porém apresentaram uma pequena quantidade a menos de armadura em todas as suas simulações.

7.2 ESTRUTURAS COM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

Nas estruturas que utilizaram paredes de contraventamento, obtiveram-se comportamentos estruturais bem característicos em todas as simulações. Sendo que nas paredes existiu a concentração de esforços como momento fletores e forças cortantes. Sendo assim, para a infraestrutura desses edifícios, tem-se uma grande concentração de cargas em alguns pontos, fazendo com que a fundação fique mais cara, enquanto que em outros pontos as cargas são praticamente de esforços normais.

Para todas as estruturas obtiveram-se coeficientes γ_z menores que 1,1, podendo então considerá-las de nós fixos e sem necessidade de acréscimo de esforços devidos ao efeito de segunda ordem. É importante frisar que para essas estruturas é necessário que elas sejam consideradas de nós fixos, pois todas as ligações entre vigas e pilares foram consideradas rotuladas, sendo então a laje responsável pelo travamento dos pilares em cada pavimento.

Para todas as alturas de edificação, as soluções com paredes de contraventamento se mantiveram como uma solução intermediária em relação a quantidade de concreto e aço utilizado, em comparação com os outros sistemas de contraventamento da estrutura (pórticos com ligações resistentes ao momento fletor e painéis de preenchimento). Porém é a solução que apresenta os maiores valores de esforços somados na fundação, podendo ser um fator decisivo para o preço da estrutura como um todo.

O possível maior preço na fundação pode ser diluído pela não necessidade de mão de obra para fechamento da parte interna do edifício, pois a própria parede de contraventamento também tem essa utilidade, e também pode-se entender que tais paredes tem boa capacidade em situações de incêndio, fazendo com que a estrutura esteja mais protegida.

7.3 ESTRUTURAS COM PAINÉIS DE PREENCHIMENTO

Nas estruturas em que se utilizaram painéis de preenchimento como sistema de contraventamento, obtiveram-se os menores somatórios de esforços de momento fletor na base dos seus pilares. Sendo assim, para tais edificações, o custo da infraestrutura é o menor entre todas as soluções estudadas.

Para todas as estruturas foram obtidos valores de γ_z menores que 1,1, devido ao mesmo motivo das estruturas com paredes de contraventamento (necessidade de estrutura com nós fixos).

A estrutura com 20 pavimentos foi a que apresentou resultados mais destoantes dos outros estudos, resultando seções de pilares maiores que nas outras simulações. Isso se dá ao fato de que, de acordo com Elliot e Jolly (2013), a transferência de esforços da parede para a estrutura em edifícios com mais de 15 pavimentos se torna incontrolavelmente grande, fazendo com que, para controlar tais esforços, grandes seções sejam necessárias.

Esse tipo de estrutura também traz a vantagem de não ser necessária a vedação na parte central da obra, pois o painel já soluciona essa necessidade.

7.4 ESTRUTURAS COM CINCO PAVIMENTOS

Para as três estruturas de cinco pavimentos simuladas com diferentes tipos de contraventamento lateral, as diferenças mais visíveis foram entre as estruturas que utilizam pórticos com ligações resistentes ao momento fletor e as outras duas estruturas que apresentam soluções utilizando painéis.

Para as estruturas com pórticos foi observado que seus efeitos de segunda ordem devem ser levados em consideração para dimensionamento da estrutura como um todo, pois apresentam valores de γ_z (tabela 7.1) maiores que 1,1, não podendo então considerar essa estrutura como de nós rígidos. Diferentemente da estrutura anterior, as que utilizam paredes de contraventamento e painéis de preenchimento apresentam valores de γ_z menores que 1,1, não obrigando a utilização dos esforços de segunda ordem no dimensionamento de seus elementos e de sua fundação.

Outra diferença encontrada foi que nas estruturas com pórticos são necessários pilares com seção de 40 cm x 50 cm enquanto que para as que utilizam painéis os

pilares utilizados foram de seção 40x40, tendo uma redução de 20% de sua área, aumentando a área utilizável dentro do edifício.

Tabela 7.1 – Coeficiente de segunda ordem γ_z – cinco pavimentos

| γ_z | Pórticos com Ligações Resistentes ao Momento Fletor | | Parede de Contraventamento | | Painel de Preenchimento | |
|--------------|---|------|----------------------------|------|-------------------------|------|
| | x | y | x | y | x | y |
| 5 Pavimentos | 1,17 | 1,15 | 1,01 | 1,02 | 1,06 | 1,08 |

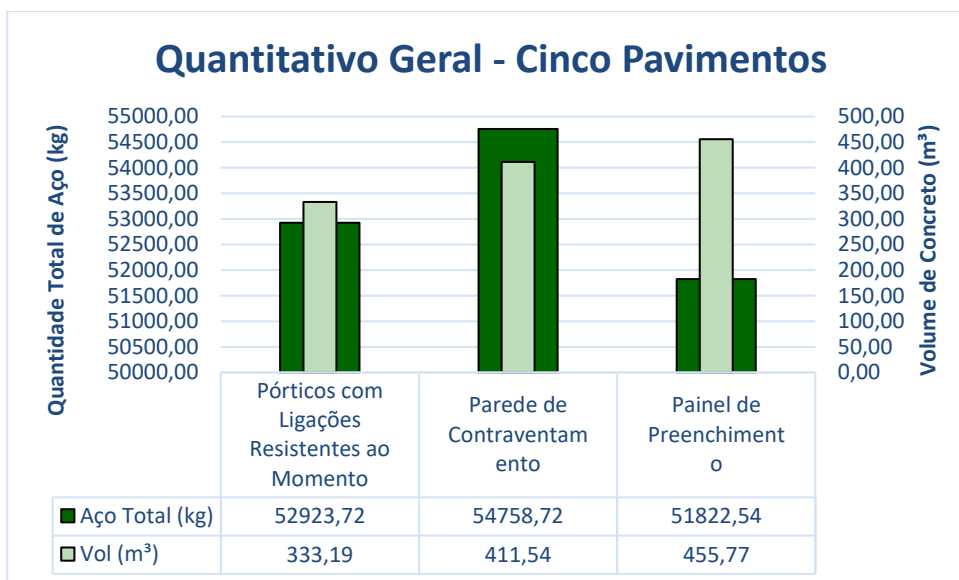
Em relação ao deslocamento no estado limite de serviço (tabela 7.2), vê-se que todas as estruturas tiveram seus deslocamentos dentro do preconizado pela norma ABNT NBR9062:2017. Porém as soluções que utilizaram painéis para contraventamento apresentam deslocamentos percentualmente muito menores do que a solução com pórticos.

Tabela 7.2 – Deslocamentos no topo – cinco pavimentos

| Deslocamentos do Topo | Pórticos com Ligações Resistentes ao Momento Fletor | | Parede de Contraventamento | | Painel de Preenchimento | |
|-----------------------|---|--------|----------------------------|--------|-------------------------|--------|
| | x (cm) | y (cm) | x (cm) | y (cm) | x (cm) | y (cm) |
| 5 Pavimentos | 0,16 | 0,41 | 0,01 | 0,04 | 0,15 | 0,19 |

Observou-se na comparação de quantidade de concreto e aço utilizado para cada simulação que o sistema com pórticos apresenta um volume menor de concreto utilizado (figura 7.1). O sistema que utiliza paredes como meio de contraventamento apresentou um uso de concreto 24% maior, e o sistema de painel de preenchimento um uso 36,8% maior que o sistema com pórtico. Em contrapartida as soluções com painéis necessitaram de uma massa de aço muito parecida com o sistema de pórticos com ligações resistentes ao momento fletor, sendo que para a solução com paredes obteve-se uma quantidade de aço 3% maior que a necessária para a solução com pórticos. Já a solução com painéis necessitou 2,1% a menos de aço que a solução utilizada para comparação.

Figura 7.1 – Quantitativos para cada simulação com cinco pavimentos



Visualizando a somatória geral de esforços na fundação (tabela 7.3), é observado que a situação com maior carga na fundação se dá na estrutura com paredes de contraventamento. Isso se dá, porque, as paredes apresentam um comportamento parecido com vigas em balanço, logo os momentos fletores e esforços cortantes em suas bases são muito grandes.

A simulação da estrutura com painéis de preenchimento mostrou ser a situação que apresenta os menores valores somados de momento fletor na base dos pilares. Porém é válido observar o aumento e diminuição de carga normal em pilares que fazem interface com os painéis, pois as cargas podem ter grande variação.

Tabela 7.3 – Somatório de esforços característicos na base para fundação – cinco pavimentos

| 5 Pavimentos | Somatório de esforços característicos na base | | | | |
|----------------------------|---|---------|----------|----------|----------|
| | Vx (kN) | Vy (kN) | N (kN) | Mx (kNm) | My (kNm) |
| Reticulado (ligações) | 236,03 | 856,26 | 72000,00 | 2252,00 | 827,00 |
| Parede de Contraventamento | 238,60 | 906,36 | 73580,00 | 5991,20 | 1902,00 |
| Painel de Preenchimento | 380,49 | 954,90 | 72160,00 | 378,60 | 289,40 |

Resumem-se os valores divergentes entre cada simulação de estruturas com cinco pavimentos na tabela 7.4. As características comparadas foram volume de concreto utilizado, quantidade de aço e esforços na fundação. As bases de comparação foram os valores encontrados para a estrutura reticulada, sendo seu valor tomado como unitário. Os resultados mostrados para as outras simulações são a razão dos valores encontrados para as estruturas contraventadas por paredes de contraventamento e painéis de preenchimento divididos pelos obtidos na estrutura com pórticos.

Tabela 7.4 – Comparação entre dados de cada simulação com a estrutura reticulada como comparador – cinco pavimentos

| Estruturas com Cinco Pavimentos | Volume de Concreto | Quantidade de Aço | Esforços na Fundação | | | | |
|---------------------------------|--------------------|-------------------|----------------------|------|------|------|------|
| | | | Vx | Vy | N | Mx | My |
| Reticulado (ligações) | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Parede de Contraventamento | 1,24 | 1,03 | 1,13 | 1,06 | 1,02 | 2,66 | 2,30 |
| Painel de Preenchimento | 1,37 | 0,98 | 1,61 | 1,12 | 1,00 | 0,17 | 0,35 |

7.5 ESTRUTURAS COM DEZ PAVIMENTOS

Para as estruturas com dez pavimentos foi possível observar um comportamento estrutural parecido com as de cinco pavimentos, no qual a simulação do edifício com pórticos mostrou a necessidade de aumento dos esforços devidos ao efeito da segunda ordem. Já para as soluções com painel não é necessário levar em consideração nos cálculos tal parâmetro, pois seus coeficientes de majoração foram menores que 1,1 (tabela 7.5).

Novamente observou-se a necessidade de seção do pilar maior para a solução com pórticos, sendo que foi empregado pilar com seção 70 cm x 50 cm contra seções 60x50 para soluções que utilizaram painéis (seção 15% maior). Tal situação acarreta em perda de área útil, podendo ser um problema para a arquitetura da instalação.

Porém, para as situações que utilizam painéis para o contraventamento, é necessário salientar que os pesos dos elementos devem ser levados em conta para a

montagem da obra, já que os painéis e paredes chegam a 300kN de peso (painel um na solução com paredes de contraventamento).

Tabela 7.5 – Coeficiente de segunda ordem γ_z – dez pavimentos

| γ_z | Pórticos com Ligações Resistentes ao Momento Fletor | | Parede de Contraventamento | | Painel de Preenchimento | |
|---------------|---|------|----------------------------|------|-------------------------|------|
| | x | y | x | y | x | Y |
| 10 Pavimentos | 1,20 | 1,15 | 1,04 | 1,06 | 1,08 | 1,10 |

Como mostrado na situação de edifícios com cinco pavimentos, para estruturas com dez pavimentos, as soluções estruturais empregadas satisfazem as diretrizes preconizadas pela norma ABNT NBR9062:2017 em relação às deformações. Ainda é possível observar a grande divergência entre os deslocamentos do topo da estrutura feita com pórticos e das estruturas feitas com parede e painel (tabela 7.6).

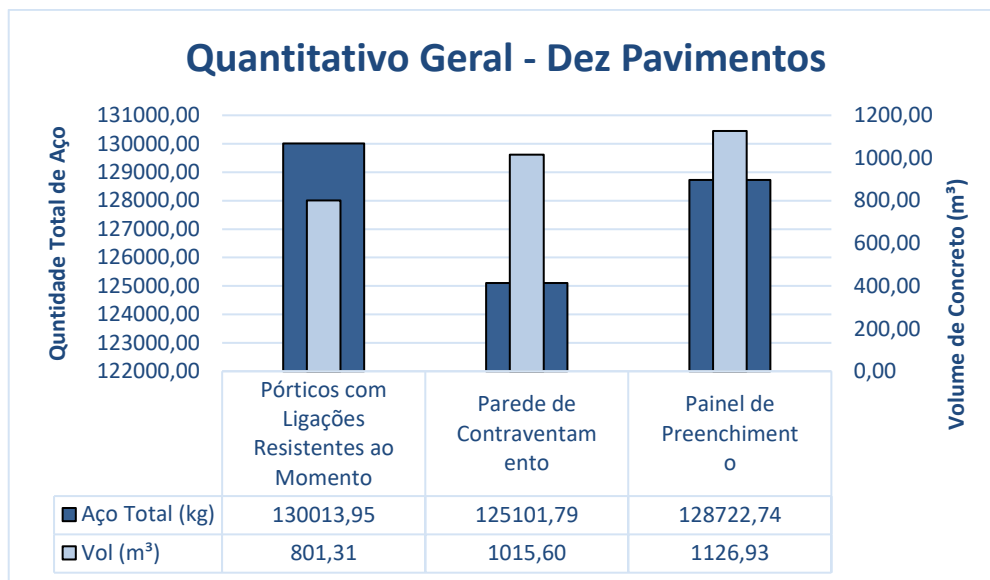
Tabela 7.6 – Deslocamentos no topo – dez pavimentos

| Deslocamentos do Topo | Pórticos com Ligações Resistentes ao Momento Fletor | | Parede de Contraventamento | | Painel de Preenchimento | |
|-----------------------|---|--------|----------------------------|--------|-------------------------|--------|
| | x (cm) | y (cm) | x (cm) | y (cm) | x (cm) | y (cm) |
| 10 Pavimentos | 0,69 | 1,19 | 0,14 | 0,68 | 0,26 | 0,41 |

Em comparação de quantidade de concreto e aço utilizado para cada simulação (figura 7.2), o sistema com pórticos continuou a apresentar um volume menor de concreto utilizado. O sistema que utiliza paredes para contraventamento apresentou um uso de concreto 27% maior e o sistema de painel de preenchimento um uso 40% maior que o sistema com pórtico. No entanto as soluções com painéis precisaram de uma quantidade de aço muito parecida ao sistema de pórticos com ligações resistentes ao momento fletor, sendo que para a solução com paredes obteve-se uma quantidade de aço 3,78% menor que a necessária para a solução com pórticos, e a

solução com painéis necessitou 1% a menos de aço que a solução utilizada para comparação.

Figura 7.2 – Quantitativos para cada simulação com dez pavimentos



Em relação às cargas na fundação (tabela 7.7), o somatório de esforços seguiu o mesmo padrão das estruturas com cinco pavimentos, sendo que para todos os casos, a situação com painel de preenchimento mostrou-se a mais viável de todas.

Tabela 7.7 – Somatório de esforços característicos na base para fundação – dez pavimentos

| 10 Pavimentos | Somatório de esforços característicos na base | | | | |
|----------------------------|---|---------|-----------|----------|----------|
| | Vx (kN) | Vy (kN) | N (kN) | Mx (kNm) | My (kNm) |
| Reticulado (ligações) | 689,62 | 1823,46 | 150790,00 | 6108,00 | 3356,50 |
| Parede de Contraventamento | 743,40 | 1953,80 | 152840,00 | 44270,60 | 17110,60 |
| Painel de Preenchimento | 1269,35 | 2101,78 | 148940,00 | 449,40 | 1061,20 |

Novamente são tabelados (tabela 7.8) valores para comparação da estrutura, utilizando os dados encontrados para as estruturas reticuladas como bases de comparação entre estruturas.

Tabela 7.8 – Comparação entre dados de cada simulação com a estrutura reticulada como comparador – dez pavimentos

| Estruturas com Dez Pavimentos | Volume de concreto | Quantidade de aço | Esforços na Fundação | | | | |
|-------------------------------|--------------------|-------------------|----------------------|------|------|------|------|
| | | | Vx | Vy | N | Mx | My |
| Reticulado (ligações) | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Parede de Contraventamento | 1,27 | 0,96 | 1,08 | 1,07 | 1,01 | 7,25 | 5,10 |
| Painel de Preenchimento | 1,41 | 0,99 | 1,84 | 1,15 | 0,99 | 0,07 | 0,32 |

7.6 ESTRUTURAS COM VINTE PAVIMENTOS

Para as estruturas com 20 pavimentos pode-se observar diferentes resultados para cada solução de contraventamento. O edifício que utilizou pórticos com ligações resistentes ao momento fletor mostrou-se com necessidade de levar em consideração os efeitos de segunda ordem, devido ao coeficiente γ_z ser maior que 1,1. Sua necessidade de armadura na ligação começou a ficar limitada devido à falta de espaço e limitações de detalhamento de elementos mesmo com o aumento da altura das vigas (vide exemplo da armadura de consolo).

Para a estrutura que utiliza paredes de contraventamento, observou-se que para esta altura a utilização desta solução é válida. A estrutura pode ser considerada de nós fixos, pois o γ_z é menor que 1,1, então a consideração do efeito de segunda ordem não é necessária. As seções de vigas e pilares puderam ser pouco alteradas em relação ao modelo de dez pavimentos, mostrando que a responsabilidade pelo sistema de contraventamento é das paredes. É necessário verificar que a espessura das paredes de contraventamento é muito grande, sendo então os elementos pré-fabricados muito pesados, podendo causar problemas para içamento e lançamento dessas peças em obra. Em situações como esta o desmembramento dos painéis é uma solução para o peso, como também a utilização de “*twin panels*” que são dois painéis pré-moldados ligados por meio de armaduras, deixando a parte interior deles vazia, sendo necessária uma concretagem em obra.

A estrutura com painéis de preenchimento mostra que tal solução deve realmente ser evitada para situações com mais de 15 pavimentos como dito por Elliott

(2017), devido aos grandes esforços passados dos painéis para os pilares. Para essa solução obtiveram-se os menores valores do coeficiente γ_z e de fundação (tabela 7.9), porém também foi a simulação que necessitou das maiores seções transversais para os pilares e painéis de preenchimento. Esses valores de seção podem inviabilizar a utilização deste sistema, tanto devido ao seu alto custo quanto à necessidade de equipamentos muito potentes para içamento de seus elementos.

Tabela 7.9 – Coeficiente de segunda ordem γ_z – vinte pavimentos

| γ_z | Pórticos com Ligações Resistentes ao Momento Fletor | | Parede de Contraventamento | | Painel de Preenchimento | |
|---------------|---|------|----------------------------|------|-------------------------|------|
| | x | y | x | y | x | y |
| 20 Pavimentos | 1,18 | 1,14 | 1,09 | 1,10 | 1,06 | 1,10 |

Entre todas as simulações, os valores de deformação em E.L.S. (tabela 7.10) foram muito menores na solução com painéis de preenchimento, porém é necessário visualizar que nessa solução as grandes seções empregadas fizeram com que a deslocabilidade da estrutura diminuísse muito. Verificou-se que entre as soluções de parede de contraventamento e pórticos, os valores dos deslocamentos do topo foram bem parecidos na direção Y e muito destoantes na direção X. Isso se deve ao fato do edifício na direção X ter uma parede maior (dez metros) enquanto na solução com pórticos apenas as vigas da fachada e os pilares contribuem para o travamento do prédio.

Tabela 7.10 – Deslocamentos no topo – 20 pavimentos

| Deslocamentos do Topo | Pórticos com Ligações Resistentes ao Momento Fletor | | Parede de Contraventamento | | Painel de Preenchimento | |
|-----------------------|---|--------|----------------------------|--------|-------------------------|--------|
| | x (cm) | y (cm) | x (cm) | y (cm) | x (cm) | y (cm) |
| 20 Pavimentos | 1,47 | 2,37 | 0,59 | 2,19 | 1,06 | 1,10 |

A comparação entre o sistema de pórticos e o de paredes para contraventamento (figura 7.3) apresentou um uso de concreto 30,4% maior no sistema de paredes, e a comparação do sistema aporticado com o sistema de painel de preenchimento um uso 103% maior do que o primeiro sistema, podendo-se dizer que a solução é inviável. Porém, a quantidade de aço necessária segue as simulações anteriores de prédios mais baixos, sendo que a quantidade de aço nos edifícios com os sistemas de painéis é menor que no sistema aporticado. Para paredes de contraventamento utilizou-se 4,1% a menos de aço, e no sistema de painéis de preenchimento usou-se 19% a menos de aço do que o sistema aporticado.

Figura 7.3 – Quantitativos para cada simulação com vinte pavimentos:

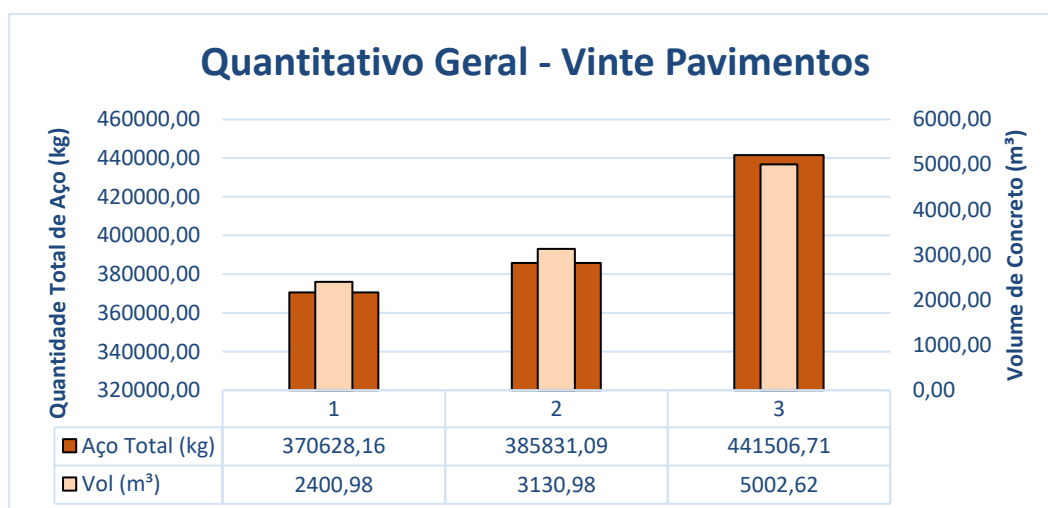


Tabela 7.11 – Somatório de esforços característicos na base para fundação – vinte pavimentos:

| 10 Pavimentos | Somatório de esforços característicos na base | | | | |
|----------------------------|---|---------|-----------|-----------|----------|
| | Vx (kN) | Vy (kN) | N (kN) | Mx (kNm) | My (kNm) |
| Reticulado (ligações) | 1787,05 | 4634,60 | 322810,00 | 17847,50 | 8777,40 |
| Parede de Contraventamento | 1861,44 | 4931,09 | 340490,00 | 107787,30 | 65141,00 |
| Painel de Preenchimento | 2193,08 | 4936,48 | 343860,00 | 4516,40 | 208,10 |

Em última verificação, foi possível observar que o somatório dos esforços na fundação se mostrou com o mesmo comportamento do que em prédios de menores alturas (tabela 7.11), mantendo o sistema com painéis de preenchimento o mais competitivo.

Utilizam-se então os valores encontrados para todas as estruturas divididos pelos resultados das estruturas reticuladas para comparação de desempenho das soluções. Tal comparação é mostrada na tabela 7.12

Tabela 7.12 – Comparação entre dados de cada simulação com a estrutura reticulada como comparador – vinte pavimentos:

| Estruturas com Vinte Pavimentos | Volume de concreto | Quantidade de aço | Esforços na Fundação | | | | |
|---------------------------------|--------------------|-------------------|----------------------|------|------|------|------|
| | | | Vx | Vy | N | Mx | My |
| Reticulado (ligações) | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Parede de Contraventamento | 1,30 | 1,04 | 1,04 | 1,06 | 1,05 | 6,04 | 7,42 |
| Painel de Preenchimento | 2,08 | 1,19 | 1,23 | 1,07 | 1,07 | 0,25 | 0,02 |

8. CONCLUSÃO

De acordo com o que foi apresentado neste trabalho, as conclusões obtidas através das comparações nele feitas entre diferentes tipos de contraventamentos estruturais e os possíveis próximos trabalhos que podem ser realizados são mostrados neste capítulo.

8.1 – CONCLUSÕES DO TRABALHO

Considerando as nove simulações feitas é possível verificar que as comparando, cada uma delas apresenta vantagens e desvantagens em seus desempenhos, fazendo com que as suas utilizações estejam ligadas à necessidade arquitetônica da obra, possibilidade de montagem e seu custo final.

As estruturas que foram simuladas utilizando pórticos com ligações resistentes ao momento fletor demonstraram desempenho satisfatório para todas as alturas de edifício, porém para a simulação com 20 pavimentos as soluções para ligações podem ser consideradas um inviabilizador de tal sistema, devido à falta de espaço para colocação de armaduras negativas como preconiza a norma ABNT NBR 9062:2017 e possível carregamento excessivo dos consolos da estrutura.

Nas estruturas aporticadas, mesmo sendo a solução com a menor utilização de concreto, resultaram os pilares com seções maiores, sendo este caso um possível empecilho arquitetônico. Mesmo com as maiores seções de pilares, as soluções que utilizam pórticos resultaram nos maiores valores de coeficiente γ_z , sendo que em todos os modelos, seus valores foram maiores que 1,1, fazendo com que os efeitos de segunda ordem tenham que ser considerados no dimensionamento de todos os elementos.

Já na verificação feita em estruturas que utilizam painéis, é possível garantir que os edifícios que utilizam este método de contraventamento apresentam maior rigidez lateral, tendo pouca deslocabilidade, fazendo com que os efeitos de segunda ordem sejam diminuídos de tal maneira que podem ser negligenciados no dimensionamento da estrutura. As estruturas simuladas com paredes de

contraventamento e painéis de preenchimento tiveram seus valores de coeficiente γ_z menores ou iguais a 1,1, o que indica que as estruturas podem ser classificadas como de nós rígidos.

As estruturas que utilizaram paredes de contraventamento feitas de painel pré-moldado também demonstraram bom desempenho em todas as simulações, independentemente de altura da edificação. Seu diferencial está no controle de seus deslocamentos em E.L.S. e na possibilidade de aumento da altura da estrutura. Estruturas com paredes de contraventamento mostraram valores intermediários na quantidade de concreto empregado em seu dimensionamento e apresentaram grande convergência de esforços para as paredes na fundação, fazendo com que seu custo seja o mais elevado. Porém o custo da fundação pode ser minorado ao se levar em consideração a diminuição no custo de vedação da estrutura e na proteção contra incêndio da caixa protegida pelas paredes de contraventamento.

As simulações com painéis de preenchimento mostraram-se satisfatórias nos edifícios com cinco e dez pavimentos. Já na estrutura com 20 pavimentos, o grande esforço transmitido dos painéis para a estrutura fez com que as seções dos pilares necessitassem de grande aumento, sendo que mesmo com a baixa quantidade de aço necessária para solução, a quantidade de concreto a ser utilizado leva a inviabilidade do sistema. Um fato importante a ser levado em consideração no uso de painéis de preenchimento é que, em relação aos esforços transmitidos para a fundação, eles se mostraram os menores em relação aos outros sistemas, e ainda é possível utilizar os painéis para diminuir custos de vedação e de proteção de caixas de escadas e elevadores contra o incêndio.

Em relação à montagem das estruturas simuladas, as soluções que utilizam painéis necessitam que tais elementos sejam içados por equipamentos de maior capacidade, devido ao seu peso final, ou que tais painéis sejam seccionados até que os elementos tenham o peso necessário para utilização de equipamentos menores.

Sendo assim, a escolha do sistema de contraventamento deve ser estudada em cada obra, podendo ser levado em consideração que, com o aumento da altura das estruturas, a solução utilizando painéis seja cada vez mais viabilizada, não por volume de concreto empregado, e sim por questões de desempenho estrutural, custo para vedação e custo de fundações.

Espera-se que os métodos de simulações e resultados encontrados neste trabalho possam nortear novos estudos e projetos, fazendo com que as estruturas

pré-moldadas sejam cada vez mais utilizadas, trazendo segurança para os usuários, bom desempenho e menores custos para sua construção.

8.2 – PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Muitos assuntos ainda devem ser aprofundados no estudo de prédios altos que utilizam elementos pré-moldados como estrutura. Sendo assim seguem algumas ideias que não foram aprofundadas nesta dissertação, mas certamente devem ser investigadas:

- Verificar se os panos de laje de cada pavimento trabalham realmente como diafragmas rígidos;
- Verificar configurações estruturais nas quais utilizam-se dois ou mais tipos de contraventamento, e se existe melhoria para a estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-318**: Building code requirements for structural concrete, Farmington Hill, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16475: Painéis de parede de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017, 61 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988, 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2017 86 p.

BAYKOV, V. N.; SIGALOV, E. E. **Estructuras de hormigon armado**. Editorial Mir, 1986.

BLJUGER, F. **Design of precast concrete structures**. Chichester, Ellis Horwood/New York, John Wiley, 1988.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. British Standards Institution, 2004.

CANADIAN PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (CPCI). **Design Manual**. 4. Ed., Ottawa, 2007.

CARVALHO, R.C.; PINHEIRO, L.M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. Ed. São Paulo; PINI. Vol2. 589p.

CORREA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, universidade de São Paulo, 1991.

CRISAFULLI, F. J.; CARR, A. J.; PARK, Robert. Analytical modelling of infilled frame structures-a general review. **Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering**, v. 33, n. 1, p. 30-47, 2000.

DONIAK, I. L. O. O uso de estruturas pré-fabricadas de concreto em edifícios altos. *Concreto e construções*, São Paulo, v. 15, n. 1, p. 84-89, 2013.

ELLIOTT, K. S. Precast concrete in mixed construction: A state-of-the-art review. **FIB Commission 6—Task Group TG2, FIB Bulletin No. 19**, 2002.

ELLIOTT, Kim S.; JOLLY, Colin. **Multi-storey precast concrete framed structures**. Wiley, 2013.

ELLIOTT, Kim. *Precast concrete structures*. Elsevier, 2002.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Planning and design handbook on precast building structures**. Lausanne, 2014.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Tall buildings: Structural design of concrete buildings up to 300m tall**. Lausanne, 2014.

FERREIRA, M. A.; ELLIOTT, K. S.; HASAN, S. A. Precast Concrete Framed Structures with Semi-Rigid Connections'. **State of Art Research Report, School of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham**, 2010.

FERREIRA, M. A.; MARIN, M.C. **Proposta de Revisão e Ampliação do Texto Base – Estabilidade Global de Estruturas Pré-Moldadas**. 2014. UFSCAR. Departamento de Engenharia Civil. São Carlos. 2014.

FERREIRA, M.A. CARVALHO, R.C. ELLIOTT, K. Avanços para análise e projeto de estruturas pré-moldadas com ligações semi-rígidas. **Concreto e Construções**. São Paulo, v. 1, n. 59, p 74-81, jul./ set. 2010

FERREIRA, M.A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar do concreto pré-moldado**. São Carlos, 231pp, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP (2013).

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto - Solicitações Normais**. 1ª Edição. Rio de

HAGEN, S. J. **The Zalmhaven tower: An investigation on the feasibility of precast concrete in a high-rise building in the Netherlands.** 2012.

Janeiro: Guanabara Dois, 1986.

JEREMIAS JUNIOR, A. C. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto:** influência das ligações semi-rígidas. 193 f. Dissertação (Mestrado) –

LIEW, Richard Jat Yuen. **A Resource Book for Structural Steel Design & Construction.** Singapore Structural Steel Society and Building And Construction Authority, 2001.

MADIA, F. C. **Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria.** 142p. 2012. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

MAINSTONE, R. J. **Supplementary Note on the Stiffness and Strength of Infilled**

MARIN, Marcelo Cuadrado. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos.** 2009. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo

MONCAYO, Z. W. J. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2011.

MORENO JÚNIOR, A. L. **Aplicação da pré-moldagem na construção de galpões em concreto: Exemplo de um galpão com cobertura em dente de serra.** 1992, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1992.

NASCIMENTO NETO, J.A. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais.** São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

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

PARSEKIAN, GUILHERME A.; HAMID, Ahmad A.; DRYSDALE, Robert G. Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. **São Carlos: EdUFSCar**, v. 1, p. 625, 2012.

PCI INDUSTRY HANDBOOK COMMITTEE et al. PCI Design Handbook. 7. Ed.: Chicago. 2010.

PINTO, R. S. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado.** 108 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

POLYAKOV, S. V. **Masonry in framed buildings** (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturny Po Stroitel'stvo i Arhitektura. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston, 1956.

PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **PCI Manual on Design of Connections for Precast Prestressed Concrete.** Prestressed Concrete Institute., 2008.

RAYMUNDO, Henrique. **Análise de pavimentos de edifícios em concreto pré-fabricado considerando o efeito diafragma.** 2012. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos.

SERRA, S.M.B.; FERREIRA, M.A.; PIGOZZO, B.N. A evolução da indústria da construção civil em função do uso de pré-fabricados em concreto. In: 1º Encontro Nacional de pesquisa-projeto-produção em concreto pré-moldado, 2005, São Carlos. **Anais.** São Paulo: EESC – USP, 2005 (CD-ROM).

SOARES, A. M. M.; EL DEBS, M.K.; FERREIRA, M A. **Estudo teórico-experimental da ligação viga-pilar de galpões pré-moldados de concreto.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44, Anais... p.1-12.

SORIANI, M. O. **Estudo do comportamento de pórticos de concreto armado preenchidos por alvenaria em edifício de múltiplos pavimentos.** 2013. Trabalho de conclusão de curso - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

STAFFORD-SMITH, B. Lateral Stiffness of infilled frames. **Journal of Structural Division – ASCE**, v.88, n ST6. p. 183-199. 1962

STANDARD, British. 8110. **Structural Use of Concrete,” British Standard Institution, London, UK, 1997.**

TOMO, F.C. **Critérios para projeto de edifícios com paredes portantes de concreto pré-moldado.** 2013. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013

UEHARA, Fábio Nori. **Diretrizes para desenvolvimento de projeto para ligações de painéis de fachada horizontais de concreto pré-moldado.** 2009. 100 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Exatas e da Terra) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

Apêndice 1 – Projetos – Estrutura com cinco pavimentos

Figura A1.1 – Planta da estrutura contraventada através de pórticos com ligações resistentes ao momento fletor

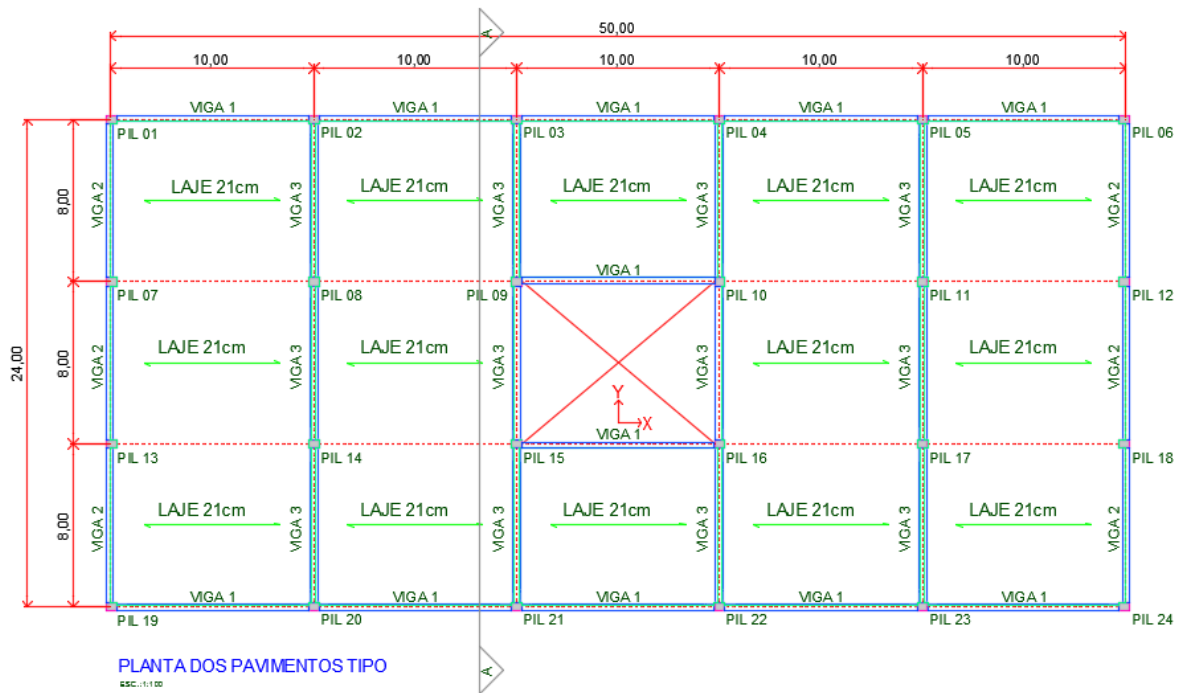


Figura A1.2 – Corte AA da estrutura contraventada através de pórticos com ligações resistentes ao momento fletor

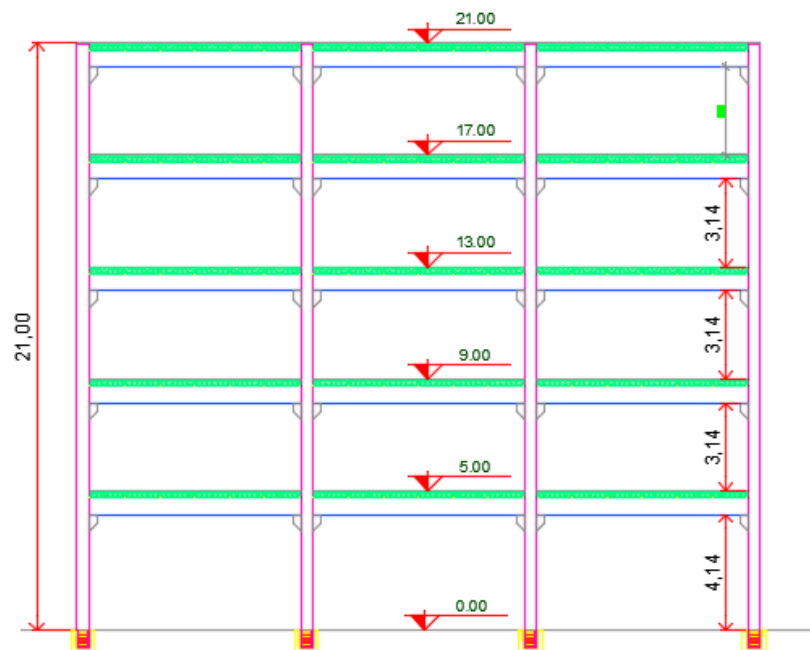


Figura A1.3 – Planta da estrutura contraventada através das paredes de contraventamento

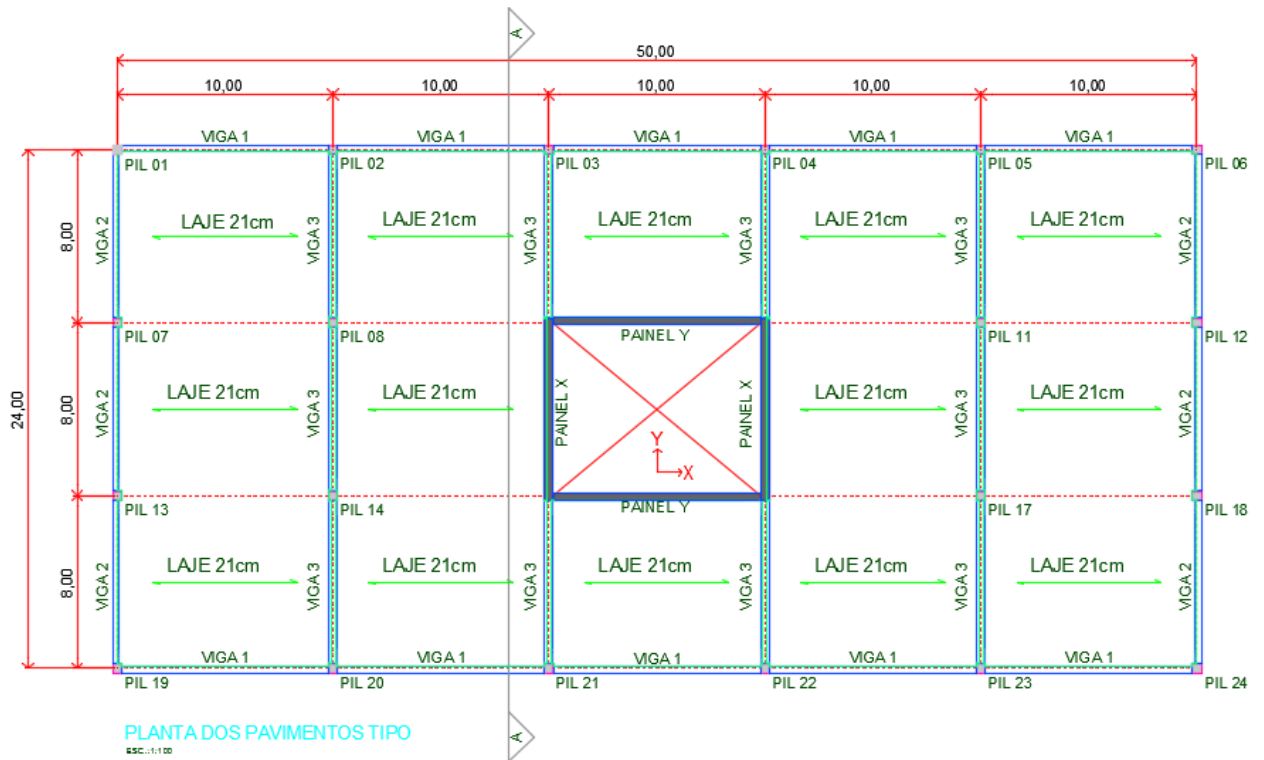


Figura A1.4 – Corte AA da estrutura contraventada através das paredes de contraventamento

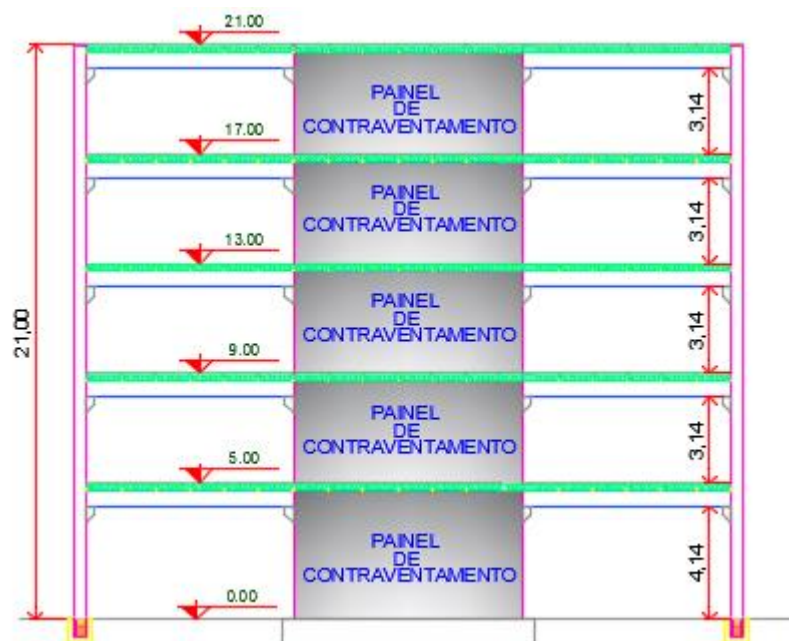


Figura A1.5 – Planta da estrutura contraventada através de painéis de preenchimento

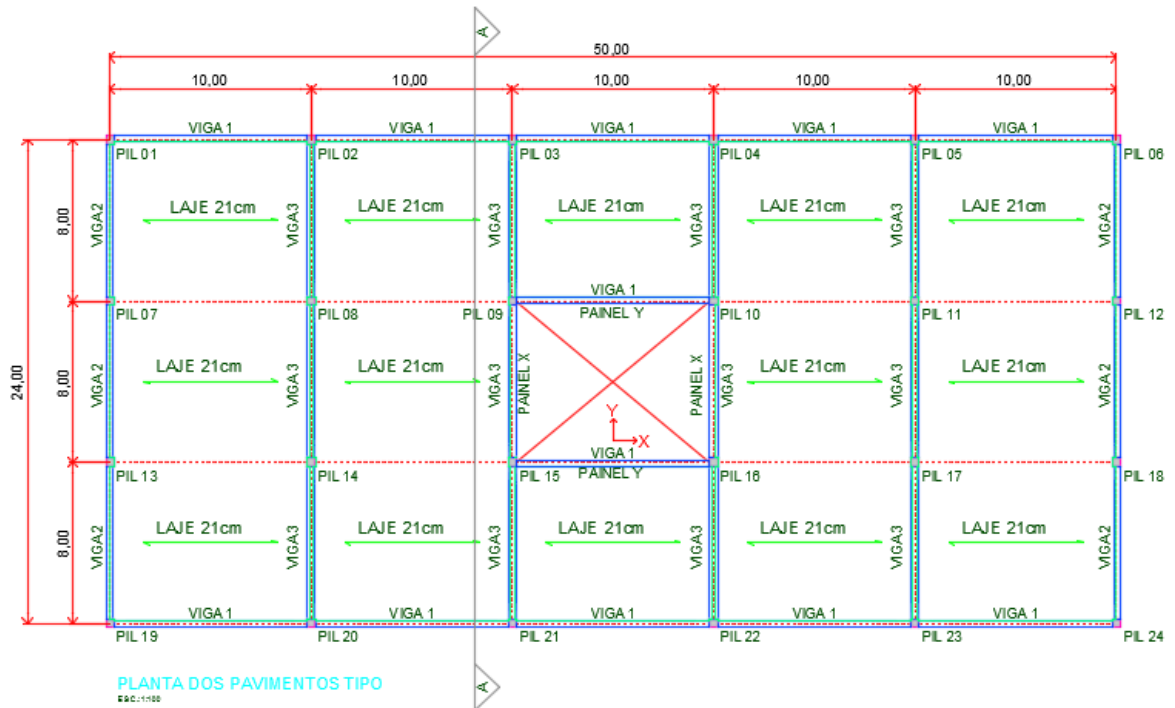
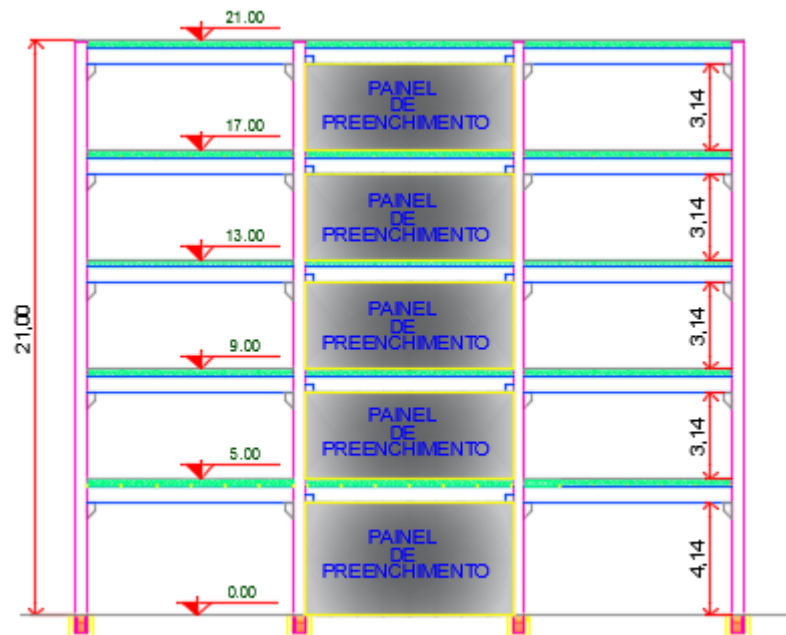


Figura A1.6 – Corte AA da estrutura contraventada através de painéis de preenchimento



Apêndice 2 – Cálculo da ação do vento (cinco, dez e 20 pavimentos) de acordo com a norma ABNT NBR 6123:1988

Para calcular as pressões devidas ao vento na estrutura é necessário detalhar três parâmetros: Características da edificação, Velocidade característica do vento, a Pressão de obstrução e Efeitos estáticos devidos ao vento. Sendo assim, a partir da norma ABNT NBR6123:1988 faz-se o cálculo da ação do vento nas estruturas estudadas:

Cálculo da ação de vento no edifício de cinco pavimentos:

O edifício a ser verificado apresenta as seguintes características:

- Comprimento (l_1): 51m
- Largura (l_2): 25m
- Altura (h): 21 m
- Coeficiente de Arrasto

Velocidade característica do Vento:

A velocidade característica do vento é calculada a partir da seguinte equação:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Sendo:

- V_0 => Velocidade básica do vento no local;
- S_1 => Fator topográfico;

-S₂ => Ponderação da rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno;

-S₃ => Fator estatístico.

A Velocidade básica do vento (V_0) é encontrada a partir de tratamentos estatísticos de informações encontradas por postos de leituras que seguem as condições:

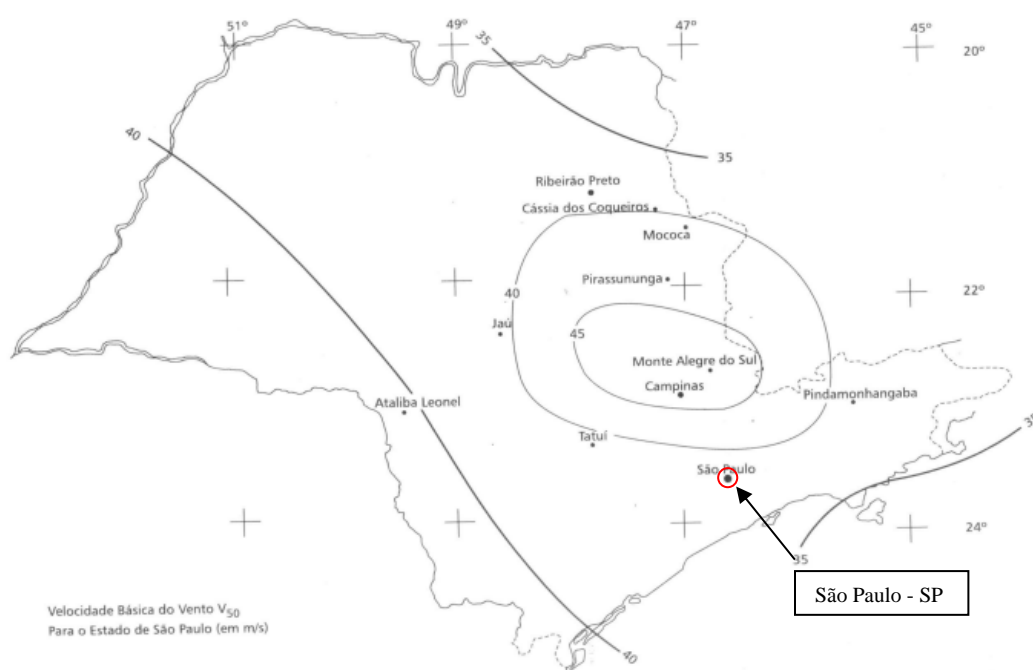
- Localização dos aparelhos de leitura da velocidade de vento (anemômetros e anemógrafos) em terrenos planos, a 10 metros de altura;

- Inexistência de obstáculos que possam alterar o fluxo de ar no local da medida;

- Leitura da velocidade média sobre três segundos.

Para a cidade de São Paulo, a velocidade básica utilizada é de **40m/s** (Ver figura 1):

Figura A2.1 – Isopletas das velocidades básicas de vento do estado de São Paulo



(FONTE: Gonçalves, 2004)

O fator topográfico (S_1) que considera as variações de relevo do terreno nos entornos da edificação foi considerado igual a $S_1 = 1$, sendo que esse valor corresponde a terrenos planos ou fracamente acidentados.

O fator estatístico (S_3) que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura foi utilizado sendo igual a $S_3 = 1$, sendo que esse valor corresponde a edificações para comércio e indústria com alto índice de ocupação.

O fator estatístico (S_2) que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou de parte dela tem seu valor calculado a partir da seguinte equação:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot (z/10)^p$$

Sendo:

- z: altura acima do nível geral do terreno, limitada a altura gradiente;
- F_r : Fator rajada;
- b: parâmetro meteorológico;
- p: função da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo.

De acordo com a norma NBR 6123:1988, a categoria na qual as edificações em questão se encaixa em relação à rugosidade do terreno é a **categoria IV** – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zonas florestais, industriais ou urbanizadas. Exemplos: zonas de parques, bosques com muitas florestas, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades e áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvida. A cota média dos obstáculos é considerada igual a 10 metros. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas categoria V

Considera-se então que as estrutura em volta dos objetos estudados apresentam alturas similares e então o vento apresenta baixa turbulência

Também de acordo com a NBR 6123:1988 o tempo médio de rajada deve ser considerado para ambas as direções da obra deve estar de acordo com as dimensões de suas fachadas

Como esses valores, é possível encontrar a velocidade característica do vento, e então através da equação a seguir, encontrar a pressão de obstrução na estrutura:

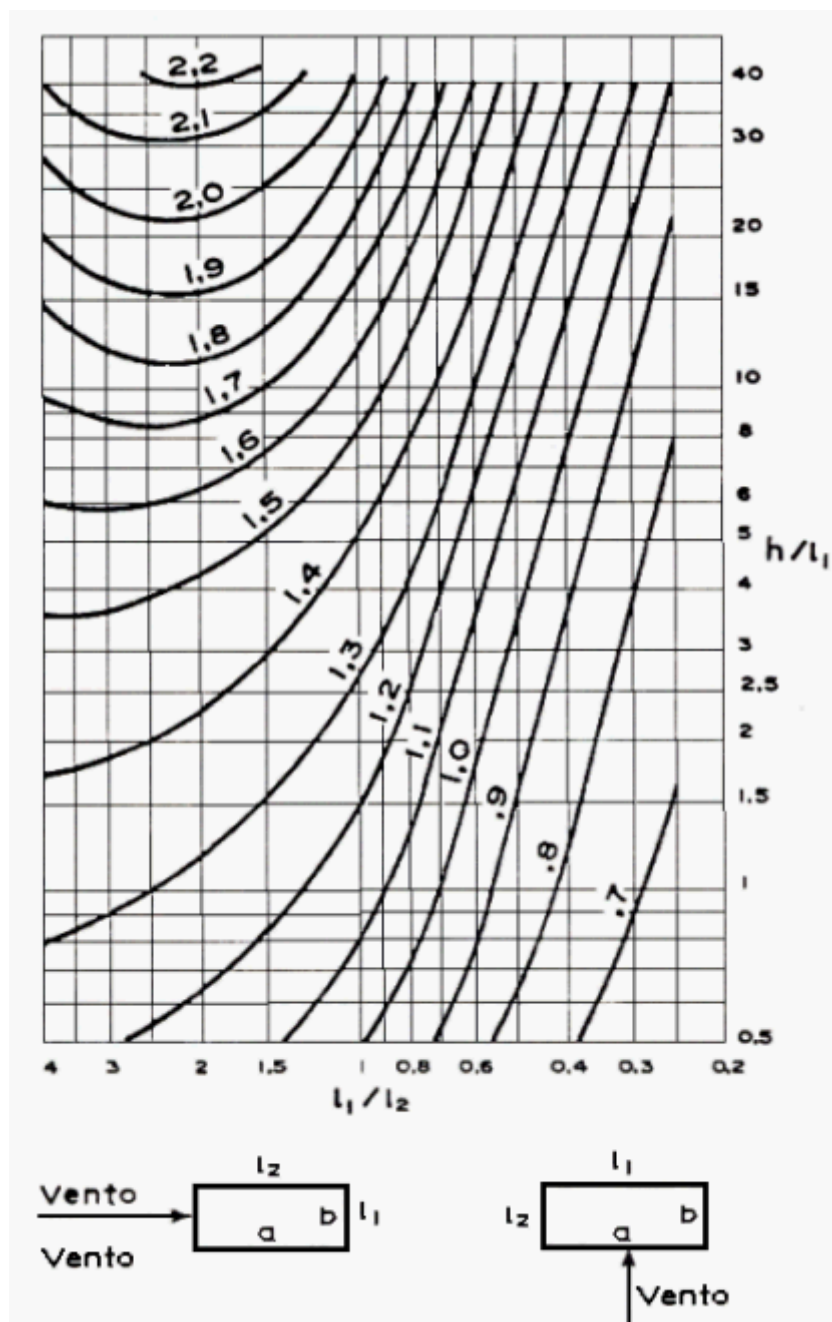
$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Toda a ação de vento é dinâmica, devido a variação da velocidade no tempo, porém se o período médio de mudança da velocidade do vento for maior ou igual a cem vezes o período de vibração da estrutura, pode-se considerar o efeito do vento como estático. Como essa condição se verifica para a maioria dos casos de análise de estruturas, são empregados então coeficientes para o cálculo de efeitos estáticos.

De acordo com Gonçalves et al. (2013) para edificações cuja altura supera em muito as dimensões em planta, bem como possuem condições de abertura dominante à barlavento e à sota-vento que podem conduzir a várias hipóteses de pressão nas faces da estrutura, é possível utilizar um coeficiente amplificador denominado coeficiente de arrasto (C_a) para substituir todas as hipóteses de cálculo.

Por apresentar vento de baixa turbulência, o gráfico utilizado para cálculo do coeficiente de arrasto é mostrado na figura A2.2

Figura A2.2 – Gráfico do coeficiente de arrasto, (C_a), para edificações paralelepípedas em vento de baixa turbulência



Multiplicando então o coeficiente de arrasto pela pressão de obstrução, temos a pressão a ser considerada nos estudos das estruturas.

Na figura 2 apresenta-se o resumo dos cálculos para a pressão de obstrução da estrutura de 5 pavimentos.

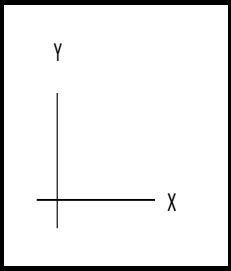
Tabela A2.1 – Detalhamento do cálculo da velocidade característica do vento e da pressão de obstrução – edifício de cinco pavimentos

| | |
|----------------------------|--------|
| Velocidade básica do vento | |
| $V_0 =$ | 40 m/s |

Versão: 13/05/2013

| | | |
|-----------------------|----|---------------|
| Fator Topográfico | 1) | Terreno plano |
| Inclinação do talude: | | ° |
| Altura do talude (d): | | m |

| | | |
|-----------------------------|-------|---|
| Cálculo do coef. de arrasto | | |
| $l_1 =$ | 25,00 | m |
| $l_2 =$ | 51,00 | m |
| $h =$ | 21,00 | m |



| | | | |
|---------------------|----|-----------|----|
| Fator de rugosidade | | | |
| Dir. X | | Dir. Y | |
| Classe | B | Classe | C |
| Categoria | IV | Categoria | IV |

| | | | |
|--------------------------|-------|---|------|
| Fator estatístico | 2) | Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação | |
| <input type="checkbox"/> | P_m | 63 | % |
| | m | 50 | anos |

| Trecho | z (m) | s_1 | s_2 | | s_3 | V_k (Km/h) | | q_w (kg/m ²) | | $q_{w,Total}$ (kg/m ²) | |
|--------|-------|-------|-------|------|-------|--------------|--------|----------------------------|-------|------------------------------------|-------|
| | | | x | y | | x | y | x | y | x | y |
| 1 | 2,50 | 1,00 | 0,70 | 0,66 | 1,00 | 100,87 | 95,30 | 48,12 | 42,96 | 38,50 | 51,55 |
| 2 | 7,00 | 1,00 | 0,80 | 0,76 | 1,00 | 114,72 | 109,51 | 62,25 | 56,72 | 49,80 | 68,07 |
| 3 | 11,00 | 1,00 | 0,84 | 0,81 | 1,00 | 121,39 | 116,40 | 69,70 | 64,09 | 55,76 | 76,90 |
| 4 | 15,00 | 1,00 | 0,88 | 0,84 | 1,00 | 126,19 | 121,38 | 75,32 | 69,68 | 60,25 | 83,62 |
| 5 | 19,00 | 1,00 | 0,90 | 0,87 | 1,00 | 129,97 | 125,31 | 79,90 | 74,28 | 63,92 | 89,13 |
| 6 | 21,00 | 1,00 | 0,91 | 0,88 | 1,00 | 131,61 | 127,02 | 81,93 | 76,31 | 65,54 | 91,57 |

| | | |
|---------------|------|------|
| Prédio | Sim | |
| Coef. Arrasto | | |
| Direção | x | y |
| $l_1/l_2 =$ | 0,49 | 2,04 |
| $h/l_1 =$ | 0,84 | 0,41 |
| $C_a =$ | 0,80 | 1,20 |

Faz-se então um resumo de cálculo de vento para as estruturas de dez e vinte pavimentos:

Tabela A2.2 – Detalhamento do cálculo da velocidade característica do vento e da pressão de obstrução – edifício de dez pavimentos

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|---------|---|-------|------|-------|--------------|--------|----------------------------|-------|------------------------------------|--------|
| Velocidade básica do vento | | Versão: 13/05/2013 | | | | | | | | | |
| $V_0 =$ | 40 | m/s | | | | | | | | | |
| Fator Topográfico | | Terreno plano | | | | | | | | | |
| Inclinação do talude: | 1) | ° | | | | | | | | | |
| Altura do talude (d): | | m | | | | | | | | | |
| Fator de rugosidade | | | | | | | | | | | |
| Dir. X | | Dir. Y | | | | | | | | | |
| Classe | B | Classe | C | | | | | | | | |
| Categoria | IV | Categoria | IV | | | | | | | | |
| Cálculo do coef. de arrasto | | | | | | | | | | | |
| $l_1 =$ | 25,00 | m | | | | | | | | | |
| $l_2 =$ | 51,00 | m | l_1 | | | | | | | | |
| $h =$ | 41,00 | m | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Fator estatístico | | Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação | | | | | | | | | |
| | 2) | | | | | | | | | | |
| <input type="checkbox"/> | P_m | 63 | % | | | | | | | | |
| | m | 50 | anos | | | | | | | | |
| Trecho | z (m) | s_1 | s_2 | | s_3 | V_k (Km/h) | | q_w (kg/m ²) | | $q_{w,Total}$ (kg/m ²) | |
| | | | x | y | | x | y | x | y | x | y |
| 1 | 2,50 | 1,00 | 0,70 | 0,66 | 1,00 | 100,87 | 95,30 | 48,12 | 42,96 | 43,31 | 53,70 |
| 2 | 7,00 | 1,00 | 0,80 | 0,76 | 1,00 | 114,72 | 109,51 | 62,25 | 56,72 | 56,03 | 70,90 |
| 3 | 11,00 | 1,00 | 0,84 | 0,81 | 1,00 | 121,39 | 116,40 | 69,70 | 64,09 | 62,73 | 80,11 |
| 4 | 15,00 | 1,00 | 0,88 | 0,84 | 1,00 | 126,19 | 121,38 | 75,32 | 69,68 | 67,79 | 87,10 |
| 5 | 19,00 | 1,00 | 0,90 | 0,87 | 1,00 | 129,97 | 125,31 | 79,90 | 74,28 | 71,91 | 92,85 |
| 6 | 23,00 | 1,00 | 0,92 | 0,89 | 1,00 | 133,11 | 128,59 | 83,81 | 78,21 | 75,43 | 97,76 |
| 7 | 27,00 | 1,00 | 0,94 | 0,91 | 1,00 | 135,81 | 131,40 | 87,24 | 81,67 | 78,52 | 102,09 |
| 8 | 31,00 | 1,00 | 0,96 | 0,93 | 1,00 | 138,17 | 133,87 | 90,30 | 84,77 | 81,27 | 105,97 |
| 9 | 35,00 | 1,00 | 0,97 | 0,95 | 1,00 | 140,29 | 136,09 | 93,09 | 87,60 | 83,78 | 109,50 |
| 10 | 39,00 | 1,00 | 0,99 | 0,96 | 1,00 | 142,20 | 138,09 | 95,64 | 90,19 | 86,08 | 112,74 |
| 11 | 41,00 | 1,00 | 0,99 | 0,97 | 1,00 | 143,09 | 139,02 | 96,84 | 91,42 | 87,16 | 114,27 |
| Prédio | | Sim | | | | | | | | | |
| Coef. Arrasto | | | | | | | | | | | |
| Direção | x | y | | | | | | | | | |
| $l_y/l_z =$ | 0,49 | 2,04 | | | | | | | | | |
| $h/l_1 =$ | 1,64 | 0,80 | | | | | | | | | |
| $C_a =$ | 0,90 | 1,25 | | | | | | | | | |

Tabela A2.3 – Detalhamento do cálculo da velocidade característica do vento e da pressão de obstrução – edifício de vinte pavimentos

Velocidade básica do vento
 $V_0 = 40$ m/s

Versão: 13/05/2013

Fator Topográfico 1) Terreno plano
 Inclinação do talude: °
 Altura do talude (d): m

Cálculo do coef. de arrasto

$l_1 = 25,00$ m
 $l_2 = 51,00$ m
 $h = 81,00$ m

Fator de rugosidade

Dir. X Classe C Categoria IV
 Dir. Y Classe C Categoria IV

Fator estatístico 2) Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação

$P_m = 63$ %
 $m = 50$ anos

| Trecho | z (m) | s ₁ | s ₂ | | s ₃ | V _k (Km/h) | | q _w (kg/m ²) | | q _{w,Total} (kg/m ²) | |
|--------|-------|----------------|----------------|------|----------------|-----------------------|--------|-------------------------------------|--------|---|--------|
| | | | x | y | | x | y | x | y | x | y |
| 1 | 2,50 | 1,00 | 0,66 | 0,66 | 1,00 | 95,30 | 95,30 | 42,96 | 42,96 | 42,96 | 56,70 |
| 2 | 7,00 | 1,00 | 0,76 | 0,76 | 1,00 | 109,51 | 109,51 | 56,72 | 56,72 | 56,72 | 74,87 |
| 3 | 11,00 | 1,00 | 0,81 | 0,81 | 1,00 | 116,40 | 116,40 | 64,09 | 64,09 | 64,09 | 84,59 |
| 4 | 15,00 | 1,00 | 0,84 | 0,84 | 1,00 | 121,38 | 121,38 | 69,68 | 69,68 | 69,68 | 91,98 |
| 5 | 19,00 | 1,00 | 0,87 | 0,87 | 1,00 | 125,31 | 125,31 | 74,28 | 74,28 | 74,28 | 98,04 |
| 6 | 23,00 | 1,00 | 0,89 | 0,89 | 1,00 | 128,59 | 128,59 | 78,21 | 78,21 | 78,21 | 103,23 |
| 7 | 27,00 | 1,00 | 0,91 | 0,91 | 1,00 | 131,40 | 131,40 | 81,67 | 81,67 | 81,67 | 107,80 |
| 8 | 31,00 | 1,00 | 0,93 | 0,93 | 1,00 | 133,87 | 133,87 | 84,77 | 84,77 | 84,77 | 111,90 |
| 9 | 35,00 | 1,00 | 0,95 | 0,95 | 1,00 | 136,09 | 136,09 | 87,60 | 87,60 | 87,60 | 115,63 |
| 10 | 39,00 | 1,00 | 0,96 | 0,96 | 1,00 | 138,09 | 138,09 | 90,19 | 90,19 | 90,19 | 119,05 |
| 11 | 43,00 | 1,00 | 0,97 | 0,97 | 1,00 | 139,92 | 139,92 | 92,60 | 92,60 | 92,60 | 122,24 |
| 12 | 47,00 | 1,00 | 0,98 | 0,98 | 1,00 | 141,61 | 141,61 | 94,85 | 94,85 | 94,85 | 125,21 |
| 13 | 51,00 | 1,00 | 0,99 | 0,99 | 1,00 | 143,18 | 143,18 | 96,97 | 96,97 | 96,97 | 128,00 |
| 14 | 55,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 144,65 | 144,65 | 98,97 | 98,97 | 98,97 | 130,63 |
| 15 | 59,00 | 1,00 | 1,01 | 1,01 | 1,00 | 146,03 | 146,03 | 100,86 | 100,86 | 100,86 | 133,13 |
| 16 | 63,00 | 1,00 | 1,02 | 1,02 | 1,00 | 147,32 | 147,32 | 102,66 | 102,66 | 102,66 | 135,51 |
| 17 | 67,00 | 1,00 | 1,03 | 1,03 | 1,00 | 148,55 | 148,55 | 104,38 | 104,38 | 104,38 | 137,78 |
| 18 | 71,00 | 1,00 | 1,04 | 1,04 | 1,00 | 149,72 | 149,72 | 106,03 | 106,03 | 106,03 | 139,96 |
| 19 | 75,00 | 1,00 | 1,05 | 1,05 | 1,00 | 150,83 | 150,83 | 107,61 | 107,61 | 107,61 | 142,05 |
| 20 | 79,00 | 1,00 | 1,05 | 1,05 | 1,00 | 151,90 | 151,90 | 109,13 | 109,13 | 109,13 | 144,05 |
| 21 | 81,00 | 1,00 | 1,06 | 1,06 | 1,00 | 152,41 | 152,41 | 109,87 | 109,87 | 109,87 | 145,03 |

| Prédio | Sim | |
|---------------|------|------|
| Coef. Arrasto | | |
| Direção | x | y |
| $l_1/l_2 =$ | 0,49 | 2,04 |
| $h/l_1 =$ | 3,24 | 1,59 |
| $C_a =$ | 1,00 | 1,32 |

Apêndice 3 – Cálculo de ligações de acordo com a ABNT NBR9062:2017 – Pórticos com ligações resistentes ao momento fletor

Os cálculos das rigidezes e dos fatores de restrição a rotação das ligações foram feitos a partir das equações preconizadas pela norma ABNT NBR 9062:2017, sendo que foram utilizadas as seguintes considerações:

- Consideração aproximada da não linearidade física sugerido pela norma de pré-moldados, multiplicando o valor do produto do módulo de deformação tangencial com a inércia da seção bruta de concreto das vigas por 0,8 devido ao fato de serem protendidas, encontrando a rigidez secante - $E_{ci} = 1 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 35417 \text{ MPa}$;
- Distância da face do pilar até o centro de rotação da ligação no consolo (L_a) igual a 17,5cm;
- Módulo de elasticidade do aço (E_s) 210000 MPa;
- Comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (L_{ed}) e coeficiente de ajustamento da rigidez secante (k) de acordo com a tipologia da ligação (figura 3.4 – capítulo 3);

As equações utilizadas para o cálculo da rigidez secante da ligação (R_{sec}) e do fator de restrição à rotação (α_r) são:

$$R_{sec} = \frac{kA_sE_s d^2}{L_{ed}}$$

Sendo que:

L_{ed} – Comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (segundo tabela 3);

d – Altura útil da seção resistente na ligação negativa;

E_s – Módulo de elasticidade do aço;

A_s – Armadura de continuidade negativa.

k – coeficiente de ajustamento da rigidez secante.

e

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3 \cdot (EI)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}} \right]$$

Sendo que:

$(EI)_{sec}$ – Valor da rigidez secante da viga, sendo levado em consideração a não linearidade física;

R_{sec} – Rigidez secante da ligação;

L_{ef} – Vão efetivo entre os centros de rotação das ligações nos apoios das vigas.

Faz-se então o cálculo da rigidez e fator de restrição a rotação para a ligação com luva da VIGA 1 do edifício com cinco pavimentos:

Considera-se que a viga tem uma altura total de 76cm (50cm de viga pré-moldada, 21cm devido a laje e 5cm devido a capa de concreto) e que tenha um vão entre os centros de rotação da ligação igual a 7,58 metros. O centro geométrico das luvas para ligação negativa está a 5cm abaixo do topo da viga (vídeo figura A3.1), sendo então a altura útil (d) da ligação igual a 71cm.

Utiliza-se 3 barras com 25mm de diâmetro na ligação totalizando uma área de aço igual a 14,73cm² (de acordo com a necessidade para estabilização da estrutura). Como a armadura negativa está ligada ao pilar por meio de luvas para continuidade e a viga está apoiada sobre aparelho de apoio elastomérico com chumbador vertical grauteado, a norma ABNT NBR 9062:2017 preconiza que tal ligação é de tipologia 3, sendo então seu comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (L_{ed}) ser calculado a partir da equação:

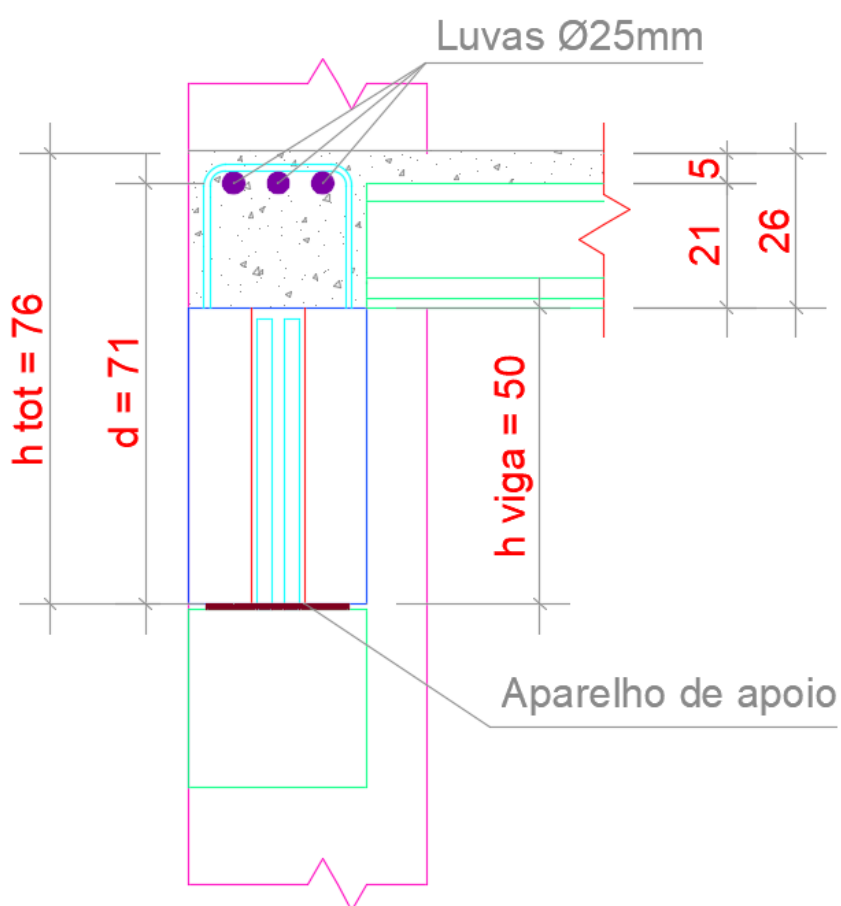
$$L_{ed} = 30\varnothing + L_a$$

Adotando $L_a = 17,5\text{cm}$, e tendo a média dos diâmetros das barras utilizadas na ligação (\varnothing) igual a 25mm, tem-se que:

$$L_{ed} = 30 \cdot 2,5 + 17,5$$

$$L_{ed} = 92,5\text{cm}$$

Figura A3.1 – Seção transversal da ligação para VIGA 1



Também devido a ligação ser considerada como tipologia 3, o coeficiente de ajustamento da rigidez secante (k) é igual a 0,75. Com isso, pode-se calcular a rigidez secante a partir da equação dada pela norma de pré-moldados:

$$R_{sec} = \frac{kA_s E_s d^2}{L_{ed}}$$

$$R_{sec} = \frac{0,75 \cdot 14,73 \cdot 21000 \cdot 71^2}{92,5 \cdot 100}$$

$$R_{sec} = 126266 \text{ kNm/rad}$$

Com o valor da rigidez da ligação, juntamente com a rigidez secante da viga, tem-se o fator de restrição a rotação:

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_c I_c$$

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot 1 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} \cdot 0,02288$$

$$(EI)_{sec} = 640640 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Sendo I_c o valor do momento de inércia da seção homogeneizada (considerando que toda seção tem o mesmo f_{ck} e mesmo módulo de elasticidade)

Então, o fator α_R :

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3 \cdot (EI)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}} \right]$$

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3 \cdot 640640}{126266 \cdot 9,23} \right]$$

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = 0,33$$

Sendo assim, os valores das rigidezes secantes e fatores de restrição a rotação são tabelados:

Tabela A3.1 – Rigidezes secantes e fatores de rotação das ligações

| Estrutura com 5 pavimentos | Elemento | Tipologia da ligação | Altura útil - d (m) | Armadura | Rsec (kNm/rad) | L _{ef} (m) | α _R |
|-----------------------------|----------|----------------------|---------------------|-----------------|----------------|---------------------|----------------|
| | Viga 1 | 1 | 0,71 | 3 Ø25mm | 145990 | 9,03 | 0,41 |
| | Viga 1 | 3 | 0,71 | 3 Ø25mm | 126260 | 9,03 | 0,38 |
| | Viga 2 | 1 | 0,7 | 3 Ø25mm | 145990 | 7,58 | 0,37 |
| | Viga 2 | 3 | 0,7 | 3 Ø25mm | 126260 | 7,58 | 0,33 |
| | Viga 3 | 1 | 0,81 | 3 Ø25mm | 190000 | 7,58 | 0,43 |
| | Viga 3 | 3 | 0,81 | 3 Ø25mm | 164340 | 7,58 | 0,39 |
| Estrutura com 10 pavimentos | Elemento | Tipologia da ligação | Altura útil - d (m) | Armadura | Rsec (kNm/rad) | L _{ef} | α _R |
| | Viga 1 | 4 | 0,71 | 3 Ø25mm | 230694 | 8,73 | 0,53 |
| | Viga 1 | 2 | 0,71 | 3 Ø25mm +3Ø20mm | 406000 | 8,73 | 0,67 |
| | Viga 2 | 4 | 0,71 | 3 Ø25mm | 230694 | 7,38 | 0,48 |
| | Viga 2 | 2 | 0,71 | 3 Ø25mm +3Ø20mm | 406000 | 7,38 | 0,61 |
| | Viga 3 | 4 | 0,77 | 3 Ø25mm | 400339 | 7,38 | 0,61 |
| | Viga 3 | 2 | 0,77 | 3 Ø25mm | 400339 | 7,38 | 0,61 |
| Estrutura com 20 pavimentos | Elemento | Tipologia da ligação | Altura útil - d (m) | Armadura | Rsec (kNm/rad) | L _{ef} | α _R |
| | Viga 1 | 4 | 0,91 | 4 Ø25mm | 505290 | 8,33 | 0,71 |
| | Viga 1 | 2 | 0,91 | 4 Ø25mm +3Ø20mm | 795369 | 8,33 | 0,8 |
| | Viga 2 | 4 | 0,91 | 4 Ø25mm | 505290 | 7,18 | 0,67 |
| | Viga 2 | 2 | 0,91 | 4 Ø25mm +3Ø20mm | 795368 | 7,18 | 0,76 |
| | Viga 3 | 4 | 0,91 | 4 Ø25mm +3Ø20mm | 795368 | 7,18 | 0,76 |
| | Viga 3 | 2 | 0,91 | 4 Ø25mm +3Ø20mm | 795368 | 7,18 | 0,76 |

Apêndice 4 – Cálculo das paredes de Contraventamento

A partir do dimensionamento detalhado na fundamentação teórica, é mostrado então o cálculo para todos os painéis utilizados nas simulações.

Para a edificação com cinco pavimentos.

Tabela A4.1 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo X – cinco pavimentos

| Parede de painel - Eixo X - Edifício 5 pavimentos - primeiro pavimento | | | | | |
|--|---------|--------------------------------|----------|---|----------|
| Espessura (m) | 0,20 | Altura (m) | 5,00 | Comprimento (m) | 10,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 1587,50 | Acidental (kN) | 312,50 | Momento (vento) (kNm) | 1348,00 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 158,75 | Acidental (kN/m) | 31,25 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 121,32 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -121,32 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 413,97 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 329,05 | Nd (kN) | 3290,49 |
| Nd, mín (kN/m) | 74,28 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| e_{\min} (m) | 0,02 | e_{montagem} (m) | 0,03 | $e_{\text{produção}}$ (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | 40,00 | Ecs (MPa) | 30104,88 | Φ | 0,70 |
| β_d | 0,68 | L_e (m) | 5,00 | Rigidez equivalente ($E \cdot I_{eq}$ - kNm ²) | 76305,97 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P- δ | | | | | |
| Δm | 1,68 | e1 | 15,57 | e2 | 17,67 |
| e3 | 17,95 | e4 | 17,99 | e5 | 18,00 |
| e6 | 18,00 | e7 | 18,00 | e8 | 18,00 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 41,13 | Md 2ª ordem (kNm) | 59,22 | Md total (kNm) | 100,36 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F_{rup} (MPa) | 3,79 | S_x (m ³) | 0,07 | σ_{td} (MPa) | 0,71 |

Tabela A4.2 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo X – cinco pavimentos

| Parede de painel - Eixo X - Edifício 5 pavimentos – pavimentos superiores | | | | | |
|---|--------|--------------------------------|----------|---|----------|
| Espessura (m) | 0,18 | Altura (m) | 4,00 | Comprimento (m) | 10,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 990,00 | Acidental (kN) | 250,00 | Momento (vento) (kNm) | 813,00 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 99,00 | Acidental (kN/m) | 25,00 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 81,30 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -81,30 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 269,92 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 213,01 | Nd (kN) | 2130,10 |
| Nd,mín (kN/m) | 42,28 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| e_{\min} (m) | 0,02 | e_{montagem} (m) | 0,03 | $e_{\text{produção}}$ (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | 40,00 | Ecs (MPa) | 30104,88 | Φ | 0,70 |
| β_d | 0,65 | L_e (m) | 4,00 | Rigidez equivalente ($E \cdot I_{eq}$ - kNm ²) | 56461,37 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P- δ | | | | | |
| Δm | 0,94 | e1 | 12,05 | e2 | 12,96 |
| e3 | 13,03 | e4 | 13,04 | e5 | 13,04 |
| e6 | 13,04 | e7 | 13,04 | e8 | 13,04 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 26,63 | Md 2ª ordem (kNm) | 27,77 | Md total (kNm) | 54,40 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F_{rup} (MPa) | 3,79 | S_x (m ³) | 0,05 | σ_{td} (MPa) | 0,46 |

Tabela A4.3 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo Y – cinco pavimentos

| Parede de painel - Eixo Y - Edifício 5 pavimentos - primeiro pavimento | | | | | |
|--|---------|--------------------------------|----------|---|-----------|
| Espessura (m) | 0,24 | Altura (m) | 5,00 | Comprimento (m) | 8,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 2388,00 | Acidental (kN) | 1100,00 | Momento (vento) (kNm) | 4421,90 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 298,50 | Acidental (kN/m) | 137,50 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 518,19 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -518,19 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 1278,12 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 915,38 | Nd (kN) | 7323,07 |
| Nd, mín (kN/m) | -172,82 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| $e_{\text{mín}}$ (m) | 0,02 | e_{montagem} (m) | 0,03 | $e_{\text{produção}}$ (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | 40,00 | Ecs (MPa) | 30104,88 | Φ | 0,70 |
| β_d | 0,46 | L_e (m) | 5,00 | Rigidez equivalente ($E \cdot I_{eq}$ - kNm ²) | 133339,28 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P- δ | | | | | |
| Δm | 2,15 | e1 | 14,56 | e2 | 17,06 |
| e3 | 17,49 | e4 | 17,56 | e5 | 17,57 |
| e6 | 17,57 | e7 | 17,57 | e8 | 17,57 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 91,54 | Md 2ª ordem (kNm) | 128,70 | Md total (kNm) | 220,24 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F_{rup} (MPa) | 3,79 | S_x (m ³) | 0,08 | σ_{td} (MPa) | 1,62 |

Tabela A4.4 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo Y – cinco pavimentos

| Parede de painel – Eixo Y - Edifício 5 pavimentos - próximos pavimentos | | | | | |
|---|---------|--------------------------------|----------|---|----------|
| Espessura (m) | 0,20 | Altura (m) | 4,00 | Comprimento (m) | 8,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 1590,40 | Acidental (kN) | 880,00 | Momento (vento) (kNm) | 2675,10 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 198,80 | Acidental (kN/m) | 110,00 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 376,19 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -376,19 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 881,98 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 618,65 | Nd (kN) | 4949,20 |
| Nd, mín (kN/m) | -171,34 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| e_{\min} (m) | 0,02 | e_{montagem} (m) | 0,03 | $e_{\text{produção}}$ (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | 40,00 | Ecs (MPa) | 30104,88 | Φ | 0,70 |
| β_d | 0,45 | L_e (m) | 4,00 | Rigidez equivalente ($E \cdot I_{eq}$ - kNm ²) | 77517,69 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P- δ | | | | | |
| Δm | 1,60 | e1 | 13,71 | e2 | 15,46 |
| e3 | 15,68 | e4 | 15,71 | e5 | 15,71 |
| e6 | 15,71 | e7 | 15,71 | e8 | 15,71 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 61,87 | Md 2ª ordem (kNm) | 77,77 | Md total (kNm) | 139,64 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F_{rup} (MPa) | 3,79 | S_x (m ³) | 0,05 | σ_{td} (MPa) | 1,62 |

Tabela A4.5 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo X – dez pavimentos

| Parede de painel - Eixo X - Edifício 10 pavimentos – próximos pavimentos | | | | | |
|--|---------|--------------------------------|----------|---|-----------|
| Espessura (m) | 0,26 | Altura (m) | 5,00 | Comprimento (m) | 10,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 3925,00 | Acidental (kN) | 625,00 | Momento (vento) (kNm) | 7753,00 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 392,50 | Acidental (kN/m) | 62,50 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 536,75 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -536,75 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 1344,69 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 968,97 | Nd (kN) | 9689,72 |
| Nd, mín (kN/m) | -158,19 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| e_{\min} (m) | 0,02 | e_{montagem} (m) | 0,03 | $e_{\text{produção}}$ (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | 40,00 | Ecs (MPa) | 30104,88 | Φ | 0,70 |
| β_d | 0,57 | L_e (m) | 5,00 | Rigidez equivalente ($E \cdot I_{eq}$ - kNm ²) | 196960,11 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P- δ | | | | | |
| Δm | 1,92 | e1 | 15,81 | e2 | 18,24 |
| e3 | 18,62 | e4 | 18,67 | e5 | 18,68 |
| e6 | 18,68 | e7 | 18,68 | e8 | 18,68 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 121,12 | Md 2ª ordem (kNm) | 181,03 | Md total (kNm) | 302,15 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F_{rup} (MPa) | 3,79 | S_x (m ³) | 0,11 | σ_{td} (MPa) | 1,17 |

Tabela A4.6 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo X – dez pavimentos

| Parede de painel - Eixo X - Edifício 10 pavimentos - primeiro pavimento | | | | | |
|---|---------|--------------------------------|----------|---|-----------|
| Espessura (m) | 0,23 | Altura (m) | 4,00 | Comprimento (m) | 10,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 2677,50 | Acidental (kN) | 562,50 | Momento (vento) (kNm) | 6113,00 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 267,75 | Acidental (kN/m) | 56,25 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 478,41 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -478,41 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 1084,00 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 749,11 | Nd (kN) | 7491,11 |
| Nd,mín (kN/m) | -255,55 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| $e_{\text{mín}}$ (m) | 0,02 | e_{montagem} (m) | 0,03 | $e_{\text{produção}}$ (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | 40,00 | Ecs (MPa) | 30104,88 | Φ | 0,70 |
| β_d | 0,50 | L_e (m) | 4,00 | Rigidez equivalente (E.I _{eq} - kNm ²) | 142407,28 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P- δ | | | | | |
| Δm | 1,32 | e1 | 12,43 | e2 | 13,73 |
| e3 | 13,87 | e4 | 13,89 | e5 | 13,89 |
| e6 | 13,89 | e7 | 13,89 | e8 | 13,89 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 93,64 | Md 2ª ordem (kNm) | 104,03 | Md total (kNm) | 197,67 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F_{rup} (MPa) | 3,79 | S_x (m ³) | 0,09 | σ_{td} (MPa) | 1,08 |

Tabela A4.7 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo Y – dez pavimentos

| Parede de painel - Eixo Y - Edifício 10 pavimentos - primeiro pavimento | | | | | |
|---|----------|--------------------------------|----------|---|-----------|
| Espessura (m) | 0,30 | Altura (m) | 5,00 | Comprimento (m) | 8,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 5160,00 | Acidental (kN) | 2000,00 | Momento (vento) (kNm) | 20680,70 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 522,45 | Acidental (kN/m) | 250,00 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 1938,82 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -1938,82 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 3620,77 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 2263,60 | Nd (kN) | 18108,81 |
| Nd, mín (kN/m) | -1807,91 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| $e_{\text{mín}}$ (m) | 0,02 | e_{montagem} (m) | 0,03 | $e_{\text{produção}}$ (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | 40,00 | Ecs (MPa) | 30104,88 | Φ | 0,35 |
| β_d | 0,40 | L_e (m) | 5,00 | Rigidez equivalente (E.I _{eq} - kNm ²) | 135576,38 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P- δ | | | | | |
| Δm | 5,22 | e1 | 19,11 | e2 | 27,08 |
| e3 | 30,41 | e4 | 31,80 | e5 | 32,77 |
| e6 | 32,77 | e7 | 32,77 | e8 | 32,77 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 226,36 | Md 2ª ordem (kNm) | 593,34 | Md total (kNm) | 819,70 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F_{rup} (MPa) | 3,79 | S_x (m ³) | 0,12 | σ_{td} (MPa) | 4,68 |

Tabela A4.8 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo Y– dez pavimentos

| Parede de painel – Eixo Y - Edifício 10 pavimentos - próximos pavimentos | | | | | |
|--|----------|--------------------------------|----------|---|-----------|
| Espessura (m) | 0,30 | Altura (m) | 4,00 | Comprimento (m) | 8,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 4104,00 | Acidental (kN) | 1800,00 | Momento (vento) (kNm) | 16312,20 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 513,00 | Acidental (kN/m) | 225,00 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 1529,27 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -1529,27 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 3016,68 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 1946,19 | Nd (kN) | 15569,51 |
| Nd,mín (kN/m) | -1265,28 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| e_{\min} (m) | 0,02 | e_{montagem} (m) | 0,03 | $e_{\text{produção}}$ (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | 40,00 | Ecs (MPa) | 21778,89 | Φ | 0,70 |
| β_d | 0,37 | L_e (m) | 4,00 | Rigidez equivalente ($E \cdot I_{eq}$ - kNm ²) | 200444,25 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P- δ | | | | | |
| Δm | 1,94 | e1 | 13,72 | e2 | 15,85 |
| e3 | 16,18 | e4 | 16,23 | e5 | 16,24 |
| e6 | 16,24 | e7 | 16,24 | e8 | 16,24 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 194,62 | Md 2ª ordem (kNm) | 252,90 | Md total (kNm) | 447,51 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F_{rup} (MPa) | 3,79 | S_x (m ³) | 0,12 | σ_{td} (MPa) | 2,02 |

Tabela A4.9 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo X – vinte pavimentos

| Parede de painel - Eixo X - Edifício 20 pavimentos - primeiro pavimento | | | | | |
|---|----------|--------------------------------|----------|---|------------|
| Espessura (m) | 0,55 | Altura (m) | 5,00 | Comprimento (m) | 10,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 15100,00 | Acidental (kN) | 1250,00 | Momento (vento) (kNm) | 30000,00 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 1510,00 | Acidental (kN/m) | 125,00 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 981,82 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -981,82 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 3576,05 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 2888,77 | Nd (kN) | 28887,73 |
| Nd, mín (kN/m) | 826,95 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| e_{\min} (m) | 0,03 | e_{montagem} (m) | 0,03 | $e_{\text{produção}}$ (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | 40,00 | Ecs (MPa) | 30104,88 | Φ | 0,70 |
| β_d | 0,73 | L_e (m) | 5,00 | Rigidez equivalente ($E \cdot I_{eq}$ - kNm ²) | 1687113,93 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P- δ | | | | | |
| Δm | 0,67 | e1 | 14,56 | e2 | 15,34 |
| e3 | 15,38 | e4 | 15,38 | e5 | 15,38 |
| e6 | 15,38 | e7 | 15,38 | e8 | 15,38 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 361,10 | Md 2ª ordem (kNm) | 444,31 | Md total (kNm) | 805,41 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F_{rup} (MPa) | 3,79 | S_x (m ³) | 0,50 | σ_{td} (MPa) | 1,15 |

Tabela A4.10 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo X – vinte pavimentos

| Parede de painel - Eixo X - Edifício 20 pavimentos – próximos pavimentos | | | | | |
|--|----------|----------------------------------|----------|---|------------|
| Espessura (m) | 0,55 | Altura (m) | 4,00 | Comprimento (m) | 10,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 11732,50 | Acidental (kN) | 1187,50 | Momento (vento) (kNm) | 6113,00 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 1173,25 | Acidental (kN/m) | 118,75 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 200,06 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -200,06 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 2005,76 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 1865,72 | Nd (kN) | 18657,18 |
| Nd,mín (kN/m) | 1445,59 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| e _{mín} (m) | 0,03 | e _{montagem} (m) | 0,03 | e _{produção} (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| F _{ck} (MPa) | 40,00 | E _{cs} (MPa) | 30104,88 | Φ | 0,70 |
| β _d | 0,88 | L _e (m) | 4,00 | Rigidez equivalente (E.I _{eq} - kNm ²) | 1553799,87 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P-δ | | | | | |
| Δm | 0,30 | e1 | 11,41 | e2 | 11,69 |
| e3 | 11,69 | e4 | 11,69 | e5 | 11,69 |
| e6 | 11,69 | e7 | 11,69 | e8 | 11,69 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 233,21 | Md 2ª ordem (kNm) | 218,14 | Md total (kNm) | 451,36 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F _{rup} (MPa) | 3,79 | S _x (m ³) | 0,50 | σ _{td} (MPa) | 1,24 |

Tabela A4.11 – Cálculo do painel do primeiro pavimento – Eixo Y – vinte pavimentos

| Parede de painel - Eixo X - Edifício 20 pavimentos - primeiro pavimento | | | | | |
|---|-------------|--------------------------------|-----------|---|---------------|
| Espessura (m) | m | Altura (m) | 0,50 | Comprimento (m) | 5,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 5728,00 | Acidental (kN) | 1600,00 | Momento (vento) (kNm) | 10020,60 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | Ng (kN/m) | Acidental (kN/m) | Nq (kN/m) | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | Nw,máx (kN/m) |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | Nw,mín (kN/m) |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 5225,94 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 4215,97 | Nd (kN) | 33727,75 |
| Nd,mín (kN/m) | 1186,06 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| e _{mín} (m) | 0,00 | e _{montagem} (m) | 0,03 | e _{produção} (m) | 0,03 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| Fck (MPa) | fck parede | Ecs (MPa) | 39597,98 | Φ | 0,00 |
| β _d | 0,70 | L _e (m) | 1,00 | Rigidez equivalente (E.l _{eq} - kNm ²) | 0,55 |
| k | 0,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P-δ | | | | | |
| 0,00 | 0,00 | e1 | 0,00 | e2 | 0,00 |
| e3 | 0,00 | e4 | 0,00 | e5 | 0,00 |
| e6 | 0,00 | e7 | 0,00 | e8 | 0,00 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | M1ª o+M2ª o | Md 2ª ordem (kNm) | 453,93 | Md total (kNm) | 0,00 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F _{rup} (MPa) | 0,00 | Sx (m ³) | 3,79 | σ _{td} (MPa) | 0,33 |

Tabela A4.12 – Cálculo do painel para os pavimentos superiores – Eixo Y– vinte pavimentos

| Parede de painel - Eixo X - Edifício 20 pavimentos - próximos pavimentos | | | | | |
|--|----------|----------------------------------|----------|---|-----------|
| Espessura (m) | 0,50 | Altura (m) | 4,00 | Comprimento (m) | 8,00 |
| Ações (Carregamentos verticais e vento) | | | | | |
| Permanente (kN) | 11704,00 | Acidental (kN) | 3800,00 | Momento (vento) (kNm) | 33000,00 |
| Ações distribuídas | | | | | |
| Permanente (kN/m) | 1463,00 | Acidental (kN/m) | 475,00 | Normal máxima devido ao vento (kN/m) | 1856,25 |
| | | | | Normal mínima devido ao vento (kN/m) | -1856,25 |
| Esforço normal para cálculo | | | | | |
| Nd, máx (kN/m) | 4979,45 | Nd adaptado distribuído (kN/m) | 3680,08 | Nd (kN) | 29440,60 |
| Nd,mín (kN/m) | -218,05 | | | | |
| Excentricidades consideradas | | | | | |
| e _{mín} (m) | 0,03 | e _{montagem} (m) | 0,03 | e _{produção} (m) | 0,01 |
| Características da seção da parede | | | | | |
| F _{ck} (MPa) | 40,00 | E _{cs} (MPa) | 21778,89 | Φ | 0,70 |
| β _d | 0,56 | L _e (m) | 4,00 | Rigidez equivalente (E·I _{eq} - kNm ²) | 816178,82 |
| k | 1,00 | | | | |
| Cálculo do deslocamento de acordo com o método P-δ | | | | | |
| Δm | 0,90 | e1 | 12,41 | e2 | 13,31 |
| e3 | 13,37 | e4 | 13,38 | e5 | 13,38 |
| e6 | 13,38 | e7 | 13,38 | e8 | 13,38 |
| Momento fletor de cálculo | | | | | |
| Md 1ª ordem (kNm) | 368,01 | Md 2ª ordem (kNm) | 393,86 | Md total (kNm) | 761,86 |
| Verificação de tração excessiva | | | | | |
| F _{rup} (MPa) | 3,79 | S _x (m ³) | 0,33 | σ _{td} (MPa) | 0,64 |

Apêndice 5 – Cálculo dos Painéis de Preenchimento

Tabela A5.1 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Eurocode para estrutura com 5 pavimentos

| BS EN 1992-1-1 | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|------------|
| | | | | | | | (Continua) |
| h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 | h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 |
| h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 | h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 |
| L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 10000,00 | L (mm) | 10000,00 |
| L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 9600,00 | L' (mm) | 9600,00 |
| w' (mm) | 8654,46 | w' (mm) | 8223,11 | w' (mm) | 10454,64 | w' (mm) | 10100,48 |
| θ (°) | 28,58 | θ (°) | 22,45 | θ (°) | 23,33 | θ (°) | 18,11 |
| fck (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fck (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fck (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fck (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| fctk (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fctk (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fctk (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fctk (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 |
| Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 |
| t (mm) | 270,00 | t (mm) | 285,00 | t (mm) | 360,00 | t (mm) | 370,00 |
| I (mm ⁴) | 2,13E+09 | I (mm ⁴) | 2,13E+09 | I (mm ⁴) | 2,13E+09 | I (mm ⁴) | 2,13E+09 |
| λ infill | 0,0016 | λ infill | 0,0017 | λ infill | 0,0016 | λ infill | 0,0017 |
| α (mm) | 986,77 | α (mm) | 948,95 | α (mm) | 952,04 | α (mm) | 929,38 |
| w (mm) | 1395,51 | w (mm) | 1342,02 | w (mm) | 1346,38 | w (mm) | 1314,35 |
| Le (mm) | 6674,02 | Le (mm) | 7024,10 | Le (mm) | 8815,22 | Le (mm) | 9124,32 |
| λ | 86 | λ | 85 | λ | 85 | λ | 85 |
| | 24,72 | | 24,65 | | 24,49 | | 24,66 |
| Rsk (kN) | 381,00 | Rsk (kN) | 381,00 | Rsk (kN) | 110,00 | Rsk (kN) | 110,00 |
| Rsd (kN) | 571,50 | Rsd (kN) | 571,50 | Rsd (kN) | 165,00 | Rsd (kN) | 165,00 |
| Rvd (kN) | 2363,60 | Rvd (kN) | 2481,19 | Rvd (kN) | 3987,63 | Rvd (kN) | 4052,36 |
| Hvd (kN) | 207,56 | Hvd (kN) | 229,32 | Hvd (kN) | 366,16 | Hvd (kN) | 385,16 |
| V Sd (kN) | 273,39 | V Sd (kN) | 218,23 | V Sd (kN) | 65,34 | V Sd (kN) | 51,29 |
| VRv (kN) | 87,25 | VRv (kN) | 88,57 | VRv (kN) | 112,24 | VRv (kN) | 112,61 |
| V residual (kN) | 186,13 | V residual (kN) | 129,66 | V residual (kN) | 0,00 | V residual (kN) | 0,00 |
| H Sd (kN) | 501,87 | H Sd (kN) | 528,19 | H Sd (kN) | 151,51 | H Sd (kN) | 156,82 |
| H Rv (kN) | 1000,07 | H Rv (kN) | 971,22 | H Rv (kN) | 1210,21 | H Rv (kN) | 1224,80 |
| V Rv canto (kN) | 23269,68 | V Rv canto (kN) | 24562,44 | V Rv canto (kN) | 39191,04 | V Rv canto (kN) | 40279,68 |

Tabela A5.2 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Norma Inglesa para estrutura com 5 pavimentos

| BS8110 | | | | | | | |
|--|----------|--|----------|--|----------|--|----------|
| h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 | h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 |
| h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 | h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 |
| L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 10000,00 | L (mm) | 10000,00 |
| L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 9600,00 | L' (mm) | 9600,00 |
| w' (mm) | 8654,46 | w' (mm) | 8223,11 | w' (mm) | 10454,64 | w' (mm) | 10100,48 |
| θ (°) | 28,58 | θ (°) | 22,45 | θ (°) | 23,33 | θ (°) | 18,11 |
| fck _i (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fck _i (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fck _i (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fck _i (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| fck _c (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fck _c (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fck _c (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fck _c (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| E _i (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | E _i (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | E _i (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | E _i (kN/mm ² - GPa) | 30,00 |
| E _c (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | E _c (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | E _c (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | E _c (kN/mm ² - GPa) | 30,00 |
| t (mm) | 220,00 | t (mm) | 220,00 | t (mm) | 260,00 | t (mm) | 260,00 |
| I (mm ⁴) | 2,13E+09 | I (mm ⁴) | 2,13E+09 | I (mm ⁴) | 2,13E+09 | I (mm ⁴) | 2,13E+09 |
| λ infill | 0,0015 | λ infill | 0,0016 | λ infill | 0,0015 | λ infill | 0,0015 |
| α (mm) | 1038,61 | α (mm) | 1012,40 | α (mm) | 1032,73 | α (mm) | 1015,08 |
| w (mm) | 1468,82 | w (mm) | 1431,75 | w (mm) | 1460,50 | w (mm) | 1435,55 |
| Le (mm) | 6490,84 | Le (mm) | 6167,34 | Le (mm) | 7840,98 | Le (mm) | 7575,36 |
| λ | 30 | λ | 28 | λ | 30 | λ | 29 |
| R _{sk} (kN) | 381,00 | R _{sk} (kN) | 381,00 | R _{sk} (kN) | 110,00 | R _{sk} (kN) | 110,00 |
| R _{sd} (kN) | 533,40 | R _{sd} (kN) | 533,40 | R _{sd} (kN) | 154,00 | R _{sd} (kN) | 154,00 |
| R _{vd} (kN) | 556,62 | R _{vd} (kN) | 675,81 | R _{vd} (kN) | 692,86 | R _{vd} (kN) | 822,11 |
| H _{vd} (kN) | 48,88 | H _{vd} (kN) | 62,46 | H _{vd} (kN) | 63,62 | H _{vd} (kN) | 78,14 |
| V _{Sd} (kN) | 255,16 | V _{Sd} (kN) | 203,68 | V _{Sd} (kN) | 60,98 | V _{Sd} (kN) | 47,87 |
| VR _v (kN) | 102,82 | VR _v (kN) | 100,23 | VR _v (kN) | 120,83 | VR _v (kN) | 118,76 |
| V residual (kN) | 152,34 | V residual (kN) | 103,45 | V residual (kN) | 0,00 | V residual (kN) | 0,00 |
| H _{Sd} (kN) | 468,41 | H _{Sd} (kN) | 492,98 | H _{Sd} (kN) | 141,41 | H _{Sd} (kN) | 146,37 |
| H _{Rv} (kN) | 752,40 | H _{Rv} (kN) | 752,40 | H _{Rv} (kN) | 1123,20 | H _{Rv} (kN) | 1123,20 |
| V _{Rv} canto (kN) | 20064,00 | V _{Rv} canto (kN) | 20064,00 | V _{Rv} canto (kN) | 29952,00 | V _{Rv} canto (kN) | 29952,00 |

Tabela A5.3 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Eurocode para estrutura com 10 pavimentos

| BS EN 1992-1-1 | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|
| h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 | h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 |
| h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 | h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 |
| L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 10000,00 | L (mm) | 10000,00 |
| L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 9300,00 | L' (mm) | 9300,00 |
| w' (mm) | 8654,46 | w' (mm) | 8223,11 | w' (mm) | 10179,86 | w' (mm) | 9815,78 |
| θ (°) | 28,58 | θ (°) | 22,45 | θ (°) | 24,00 | θ (°) | 18,66 |
| fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 |
| Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 |
| t (mm) | 270,00 | t (mm) | 285,00 | t (mm) | 360,00 | t (mm) | 370,00 |
| I (mm ⁴) | 7,29E+09 | I (mm ⁴) | 7,29E+09 | I (mm ⁴) | 1,43E+10 | I (mm ⁴) | 1,43E+10 |
| λ infill | 0,0012 | λ infill | 0,0012 | λ infill | 0,0010 | λ infill | 0,0011 |
| α (mm) | 1341,71 | α (mm) | 1290,29 | α (mm) | 1523,43 | α (mm) | 1485,73 |
| w (mm) | 1897,47 | w (mm) | 1824,75 | w (mm) | 2154,46 | w (mm) | 2101,14 |
| Le (mm) | 6674,02 | Le (mm) | 7024,10 | Le (mm) | 8496,19 | Le (mm) | 8811,32 |
| λ | 86 | λ | 85 | λ | 82 | λ | 82 |
| | 24,72 | | 24,65 | | 23,60 | | 23,81 |
| Rsk (kN) | 950,00 | Rsk (kN) | 910,00 | Rsk (kN) | 305,00 | Rsk (kN) | 314,00 |
| Rsd (kN) | 1425,00 | Rsd (kN) | 1365,00 | Rsd (kN) | 457,50 | Rsd (kN) | 471,00 |
| Rvd (kN) | 2363,60 | Rvd (kN) | 2481,19 | Rvd (kN) | 4000,52 | Rvd (kN) | 4049,48 |
| Hvd (kN) | 207,56 | Hvd (kN) | 229,32 | Hvd (kN) | 365,47 | Hvd (kN) | 383,67 |
| V Sd (kN) | 681,67 | V Sd (kN) | 521,23 | V Sd (kN) | 186,06 | V Sd (kN) | 150,67 |
| VRv (kN) | 118,64 | VRv (kN) | 120,43 | VRv (kN) | 179,61 | VRv (kN) | 180,03 |
| V residual (kN) | 563,03 | V residual (kN) | 400,80 | V residual (kN) | 6,45 | V residual (kN) | 0,00 |
| H Sd (kN) | 1251,38 | H Sd (kN) | 1261,57 | H Sd (kN) | 417,96 | H Sd (kN) | 446,25 |
| H Rv (kN) | 1490,02 | H Rv (kN) | 1334,81 | H Rv (kN) | 1319,71 | H Rv (kN) | 1307,70 |
| V Rv canto (kN) | 23269,68 | V Rv canto (kN) | 24562,44 | V Rv canto (kN) | 37966,32 | V Rv canto (kN) | 39020,94 |

Tabela A5.4 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Norma Inglesa para estrutura com 10 pavimentos

| BS 8110 | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|
| h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 | h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 |
| h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 | h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 |
| L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 10000,00 | L (mm) | 10000,00 |
| L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 9300,00 | L' (mm) | 9300,00 |
| w' (mm) | 8654,46 | w' (mm) | 8223,11 | w' (mm) | 10179,86 | w' (mm) | 9815,78 |
| θ (°) | 28,58 | θ (°) | 22,45 | θ (°) | 24,00 | θ (°) | 18,66 |
| fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| Ei (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 30,00 |
| Ec (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 30,00 |
| t (mm) | 350,00 | t (mm) | 350,00 | t (mm) | 260,00 | t (mm) | 260,00 |
| I (mm ⁴) | 7,29E+09 | I (mm ⁴) | 7,29E+09 | I (mm ⁴) | 1,43E+10 | I (mm ⁴) | 1,43E+10 |
| λ infill | 0,0012 | λ infill | 0,0013 | λ infill | 0,0010 | λ infill | 0,0010 |
| α (mm) | 1257,43 | α (mm) | 1225,69 | α (mm) | 1652,55 | α (mm) | 1622,73 |
| w (mm) | 1778,27 | w (mm) | 1733,39 | w (mm) | 2337,06 | w (mm) | 2294,89 |
| Le (mm) | 6490,84 | Le (mm) | 6167,34 | Le (mm) | 7634,90 | Le (mm) | 7361,84 |
| λ | 19 | λ | 18 | λ | 29 | λ | 28 |
| Rsk (kN) | 950,00 | Rsk (kN) | 910,00 | Rsk (kN) | 305,00 | Rsk (kN) | 314,00 |
| Rsd (kN) | 1330,00 | Rsd (kN) | 1274,00 | Rsd (kN) | 427,00 | Rsd (kN) | 439,60 |
| Rvd(kN) | 2416,68 | Rvd(kN) | 2388,59 | Rvd(kN) | 794,53 | Rvd(kN) | 914,53 |
| Hvd (kN) | 212,22 | Hvd (kN) | 220,76 | Hvd (kN) | 72,59 | Hvd (kN) | 86,65 |
| V Sd (kN) | 636,23 | V Sd (kN) | 486,48 | V Sd (kN) | 173,65 | V Sd (kN) | 140,62 |
| VRv (kN) | 198,05 | VRv (kN) | 193,05 | VRv (kN) | 193,35 | VRv (kN) | 189,86 |
| V residual (kN) | 438,18 | V residual (kN) | 293,43 | V residual (kN) | 0,00 | V residual (kN) | 0,00 |
| H Sd (kN) | 1167,95 | H Sd (kN) | 1177,46 | H Sd (kN) | 390,09 | H Sd (kN) | 416,50 |
| H Rv (kN) | 1197,00 | H Rv (kN) | 1197,00 | H Rv (kN) | 1088,10 | H Rv (kN) | 1088,10 |
| V Rv canto (kN) | 31920,00 | V Rv canto (kN) | 31920,00 | V Rv canto (kN) | 29016,00 | V Rv canto (kN) | 29016,00 |

Tabela A5.5 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a Eurocode para estrutura com 20 pavimentos

| BS EN 1992-1-1 | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|
| h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 | h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 |
| h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 | h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 |
| L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 10000,00 | L (mm) | 10000,00 |
| L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 9000,00 | L' (mm) | 9000,00 |
| w' (mm) | 8654,46 | w' (mm) | 8223,11 | w' (mm) | 9906,54 | w' (mm) | 9532,03 |
| θ (°) | 28,58 | θ (°) | 22,45 | θ (°) | 24,70 | θ (°) | 19,23 |
| fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 35,00 |
| Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 35,00 |
| t (mm) | 670,00 | t (mm) | 675,00 | t (mm) | 400,00 | t (mm) | 400,00 |
| I (mm ⁴) | 1,80E+10 | I (mm ⁴) | 1,80E+10 | I (mm ⁴) | 1,17E+10 | I (mm ⁴) | 1,17E+10 |
| λ infill | 0,0012 | λ infill | 0,0012 | λ infill | 0,0011 | λ infill | 0,0011 |
| α (mm) | 1339,96 | α (mm) | 1303,72 | α (mm) | 1403,81 | α (mm) | 1377,02 |
| w (mm) | 1895,00 | w (mm) | 1843,74 | w (mm) | 1985,29 | w (mm) | 1947,40 |
| Le (mm) | 6674,02 | Le (mm) | 7024,10 | Le (mm) | 8176,41 | Le (mm) | 8497,67 |
| λ | 35 | λ | 36 | λ | 71 | λ | 74 |
| | 9,96 | | 10,41 | | 20,44 | | 21,24 |
| Rsk (kN) | 1890,00 | Rsk (kN) | 2400,00 | Rsk (kN) | 785,00 | Rsk (kN) | 918,00 |
| Rsd (kN) | 2835,00 | Rsd (kN) | 3600,00 | Rsd (kN) | 1177,50 | Rsd (kN) | 1377,00 |
| Rvd (kN) | 9514,53 | Rvd (kN) | 9105,86 | Rvd (kN) | 4826,46 | Rvd (kN) | 4631,47 |
| Hvd (kN) | 835,53 | Hvd (kN) | 841,59 | Hvd (kN) | 438,48 | Hvd (kN) | 437,30 |
| V Sd (kN) | 1356,17 | V Sd (kN) | 1374,66 | V Sd (kN) | 492,08 | V Sd (kN) | 453,61 |
| VRv (kN) | 294,01 | VRv (kN) | 288,19 | VRv (kN) | 183,89 | VRv (kN) | 180,38 |
| V residual (kN) | 1062,16 | V residual (kN) | 1086,47 | V residual (kN) | 308,19 | V residual (kN) | 273,22 |
| H Sd (kN) | 2489,58 | H Sd (kN) | 3327,21 | H Sd (kN) | 1069,75 | H Sd (kN) | 1300,14 |
| H Rv (kN) | 3294,98 | H Rv (kN) | 3329,62 | H Rv (kN) | 1769,46 | H Rv (kN) | 1723,29 |
| V Rv canto (kN) | 57743,28 | V Rv canto (kN) | 58174,20 | V Rv canto (kN) | 40824,00 | V Rv canto (kN) | 40824,00 |

Tabela A5.6 – Cálculo do painel de preenchimento de acordo com a norma Inglesa para estrutura com 20 pavimentos

| BS 8110 | | | | | | | |
|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|
| h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 | h (mm) | 5000,00 | h (mm) | 4000,00 |
| h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 | h' (mm) | 4140,00 | h' (mm) | 3140,00 |
| L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 8000,00 | L (mm) | 10000,00 | L (mm) | 10000,00 |
| L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 7600,00 | L' (mm) | 9000,00 | L' (mm) | 9000,00 |
| w' (mm) | 8654,46 | w' (mm) | 8223,11 | w' (mm) | 9906,54 | w' (mm) | 9532,03 |
| θ (°) | 28,58 | θ (°) | 22,45 | θ (°) | 24,70 | θ (°) | 19,23 |
| fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fcki (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 | fckc (N/mm ² - MPa) | 40,00 |
| Ei (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ei (kN/mm ² - GPa) | 30,00 |
| Ec (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 30,00 | Ec (kN/mm ² - GPa) | 30,00 |
| t (mm) | 900,00 | t (mm) | 910,00 | t (mm) | 670,00 | t (mm) | 670,00 |
| I (mm ⁴) | 1,80E+10 | I (mm ⁴) | 1,80E+10 | I (mm ⁴) | 1,17E+10 | I (mm ⁴) | 1,17E+10 |
| λ infill | 0,0013 | λ infill | 0,0013 | λ infill | 0,0013 | λ infill | 0,0013 |
| α (mm) | 1244,66 | α (mm) | 1209,90 | α (mm) | 1233,97 | α (mm) | 1210,42 |
| w (mm) | 1760,22 | w (mm) | 1711,06 | w (mm) | 1745,10 | w (mm) | 1711,80 |
| Le (mm) | 6490,84 | Le (mm) | 6167,34 | Le (mm) | 7429,91 | Le (mm) | 7149,02 |
| λ | 7 | λ | 7 | λ | 11 | λ | 11 |
| Rsk (kN) | 1890,00 | Rsk (kN) | 2400,00 | Rsk (kN) | 785,00 | Rsk (kN) | 918,00 |
| Rsd (kN) | 2646,00 | Rsd (kN) | 3360,00 | Rsd (kN) | 1099,00 | Rsd (kN) | 1285,20 |
| Rvd(kN) | 9346,81 | Rvd(kN) | 8979,64 | Rvd(kN) | 6703,39 | Rvd(kN) | 6505,90 |
| Hvd (kN) | 820,80 | Hvd (kN) | 829,92 | Hvd (kN) | 609,00 | Hvd (kN) | 614,28 |
| V Sd (kN) | 1265,76 | V Sd (kN) | 1283,02 | V Sd (kN) | 459,28 | V Sd (kN) | 423,37 |
| VRv (kN) | 504,09 | VRv (kN) | 495,45 | VRv (kN) | 372,04 | VRv (kN) | 364,94 |
| V residual (kN) | 761,67 | V residual (kN) | 787,56 | V residual (kN) | 87,24 | V residual (kN) | 58,42 |
| H Sd (kN) | 2323,61 | H Sd (kN) | 3105,39 | H Sd (kN) | 998,43 | H Sd (kN) | 1213,47 |
| H Rv (kN) | 3078,00 | H Rv (kN) | 3112,20 | H Rv (kN) | 2713,50 | H Rv (kN) | 2713,50 |
| V Rv canto (kN) | 82080,00 | V Rv canto (kN) | 82992,00 | V Rv canto (kN) | 72360,00 | V Rv canto (kN) | 72360,00 |