

RAFAEL LOPES E SILVA

**AVALIAÇÃO DE PÓRTICOS PLANOS DE AÇO CONSIDERANDO A  
CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA PELO MODELO DE BIELAS E  
TIRANTES**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

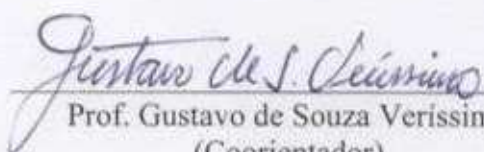
VIÇOSA  
MINAS GERAIS - BRASIL  
2011

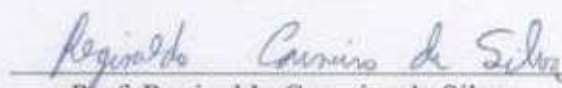
RAFAEL LOPES E SILVA

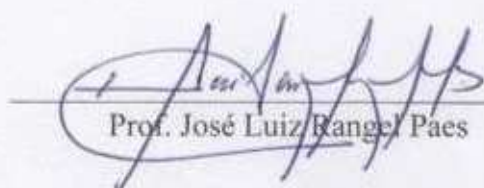
**AVALIAÇÃO DE PÓRTICOS PLANOS DE AÇO CONSIDERANDO A  
CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA PELO MODELO DE BIELAS E  
TIRANTES**

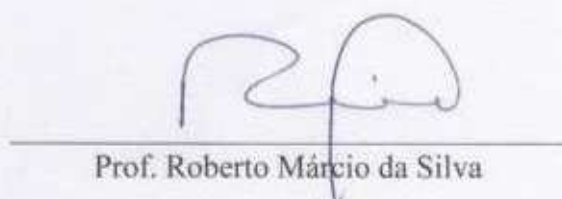
Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADO: 04 de Julho de 2011

  
Prof. Gustavo de Souza Verissimo  
(Coorientador)

  
Prof. Reginaldo Carneiro da Silva  
(Coorientador)

  
Prof. José Luiz Rangel Paes

  
Prof. Roberto Márcio da Silva

  
Prof. Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga  
(Orientadora)

*Dedico este trabalho aos meus pais Maria Aparecida e Antônio, ao meu irmão Guilherme e à minha namorada Silvana, companheiros de todas as horas e razão de tudo que faço.*

## ***AGRADECIMENTOS***

Agradeço primeiramente a Deus, responsável maior por todos os meus passos, por ter me dado forças nos momentos difíceis e por permitir que eu concluísse mais uma etapa da minha vida, chegando a mais uma conquista.

À professora Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga, pela orientação, apoio, dedicação e tempo dividido durante o desenvolvimento desse trabalho.

Aos professores Gustavo de Souza Veríssimo e Reginaldo Carneiro da Silva, pelos ensinamentos e pela orientação durante o trabalho.

Ao professor Roberto Márcio da Silva da Universidade Federal de Minas Gerais, por ter aceitado o convite para compor a banca examinadora.

Aos demais professores do Departamento de Engenharia Civil, em especial ao professor José Luiz Rangel Paes pelos ensinamentos e ao grande amigo e professor Carlos Alexandre Braz de Carvalho.

Ao professor Antônio Cezar Pereira Calil, por ter me dado a oportunidade de concluir o mestrado em conjunto com meu trabalho na UFV - Campus Florestal.

À CAPES, pela bolsa de estudos concedida.

À FAPEMIG, pelo apoio financeiro.

Aos meus amigos e amigas de graduação e mestrado na UFV, pela ajuda, companheirismo e troca de conhecimentos, em especial aos amigos Davi, Diego e Geraldo pelo apoio e incentivo nos estudos.

Aos demais amigos e familiares que, de alguma forma, também contribuíram para que eu chegasse a mais essa conquista.

## *SUMÁRIO*

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>		<b>vii</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>		<b>xii</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS.....</b>		<b>xvii</b>
<b>RESUMO.....</b>		<b>xxi</b>
<b>ABSTRACT.....</b>		<b>xxii</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>		<b>1</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....		1
1.2. OBJETIVOS.....		3
1.3. JUSTIFICATIVA.....		4
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....		5
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>		<b>6</b>
2.1. PÓRTICOS PREENCHIDOS COM PAINÉIS DE ALVENARIA.....		6
2.1.1. CONCEITO DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE.....		8
2.1.2. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....		11
2.1.3. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS.....		14
2.2. MODELO DE BIELAS E TIRANTES APLICADO A PÓRTICOS DE AÇO PREENCHIDOS COM PAINÉIS DE ALVENARIA DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO.....		16
2.2.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA EM ESTADO BIAXIAL.....		16
2.2.2. RESISTÊNCIA EFETIVA DO PAINEL DE ALVENARIA....		17

2.2.3.	MODELO DE BIELAS E TIRANTES PARA O PAINEL DE ALVENARIA: MODELO PROPOSTO POR ALVARENGA (2002).....	19
2.2.3.1.	RUPTURA POR FISSURAÇÃO DA DIAGONAL.....	19
2.2.3.2.	RUPTURA POR ESMAGAMENTO DOS CANTOS COMPRIMIDOS.....	24
2.2.3.3.	RUPTURA POR ESMAGAMENTO NO CENTRO DO PAINEL, CONSIDERANDO-SE A RESISTÊNCIA EFETIVA.....	25
2.2.4.	COMPRIMENTO DE CONTATO ( $\alpha$ ).....	29
<b>3.</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>30</b>
3.1.	MODELOS ESTUDADOS.....	30
3.1.1.	PÓRTICOS CONTRAVENTADOS COM ALVENARIA: MODELO DE BIELAS E TIRANTES (ALVARENGA, 2002).....	31
3.1.2.	TIPOLOGIAS UTILIZADAS POR PIRES FILHO (2011).....	31
3.1.3.	EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS ANDARES.....	39
3.2.	NORMAS TÉCNICAS UTILIZADAS NA DISSERTAÇÃO..	45
3.3.	COMBINAÇÕES DE AÇÕES UTILIZADAS.....	46
3.4.	PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS.....	47
<b>4.</b>	<b>ESTUDOS DE CASO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>49</b>
4.1.	CASO A1 – PÓRTICO CONTRAVENTADO DE DOIS PAVIMENTOS.....	49
4.2.	CASO A2 – PÓRTICO CONTRAVENTADO DE QUATRO PAVIMENTOS.....	57
4.3.	CASO A3 – PÓRTICO CONTRAVENTADO DE OITO PAVIMENTOS.....	66
4.4.	EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS ANDARES (CASOS B1, B2 e B3).....	80

4.4.1.	AÇÕES CONSIDERADAS.....	80
4.4.2.	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS, PILARES E CONTRAVENTAMENTOS.....	80
4.4.3.	MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO O MODELO DE BIELAS E TIRANTES EM SUBSTITUIÇÃO ÀS BARRAS DE CONTRAVENTAMENTO.....	89
4.5.	ESFORÇOS RESISTENTES NAS BARRAS DO MODELO DE BIELAS E TIRANTES.....	109
4.5.1.	ESFORÇOS RESISTENTES NAS BIELAS E NOS TIRANTES PARA OS CASOS A1, A2 e A3.....	111
4.5.2.	ESFORÇOS RESISTENTES NAS BIELAS E NOS TIRANTES PARA OS CASOS B1, B2 e B3.....	113
4.6.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	114
4.6.1.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS CASOS A1, A2 e A3.....	114
4.6.2.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS CASOS B1, B2 e B3.....	123
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>132</b>
5.1.	CONCLUSÕES GERAIS.....	132
5.2.	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	135
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>136</b>
<b>A.</b>	<b>APÊNDICE A.....</b>	<b>141</b>
A.1	AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CONSIDERADAS..	141
A.1.1.	AÇÕES PERMANENTES.....	141
A.1.2.	AÇÕES VARIÁVEIS.....	143
A.2.	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS, PILARES E CONTRAVENTAMENTOS.....	149

## ***LISTA DE FIGURAS***

Figura 1.1	Exemplos de alvenaria confinada.....	2
Figura 2.1	Modelo proposto por Stafford-Smith.....	8
Figura 2.2	Modos de ruptura da alvenaria em sistemas de pórticos preenchidos.....	11
Figura 2.3	Diagrama tensão-deformação uniaxial para o painel de alvenaria, na tração e na compressão.....	18
Figura 2.4	Sistema pórtico-parede submetida a uma ação diagonal ( $F/\cos\theta$ ).....	20
Figura 2.5	Distribuição triangular de tensões no comprimento de contato $\alpha$	21
Figura 2.6	Modelo de bielas e tirante para representação do painel de alvenaria.....	22
Figura 2.7	Distribuição de tensões de tração no centro do painel.....	23
Figura 2.8	Obtenção da tensão de esmagamento no centro do painel, considerando-se a tensão efetiva nessa região.....	26
Figura 3.1	Disposição de vigas e pilares para o projeto utilizado por Pires Filho (2011) – dimensões em metros.....	33
Figura 3.2	Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado com barras de aço do caso A1.....	34
Figura 3.3	Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado com barras de aço do caso A2.....	34
Figura 3.4	Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado com barras de aço do caso A3.....	35
Figura 3.5	Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado por painéis de alvenaria do caso A1.....	36
Figura 3.6	Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado por painéis de alvenaria do caso A2.....	37
Figura 3.7	Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado por painéis de alvenaria do caso A3.....	38
Figura 3.8	Disposição e numeração dos elementos estruturais e disposição do Steel-Deck para o edifício.....	40

Figura 3.9	Planta baixa de um apartamento do pavimento tipo do edifício de múltiplos andares.....	41
Figura 3.10	Corte longitudinal para o caso B1 do edifício de múltiplos andares.....	42
Figura 3.11	Corte transversal para o caso B1 do edifício de múltiplos andares.....	43
Figura 3.12	Pórtico espacial da metade de um bloco do edifício de múltiplos andares com quatro pavimentos (caso B1), com indicação dos contraventamentos.....	44
Figura 3.13	Pórtico plano de quatro pavimentos (caso B1) com substituição dos contraventamentos metálicos pelo modelo de bielas e tirantes.....	45
Figura 4.1	Pórtico contraventado de dois pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	50
Figura 4.2	Modelo estrutural e seções adotadas para as barras do pórtico plano de dois pavimentos.....	51
Figura 4.3	Pórtico de dois pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.....	54
Figura 4.4	Pórtico de dois pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.....	54
Figura 4.5	Pórtico contraventado de quatro pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	58
Figura 4.6	Modelo estrutural e seções adotadas para o pórtico de quatro pavimentos.....	59
Figura 4.7	Pórtico de quatro pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.....	62
Figura 4.8	Pórtico de quatro pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.....	63
Figura 4.9	Pórtico contraventado de oito pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	67
Figura 4.10	Modelo estrutural e seções adotadas para as barras do pórtico plano de oito pavimentos.....	68
Figura 4.11	Pórtico de oito pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.....	72

Figura 4.12	Pórtico de oito pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.....	73
Figura 4.13	Pórtico contraventado de quatro pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	81
Figura 4.14	Pórtico contraventado de seis pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	82
Figura 4.15	Pórtico contraventado de oito pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	83
Figura 4.16	Perfis utilizados no pórtico transversal – Caso B1.....	84
Figura 4.17	Perfis utilizados no pórtico transversal – Caso B2.....	85
Figura 4.18	Perfis utilizados no pórtico transversal – Caso B3.....	86
Figura 4.19	Pórtico com quatro pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.....	92
Figura 4.20	Pórtico com quatro pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.....	93
Figura 4.21	Pórtico com seis pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.....	94
Figura 4.22	Pórtico com seis pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.....	95
Figura 4.23	Pórtico com oito pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.....	96
Figura 4.24	Pórtico com oito pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.....	97
Figura 4.25	Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso A1 ( $u_{lim} = h'/400 = 17$ mm).....	115
Figura 4.26	Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso A2 ( $u_{lim} = h'/400 = 34$ mm).....	116
Figura 4.27	Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso A3 ( $u_{lim} = h'/400 = 68$ mm).....	117
Figura 4.28	Esforços normais nas bielas, em kN – Caso A1.....	118
Figura 4.29	Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso A1.....	118

Figura 4.30	Esforços normais nas bielas, em kN – Caso A2.....	119
Figura 4.31	Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso A2.....	119
Figura 4.32	Esforços normais nas bielas, em kN – Caso A3.....	120
Figura 4.33	Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso A3.....	121
Figura 4.34	Comparação entre os esforços normais nas bielas para as análises de 1ª e 2ª ordem, em kN – Caso A3.....	122
Figura 4.35	Comparação entre os esforços normais nos tirantes para as análises de 1ª e 2ª ordem, em kN – Caso A3.....	122
Figura 4.36	Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso B1 ( $u_{lim} = h'/400 = 29,0$ mm).....	123
Figura 4.37	Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso B2 ( $u_{lim} = h'/400 = 43,5$ mm).....	124
Figura 4.38	Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso B3 ( $u_{lim} = h'/400 = 58,0$ mm).....	125
Figura 4.39	Esforços normais nas bielas, em kN – Caso B1.....	126
Figura 4.40	Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso B1.....	126
Figura 4.41	Esforços normais nas bielas, em kN – Caso B2.....	127
Figura 4.42	Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso B2.....	127
Figura 4.43	Esforços normais nas bielas, em kN – Caso B3.....	128
Figura 4.44	Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso B3.....	129
Figura 4.45	Comparação entre os esforços normais nas bielas para as análises de 1ª e 2ª ordem, em kN – Caso B3.....	130
Figura 4.46	Comparação entre os esforços normais nos tirantes para as análises de 1ª e 2ª ordem, em kN – Caso B3.....	130
Figura 4.47	Tipo de contraventamento recomendado, com base na proposta para consideração do modelo de bielas e tirantes.....	131
Figura A.1	Planta baixa do edifício de múltiplos andares.....	142
Figura A.2	Caixa d'água: a) esquema da estrutura e b) corte CC.....	143
Figura A.3	Esquema em planta para o vento atuando na direção: a) longitudinal e b) transversal.....	146

Figura A.4	Representação da viga V5.....	149
Figura A.5	Representação das vigas V16 e V17.....	150
Figura A.6	Representação da viga V3.....	150
Figura A.7	Representação da viga V7.....	151
Figura A.8	Representação das vigas V12, V13, V20 e V21.....	151
Figura A.9	Representação das vigas V4 e V6.....	152
Figura A.10	Representação das vigas V24 e V25 para o caso B1.....	152
Figura A.11	Representação das vigas V24 e V25 para o caso B2.....	152
Figura A.12	Representação das vigas V24 e V25 para o caso B3.....	153
Figura A.13	Representação das vigas V26 e V27.....	153
Figura A.14	Pórtico contraventado de quatro pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	155
Figura A.15	Pórtico contraventado de seis pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	156
Figura A.16	Pórtico contraventado de oito pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	157
Figura A.17	Pórtico rígido de quatro pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	158
Figura A.18	Pórtico rígido de seis pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	159
Figura A.19	Pórtico rígido de oito pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.....	160
Figura A.20	Numeração das barras do pórtico longitudinal – Caso B1.....	161
Figura A.21	Numeração das barras do pórtico transversal – Caso B1.....	162
Figura A.22	Numeração das barras do pórtico longitudinal – Caso B2.....	163
Figura A.23	Numeração das barras do pórtico transversal – Caso B2.....	164
Figura A.24	Numeração das barras do pórtico longitudinal – Caso B3.....	165
Figura A.25	Numeração das barras do pórtico transversal – Caso B3.....	166

## ***LISTA DE TABELAS***

Tabela 3.1	Tipologias dos pórticos avaliados.....	31
Tabela 4.1	Deslocamentos laterais obtidos em cada pavimento, por meio de análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de dois pavimentos ( $i = 1$ a $2$ ).....	51
Tabela 4.2	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de dois pavimentos ( $i = 1$ a $2$ ).....	52
Tabela 4.3	Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato – Caso A1.....	52
Tabela 4.4	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem – Caso A1.....	55
Tabela 4.5	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de dois pavimentos ( $i = 1$ a $2$ ).....	55
Tabela 4.6	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica – Caso A1.....	56
Tabela 4.7	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de dois pavimentos ( $i = 1$ a $2$ ).....	56
Tabela 4.8	Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso A1 (2 pvtos).....	57
Tabela 4.9	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de quatro pavimentos ( $i = 1$ a $4$ ).....	59
Tabela 4.10	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de quatro pavimentos ( $i = 1$ a $4$ ).....	60
Tabela 4.11	Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato – Caso A2.....	60
Tabela 4.12	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem – Caso A2.....	64

Tabela 4.13	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de quatro pavimentos ( $i = 1$ a 4).....	64
Tabela 4.14	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica – Caso A2.....	65
Tabela 4.15	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de quatro pavimentos ( $i = 1$ a 4).....	65
Tabela 4.16	Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso A2 (4 pvtos).....	66
Tabela 4.17	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de oito pavimentos ( $i = 1$ a 8).....	69
Tabela 4.18	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de oito pavimentos ( $i = 1$ a 8).....	69
Tabela 4.19	Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato – Caso A3.....	70
Tabela 4.20	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem.....	74
Tabela 4.21	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de oito pavimentos ( $i = 1$ a 8).....	76
Tabela 4.22	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica.....	77
Tabela 4.23	Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de oito pavimentos ( $i = 1$ a 8).....	78
Tabela 4.24	Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso A3 (8 pvtos).....	79
Tabela 4.25	Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de quatro pavimentos ( $i = 1$ a 4)..	87
Tabela 4.26	Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de seis pavimentos ( $i = 1$ a 6).....	87

Tabela 4.27	Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de oito pavimentos ( $i = 1$ a 8).....	88
Tabela 4.28	Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de quatro pavimentos ( $i = 1$ a 4).....	88
Tabela 4.29	Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de seis pavimentos ( $i = 1$ a 6).....	89
Tabela 4.30	Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de oito pavimentos ( $i = 1$ a 8).....	89
Tabela 4.31	Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato – Casos B1, B2 e B3.....	90
Tabela 4.32	Comprimento de contato em cada pavimento para o Caso B1.....	90
Tabela 4.33	Comprimento de contato em cada pavimento para o Caso B2.....	90
Tabela 4.34	Comprimento de contato em cada pavimento para o Caso B3.....	91
Tabela 4.35	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem para o caso B1.....	98
Tabela 4.36	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem para o caso B2.....	99
Tabela 4.37	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes do caso B3, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem.....	100
Tabela 4.38	Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de quatro pavimentos ( $i = 1$ a 4).....	102
Tabela 4.39	Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de seis pavimentos ( $i = 1$ a 6).....	102
Tabela 4.40	Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de oito pavimentos ( $i = 1$ a 8).....	102
Tabela 4.41	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica para o caso B1.....	103

Tabela 4.42	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica para o caso B2.....	104
Tabela 4.43	Esforços solicitantes nas bielas e tirantes do caso B3, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica.....	105
Tabela 4.44	Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de quatro pavimentos ( $i = 1$ a 4).....	107
Tabela 4.45	Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de seis pavimentos ( $i = 1$ a 6).....	107
Tabela 4.46	Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de oito pavimentos ( $i = 1$ a 8).....	107
Tabela 4.47	Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso B1 (4 pvtos).....	108
Tabela 4.48	Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso B2 (6 pvtos).....	108
Tabela 4.49	Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso B3 (8 pvtos).....	109
Tabela 4.50	Coefficiente de ponderação das resistências ( $\gamma_m$ ).....	111
Tabela 4.51	Valores utilizados no cálculo dos esforços resistentes - Casos A1, A2 e A3.....	112
Tabela 4.52	Forças horizontais que causam ruptura no painel – Casos A1, A2 e A3.....	112
Tabela 4.53	Esforços resistentes nas bielas e nos tirantes - Casos A1, A2 e A3	112
Tabela 4.54	Valores utilizados no cálculo dos esforços resistentes - Casos B1, B2 e B3.....	113
Tabela 4.55	Forças horizontais que causam ruptura no painel - Casos B1, B2 e B3.....	113
Tabela 4.56	Esforços resistentes nas bielas e nos tirantes - Casos B1, B2 e B3	114
Tabela A.1	Fator de rugosidade – $S_2$ .....	144
Tabela A.2	Velocidade característica, $V_k$ (m/s).....	145

Tabela A.3	Pressão dinâmica, $q$ (N/m <sup>2</sup> ).....	145
Tabela A.4	Coefficiente de arrasto – $C_a$ .....	146
Tabela A.5	Áreas de contribuição, $A_i$ (m <sup>2</sup> ).....	146
Tabela A.6	Força de arrasto, $F_i$ (kN).....	147
Tabela A.7	Ações permanentes e variáveis atuantes.....	148
Tabela A.8	Áreas consideradas e comprimento aproximado das paredes.....	148
Tabela A.9	Carga de cálculo total para um pavimento.....	148
Tabela A.10	Perfis dimensionados para as vigas por meio do VigaMix.....	154
Tabela A.11	Perfis pré-dimensionados para os pilares para os casos B1, B2 e B3.....	167
Tabela A.12	Esforços solicitantes nos pilares P2 e P6 e nas vigas V14 e V15 do pórtico longitudinal – Caso B1.....	168
Tabela A.13	Esforços na barra de contraventamento mais carregada, na viga V1 e no pilar P2 do pórtico transversal – Caso B1.....	169
Tabela A.14	Esforços solicitantes nos pilares P2 e P6 e nas vigas V14 e V15 do pórtico longitudinal – Caso B2.....	170
Tabela A.15	Esforços solicitantes na barra de contraventamento mais carregada, na viga V1 e no pilar P2 do pórtico transversal - Caso B2.....	170
Tabela A.16	Esforços solicitantes nos pilares P2 e P6 e nas vigas V14 e V15 do pórtico longitudinal – Caso B3.....	171
Tabela A.17	Esforços solicitantes na barra de contraventamento mais carregada e no pilar P2 do pórtico transversal – Caso B3.....	172
Tabela A.18	Comprimento efetivo das barras dos pilares P2 e P6 – Caso B1....	173
Tabela A.19	Comprimento efetivo das barras dos pilares P2 e P6 – Caso B2....	173
Tabela A.20	Comprimento efetivo das barras dos pilares P2 e P6 – Caso B3....	174
Tabela A.21	Perfis dimensionados para pilares, vigas e contraventamentos – Caso B1.....	175
Tabela A.22	Perfis dimensionados para pilares, vigas e contraventamentos – Caso B2.....	175
Tabela A.23	Perfis dimensionados para pilares, vigas e contraventamentos – Caso B3.....	176

## *LISTA DE SÍMBOLOS*

$\alpha$	Comprimento de contato entre o pórtico e o painel
$\alpha'$	Fator de multiplicação para a rigidez de uma viga
$\beta$	Coefficiente de majoração da força horizontal externa que causa esmagamento dos cantos comprimidos do painel, em função da ligação viga-pilar
$2\gamma$	Ângulo entre as bielas no modelo proposto por Alvarenga (2002)
$\theta$	Ângulo entre a diagonal do painel e a horizontal
$\eta$	Relação entre as duas tensões principais
$\varepsilon$	Deformações
$\nu_c^*$	Fator de eficiência para a resistência à compressão
$\nu_t^*, \rho$	Fatores de eficiência para a resistência à tração
$\lambda L'$	Parâmetro de rigidez relativa
$\sigma_1, \sigma_2$	Tensões principais
$\sigma_x, \sigma_y$	Tensões nas direções $x$ e $y$ , respectivamente
$\sigma_c$	Tensão de compressão no centro do painel
$f_c^*$	Resistência à compressão em estado biaxial de tensões
$f_{cm}$	Tensão média de ruptura à compressão
$f_{cef}$	Resistência efetiva à compressão
$f_{tef}$	Resistência efetiva à tração
$f_t$	Resistência à tração
$u$	Deslocamento lateral no topo do pavimento
$u_{lim}$	Deslocamento horizontal limite permitido pela ABNT NBR 8800:2008

$\gamma_m$	Coeficiente de ponderação das resistências
$\gamma_G$	Coeficiente de ponderação das cargas permanentes
$\gamma_Q$	Coeficiente de ponderação das sobrecargas
$E_{\text{painel}}$	Módulo de deformação do painel
$E_p$	Módulo de deformação do pilar
$t$	Espessura do painel
$h$	Altura do painel
$h'$	Altura do edifício
$L', l$	Comprimento do painel
$L_{\text{efetivo}}$	Comprimento efetivo de uma barra
$L$	Comprimento de uma barra
$G_A$	Grandeza associada à extremidade A de uma barra
$G_B$	Grandeza associada à extremidade B de uma barra
$I_c$	Momento de inércia de um segmento do pilar
$I_g$	Momento de inércia de um segmento da viga
$L_c$	Comprimento de um segmento do pilar
$L_g$	Comprimento de um segmento da viga
$K$	Multiplicador para obtenção do comprimento efetivo da barra
$I_p$	Momento de inércia do pilar
$m$	Coeficiente de majoração da tensão média de ruptura à compressão
$r$	Fator de rigidez da ligação viga-pilar
$p_x$	Ordenada máxima da tensão por unidade de comprimento na direção $x$
$p_y$	Ordenada máxima da tensão por unidade de comprimento na direção $y$

$N$	Esforço normal
$V$	Esforço cortante
$M$	Momento fletor
$B$	Esforços nas bielas
$T$	Esforço nos tirantes ou resultante das tensões de tração
$B_{res}$	Esforço resistentes de cálculo nas bielas
$T_{res}$	Esforço resistentes de cálculo nos tirantes
$F$	Força horizontal aplicada à estrutura
$F_{fis}$	Força horizontal externa que causa ruptura do painel por fissuração da diagonal
$F_{esm}$	Força horizontal externa que causa esmagamento dos cantos comprimidos do painel
$F'_{esm}$	Força horizontal externa que causa esmagamento dos cantos comprimidos do painel, majorada em função da ligação viga-pilar
$F_{esm,centro}$	Força horizontal externa que causa esmagamento no centro do painel
$F'$	Força horizontal que pode ser aplicada à estrutura para que não haja ruptura por fissuração da diagonal e/ou por esmagamento dos cantos comprimidos do painel
$F_{máx}$	Força horizontal máxima de cálculo que pode ser aplicada à estrutura para que não haja ruptura por fissuração da diagonal e/ou por esmagamento dos cantos comprimidos do painel
$F_{d,p(no pavimento)}$	Cargas verticais totais em um pavimento
$F_n$	Força nocional
$G$	Carregamento permanente
$Q$	Sobrecarga de utilização
$W$	Ação horizontal devida ao vento

$PP$	Ação gravitacional concentrada permanente
$PQ$	Ação gravitacional concentrada variável
$Pp$	Ação gravitacional distribuída permanente
$Pq$	Ação gravitacional distribuída variável
$CP1$	Carga permanente introduzida antes do endurecimento do concreto
$CP2$	Carga permanente introduzida após do endurecimento do concreto
$SC1$	Sobrecarga introduzida antes do endurecimento do concreto
$SC2$	Sobrecarga introduzida após do endurecimento do concreto
$RCPI$	Reação de apoio da viga devido a CP1
$RCP2$	Reação de apoio da viga devido a CP2
$RSC1$	Reação de apoio da viga devido a SC1
$RSC2$	Reação de apoio da viga devido a SC2
$V_0$	Velocidade básica do vento
$V_k$	Velocidade característica do vento
$S_1$	Fator topográfico
$S_2$	Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno
$S_3$	Fator baseado em conceitos probabilísticos
$q$	Pressão dinâmica do vento
$C_a$	Coefficiente de arrasto
$F_i$	Força de arrasto
$A_i$	Área de contribuição para cálculo da ação devida ao vento

## **RESUMO**

SILVA, Rafael Lopes e, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, julho de 2011. **Avaliação de pórticos planos de aço considerando a contribuição da alvenaria pelo modelo de bielas e tirantes.** Orientadora: Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga. Coorientadores: Gustavo de Souza Veríssimo e Reginaldo Carneiro da Silva.

Neste trabalho apresenta-se uma avaliação do comportamento estrutural de pórticos planos de aço preenchidos com alvenaria estrutural de blocos de concreto celular autoclavado, considerando a contribuição da alvenaria na rigidez global da estrutura, por meio de um modelo de bielas e tirantes. Para realização dos estudos de caso, foram avaliados três pórticos planos de aço e, posteriormente, o modelo foi aplicado ao projeto de edifícios de aço com quatro, seis e oito pavimentos. Foram realizadas análises numéricas de primeira e segunda ordem (análise não-linear geométrica) de pórticos de aço contraventados com elementos de contraventamentos formados por barras de aço e por painéis de alvenaria. Os painéis de alvenaria foram considerados por meio do modelo de bielas e tirantes. São apresentadas comparações dos deslocamentos laterais e dos esforços solicitantes nas barras do modelo de bielas e tirantes para as análises de primeira e de segunda ordem. Os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes também foram comparados com os esforços resistentes nessas barras, com vistas a efetuar o dimensionamento estrutural do painel de alvenaria. Os resultados obtidos permitem concluir que é possível substituir as barras de contraventamento metálico por painéis de alvenaria até um determinado número de pavimentos. Este número depende de fatores como a rigidez dos pórticos e dos painéis de alvenaria e a intensidade das ações aplicadas.

## ***ABSTRACT***

SILVA, Rafael Lopes e, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, July, 2011. **Evaluation of steel plane frames considering the contribution of the masonry through the strut-and-tie model.** Adviser: Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga. Co-advisers: Gustavo de Souza Veríssimo and Reginaldo Carneiro da Silva.

This work presents an evaluation of the structural behavior of steel plane frames infilled with structural masonry of blocks of autoclaved aerated concrete, regarding the contribution of the masonry to the structure global stiffening, through the strut-and-tie model. Case studies were evaluated taking into account three steel plane frames and, subsequently, the model was applied to the project of steel buildings with four, six, and eight stories. First and second-order numerical analyses (nonlinear geometrical analysis) were performed to braced steel frames with bracing elements formed for bars of steel and masonry panels. The masonry panels were considered across strut-and-tie model. It is presented comparisons of the lateral displacements and the solicitant forces in the bars of strut-and-tie model to first and second-order analyses. The solicitant forces on the strut and tie were also compared to the structural resistance on these bars aiming to achieve the structural dimension of the masonry panel. Through the results obtained it is concluded that it is possible to substitute the bracing metal bars for the masonry panels until determined numbers of stories. This numbers depends on factors such as the stiffness of the frame and masonry panels, and the intensity applied.

# CAPÍTULO 01

## INTRODUÇÃO

---

Neste capítulo apresenta-se uma abordagem inicial a respeito do comportamento estrutural de pórticos preenchidos com alvenaria. São apresentados ainda os objetivos, a justificativa e a estrutura desta dissertação.

### ***1.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES***

Os painéis de alvenaria são frequentemente utilizados como elementos de vedação em pórticos de concreto armado ou de aço. Na maioria das vezes não se leva em conta a contribuição destes painéis como elementos estruturais. No entanto, o comportamento global do pórtico plano pode ser bastante influenciado pela presença dos painéis de alvenaria.

Nas estruturas em que o pórtico e os painéis de alvenaria são interligados e considerados como elementos estruturais, o comportamento estrutural do pórtico é influenciado positivamente pela presença da alvenaria, sobretudo com uma diminuição de deslocamentos horizontais. O sistema no qual há ligação entre pórtico e painel de alvenaria é denominado como pórtico preenchido (*infilled frame*).

Os pórticos de aço e de concreto podem ter um acréscimo de rigidez quando preenchidos com painéis de alvenaria, que apresentam boa resistência à compressão, mas resistem pouco aos esforços de tração. Mesmo assim podem funcionar como barras comprimidas, quando combinados com os elementos dos pórticos.

Na maioria das vezes, para efeitos de análise estrutural, os painéis de alvenaria não são considerados como elementos estruturais, mesmo na Europa, onde a importância do efeito dos painéis de alvenaria em estruturas de pórticos preenchidos é reconhecida.

Talvez por falta de metodologias e ferramentas adequadas para projeto, a alvenaria de vedação ainda não é considerada como elemento resistente nesses sistemas estruturais, apesar de diversos estudos evidenciarem a economia que pode ser obtida com a utilização de pórticos preenchidos.

O Eurocódigo 6 – Projeto de Estruturas de Alvenaria (1996) adota hipóteses que são consideradas em alvenaria armada para a alvenaria confinada, como desprezar a resistência das armaduras à compressão e a esforços transversais. Para limitar a deformação da alvenaria confinada, devem-se utilizar elementos horizontais e verticais de concreto armado ou alvenaria armada, que devem ser executados após o levantamento das paredes de alvenaria e devem estar amarrados entre si, como apresentado na Figura 1.1.

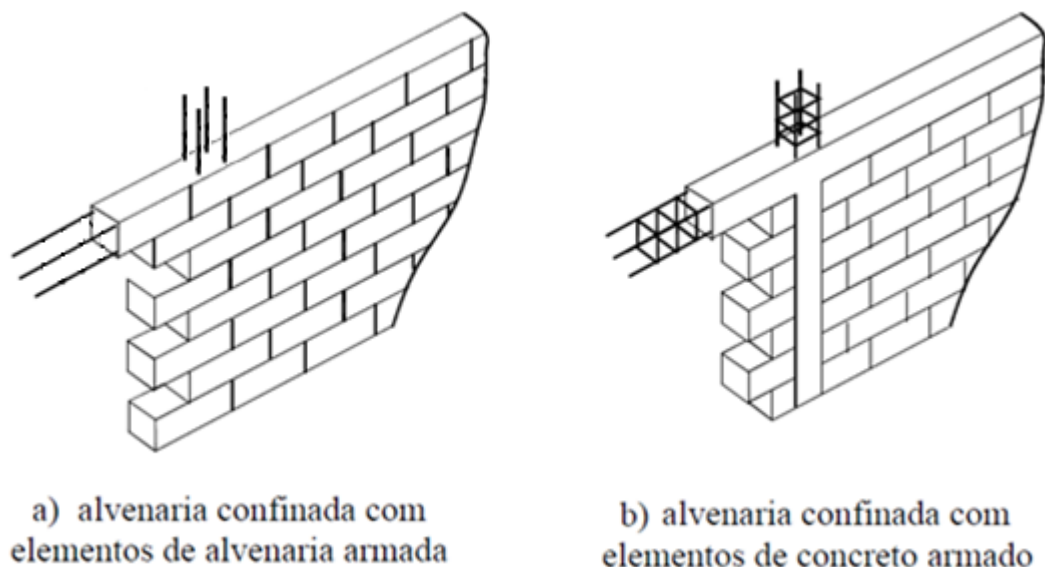


Figura 1.1 - Exemplos de alvenaria confinada.

A presença da alvenaria formando pórticos preenchidos pode levar a um aumento da rigidez da estrutura que, no caso da presença de assimetria das paredes em planta, pode gerar situações estruturais não regulares. Portanto, os projetistas devem considerar os casos com e sem a presença dos painéis e trabalhar com a situação mais desfavorável.

Os códigos normativos italianos prescrevem, na Circ. de 10/04/97, n. 65, e DM de 16/01/96: “Prescrições Técnicas para Estruturas em Regiões Sísmicas”, que elementos não-estruturais que possam interagir com a estrutura, alterando a rigidez e/ou resistência desta, devem ser identificados, pois podem elevar a resistência da estrutura, mas também podem criar efeitos indesejáveis. Esses códigos utilizam um modelo de treliça equivalente, substituindo os painéis por barras birrotuladas com altura equivalente a  $1/10$  do comprimento da diagonal do pórtico e espessura igual à do painel. Porém, para que essas prescrições possam ser utilizadas algumas recomendações devem ser satisfeitas:

- conexão adequada na interface pórtico-painel para transmissão das tensões do pórtico para o painel;
- a relação altura/comprimento do pórtico deve estar entre 0,5 e 2,0;
- a relação altura/espessura do pórtico deve ser menor que 20;
- nos painéis não podem existir aberturas.

Geralmente são utilizadas metodologias simplificadas para a análise de estruturas de pórticos preenchidos, uma vez que inúmeros parâmetros influenciam o comportamento desses sistemas. Ao longo do tempo, diversos estudos analíticos e experimentais sobre pórticos preenchidos foram realizados, sendo que Polyakov (1956, 1960) identificou o complexo mecanismo de interação entre pórtico e alvenaria.

O método da barra diagonal equivalente, proposto inicialmente por Polyakov (1956) e posteriormente refinado por Stafford-Smith (1962, 1966, 1967a, 1967b) e Stafford-Smith e Carter (1969), é o método mais simples e o mais estudado. De acordo com este método, o painel de alvenaria é substituído no modelo estrutural por uma diagonal fictícia comprimida. As propriedades dessa barra diagonal são definidas de acordo com o comprimento de contato entre os pilares e as vigas do pórtico e o painel de alvenaria.

## ***1.2. OBJETIVOS***

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a contribuição da alvenaria de blocos de concreto celular autoclavado no enrijecimento de pórticos de aço, utilizando um modelo de bielas e tirantes.

Para alcançar o objetivo geral foram estabelecidos alguns objetivos específicos:

- definir um conjunto de pórticos planos de aço contraventados e um edifício de múltiplos andares em estrutura de aço, com variação do número de pavimentos, com vistas aos estudos de caso;
- realizar a análise estrutural de primeira e de segunda ordem dos modelos de pórticos contraventados e avaliar os resultados de deslocamentos nodais;
- adotar um modelo de bielas e tirantes para representar os painéis de alvenaria e introduzi-lo nos modelos de pórticos selecionados, em substituição aos elementos de contraventamento;
- realizar a análise estrutural de primeira e de segunda ordem dos modelos de pórticos preenchidos e avaliar os resultados de deslocamentos nodais e esforços nas barras do modelo de bielas e tirantes.

### ***1.3. JUSTIFICATIVA***

De acordo com Alvarenga (2002), as ligações rígidas e os núcleos de paredes de concreto armado são soluções adotadas geralmente em estruturas de edifícios de concreto armado para formação de sistemas resistentes às ações horizontais. Normalmente, estas soluções não geram custos adicionais devido às características típicas das estruturas de concreto armado.

Já em estruturas de aço, as ligações rígidas são menos utilizadas, por serem mais caras do que as ligações flexíveis e por não serem tão eficazes no enrijecimento dos pórticos. Uma alternativa para enrijecimento dessas estruturas é a utilização de elementos de contraventamento dispostos em planos verticais. Esse arranjo estrutural apresenta desvantagens como restrição aos locais das aberturas de portas e janelas e redução na velocidade de assentamento da alvenaria, com a necessidade de cortes diagonais dos blocos, quando dispostos no plano dos painéis. Se o encunhamento não for executado adequadamente, pode haver ainda o descolamento da alvenaria no contato com as barras do contraventamento.

Para o enrijecimento de estruturas de aço sem os problemas citados anteriormente, pode-se substituir os elementos de contraventamento por painéis de alvenaria, muitas vezes já presentes nestas estruturas. Nesse caso, os painéis são considerados como

barras diagonais equivalentes e podem ser utilizados também em estruturas de concreto armado.

A presença de painéis de alvenaria no preenchimento de pórticos de aço ou concreto pode acarretar um acréscimo de rigidez aos mesmos, diminuindo os deslocamentos horizontais com relação ao seu comportamento isolado, devido à interação entre os painéis de alvenaria e as barras do pórtico.

#### ***1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO***

No Capítulo 2 apresenta-se a fundamentação teórica para o desenvolvimento desta dissertação. No final deste capítulo apresenta-se o modelo de bielas e tirantes aplicado a pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria de concreto celular autoclavado, proposto por Alvarenga (2002).

No Capítulo 3 descreve-se a metodologia utilizada no desenvolvimento dos estudos de caso. Apresentam-se os modelos estudados e as combinações de ações, os programas computacionais e as normas técnicas utilizadas neste trabalho.

No Capítulo 4 apresentam-se os seis casos estudados e também a discussão dos resultados. Os três primeiros casos estudados são pórticos contraventados com dois, quatro e oito pavimentos, apresentados por Pires Filho (2011). Para estes casos foram obtidos os deslocamentos horizontais e os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes para a análise de primeira ordem e para a análise não-linear geométrica. Os outros três casos estudados são pórticos contraventados pertencentes a um edifício de múltiplos andares, dimensionado para quatro, seis e oito pavimentos. Para este edifício foi realizada a análise e o dimensionamento dos elementos estruturais e foram obtidos os deslocamentos horizontais e os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes para a análise de primeira ordem e para a análise não-linear geométrica. Para todos os casos, foram determinados também os esforços resistentes nas barras do modelo de bielas e tirantes proposto por Alvarenga (2002).

No Capítulo 5 apresentam-se as conclusões obtidas a partir dos estudos de caso apresentados no Capítulo 4 e sugestões de temas para a realização de trabalhos futuros.

No Apêndice A apresenta-se o levantamento das ações atuantes e as etapas para realização da análise e do dimensionamento dos elementos estruturais do edifício de múltiplos andares.

## CAPÍTULO 02

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

Neste capítulo é apresentada a fundamentação teórica utilizada neste trabalho. São apresentados estudos referentes aos pórticos preenchidos com painéis de alvenaria e ao modelo de bielas e tirantes aplicado a esses pórticos.

#### ***2.1. PÓRTICOS PREENCHIDOS COM PAINÉIS DE ALVENARIA***

A associação de pórticos com painéis de alvenaria proporciona aumento na rigidez do pórtico, que é flexível e, de forma recíproca, aumenta a ductilidade do painel. Isso vem sendo comprovado por diversos pesquisadores em todo o mundo. O painel de alvenaria na presença do pórtico pode absorver ações horizontais e manter-se deslocado suportando ações bem maiores que aquelas que ele absorveria sem a presença do pórtico.

Existe grande variedade de técnicas analíticas diferentes para avaliar a rigidez e a resistência de pórticos preenchidos, devido a grandes variações nas formulações adotadas pelos pesquisadores.

De acordo com Seah (1998), durante uma tempestade em Nova York, com o vento atingindo mais de 145 km/h, foi observado no Edifício Empire State o início de fissuras em vários painéis de alvenaria nos pisos 29 e 42 e também algumas na interface pórtico-painel. Apesar das fortes rajadas de vento, só foram observadas deformações no pórtico, medidas por extensômetros, após o surgimento de fissuras nos painéis de alvenaria. Esse acontecimento contribuiu bastante para que pesquisadores se interessassem em estudar o comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria, submetidos a ações horizontais.

O fato de não terem acontecido distorções no pórtico de aço deve-se à alta rigidez dos painéis de alvenaria. Os extensômetros começaram a registrar deformações no pórtico após iniciado o processo de perda de rigidez nos painéis, indicando assim que o pórtico havia iniciado sua contribuição na resistência à ação do vento. Mesmo após o aparecimento de fissuras no painel, a interação entre este e o pórtico fez com que o conjunto resistisse às ações do vento.

Pesquisas referentes a pórticos preenchidos submetidos a ações horizontais elevadas foram publicadas por Polyakov (1956), sendo avaliada a resistência à tração e ao cisalhamento da alvenaria utilizada como preenchimento, resultados de ensaios em modelos reduzidos, realizados entre 1948 e 1953.

Segundo Polyakov (1960), quando aplicado um esforço horizontal em um pórtico preenchido, devido ao vento, por exemplo, o comportamento deste apresenta três estágios. No primeiro destes o comportamento de toda estrutura é monolítico. O segundo estágio começa quando se inicia o descolamento entre pórtico e alvenaria nas regiões onde atuam tensões de tração, sendo que o contato ainda é mantido nas regiões onde atuam tensões de compressão. As tensões de compressão são transmitidas do pórtico para a alvenaria justamente por meio desse comprimento de contato ainda mantido, formando a diagonal comprimida, que vai do canto onde se aplica o carregamento horizontal ao canto diagonalmente oposto. Nesse estágio pode ser observado um encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada. No fim desse estágio surgem fissuras escalonadas nas juntas horizontais e verticais ao longo da diagonal comprimida. No terceiro estágio o conjunto continua resistindo a acréscimos de carga mesmo com as fissuras na diagonal. Quando essas fissuras se tornam maiores a ponto da estrutura atingir sua capacidade última resistente é decretado o fim desse estágio.

Os resultados experimentais não foram conclusivos, já que foram comparados com modelos de comportamento elástico para o painel. Outros ensaios foram realizados em pórticos de aço quadrados de 1200 mm preenchidos com alvenaria de três pavimentos e três tramos. Com esses experimentos Polyakov (1960) sugeriu a substituição do painel de alvenaria por uma diagonal comprimida.

Na década de 50, Thomas (1953) e Wood (1958) desenvolveram ensaios experimentais e também comprovaram a contribuição do painel à rigidez e à resistência do conjunto pórtico-painel. Em 1955, nos Estados Unidos, Whitney et al. (1955) publicaram um trabalho que se referia à resistência de estruturas sujeitas a esforços provenientes de

explosões atômicas, investigando pórticos preenchidos por painéis de alvenaria ou concreto com um tramo e um pavimento. A resistência do conjunto foi determinada por meio da Teoria de Vigas, com os pilares sendo considerados como flanges e o painel como alma.

Outros pesquisadores que também comprovaram o aumento de rigidez de pórticos preenchidos foram Benjamin e Williams (1957, 1958) e Wood (1958), analisando os resultados experimentais de Whitney et al. (1955) e outros ensaios em pórticos de aço e de concreto armado, preenchidos com painel de alvenaria ou concreto, sujeitos a carregamento lateral.

### 2.1.1. CONCEITO DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE

O modelo da barra diagonal equivalente, onde o pórtico preenchido com alvenaria é modelado como um pórtico equivalente substituindo-se o painel de alvenaria por uma diagonal fictícia comprimida, foi introduzido por Polyakov (1956), desenvolvido por Holmes (1961) e refinado por Stafford-Smith (1962, 1966, 1967a, 1967b) e Stafford-Smith e Carter (1969), Mainstone (1971) e Liauw e Lee (1977).

Diversos ensaios com pórticos quadrados de aço preenchidos com painéis de microconcreto de 150 mm de espessura foram ensaiados por Stafford-Smith (1966), sendo que as forças e tensões distribuídas ao longo do comprimento de contato adotadas por ele podem ser vistas na Figura 2.1.

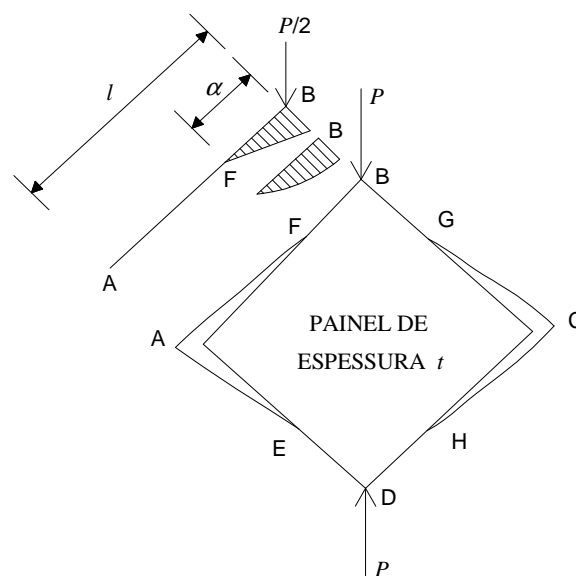


Figura 2.1 - Modelo proposto por Stafford-Smith.

A relação entre o comprimento de contato da viga com o painel ( $\alpha$ ) e o parâmetro de rigidez relativa ( $\lambda L'$ ), dadas nas expressões (2.1) e (2.2), foi estabelecida por ele por meio da utilização da teoria da fundação em base elástica.

$$\lambda L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (2.1)$$

$$\frac{\alpha}{L'} = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda \cdot L'} \quad (2.2)$$

sendo  $E_{\text{painel}}$ ,  $t$  e  $h$  respectivamente o módulo de deformação, espessura e altura do painel e  $E_p \cdot I_p$  e  $L'$  o produto de rigidez do pilar e comprimento deste entre eixos, respectivamente.

Stafford-Smith (1966) determinou o campo de deformações ao longo do comprimento da diagonal por meio do método das diferenças finitas, adotando para isso distribuição de tensões parabólica ou triangular sobre o comprimento de contato  $\alpha$ . A seção transversal para a barra diagonal que proporciona rigidez equivalente à do painel foi definida após a obtenção da largura da diagonal equivalente, obtida pela integração da curva de deformações ao longo do comprimento de contato.

Com o comprimento de contato definido foi possível avaliar a carga suportada pelo pórtico e pelo painel separadamente. Dois modos de ruptura foram definidos por Stafford-Smith (1966):

- ruptura por fissuração repentina da diagonal comprimida, estendendo-se do centro para os cantos do painel;
- ruptura por compressão, causada pelo esmagamento na região dos cantos carregados do painel, diagonalmente opostos.

Por meio de trabalhos realizados em pórticos retangulares, Stafford-Smith (1967a, 1967b) e Stafford-Smith e Carter (1969) verificaram que a largura efetiva do painel, quando este atua como diagonal, era função de quatro fatores:

- rigidez relativa entre pórtico e painel;
- relação comprimento/altura do painel;
- relação tensão-deformação do material do painel;
- intensidade do esforço na diagonal.

Stafford-Smith e Carter (1969) expressaram a largura equivalente da diagonal em função de  $\lambda L'$ , conforme a expressão (2.3), e apresentaram também uma série de ábacos para determinação desta largura, que variava de acordo com o carregamento e com os outros fatores descritos anteriormente.

$$\lambda L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \cdot \text{sen} 2\theta \quad (2.3)$$

sendo  $\theta$  o ângulo de inclinação da diagonal do painel com a horizontal. Os outros parâmetros foram definidos anteriormente.

Esses pesquisadores propuseram examinar os possíveis modos de ruptura para o pórtico, que incluía ruptura por cisalhamento de vigas e pilares, tração no pilar e ruptura nas ligações, e ruptura para o painel. Caso o pórtico possua resistência adequada, os modos de ruptura dos painéis de argamassa ou concreto podem ser por:

- fissuração por tração da diagonal carregada; e/ou
- esmagamento do painel nos cantos comprimidos.

A resistência última do conjunto pórtico-painel não é definida normalmente pela fissuração da diagonal, já que o mesmo é capaz de suportar o aumento de carregamento até que ocorra o esmagamento nos cantos comprimidos. Já os modos de ruptura dos painéis de alvenaria podem ser um dos apresentados a seguir, que também podem ser vistos na Figura 2.2:

- fissuração por cisalhamento ao longo da interface entre bloco e argamassa;
- fissuração por tração por meio das juntas de argamassa e blocos de alvenaria;
- esmagamento local dos blocos e argamassa nos cantos carregados.

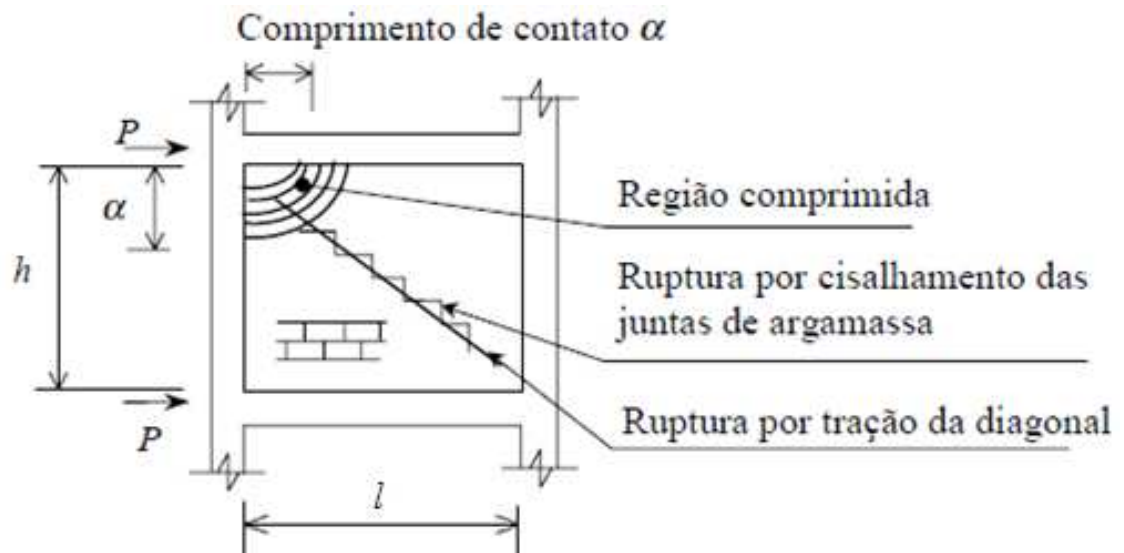


Figura 2.2 - Modos de ruptura da alvenaria em sistemas de pórticos preenchidos.

O modo de ruptura resulta, parcialmente, da geometria da estrutura, que por sua vez influencia os valores de tensões normais e de cisalhamento e a resistência à tração da diagonal equivalente. Quanto maior a relação comprimento/altura do painel, menor a possibilidade de ruptura por tração na diagonal. O modo de ruptura é função também da área de cisalhamento, do coeficiente de atrito interno e da resistência à tração diagonal da alvenaria (ALVARENGA, 2002).

### ***2.1.2. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS***

Com o Método dos Elementos Finitos as condições de contorno para pórticos preenchidos podem ser satisfeitas com exatidão. Por esse motivo, Karamanski (1967), utilizando este método, chegou a resultados melhores do que aqueles obtidos em avaliações anteriores.

Mallick e Severn (1967), Riddington e Stafford-Smith (1978), King e Pandey (1978), Liauw e Kwan (1982), Rivero (1982), Dawe e Charalambous (1983), Dhanasekar e Page (1986) e Jamal et al. (1992) também utilizaram o Método dos Elementos Finitos para estudarem o comportamento de pórticos preenchidos.

Utilizando o Método dos Elementos Finitos e levando em conta a deformação axial dos elementos do pórtico, o deslizamento na interface pórtico-painel e a isotropia do material do painel, Barua e Mallick (1977) analisaram pórticos e sugeriram expressões para o comprimento de contato e cargas de ruptura em função do parâmetro de rigidez relativa introduzido por Stafford-Smith (1966). Eles também comparam os resultados com análises experimentais.

O assunto também foi estudado por outros pesquisadores. Riddington e Stafford-Smith (1978) realizaram análises numéricas e mostraram que as tensões críticas estão relacionadas às rupturas por cisalhamento e tração no centro do painel. Stafford-Smith e Riddington (1978) se basearam no trabalho citado e introduziram equações para aplicações práticas em projetos. Stafford-Smith e Coull (1991) mostraram que a aplicação dessas equações leva em consideração a tensão admissível dada pelas normas correntes.

Também por meio do Método dos Elementos Finitos, Dawe e Charalambous (1983) inovaram modelando as barras do pórtico como elementos de barra e o painel como elemento de membrana. Já a interface entre o pórtico e o painel foi modelada com elementos de ligação rígidos, adotando-se uma técnica iterativa.

O painel foi modelado com macroelementos de estado plano de tensões nos estudos citados anteriormente. A utilização dos macroelementos que proporcionam relações constitutivas razoáveis para a alvenaria, envolvendo as juntas e as unidades, pode levar a uma grande redução no tamanho da malha de elementos finitos utilizada.

Juntamente com os estudos sobre pórticos preenchidos, o desenvolvimento de macroelementos para alvenaria também era bastante estudado. Page (1979) desenvolveu um modelo de elementos finitos para blocos de alvenaria e seu trabalho foi refinado por Dhanasekar et al. (1985) e Dhanasekar e Page (1986). Pórticos preenchidos por painéis utilizando modelos ortotrópicos não-lineares ou modelos de fendilhamento foram analisados por Dhanasekar e Page (1986). Estes consideraram a alvenaria como um material homogêneo. Khattab (1993) desenvolveu um modelo para paredes de alvenaria de blocos de concreto armado e grauteadas.

Lourenço (1996) desenvolveu um micromodelo para alvenaria não-armada, estando inclusos o amolecimento e os mecanismos de ruptura por tração, compressão e cisalhamento. Um macromodelo também foi desenvolvido e implementado para a alvenaria, incluindo os comportamentos anisotrópicos, elástico e inelástico. Mehrabi e Shing (1997) utilizaram modelos de fissuração em elementos finitos para representarem os pórticos e unidades de alvenaria e modelos e interface com coesão e dilatância. No modelo apresentado por Seah (1998) uma mola diagonal substituiu cada painel do pórtico e esta mola possui as mesmas características carga-deformação do painel que ela substitui. Por meio do Método dos Elementos Finitos é determinada a relação carga-deformação.

Oliveira (2001) realizou análises numéricas em pórticos metálicos preenchidos com painéis de alvenaria de blocos de concreto celular autoclavados, a partir de macromodelagens do conjunto pórtico-painel e considerando o comportamento não-linear dos painéis de alvenaria. Concluiu que a macromodelagem não foi uma estratégia ideal para representar os modos de fissuras dos painéis, uma vez que não foi possível representar as fissuras ocorridas ao longo das juntas de argamassa.

Alvarenga (2002) realizou macromodelagens numéricas não-lineares utilizando o método dos elementos finitos para estudar o comportamento de estruturas de pórticos preenchidos por painéis de alvenaria submetidos a ações horizontais, considerando a contribuição da alvenaria na rigidez global da estrutura e concluiu que os painéis de alvenaria contribuem, de forma muito significativa, para a rigidez de pórticos preenchidos, apresentando aumento na rigidez global da estrutura.

Também utilizando o Método dos Elementos Finitos, Santos (2007) estudou o comportamento de estruturas aperticadas de concreto armado enrijecidas com alvenaria. Foi modelado um edifício de 32 pavimentos em estrutura de concreto armado utilizando o Método dos Elementos Finitos e comparou-se o comportamento do mesmo com e sem a consideração da alvenaria. A alvenaria foi considerada na modelagem por meio do modelo da barra diagonal equivalente.

Em todos os pavimentos foi verificada redução nos deslocamentos horizontais para o caso em que a alvenaria foi considerada e o deslocamento horizontal máximo encontrado por Santos (2007) foi de 22,0 cm para o edifício sem a consideração da alvenaria e de 12,1 cm com a contribuição da alvenaria.

Segundo Santos (2007), o pequeno deslocamento sofrido pelas edificações frente às ações devidas ao vento é explicado pela presença dos painéis de alvenaria, formando uma estrutura contraventada. Não se pode desconsiderar que as alvenarias absorvem parte dos esforços provocados pela movimentação da estrutura até certo limite. Porém, não se pode levar em conta nas análises este contraventamento favorável ao comportamento da estrutura, pois não é um procedimento normatizado.

### ***2.1.3. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS***

Diversos ensaios em pórticos de aço preenchidos com painéis de concreto, em escala real, foram realizados por McBride (1984), Young (1984) e Amos (1985). Algumas conclusões desses autores foram:

- as condições de interface pórtico-painel afetam a resistência e o comportamento dos sistemas pórticos-painéis;
- elementos de ligação utilizados entre pilar e painel foram ineficientes no aumento da resistência última e pouco aumentaram a rigidez inicial;
- ao utilizarem uma lacuna de 20 mm entre a face inferior da viga superior e a face superior do painel perceberam grande perda na capacidade cisalhante do sistema.

O que restringe o uso de painéis como elementos resistentes a cargas horizontais é o fato das normas de projeto não prescreverem recomendações para pórticos preenchidos, mesmo com inúmeros estudos a respeito do assunto. Normalmente, quando se utiliza alvenaria como elemento de vedação em estruturas de pórticos de aço ou concreto, toma-se cuidado para evitar que a carga aplicada no pórtico seja transferida para o painel. Várias técnicas construtivas surgiram desse conceito e a mais utilizada é uma lacuna entre o fundo da viga e a extremidade superior do painel, de modo que a viga possa se deformar livremente.

Riddington (1984) confirmou, por meio de alguns ensaios, que nem sempre esse conceito é verdadeiro. Mesmo com lacuna, o painel resiste a uma parcela da carga horizontal aplicada. Essa lacuna reduz a rigidez e a resistência do sistema e influencia

bastante na eficiência do painel na resistência lateral, sendo registrada redução de até 50% em ensaios realizados com as mesmas dimensões por Dawe e Seah (1989).

Braguim (1989) foi o primeiro a estudar pórticos preenchidos no Brasil, realizando análises experimentais caracterizando as ligações semi-rígidas de pórticos de aço e depois a influência das ligações no comportamento de pórticos preenchidos. Ele realizou seis ensaios com ligações viga-pilar articuladas e seis com ligações semi-rígidas.

Depois, numericamente, Braguim (1993) analisou pórticos de quatro pavimentos, com a combinação entre os tipos de ligações entre os perfis e a inclusão dos painéis de alvenaria, por meio do método da diagonal equivalente. Ele concluiu que a presença das diagonais enrijece bastante a estrutura sem depender tanto do tipo de ligação viga-pilar.

A análise de painéis de alvenaria confinados em estruturas reticuladas, quando solicitados por ações horizontais, foi realizada por Fonseca (1999) por meio de uma macromodelagem do conjunto e do ensaio de um protótipo constituído por pórtico de aço preenchido com alvenaria com um tramo e um pavimento, em escala real. Fonseca (1999) analisou numericamente o protótipo e utilizou um modelo constitutivo para simular o comportamento não-linear da alvenaria. Chegou à conclusão que a alvenaria influencia altamente na rigidez do pórtico preenchido.

Oliveira (2001) também realizou ensaios experimentais em um protótipo constituído por pórtico metálico preenchido com painel de alvenaria de blocos de concreto celular autoclavado, em escala real e concluiu que o painel de alvenaria, assim como o pórtico de aço, também desempenha sua função estrutural, aumentando a rigidez das estruturas aporticadas.

Alvarenga (2002) realizou uma série de ensaios experimentais com protótipos de aço em escala real, utilizando blocos de concreto celular autoclavados, variando diferentes parâmetros, como o tipo de argamassa de assentamento, tipo de elemento de ligação na interface pórtico-painel e presença de abertura nos painéis. Observou que a utilização de argamassa colante nas juntas horizontais e verticais aumenta a resistência última dos painéis e que a presença dos ferros-cabelo pouco influencia na resistência e rigidez dos painéis. Observou ainda que a presença de aberturas nos painéis conduziu a uma perda de rigidez e resistência quando comparada com paredes sem aberturas. Notou também que o painel de alvenaria se comportou como uma biela, com concentração de tensões nos cantos da abertura.

## ***2.2. MODELO DE BIELAS E TIRANTES APLICADO A PÓRTICOS DE AÇO PREENCHIDOS COM PAINÉIS DE ALVENARIA DE CONCRETO CELULAR AUTOCLAVADO***

Segundo Silva e Giongo (2000), os modelos de bielas e tirantes são representações discretas dos campos de tensão nos elementos estruturais, em que as bielas são idealizações dos campos de tensão de compressão e os tirantes, dos campos de tensão de tração. O modelo idealizado, que é uma estrutura de barras, concentra todas as tensões em barras comprimidas e tracionadas ligando-as por meio de nós.

Há casos também em que as tensões de tração são suportadas pelo concreto, principalmente nos locais onde não existem armaduras, supondo assim a existência de tirantes de concreto nesses locais. Um exemplo dessa situação acontece em lajes sem armadura transversal.

As forças nas bielas e nos tirantes são determinadas pelo equilíbrio entre as forças externas e internas, bastando apenas que se conheça um modelo adequado para certa região de uma estrutura. Por meio dessas forças atuantes pode-se fazer a verificação das bielas e dos tirantes.

Alvarenga (2002) apresentou, em sua Tese de Doutorado, uma proposta para aplicação do modelo de bielas e tirantes a pórticos de aço preenchidos com alvenaria de blocos de concreto celular autoclavado, com base em ensaios experimentais, em previsões teóricas disponíveis na literatura e em um estudo paramétrico que realizou.

Em sua proposta, Alvarenga (2002) considerou os modos de ruptura por fissuração da diagonal e por esmagamento dos cantos comprimidos, já que o modo de ruptura referente ao cisalhamento nas juntas de argamassa não se manifestou em seus ensaios experimentais, tendo em vista que foi utilizada argamassa colante nas juntas verticais e horizontais.

### ***2.2.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA EM ESTADO BIAXIAL***

A alvenaria está sujeita a um confinamento quando utilizada como preenchimento de pórticos, o que aumenta sua resistência. Devido ao comportamento semelhante entre a alvenaria e o concreto, apresentando fissuração quando submetidos à tração e esmagamento quando submetidos à compressão, algumas prescrições do MC90 (CEB-FIP, 1991) para o concreto serão aqui utilizadas também para a alvenaria.

De acordo com o MC90 (CEB-FIP, 1991), quando o concreto está submetido a um estado de compressão biaxial de tensões, sua resistência à compressão ( $f_c^*$ ), dada pela expressão (2.4), pode ser estimada majorando a tensão média de ruptura à compressão ( $f_{cm}$ ) por um coeficiente  $m$ , dado na expressão (2.5). Este coeficiente  $m$  é função do parâmetro  $\eta$ , que é igual à relação entre as duas tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$ , como apresentado na expressão (2.6). Esses resultados se aproximam das prescrições dadas para o caso geral de estado multiaxial de tensões.

$$f_c^* = m \cdot f_{cm} \quad (2.4)$$

$$m = \frac{1 + 3,65 \cdot \eta}{(1 + \eta)^2} \quad (2.5)$$

$$\eta = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (2.6)$$

### **2.2.2. RESISTÊNCIA EFETIVA DO PAINEL DE ALVENARIA**

Como alvenaria e concreto apresentam comportamento semelhante quando submetidos a esforços de tração e compressão, ocorrendo amolecimento após atingir a resistência última, o conceito de resistência efetiva que será apresentado para o concreto também será utilizado para a alvenaria.

Conforme o MC90 (CEB-FIP, 1991), um grande número de parâmetros é necessário para a descrição constitutiva do concreto, que é um material complexo. Simplificadamente, o concreto pode ser considerado um material rígido-plástico, caracterizado assim apenas pelo parâmetro  $f_c^*$ . Com essa simplificação supõe-se que na análise plástica esse material é capaz de suportar grandes deformações sob mesma tensão. Considerando o comportamento real, tal como o concreto, o painel de alvenaria apresenta ductilidade limitada na compressão. Como pode ser observado na Figura 2.3, sua lei constitutiva possui um ramo descendente após o pico. Logo, a redistribuição de tensões deve ser obtida com diminuição de resistência. Essa é a justificativa para que se use uma tensão de ruptura efetiva,  $f_c^*$ , inferior àquela obtida nos ensaios de compressão uniaxial em cilindros de concreto.

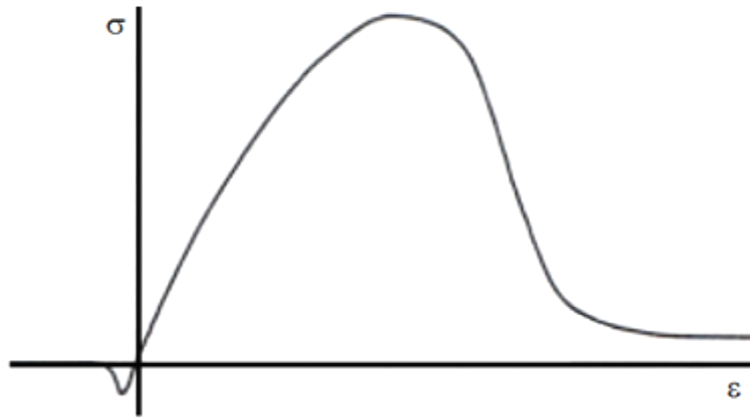


Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação uniaxial para o painel de alvenaria, na tração e na compressão.

A resistência do concreto durante sua vida útil é inferior àquela obtida nos ensaios experimentais devido à presença de fissuras. Devido a esse fato, os parâmetros de resistência, que são necessários aos estudos teóricos, normalmente são mais baixos que os valores experimentais, e por isso recomenda-se trabalhar com resistências efetivas. Essa redução na resistência pode ser dividida em:

- redução de resistência devida às microfissuras antes da aplicação de cargas;
- redução de resistência devida às microfissuras induzidas pelas cargas;
- redução de resistência devida às microfissuras.

A resistência efetiva à compressão ( $f_{cef}$ ) e a resistência efetiva à tração ( $f_{ief}$ ) da alvenaria são dadas pelas expressões (2.7) e (2.8):

$$f_{cef} = v_c^* \cdot f_c^* = v_c^* \cdot m \cdot f_{cm} \quad (2.7)$$

$$f_{ief} = v_t^* \cdot f_t = \rho \cdot f_c^* \quad (2.8)$$

em que  $v_c^* \leq 1$  é chamado de fator de eficiência para resistência à compressão,  $v_t^* \leq 1$  e  $\rho \ll 1$  são fatores de eficiência para resistência à tração e  $f_t$  é a resistência à tração.

Por meio da expressão (2.9) pode-se obter de forma aproximada o fator de redução  $v_c^*$ , que pode ser aplicado para a resistência à compressão e ao cisalhamento.

$$v_c^* = 0,70 - \frac{f_c^*}{200} \quad (f_c^* \text{ em MPa}) \quad (2.9)$$

### ***2.2.3. MODELO DE BIELAS E TIRANTES PARA O PAINEL DE ALVENARIA: MODELO PROPOSTO POR ALVARENGA (2002)***

São apresentados a seguir os modos de ruptura por fissuração da diagonal, por esmagamento dos cantos comprimidos e por esmagamento no centro do painel.

#### ***2.2.3.1. RUPTURA POR FISSURAÇÃO DA DIAGONAL***

Como já apresentado no item 2.1, o pórtico preenchido com alvenaria, quando submetido a carregamento, passa por três estágios de comportamento. No primeiro estágio, o pórtico e o painel de alvenaria comportam-se como uma unidade monolítica. No segundo estágio ocorre o descolamento entre pórtico e painel nas regiões tracionadas, mas o contato entre eles ainda é mantido nas regiões comprimidas. As tensões de compressão são transmitidas do pórtico para o painel por meio do comprimento de contato. Ao aparecerem as primeiras fissuras no painel, encerra-se o segundo estágio e inicia-se o terceiro. Nesse estágio, apesar das fissuras na diagonal, o conjunto pórtico-painel ainda resiste a incrementos de carga. O número de fissuras aumenta e elas se tornam maiores até que o sistema atinge sua capacidade de carga limite.

Levando em conta o comportamento de estruturas de pórticos preenchidos, o painel de alvenaria pode ser idealizado a suportar as cargas por um conjunto de campos unidirecionais de tensões de compressão interligados por tirantes, que são constituídos por campos unidirecionais de tração. O modelo de bielas e tirantes condensa todas as tensões em barras sujeitas a esforços axiais de compressão ou tração ligadas por nós.

Pode-se utilizar o modelo de bielas e tirantes de modo generalizado para dimensionar vigas-parede, consolos, apoios em dentes e aberturas em vigas, ligações viga-pilar, sapatas e blocos sobre estacas.

Em pórticos preenchidos é mais simples a escolha das direções para as bielas e para os tirantes, já que o caminho das cargas é bem conhecido.

O esforço resultante das tensões de compressão é considerado na direção da diagonal do painel, já que a direção média das tensões principais é próxima a esta direção.

O esquema estrutural mostrado na Figura 2.4 foi utilizado por Alvarenga (2002) para obtenção da carga de ruptura que leva à fissuração da diagonal em painéis de pórticos preenchidos. Uma força  $F/\cos\theta$  está aplicada na direção da diagonal do painel, que forma um ângulo  $\theta$  com a horizontal.

As tensões de compressão são transmitidas do pórtico para o painel por meio do comprimento de contato  $\alpha$ , definido em 2.2.4.

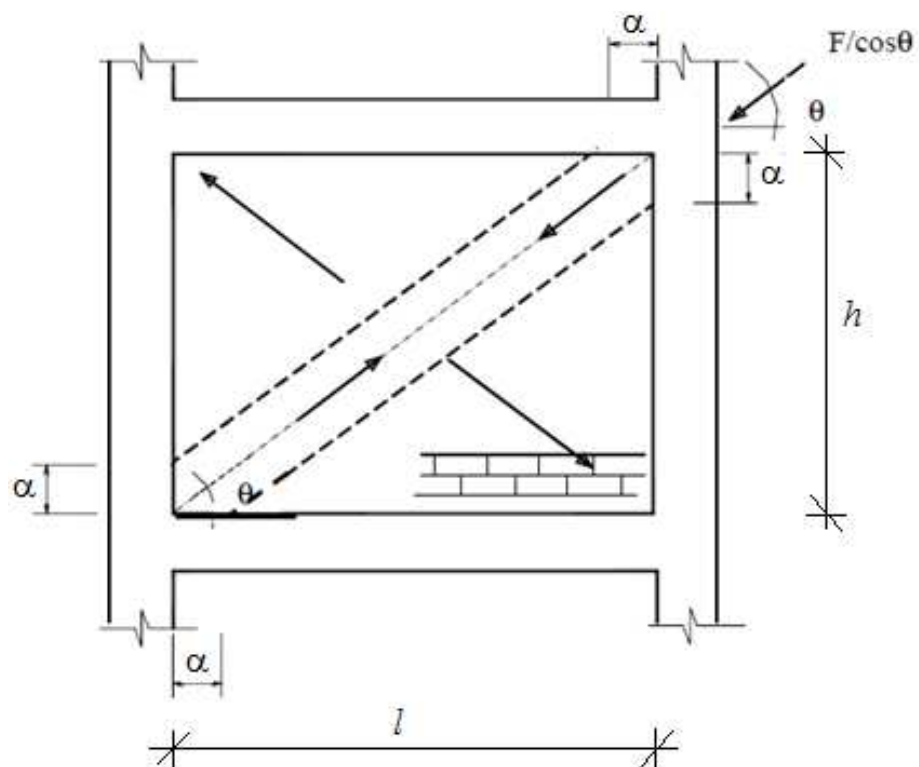


Figura 2.4 - Sistema pórtico-parede submetida a uma ação diagonal ( $F/\cos\theta$ ).

Alvarenga (2002) admitiu distribuição triangular de tensões de compressão na região do comprimento de contato  $\alpha$ , que foi comprovada numericamente no estudo paramétrico realizado em sua tese. A Figura 2.5 mostra a análise isolada do painel de alvenaria, sendo  $p_x$  e  $p_y$  as ordenadas máximas das tensões por unidade de comprimento, nas direções  $x$  e  $y$ , respectivamente.

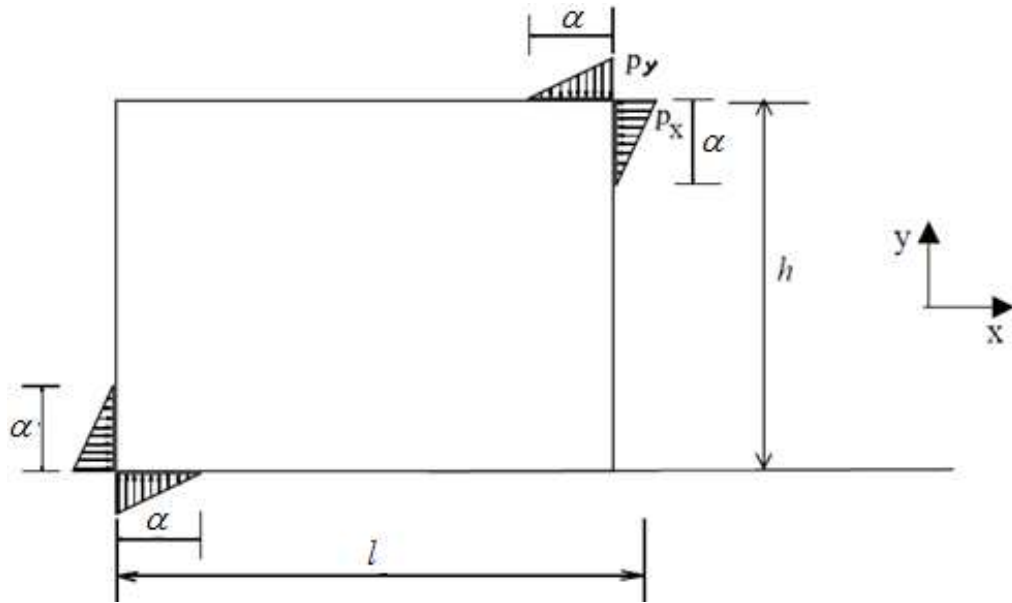


Figura 2.5 - Distribuição triangular de tensões no comprimento de contato  $\alpha$ .

As ordenadas máximas da distribuição de forças,  $p_x$  e  $p_y$ , podem ser escritas em função de  $F$ , dadas nas expressões (2.10) e (2.11).

$$p_x = 2 \cdot F / \alpha \quad (2.10)$$

$$p_y = 2 \cdot F \cdot \operatorname{tg} \theta / \alpha \quad (2.11)$$

A Figura 2.6 representa o modelo de bielas e tirantes proposto por Alvarenga (2002), sendo o tirante representado em vermelho e as bielas, em preto. Foi considerada uma distribuição uniforme das tensões de compressão na região central do painel, na faixa de largura  $\sqrt{2} \cdot \alpha$ .

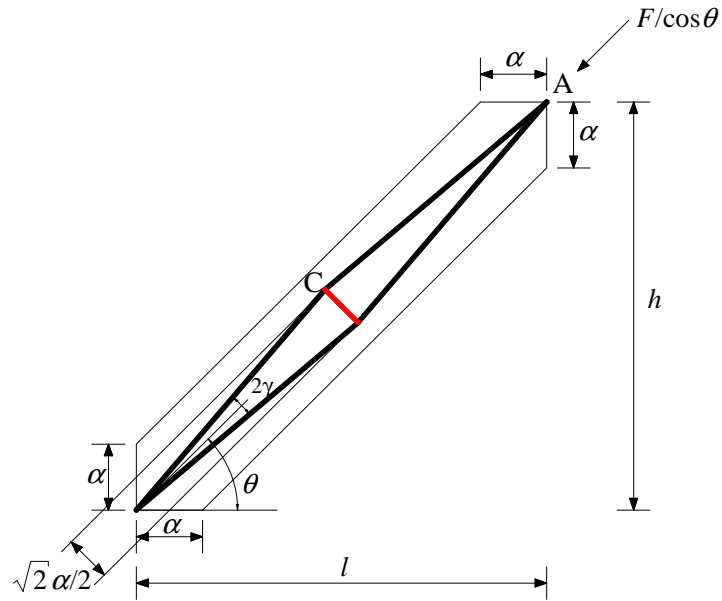


Figura 2.6 - Modelo de bielas e tirante para representação do painel de alvenaria.

Aplicando equações de equilíbrio aos nós  $A$  e  $C$  do modelo proposto, podem-se obter os esforços nas bielas ( $B$ ) e no tirante ( $T$ ), dados respectivamente pelas expressões (2.12) e (2.13). O valor de  $\text{tg } \gamma$  é dado na expressão (2.14).

$$B = \frac{F}{2 \cdot \cos \gamma \cdot \cos \theta} \quad (2.12)$$

$$T = \frac{F \cdot \text{tg } \gamma}{\cos \theta} \quad (2.13)$$

$$\text{tg } \gamma = \alpha \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{\cos \theta}{l} \quad (2.14)$$

sendo  $F$  a força horizontal aplicada na estrutura,  $\theta$  o ângulo entre a diagonal e a horizontal do painel de alvenaria,  $\alpha$  o comprimento de contato entre pórtico e painel,  $l$  o comprimento do painel de alvenaria e  $2\gamma$  o ângulo entre as bielas no modelo proposto por Alvarenga (2002).

Por meio da Figura 2.7 pode-se obter a tensão de tração no centro do painel, considerando uma distribuição de tensões constante na faixa central de comprimento igual à metade da diagonal. Esse comprimento, inferior ao tamanho da diagonal, foi comprovado por meio dos ensaios experimentais e pela modelagem numérica realizados por Alvarenga (2002).

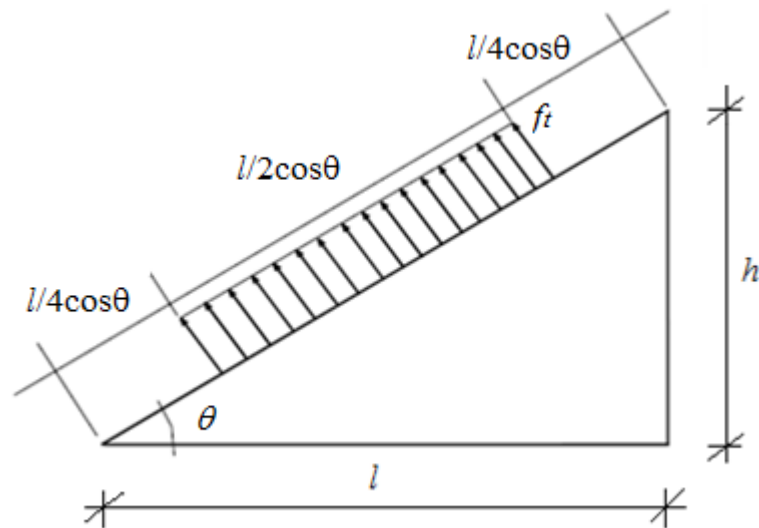


Figura 2.7 - Distribuição de tensões de tração no centro do painel.

A resultante de tensões de tração ( $T$ ) é dada pela expressão (2.15), onde  $t$  e  $l$  são espessura e comprimento do painel, respectivamente, e  $f_{tef}$  é a resistência efetiva à tração do painel.

$$T = \frac{f_{tef} \cdot l \cdot t}{2 \cdot \cos \theta} \quad (2.15)$$

A força horizontal externa que causa ruptura do painel por fissuração da diagonal,  $F_{fis}$ , dada pela expressão (2.16), é obtida igualando as expressões (2.13) e (2.15).

$$F_{fis} = \frac{f_{tef} \cdot l \cdot t}{2 \cdot \operatorname{tg} \gamma} \quad (2.16)$$

### 2.2.3.2. RUPTURA POR ESMAGAMENTO DOS CANTOS COMPRIMIDOS

As tensões nas direções  $x$  e  $y$ , dadas pelas expressões (2.17) e (2.18), são encontradas dividindo as expressões (2.10) e (2.11) pela espessura do painel,  $t$ .

$$\sigma_x = P_x / t = 2 \cdot F / \alpha \cdot t \quad (2.17)$$

$$\sigma_y = P_y / t = 2 \cdot F \cdot \operatorname{tg} \theta / \alpha \cdot t \quad (2.18)$$

A força horizontal que causa o esmagamento dos cantos comprimidos pode ser obtida, para o caso de ligações articuladas entre viga e pilar, quando se atribui às tensões o valor da resistência à compressão do material do painel em estado biaxial ( $f_c^*$ ), como se vê na expressão (2.19).

$$F_{esm} \leq \begin{cases} f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \\ f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \cdot \operatorname{tg} \theta \end{cases} \quad (2.19)$$

### RUPTURA À COMPRESSÃO EM ESTADO BIAXIAL

O coeficiente de majoração da resistência à compressão para pórticos preenchidos,  $m$ , é obtido com a aplicação das expressões (2.5) e (2.6). Admitindo que  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  são as tensões principais nos cantos comprimidos, ao dividir a expressão (2.18) pela (2.17) é obtido o valor de  $\eta$ , dado na expressão (2.20). Substituindo, então, o valor de  $\eta$  na expressão (2.5) tem-se o valor de  $m$ , dado pela expressão (2.21).

$$\eta = \operatorname{tg} \theta \quad (2.20)$$

$$m = \frac{1 + 3,65 \cdot \operatorname{tg} \theta}{(1 + \operatorname{tg} \theta)^2} \quad (2.21)$$

## **INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR**

Alvarenga (2002) observou, no estudo paramétrico realizado, que a força que causa o esmagamento dos cantos comprimidos cresce proporcionalmente à rigidez das ligações viga-pilar de forma próxima à linear. A força de fissuração da diagonal não apresentou variações consideráveis com a rigidez da ligação. Alvarenga (2002) recomendou que a força de esmagamento, dada pela expressão (2.19), fosse majorada pelo coeficiente  $(1 + \beta)$ , como se vê nas expressões (2.22) e (2.23).

$$F'_{esm} = (1 + \beta) \cdot F_{esm} \quad (2.22)$$

$$\beta = 0,3 \cdot r \quad (2.23)$$

sendo  $r$  um fator de rigidez da ligação, variando de  $0 \leq r \leq 1$ , de acordo com as ligações:  $r = 0$  para ligações articuladas,  $0 < r < 1$  para ligações semi-rígidas e  $r = 1$  para ligações rígidas.

### **2.2.3.3. RUPTURA POR ESMAGAMENTO NO CENTRO DO PAINEL, CONSIDERANDO-SE A RESISTÊNCIA EFETIVA**

Deve-se fazer a verificação da resistência à compressão no centro do painel, comparando a tensão de compressão atuante e a resistência à compressão efetiva, já que foi utilizada a resistência efetiva da alvenaria na avaliação das tensões nessa região do painel de alvenaria.

Considerando a Figura 2.8 e após determinado o valor da força que causa ruptura do painel de alvenaria por fissuração ou esmagamento, pode-se obter a tensão de compressão no centro do painel ( $\sigma_c$ ), dada pela expressão (2.24).

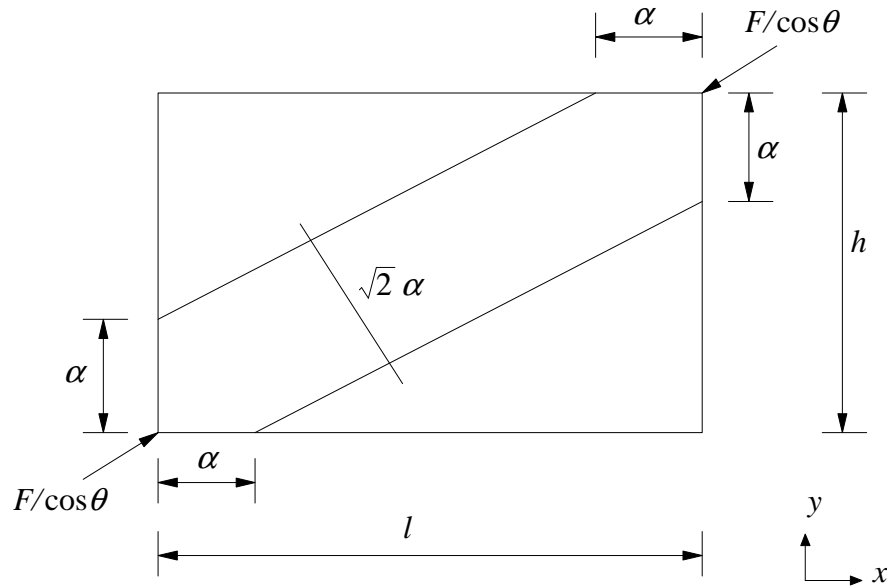


Figura 2.8 - Obtenção da tensão de esmagamento no centro do painel, considerando-se a tensão efetiva nessa região.

$$\sigma_c = \frac{F}{\cos \theta} \cdot \frac{1}{\sqrt{2} \cdot \alpha \cdot t} \quad (2.24)$$

A resistência à compressão efetiva do painel ( $f_{cef}$ ) deve superar a tensão de compressão atuante no centro do painel ( $\sigma_c$ ), para garantir que não ocorra ruptura por esmagamento nessa região. Com isso pode-se determinar o limite para o valor da força horizontal  $F_{esm,centro}$ , dada pela expressão (2.25), de modo que o centro do painel não rompa por compressão.

$$F_{esm,centro} \leq \sqrt{2} \cdot f_{cef} \cdot \alpha \cdot \cos \theta \cdot t \quad (2.25)$$

A expressão (2.26) mostra a junção das expressões (2.19) e (2.25), que se referem, respectivamente, à ruptura por esmagamento dos cantos comprimidos e ruptura por esmagamento no centro do painel.

$$F_{esm,máx} \leq \begin{cases} f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \\ f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \cdot \operatorname{tg} \theta \\ \sqrt{2} \cdot f_{cef} \cdot \alpha \cdot \cos \theta \cdot t \end{cases} \quad (2.26)$$

Com as expressões dadas em (2.26) e variando o ângulo  $\theta$ , ora maior e ora menor que  $45^\circ$ , Alvarenga (2002) provou que, antes que a força  $F$  provoque esmagamento no centro do painel, este já terá rompido por esmagamento dos cantos comprimidos. Isto foi provado por meio de duas situações:

**a) 1ª SITUAÇÃO:  $\theta \leq 45^\circ$**

Para essa situação,  $\operatorname{tg} \theta \leq 1$ . Logo as expressões apresentadas em (2.26) podem ser reduzidas, como se vê nas expressões em (2.27).

$$F \leq \begin{cases} f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \\ \sqrt{2} \cdot f_{cef} \cdot \alpha \cdot \cos \theta \cdot t \end{cases} \quad (2.27)$$

A resistência à compressão efetiva do painel ( $f_{cef}$ ) assume valores próximos ao intervalo  $(0,65 \cdot f_c^*; 0,70 \cdot f_c^*)$ . Com isso,  $\sqrt{2} \cdot f_{cef}$  aproxima-se de  $0,90 \cdot f_c^*$ . Assim podem-se escrever as expressões em (2.28).

$$F \leq \begin{cases} f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \\ 0,90 \cdot f_c^* \cdot \alpha \cdot \cos \theta \cdot t \end{cases} \quad (2.28)$$

Com  $\theta \leq 45^\circ$ ,  $\cos\theta \geq 0,707$ . Logo, o mínimo valor de  $0,90 \cdot \cos\theta$  será  $0,90 \cdot 0,707 = 0,636$ , que ainda assim será maior que 0,5. Assim, o mínimo valor assumido por  $F$  será o valor representado na expressão (2.29), que se refere ao esmagamento dos cantos comprimidos.

$$F \leq f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \quad (2.29)$$

**b) 2ª SITUAÇÃO:  $\theta \geq 45^\circ$**

Para essa situação,  $\text{tg}\theta \geq 1$ . Logo as expressões apresentadas em (2.26) podem ser escritas agora como mostram as expressões (2.30) e (2.31).

$$F \leq \begin{cases} f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \cdot \text{tg}\theta \\ \sqrt{2} \cdot f_{cef} \cdot \alpha \cdot \cos\theta \cdot t \end{cases} \quad (2.30)$$

$$F \leq \begin{cases} f_c^* \cdot \alpha \cdot t \cdot \cos\theta / 2 \cdot \text{sen}\theta \\ 0,90 \cdot f_c^* \cdot \alpha \cdot \cos\theta \cdot t \end{cases} \quad (2.31)$$

Com  $\theta \geq 45^\circ$ ,  $\text{sen}\theta \geq 0,707$ . Logo, o mínimo valor de  $2 \cdot \text{sen}\theta$  será  $2 \cdot 0,707 = 1,414$  e o máximo valor de  $\frac{1}{2} \cdot \text{sen}\theta$  será 0,707. Assim, a menor força correspondente ao esmagamento é apresentada pela expressão (2.32).

$$F \leq f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \cdot \text{tg}\theta \quad (2.32)$$

Com essas duas situações Alvarenga (2002) mostrou que o esmagamento dos cantos comprimidos sempre ocorre antes do esmagamento do centro do painel.

#### ***2.2.4. COMPRIMENTO DE CONTATO ( $\alpha$ )***

O comprimento de contato entre o pórtico e painel para todas as modelagens realizadas teve como base as expressões (2.2) e (2.3), recomendadas por Stafford-Smith e Carter (1969).

Neste capítulo foi apresentada a fundamentação teórica utilizada nesta dissertação, com estudos referentes a pórticos preenchidos com painéis de alvenaria e ao modelo de bielas e tirantes proposto por Alvarenga (2002).

# CAPÍTULO 03

## METODOLOGIA

---

Neste capítulo são apresentadas as características dos estudos de caso realizados e a metodologia utilizada para atender aos objetivos propostos. Os casos estudados foram pórticos planos de aço, apresentados por Pires Filho (2011) e um edifício de múltiplos andares em estrutura metálica, variando o número de pavimentos em ambos os casos. São também citados os programas computacionais, as combinações de ações e as normas técnicas utilizadas.

### ***3.1. MODELOS ESTUDADOS***

Primeiramente foram estudados três pórticos contraventados com barras de aço, apresentados na dissertação de Pires Filho (2011), com dois, quatro e oito pavimentos.

Em seguida, foi selecionado o projeto de um edifício de múltiplos andares, que teve seu número de pavimentos variado em quatro, seis e oito pavimentos. Esse projeto foi dimensionado para cada número de pavimentos e posteriormente foram estudados os seus pórticos contraventados.

Os seis casos acima citados foram estudados substituindo os contraventamentos metálicos por alvenaria de concreto celular autoclavado, formando pórticos de aço preenchidos com alvenaria. Para isto, foi utilizado o modelo de bielas e tirantes, apresentado por Alvarenga (2002). Foram formadas seis tipologias de pórticos, sendo que cada caso foi estudado ora considerando os elementos de contraventamento formados por barras de aço, ora considerando o contraventamento com alvenaria, neste caso, formando pórticos preenchidos. Estas tipologias são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Tipologias dos pórticos avaliados

Caso	Descrição dos pórticos estudados
A1	Pórtico de dois pavimentos apresentado por Pires Filho (2011)
A2	Pórtico de quatro pavimentos apresentado por Pires Filho (2011)
A3	Pórtico de oito pavimentos apresentado por Pires Filho (2011)
B1	Pórtico de quatro pavimentos - edifício de múltiplos andares
B2	Pórtico de seis pavimentos - edifício de múltiplos andares
B3	Pórtico de oito pavimentos - edifício de múltiplos andares

### ***3.1.1. PÓRTICOS CONTRAVENTADOS COM ALVENARIA: MODELO DE BIELAS E TIRANTES (ALVARENGA, 2002)***

Os modelos de pórticos foram avaliados considerando os elementos de contraventamento formados por barras de aço e com a substituição destes por uma alvenaria de blocos de concreto celular autoclavado que preenche os pórticos metálicos. Foi realizada a avaliação da contribuição da alvenaria no enrijecimento desses pórticos utilizando o modelo de bielas e tirantes, proposto por Alvarenga (2002), conforme o Capítulo 2, item 2.2 (ver Figura 2.6).

Para os seis modelos de pórticos analisados, foram calculados os comprimentos de contato ( $\alpha$ ) para cada pavimento, conforme as expressões (2.2) e (2.3), propostas por Stafford-Smith e Carter (1969).

### ***3.1.2. TIPOLOGIAS UTILIZADAS POR PIRES FILHO (2011)***

#### ***a) PÓRTICOS CONTRAVENTADOS COM BARRAS DE AÇO***

Na Figura 3.1 apresenta-se a disposição dos pilares e vigas do projeto apresentado por Pires Filho (2011), que considerou dois pórticos contraventados, pertencentes aos eixos 1 e 10. Nas Figuras 3.2, 3.3 e 3.4 são apresentados esses pórticos, com dois, quatro e oito pavimentos (casos A1, A2 e A3), respectivamente, com as tipologias adotadas por Pires Filho (2011). Mais detalhes sobre estes modelos são apresentados no Capítulo 4.

A ação do vento, quando aplicada paralelamente aos eixos 1 e 10 da Figura 3.1, foi dividida por Pires Filho (2011) entre os dois pórticos contraventados pertencentes a esses eixos. Porém, existem outros dois pórticos, pertencentes aos eixos 2 e 9, que são semelhantes aos pórticos pertencentes aos eixos 1 e 10, com uma linha de três pilares, que também foram considerados como pórticos contraventados neste trabalho. Com isso, a ação do vento foi dividida entre os quatro pórticos contraventados citados, sendo então, a metade daquela utilizada por Pires Filho (2011).

As barras de contraventamento de aço foram dispostas no menor vão dos pórticos contraventados, como pode ser observado nas Figuras 3.2, 3.3 e 3.4. Nesse vão, de seis metros de comprimento, as paredes são cegas, fato que permite o estudo desses pórticos considerando as barras de contraventamento de aço e considerando, posteriormente, a substituição dessas barras pelo painel de alvenaria formado por blocos de concreto celular autoclavado.

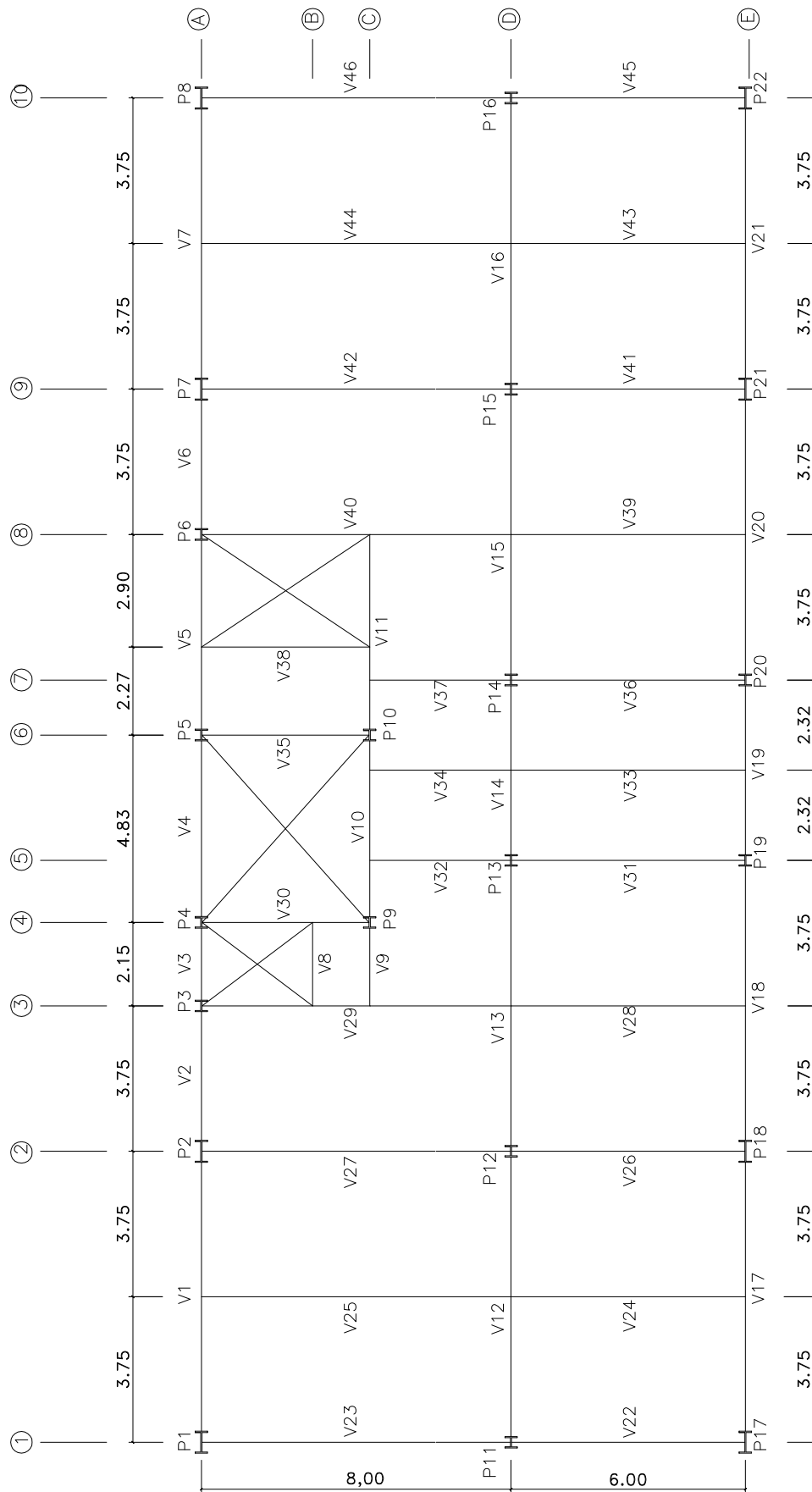


Figura 3.1 - Disposição de vigas e pilares para o projeto utilizado por Pires Filho (2011) – dimensões em metros.

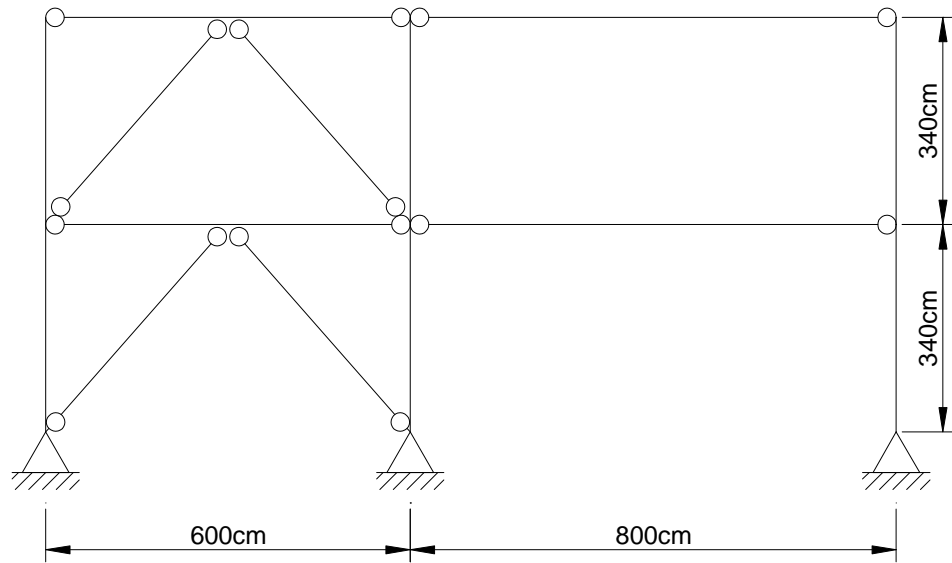


Figura 3.2 - Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado com barras de aço do caso A1.

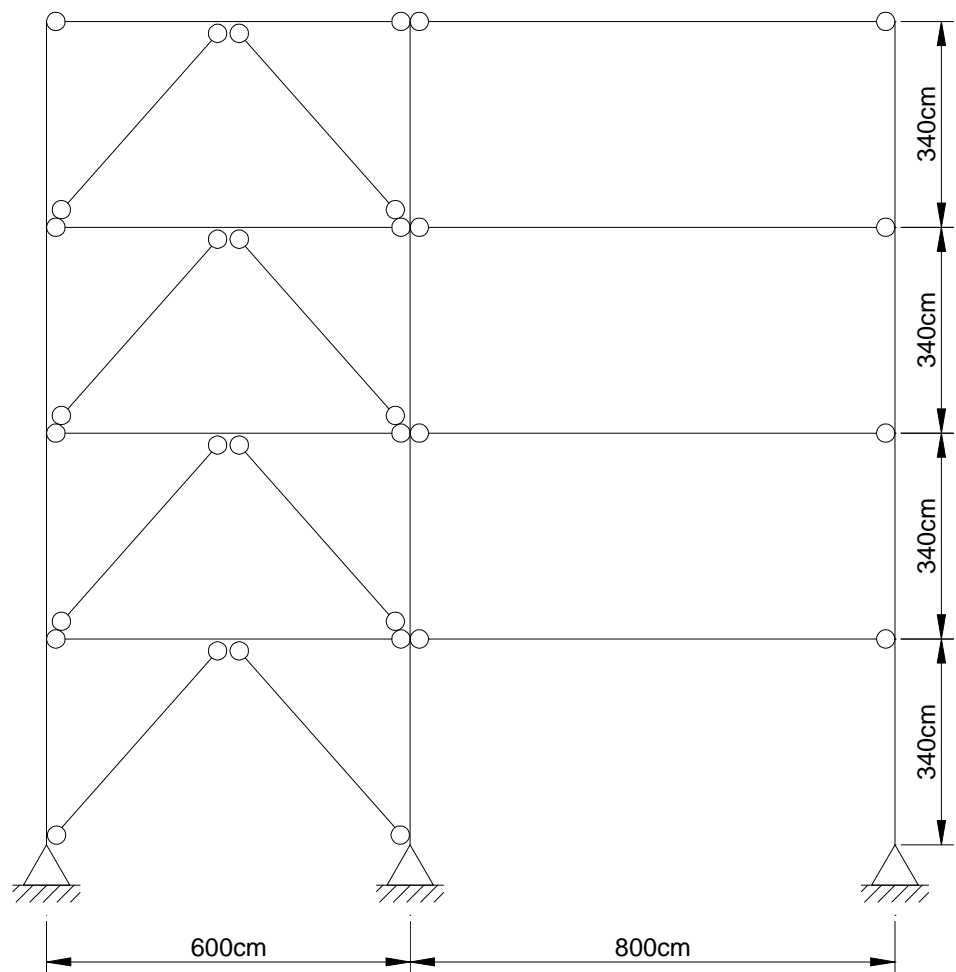


Figura 3.3 - Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado com barras de aço do caso A2.

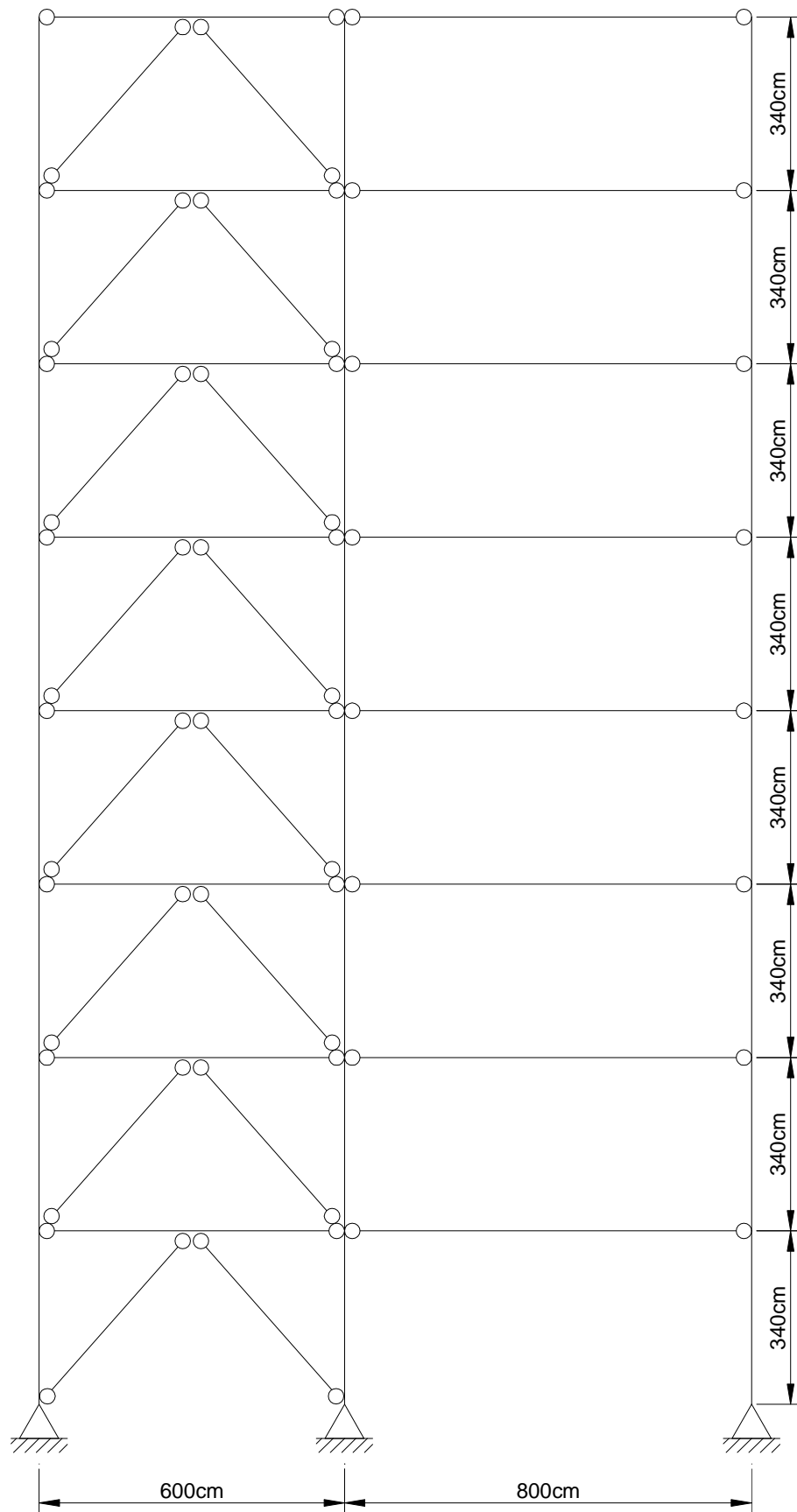


Figura 3.4 - Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado com barras de aço do caso A3.

### ***b) PÓRTICOS CONTRAVENTADOS POR PAINÉIS DE ALVENARIA***

Os três pórticos de Pires Filho (2011) foram analisados substituindo os elementos de contraventamento metálico por painéis de alvenaria, conforme o modelo de bielas e tirantes proposto por Alvarenga (2002).

Nas Figuras 3.5, 3.6 e 3.7 apresentam-se as tipologias dos pórticos analisados.

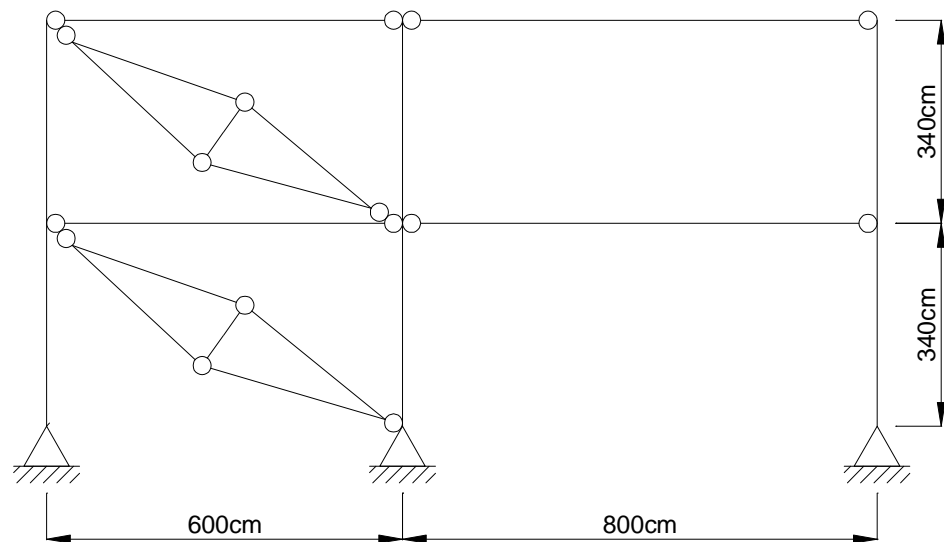


Figura 3.5 - Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado por painéis de alvenaria do caso A1.

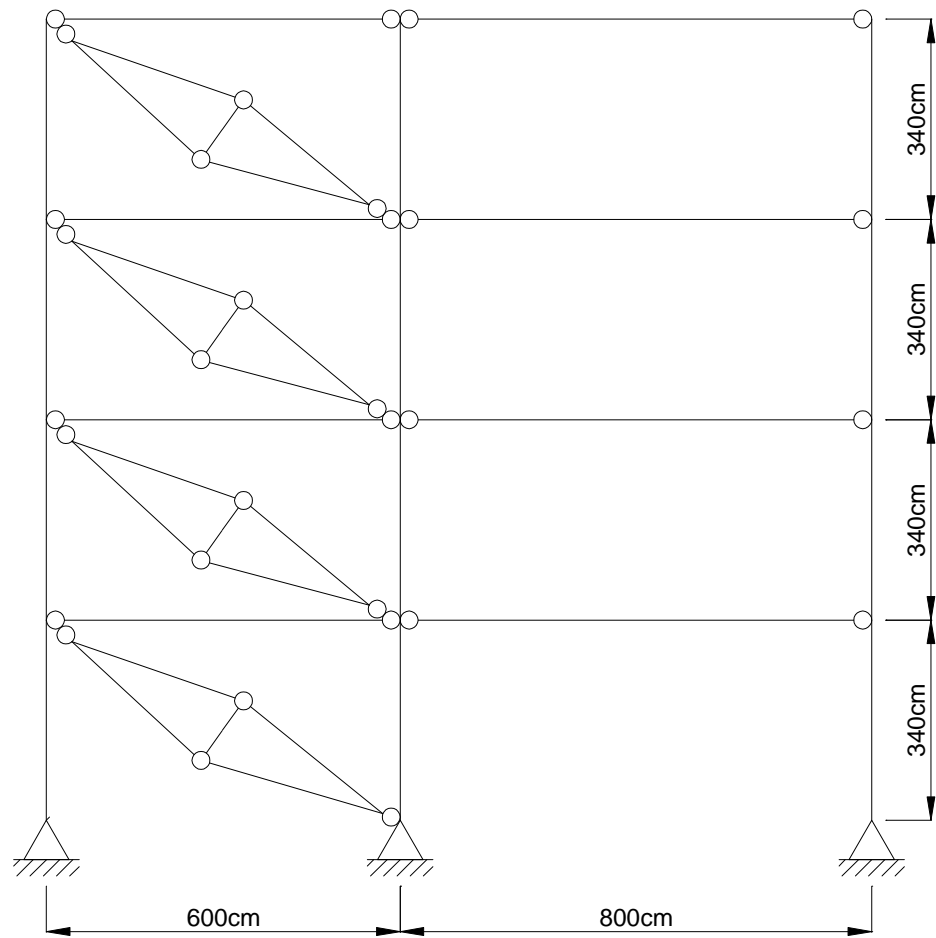


Figura 3.6 - Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado por painéis de alvenaria do caso A2.

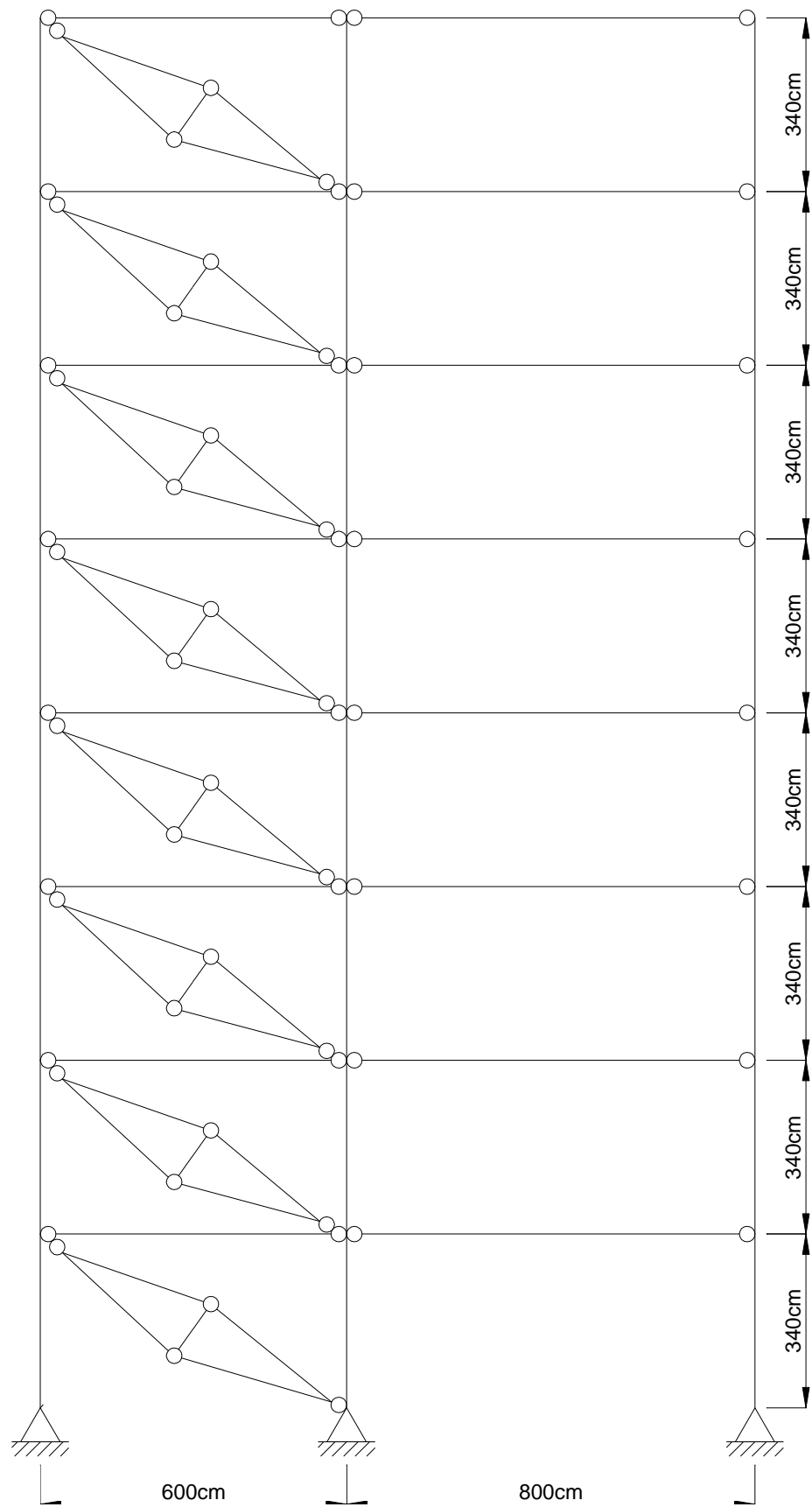


Figura 3.7 - Tipologia utilizada no pórtico plano contraventado por painéis de alvenaria do caso A3.

### ***3.1.3. EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS ANDARES***

Além dos três pórticos contraventados citados anteriormente, foi estudado também um edifício de múltiplos andares, variando-se o número de pavimentos em quatro, seis e oito pavimentos (casos B1, B2 e B3, respectivamente). Admitiu-se que este edifício está localizado em Viçosa-MG e consiste em uma edificação simétrica com quatro apartamentos de dois dormitórios por andar, com aproximadamente  $42 \text{ m}^2$  cada um. Cada pavimento possui pé-direito estrutural de 2,90 m e é constituído de dois blocos com vãos longitudinais de 12,70 m e transversais de 6,70 m, compreendendo uma área de  $85,09 \text{ m}^2$  por bloco.

Na Figura 3.8 é apresentada a disposição e a numeração dos elementos estruturais (pilares e vigas) e também a disposição do Steel-Deck. Na Figura 3.9 tem-se a planta baixa de um dos apartamentos do pavimento tipo deste edifício. A planta baixa completa é apresentada na Figura A.1 do Apêndice A. Na Figura 3.10 é apresentado um corte longitudinal do edifício para o caso B1, com quatro pavimentos. Também para o caso B1, apresenta-se na Figura 3.11 um corte transversal deste edifício.

Por questões de racionalidade construtiva, foi adotada laje com forma de aço incorporada para este edifício. Foi adotado um vão de 3300 mm entre as vigas secundárias. Para atender a esse vão, sem escoramento, foi utilizado o steel-deck MF-75 da Metform, com chapa de 0,95 mm. A laje tem espessura total de 130 mm, peso próprio de  $2,28 \text{ kN/m}^2$  e pode receber uma carga sobreposta máxima de  $3,92 \text{ kN/m}^2$ .

As fachadas menores (eixos A e C da Figura 3.8) podem conter elementos de contraventamento, pois possuem paredes cegas. Por outro lado, as fachadas maiores possuem diversas aberturas, o que dificulta a colocação de barras de contraventamento. Dada a tipologia da edificação, optou-se por estabilizar o edifício no sentido das fachadas maiores utilizando-se ligações rígidas, de forma a dispensar elementos de contraventamento nesta direção. Na outra direção são utilizados elementos de contraventamento, formados por duas cantoneiras de abas iguais. Todos os pilares foram dispostos de tal forma que a maior inércia desses ficasse na direção da fachada onde se utilizaram as ligações rígidas.

Na Figura 3.12 é apresentado o pórtico espacial para um dos blocos deste edifício com a disposição das barras de contraventamento de aço. As bases dos pilares são rotuladas na direção em que se encontram as barras de contraventamento e engastadas na outra direção.

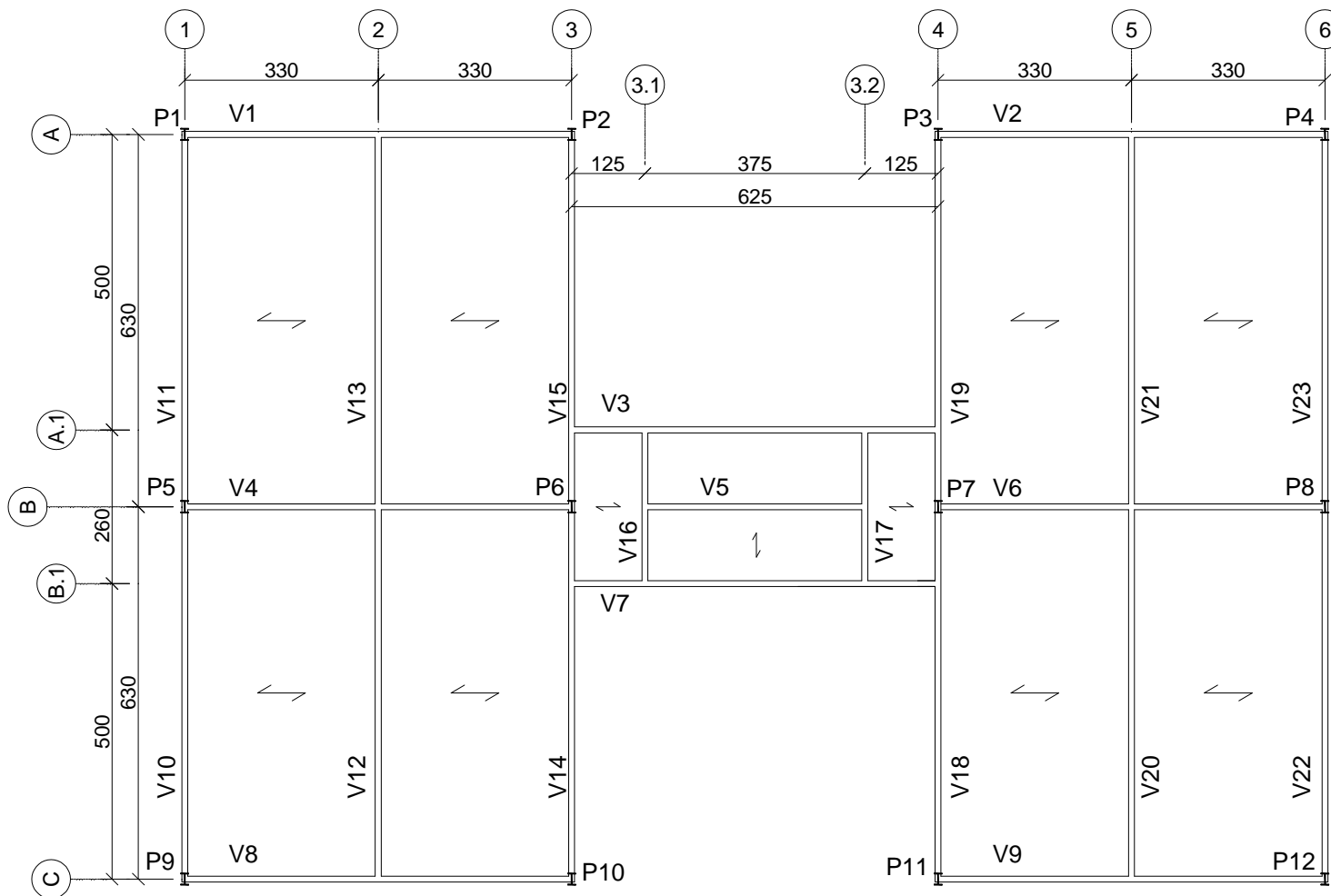


Figura 3.8 - Disposição e numeração dos elementos estruturais e disposição do Steel-Deck para o edifício.

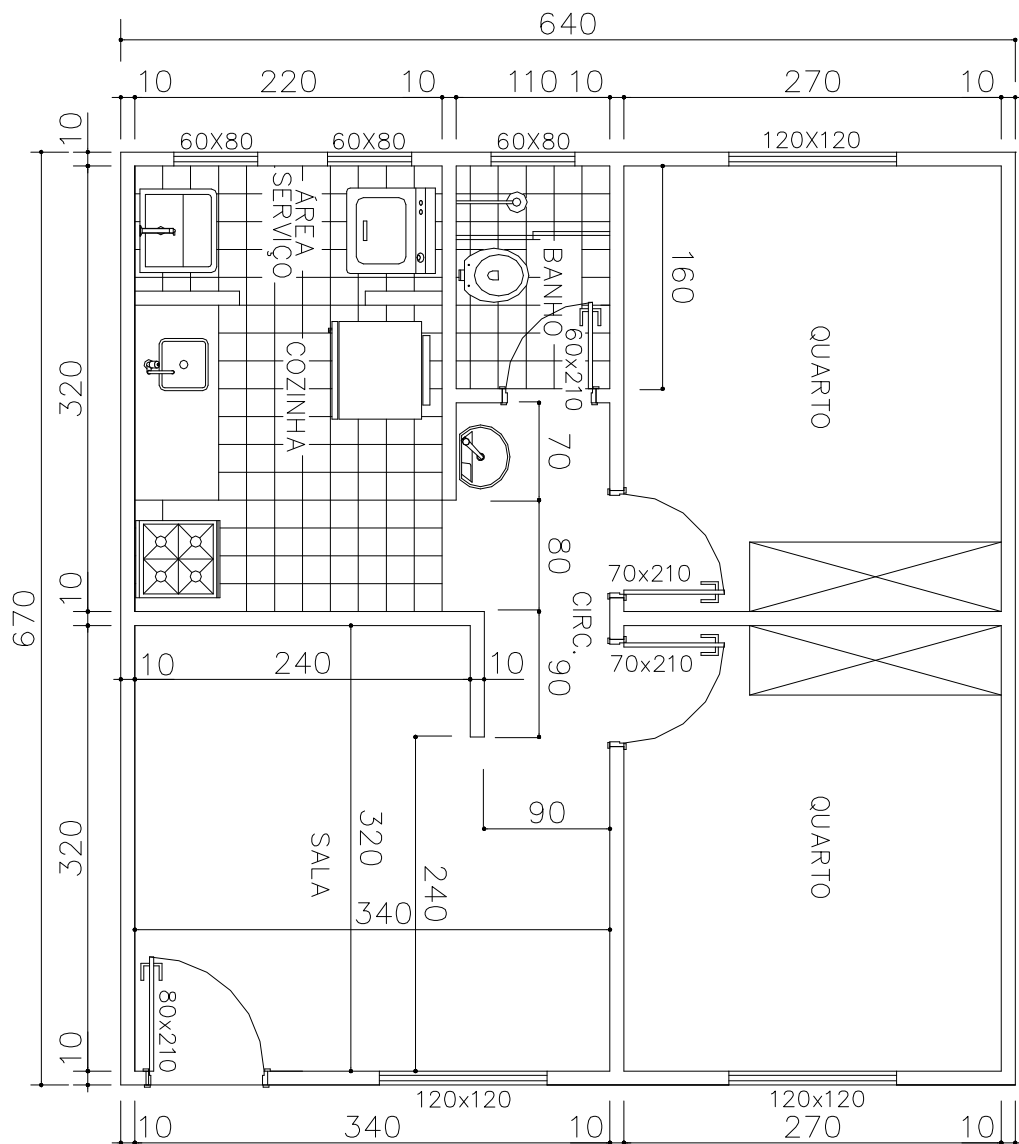


Figura 3.9 - Planta baixa de um apartamento do pavimento tipo do edifício de múltiplos andares.

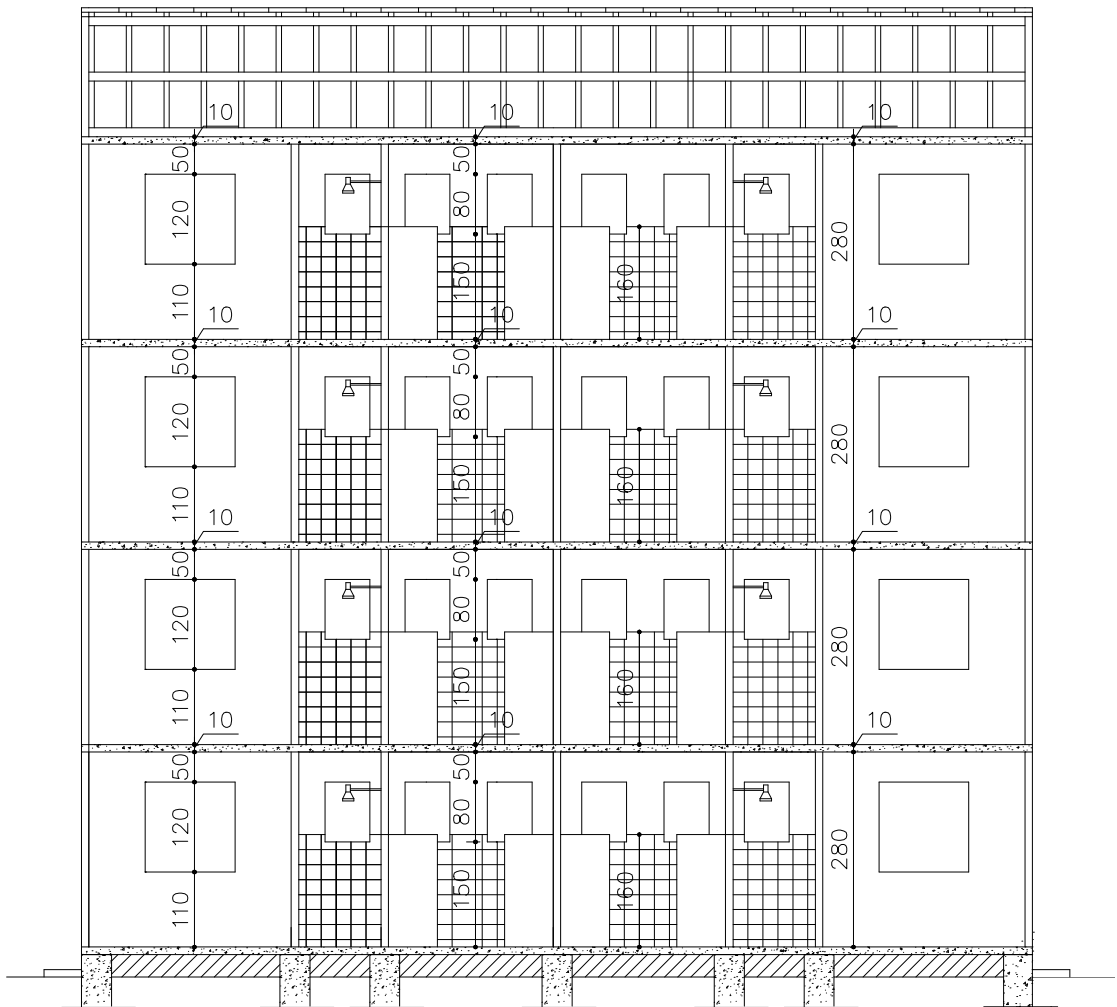


Figura 3.10 - Corte longitudinal para o caso B1 do edifício de múltiplos andares.

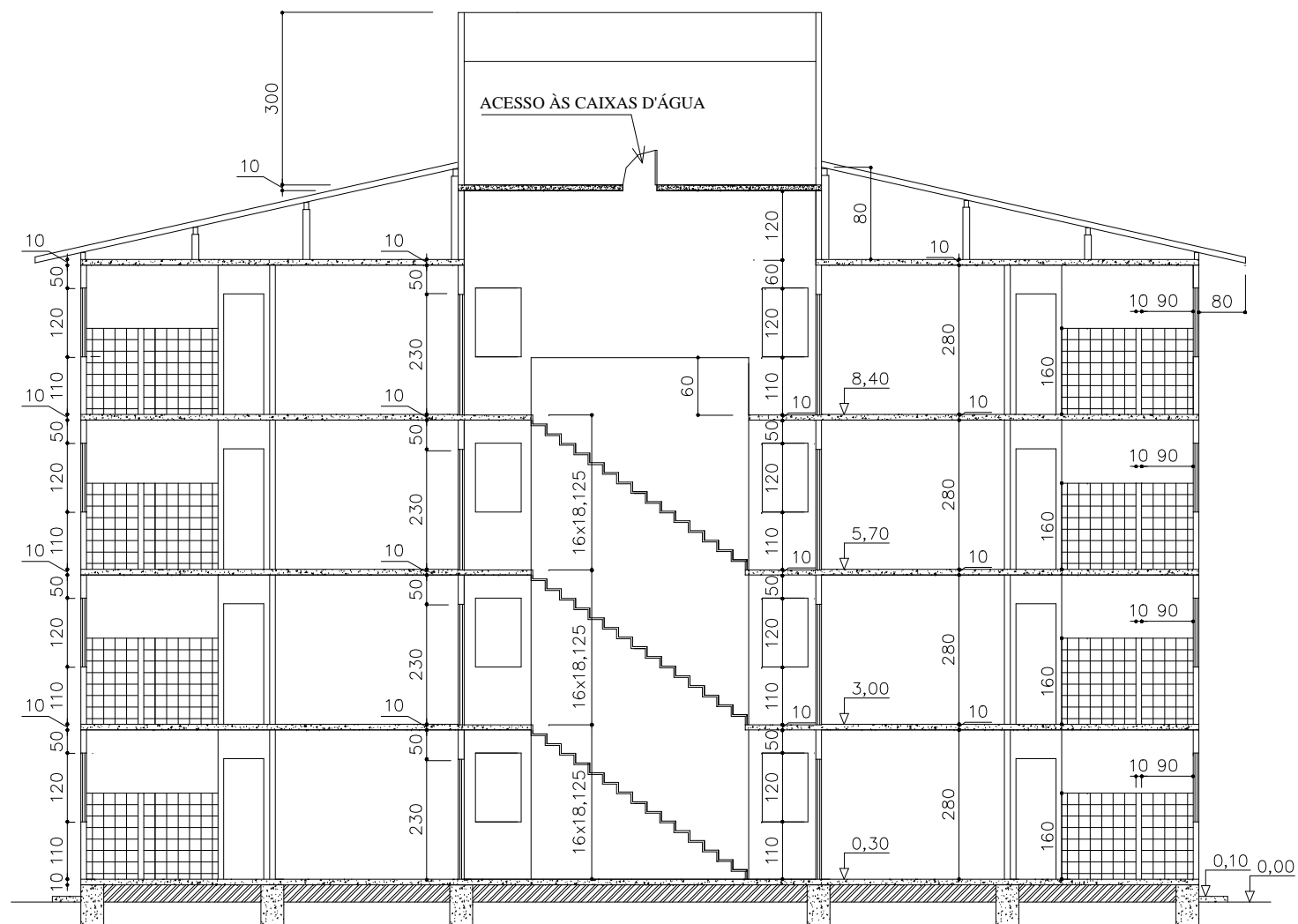


Figura 3.11 - Corte transversal para o caso B1 do edifício de múltiplos andares.

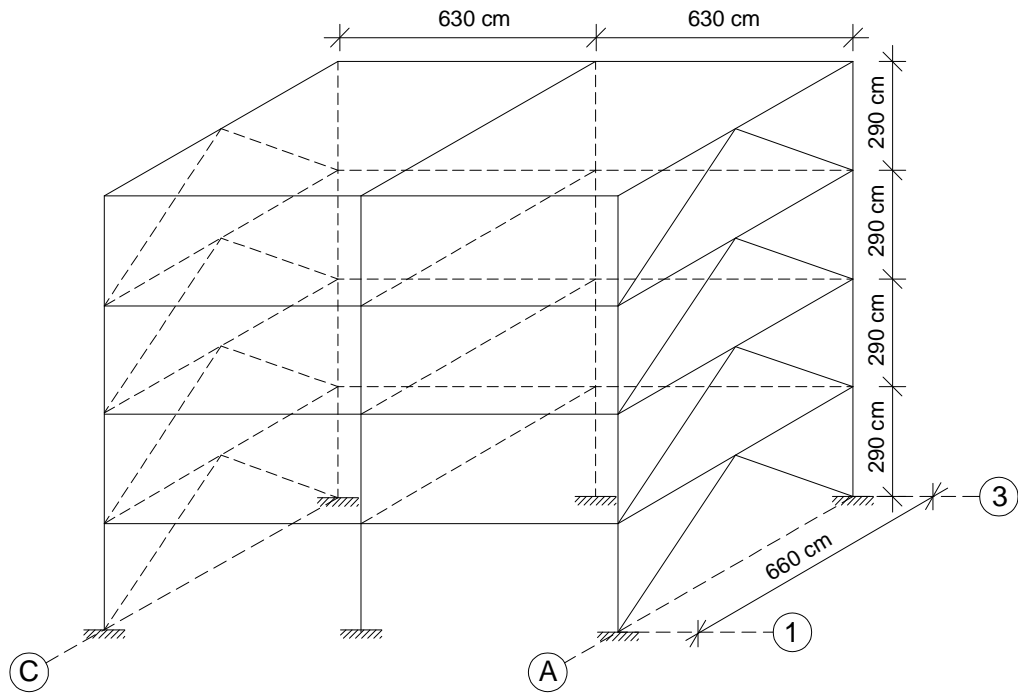


Figura 3.12 - Pórtico espacial da metade de um bloco do edifício de múltiplos andares com quatro pavimentos (caso B1), com indicação dos contraventamentos.

Este mesmo edifício foi analisado com a substituição dos elementos de contraventamento formados por barras de aço por painéis de alvenaria, utilizando-se o modelo de bielas e tirantes, descrito no item 2.2. Na Figura 3.13 é apresentado o pórtico plano de quatro pavimentos deste edifício (caso B1) com a substituição dos elementos de contraventamento formados por barras de aço pelo modelo de bielas e tirantes.

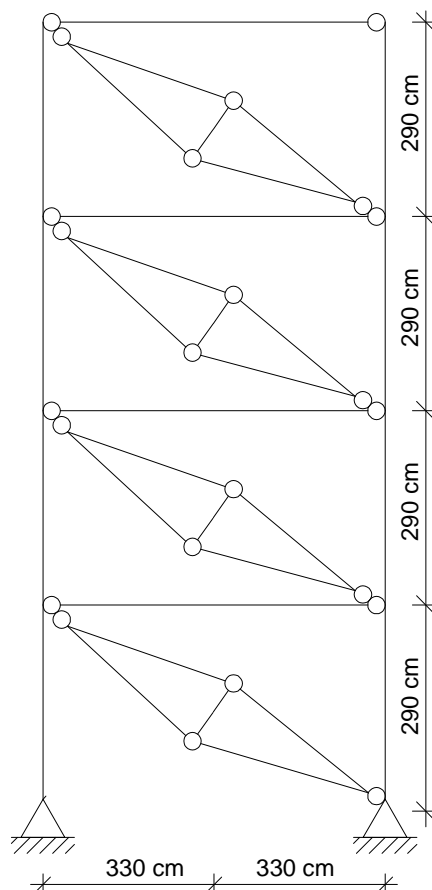


Figura 3.13 - Pórtico plano de quatro pavimentos (caso B1) com substituição dos contraventamentos metálicos pelo modelo de bielas e tirantes.

### 3.2. *NORMAS TÉCNICAS UTILIZADAS NA DISSERTAÇÃO*

A seguir apresenta-se o conjunto de normas técnicas utilizadas neste trabalho:

- ABNT NBR 8800:1986 - Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios – Procedimento.
- ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios – Procedimento.
- ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.
- ABNT NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.
- ABNT NBR 10837:1989 – Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto.
- ABNT NBR 10837:2011 – Projeto de Estruturas de Alvenaria de Blocos Vazados de Concreto (Texto base).

### 3.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES UTILIZADAS

As combinações últimas normais de ações utilizadas foram as seguintes:

- Combinação 1 (C1):  $1,35.G + 1,5.Q + 1,4.0,6.W + F_n$ ;
- Combinação 2 (C2):  $1,35.G + 1,4.W + 1,5.0,7.Q + F_n$ ;
- Combinação 3 (C3):  $1,0.G + 1,4.W + F_n$ .

sendo  $G$  a carga permanente,  $Q$  a sobrecarga,  $W$  a ação devida ao vento e  $F_n$  a força nocional.

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as forças nocionais ( $F_n$ ) são forças horizontais utilizadas como uma alternativa à consideração dos efeitos das imperfeições iniciais geométricas no cálculo das estruturas. Esses efeitos podem ser entendidos como um carregamento lateral mínimo da estrutura. Estas forças correspondem a 0,3% das cargas verticais de cálculo totais no pavimento,  $F_{d,p}$  (no pavimento), conforme expressão (3.1).

$$F_n = 0,003 \times F_{d,p} \text{ (no pavimento)} \quad (3.1)$$

Como a força nocional é entendida como um carregamento lateral mínimo, não é necessário que ela seja incluída nas combinações que já contenham a ação do vento, a não ser que a estrutura seja classificada, em relação à sensibilidade a deslocamentos laterais, como de grande deslocabilidade ou que a ação do vento seja menor que a força nocional. Por outro lado, a força nocional refere-se às imperfeições iniciais geométricas e, como tal, corresponde a uma ação permanente. Desta forma, neste trabalho, as ações do vento e a força nocional foram consideradas em uma mesma combinação, agindo assim a favor da segurança. Para os casos estudados neste trabalho foi observado que a força nocional é muito inferior à ação do vento, o que não altera de forma considerável os resultados obtidos caso a força nocional fosse retirada da combinação.

Seguindo prescrições da ABNT NBR 8800:2008, as imperfeições de material podem ser consideradas na análise, quando necessária sua utilização, por meio da redução do módulo de elasticidade do aço para 80% do seu valor nominal.

As três combinações de ações citadas anteriormente foram utilizadas para obtenção dos esforços solicitantes nas barras do modelo de bielas e tirantes e para obtenção dos deslocamentos laterais em cada pavimento, tanto na análise de primeira ordem quanto na análise de segunda ordem. Os deslocamentos laterais obtidos por meio destas análises, de primeira e de segunda ordem, foram utilizados para classificar a estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais.

Além disso, a análise de segunda ordem deve ser considerada nas modelagens numéricas, principalmente porque existem na atualidade edifícios cada vez mais esbeltos sujeitos a ações horizontais que podem comprometer a sua estabilidade.

Para efeito da verificação dos estados limites de serviço, foi considerada a seguinte combinação:

- Combinação 4 (C4): 1,0.W.

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, não é necessário a consideração das imperfeições iniciais geométricas e de material na verificação dos estados limites de serviço. Nesta verificação, só é necessária a realização da análise de segunda ordem para as estruturas classificadas, quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, como estruturas de grande deslocabilidade.

### ***3.4. PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS***

Para os casos tipo A (A1, A2 e A3), que são os pórticos contraventados apresentados por Pires Filho (2011), as simulações numéricas foram realizadas com auxílio dos programas de análise Ftool (versão educacional 2.12) e SAP 2000 (COMPUTER AND STRUCTURES INC., 2004).

Para os casos tipo B (B1, B2 e B3), que são os pórticos contraventados pertencentes ao edifício de múltiplos andares, foram utilizados os seguintes programas:

- VigaMix (versão 2.08) para dimensionamento das vigas;
- Desmet (versão 2.08) para dimensionamento dos pilares e contraventamentos;
- Ftool (versão educacional 2.12) para realização das modelagens numéricas dos pórticos com contraventamentos metálicos e considerando a alvenaria pelo modelo de bielas e tirantes;
- SAP 2000 (COMPUTER AND STRUCTURES INC., 2004) para realização da análise não-linear dos pórticos.

Como mostrado, algumas análises estruturais de primeira ordem e as análises estruturais de segunda ordem foram realizadas utilizando o programa computacional SAP 2000, que possui um ambiente gráfico interativo e que permite fácil definição e avaliação das combinações de ações.

O SAP 2000 realiza uma análise elástica não-linear aproximada considerando o efeito P-delta ( $P-\Delta$ ) para pequenos deslocamentos e o efeito P-deltinha ( $P-\delta$ ). O efeito P-deltinha ( $P-\delta$ ) é considerado pelo SAP 2000, de maneira aproximada, utilizando um polinômio de interpolação de terceiro grau. Esse procedimento é considerado uma boa aproximação quando não se está próximo à carga de flambagem (PIRES FILHO, 2011).

## CAPÍTULO 04

### **ESTUDOS DE CASO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS**

---

Neste capítulo apresentam-se os seis casos estudados neste trabalho. Os três primeiros casos estudados foram os pórticos contraventados apresentados por Pires Filho (2011), com dois, quatro e oito pavimentos. Os outros três casos estudados foram os pórticos contraventados pertencentes a um edifício de múltiplos andares, que foi dimensionado para quatro, seis e oito pavimentos. Em cada um dos casos, os pórticos avaliados tiveram suas barras de contraventamento substituídas pela alvenaria, utilizando o modelo de bielas e tirantes, desenvolvido por Alvarenga (2002), conforme apresentado no item 2.2.

Apresentam-se também neste capítulo alguns gráficos e tabelas com os resultados de deslocamentos laterais dos pórticos, esforços solicitantes e resistentes para as bielas e tirantes, para as combinações definidas no item 3.3.

#### **4.1. CASO A1 – PÓRTICO CONTRAVENTADO DE DOIS PAVIMENTOS**

O primeiro caso estudado foi o pórtico contraventado de dois pavimentos. Este pórtico foi apresentado por Pires Filho (2011) e é mostrado na Figura 4.1, com os valores característicos das ações. As ações gravitacionais concentradas ( $PP$  e  $PQ$ ) e as ações gravitacionais distribuídas ( $Pp$  e  $Pq$ ) são as mesmas nos dois pavimentos. Quanto às ações horizontais devidas ao vento ( $W$ ), como já explicado no item 3.1.2, Pires Filho (2011) as dividiu igualmente entre os dois pórticos contraventados, pertencentes aos eixos 1 e 10 da Figura 3.1. Porém, existem outros dois pórticos (não contraventados)

semelhantes a esses dois contraventados, que são os pórticos pertencentes aos eixos 2 e 9, também com uma linha de três pilares. Considerando que os quatro pórticos citados anteriormente (eixos 1, 2, 9 e 10 da Figura 3.1) foram preenchidos com bloco de concreto celular autoclavado e possuem a mesma rigidez, a ação do vento utilizada neste trabalho (Figura 4.1) corresponde à metade daquela utilizada por Pires Filho (2011). Isso é possível porque o modelo formado por bielas e tirantes foi desenvolvido para o caso de pórticos preenchidos com os blocos citados. Na Figura 4.1 representa-se também a força nocional ( $F_n$ ) utilizada por Pires Filho (2011). Esta força é a mesma em todos os pavimentos, já que a carga gravitacional é a mesma em todos eles.

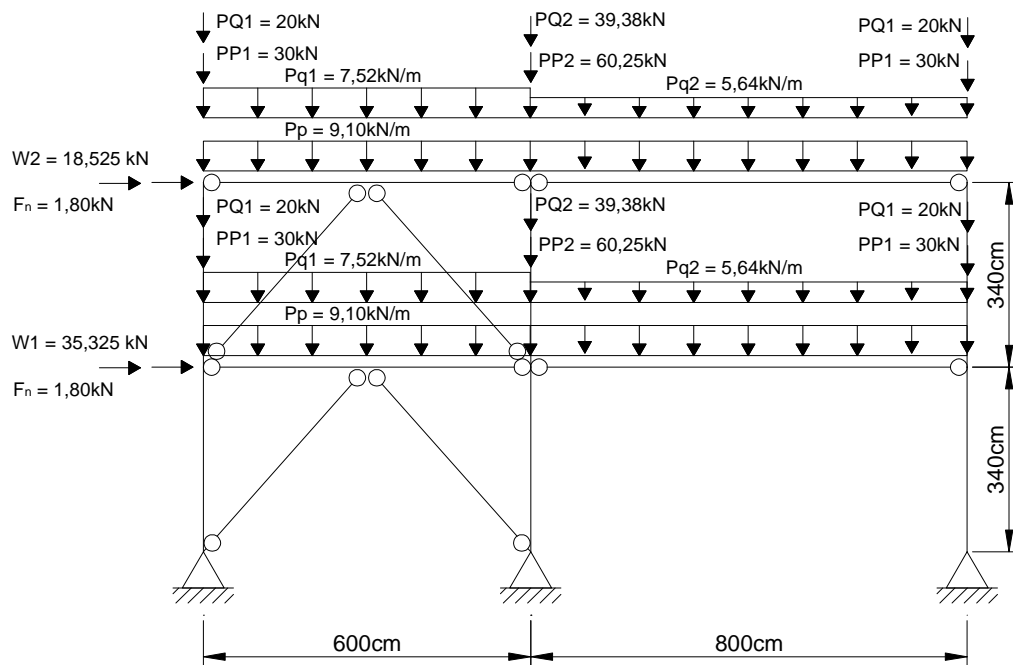


Figura 4.1 - Pórtico contraventado de dois pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

Na Figura 4.2 é apresentado o modelo estrutural adotado e também as seções utilizadas para as barras deste pórtico, que foram definidas por Pires Filho (2011) por meio de um pré-dimensionamento, levando-se em conta o estado-limite de serviço de deslocamento lateral excessivo.

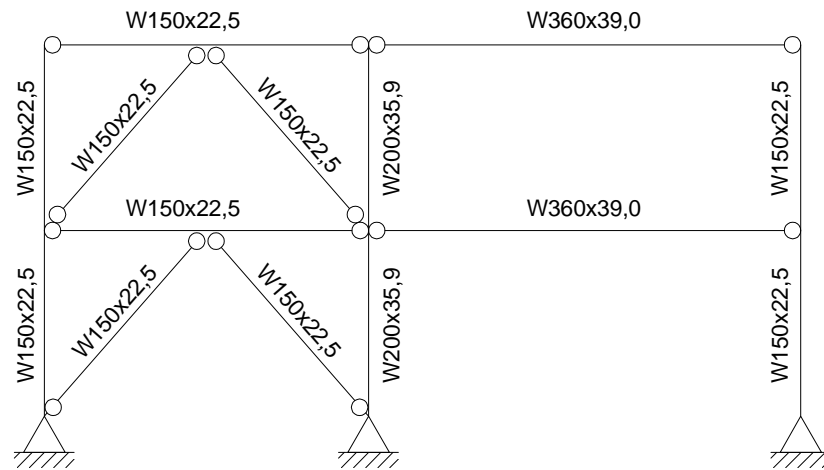


Figura 4.2 - Modelo estrutural e seções adotadas para as barras do pórtico plano de dois pavimentos.

Este pórtico foi modelado no programa de análise Ftool, obtendo-se assim os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  ocorridos no topo de cada pavimento  $i$ , para cada uma das combinações utilizadas, apresentadas no item 3.3. O coeficiente  $j$  representa o tipo de análise realizada ( $j = 1$  para análise de primeira ordem e  $j = 2$  para análise de segunda ordem). Na Tabela 4.1 são apresentados esses deslocamentos laterais.

Tabela 4.1 - Deslocamentos laterais obtidos em cada pavimento, por meio de análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de dois pavimentos ( $i = 1$  a 2)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	0,70	0,98	0,99	0,73
$u_{21}$	1,24	1,74	1,59	0,97

Este pórtico também foi modelado no programa de análise SAP 2000 para realização da análise não-linear geométrica. Com isso foram obtidos os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  para as três combinações últimas normais, apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de dois pavimentos ( $i = 1$  a 2)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	0,71	0,98	1,00
$u_{22}$	1,24	1,75	1,59

O passo seguinte foi a substituição das barras de contraventamento pela alvenaria, utilizando o modelo de bielas e tirantes, apresentado no item 2.2. Para isso foram calculados inicialmente os comprimentos de contato para cada pavimento, conforme expressões (2.2) e (2.3).

O comprimento de contato ( $\alpha$ ) pode ser calculado então por meio da expressão (4.1), que é a junção das expressões (2.2) e (2.3).

$$\alpha = \frac{\pi}{2 \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{painei} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h} \cdot \text{sen} 2\theta}} \quad (4.1)$$

Na Tabela 4.3 são apresentados os valores utilizados para o cálculo do comprimento de contato para o pórtico de dois pavimentos. Para o valor de  $I_p$ , que é o momento de inércia do pilar, foi utilizada a média entre as inércias do pilar da esquerda e do pilar central do pórtico apresentado na Figura 4.2. Nos dois pavimentos o pilar da esquerda possui inércia de 1229,25 cm<sup>4</sup> e o pilar central, 3437,45 cm<sup>4</sup>.

Tabela 4.3 - Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato – Caso A1

Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato						
$E_{painei}$ (MPa)	$t$ (cm)	$h$ (cm)	$E_p$ (MPa)	$I_p$ (cm <sup>4</sup> )	$L'$ (cm)	$\theta$
1750	15	325	200000	2333,35	600	28,4°

O valor do módulo de deformação do painel de alvenaria,  $E_{\text{painel}}$ , igual a 1750 MPa, foi o valor utilizado para obtenção do comprimento de contato entre o pórtico e o painel e obtenção da largura da barra diagonal equivalente nos protótipos estudados por Alvarenga (2002). A altura do painel,  $h$ , foi utilizada considerando o pé-direito estrutural de 340 cm e a viga do pórtico com altura de 15 cm (W 150x22,5). O comprimento de contato, apresentado na expressão (4.2), será o mesmo para os dois pavimentos, já que os valores utilizados na expressão são os mesmos para ambos os pavimentos.

$$\alpha = \frac{\pi}{2 \cdot \sqrt[4]{\frac{1750 \cdot 15}{4 \cdot 200000 \cdot 2333,35 \cdot 325}} \cdot \text{sen}(2 \cdot 28,4)} = 113,8 \text{ cm} \quad (4.2)$$

Depois de calculado o comprimento de contato entre o pórtico e o painel, foi realizada a simulação numérica do pórtico no programa de análise Ftool, substituindo-se as barras de contraventamento pelo modelo de bielas e tirantes, mantendo as mesmas combinações e os mesmos carregamentos já mostrados. A largura das seções transversais, tanto das bielas quanto dos tirantes, corresponde à largura do bloco, que neste caso é 15 cm. A altura das seções transversais das bielas é a metade da largura da faixa diagonal formada a partir dos comprimentos de contato (Figura 2.6), que é  $\sqrt{2} \cdot \alpha / 2$ . Já a altura da seção transversal do tirante é a metade da diagonal do painel.

Na Figura 4.3 está representado o pórtico de dois pavimentos com as barras do modelo de bielas e tirantes, com as ações aplicadas com seus valores característicos, e na Figura 4.4 está apresentada a numeração dessas barras.

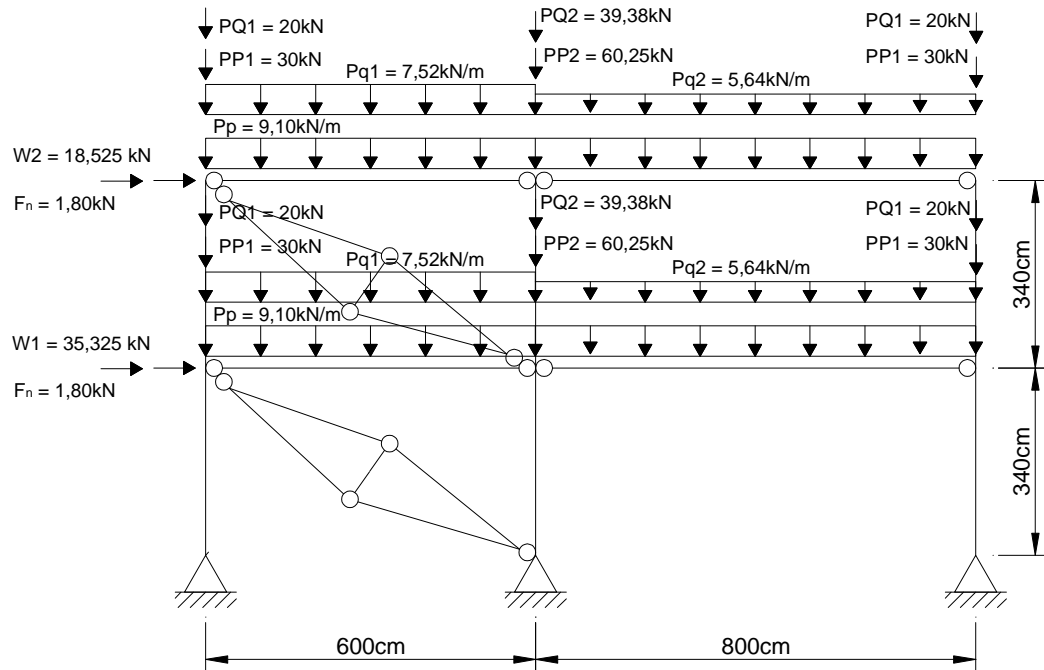


Figura 4.3 - Pórtico de dois pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.

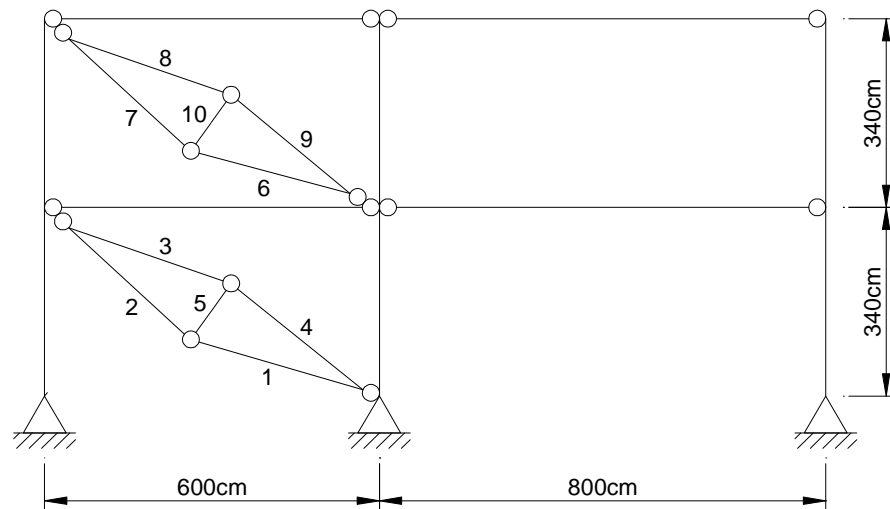


Figura 4.4 - Pórtico de dois pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.

Na Tabela 4.4 estão apresentados os esforços solicitantes, em kN, obtidos para todas as barras do modelo de bielas e tirantes as três combinações últimas normais. Os valores negativos se referem a esforços de compressão e os positivos, de tração. Pode-se observar que os esforços de tração aparecem nas barras com número múltiplo de cinco, que são os tirantes.

Tabela 4.4 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem – Caso A1

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-29,123	1	-46,967	1	-46,879
2	-27,378	2	-44,153	2	-44,070
3	-29,123	3	-46,967	3	-46,879
4	-27,378	4	-44,153	4	-44,070
5	+6,588	5	+10,624	5	+10,604
6	-10,341	6	-16,674	6	-16,762
7	-9,722	7	-15,675	7	-15,758
8	-10,341	8	-16,674	8	-16,762
9	-9,722	9	-15,675	9	-15,758
10	+2,339	10	+3,772	10	+3,792

Foram obtidos também deslocamentos laterais  $u_{ij}$  para cada uma das combinações de ações. Na Tabela 4.5 estão apresentados esses deslocamentos laterais.

Tabela 4.5 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de dois pavimentos ( $i = 1$  a 2)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	0,42	1,39	1,83	1,52
$u_{21}$	0,79	2,15	2,69	2,12

Este pórtico com o modelo de bielas e tirantes também foi modelado no programa de análise SAP 2000 para realização da análise não-linear geométrica. Com isso, foram novamente obtidos os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes, apresentados na Tabela 4.6, e os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  para as três combinações últimas normais, conforme Tabela 4.7.

Tabela 4.6 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica – Caso A1

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-29,190	1	-47,325	1	-47,241
2	-27,441	2	-44,490	2	-44,410
3	-29,190	3	-47,325	3	-47,241
4	-27,441	4	-44,490	4	-44,410
5	+6,604	5	+10,709	5	+10,689
6	-10,394	6	-16,608	6	-16,574
7	-9,771	7	-15,613	7	-15,581
8	-10,394	8	-16,608	8	-16,574
9	-9,771	9	-15,613	9	-15,581
10	+2,351	10	+3,757	10	+3,750

Tabela 4.7 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de dois pavimentos ( $i = 1$  a  $2$ )

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	0,42	1,41	1,85
$u_{22}$	0,80	2,17	2,70

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, é necessário que se considere as imperfeições iniciais de material (reduzindo em 20% a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras) a não ser que a estrutura seja classificada como uma estrutura de pequena deslocabilidade. Uma estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade quando, em todos os seus andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem for igual ou inferior a 1,1, em todas as combinações últimas de ações.

Os deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de segunda ordem foram bem próximos dos deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem. A relação entre esses deslocamentos laterais não ultrapassou 1,1 (estrutura de pequena deslocabilidade), não sendo necessária a realização de nova análise com redução da rigidez à flexão e da rigidez axial das barras.

Na Tabela 4.8 está apresentado um resumo do caso A1, com o deslocamento lateral máximo obtido em cada pavimento para o pórtico contraventado com barras de aço (P.C.) e para o pórtico com o modelo de bielas e tirantes (M.B.T.) e também os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes. Os deslocamentos máximos apresentados têm como único objetivo a classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, tendo em vista que se trata de deslocamentos para as combinações últimas normais.

Tabela 4.8 - Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso A1 (2 pvto)

Pvto	Deslocamento lateral máximo (mm)				Esforços - M.B.T. (kN)			
	1ª ordem		2ª ordem		1ª ordem		2ª ordem	
	P.C.	M.B.T.	P.C.	M.B.T.	Bielas	Tirantes	Bielas	Tirantes
1º	1,0	1,8	1,0	1,9	-47,0	+10,6	-47,3	+10,7
2º	1,7	2,7	1,8	2,7	-16,8	+3,8	-16,6	+3,8

## **4.2. CASO A2 – PÓRTICO CONTRAVENTADO DE QUATRO PAVIMENTOS**

O segundo caso estudado foi o pórtico contraventado de quatro pavimentos. Este pórtico foi apresentado por Pires Filho (2011) e é mostrado na Figura 4.5, com os valores característicos das ações. As ações gravitacionais concentradas ( $PP$  e  $PQ$ ) e as ações gravitacionais distribuídas ( $Pp$  e  $Pq$ ) são as mesmas nos quatro pavimentos. Também estão representadas as ações horizontais devidas ao vento e à força nocional.

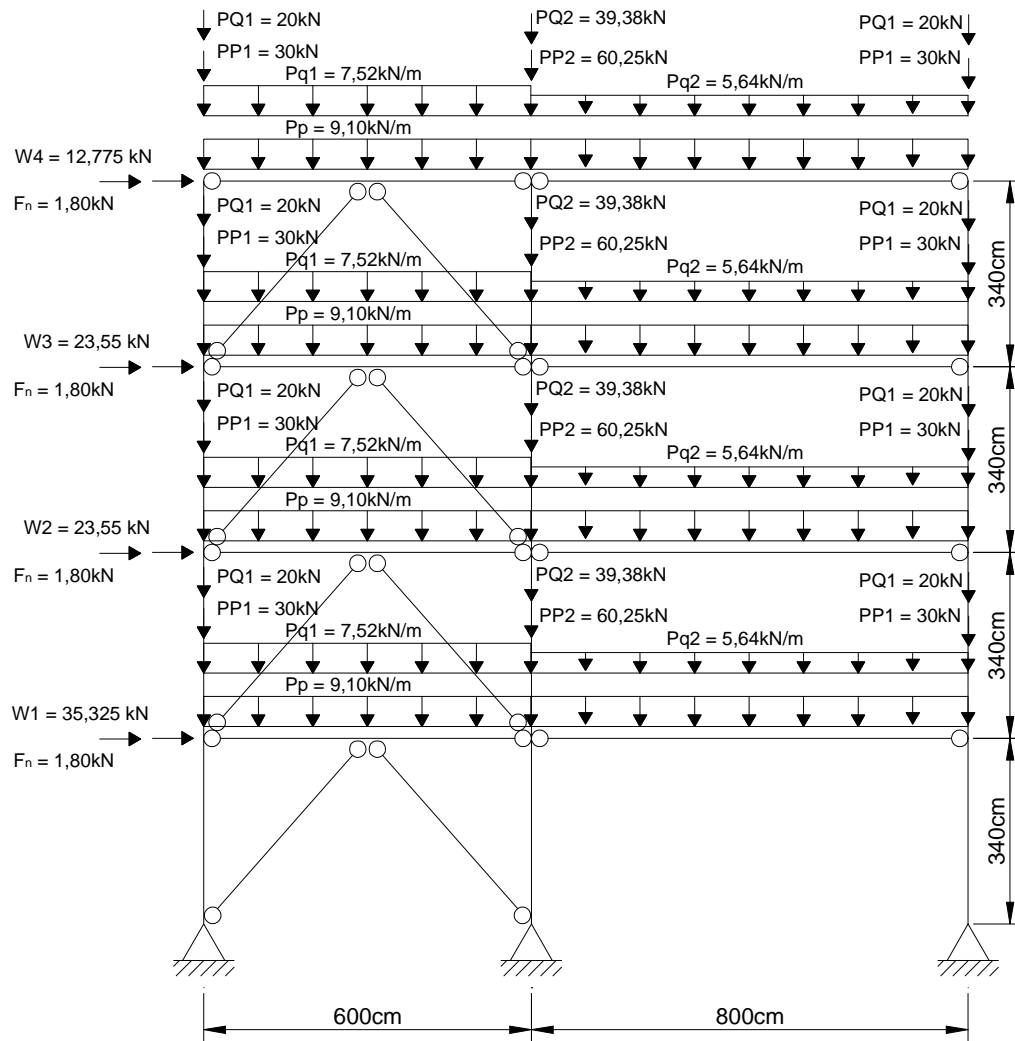


Figura 4.5 - Pórtico contraventado de quatro pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

Na Figura 4.6 é apresentado o modelo estrutural adotado e as seções utilizadas para as barras deste pórtico, definidas por Pires Filho (2011) por meio de um pré-dimensionamento, levando em conta o estado-limite de serviço de deslocamento lateral excessivo.

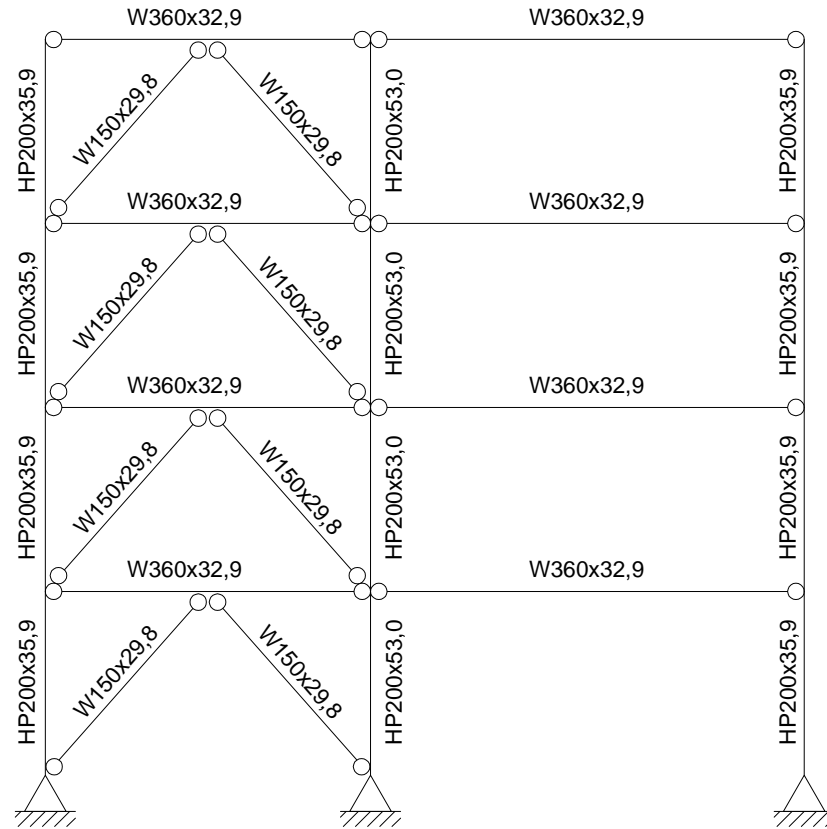


Figura 4.6 - Modelo estrutural e seções adotadas para o pórtico de quatro pavimentos.

Este pórtico foi modelado no programa de análise Ftool, obtendo assim os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  para cada uma das combinações utilizadas, apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de quatro pavimentos ( $i = 1$  a 4)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	0,85	1,26	1,26	0,90
$u_{21}$	2,07	2,84	2,57	1,62
$u_{31}$	3,55	4,59	3,94	2,25
$u_{41}$	5,07	6,28	5,19	2,69

Este pórtico também foi modelado no programa de análise SAP 2000 para realização da análise não-linear geométrica. Com isso foram obtidos os deslocamentos laterais  $u_{ij}$ , para as três combinações últimas normais, apresentados Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de quatro pavimentos ( $i = 1$  a 4)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	0,86	1,27	1,27
$u_{22}$	2,08	2,86	2,58
$u_{32}$	3,58	4,61	3,95
$u_{42}$	5,10	6,31	5,20

O passo seguinte foi a substituição das barras de contraventamento pela alvenaria, utilizando o modelo de bielas e tirantes. Para isso foram calculados inicialmente os comprimentos de contato para cada pavimento.

Na Tabela 4.11 são apresentados os valores utilizados para o cálculo do comprimento de contato para o pórtico de quatro pavimentos. Para o valor de  $I_p$ , que é o momento de inércia do pilar, foi utilizada a média entre as inércias do pilar da esquerda e do pilar central do pórtico apresentado na Figura 4.5. Nos quatro pavimentos o pilar da esquerda possui inércia de  $3437,45 \text{ cm}^4$  e o pilar central,  $4977,34 \text{ cm}^4$ .

Tabela 4.11 - Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato – Caso A2

Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato						
$E_{painei}$ (MPa)	$t$ (cm)	$h$ (cm)	$E_p$ (MPa)	$I_p$ ( $\text{cm}^4$ )	$L'$ (cm)	$\theta$
1750	15	305	200000	4207,4	600	$26,95^\circ$

O valor de  $h$  foi utilizado considerando o pé-direito estrutural de 340 cm e a viga do pórtico com altura de 35 cm (W 360x32,9). O comprimento de contato, apresentado na expressão (4.3), será o mesmo para os quatro pavimentos, já que os valores utilizados na expressão são os mesmos para esses pavimentos.

$$\alpha = \frac{\pi}{2 \cdot \sqrt[4]{\frac{1750 \cdot 15}{4 \cdot 200000 \cdot 4207,4 \cdot 305}} \cdot \text{sen}(2 \cdot 26,95)} = 131,0 \text{ cm} \quad (4.3)$$

Depois de calculado o comprimento de contato entre o pórtico e o painel, foi realizada a modelagem do pórtico no programa de análise Ftool, substituindo as barras de contraventamento pelo modelo de bielas e tirantes. A largura das seções transversais, tanto das bielas quanto dos tirantes, é a largura do bloco, que neste caso é 15 cm. A altura das seções transversais das bielas é a metade da largura da faixa diagonal formada a partir dos comprimentos de contato, conforme Figura 2.6, que é  $\sqrt{2} \cdot \alpha/2$ . Já a altura da seção transversal do tirante é a metade da diagonal do painel.

Na Figura 4.7 está representado o pórtico de quatro pavimentos com as barras do modelo de bielas e tirantes, com as ações aplicadas com seus valores característicos, e na Figura 4.8 está apresentada a numeração dessas barras.

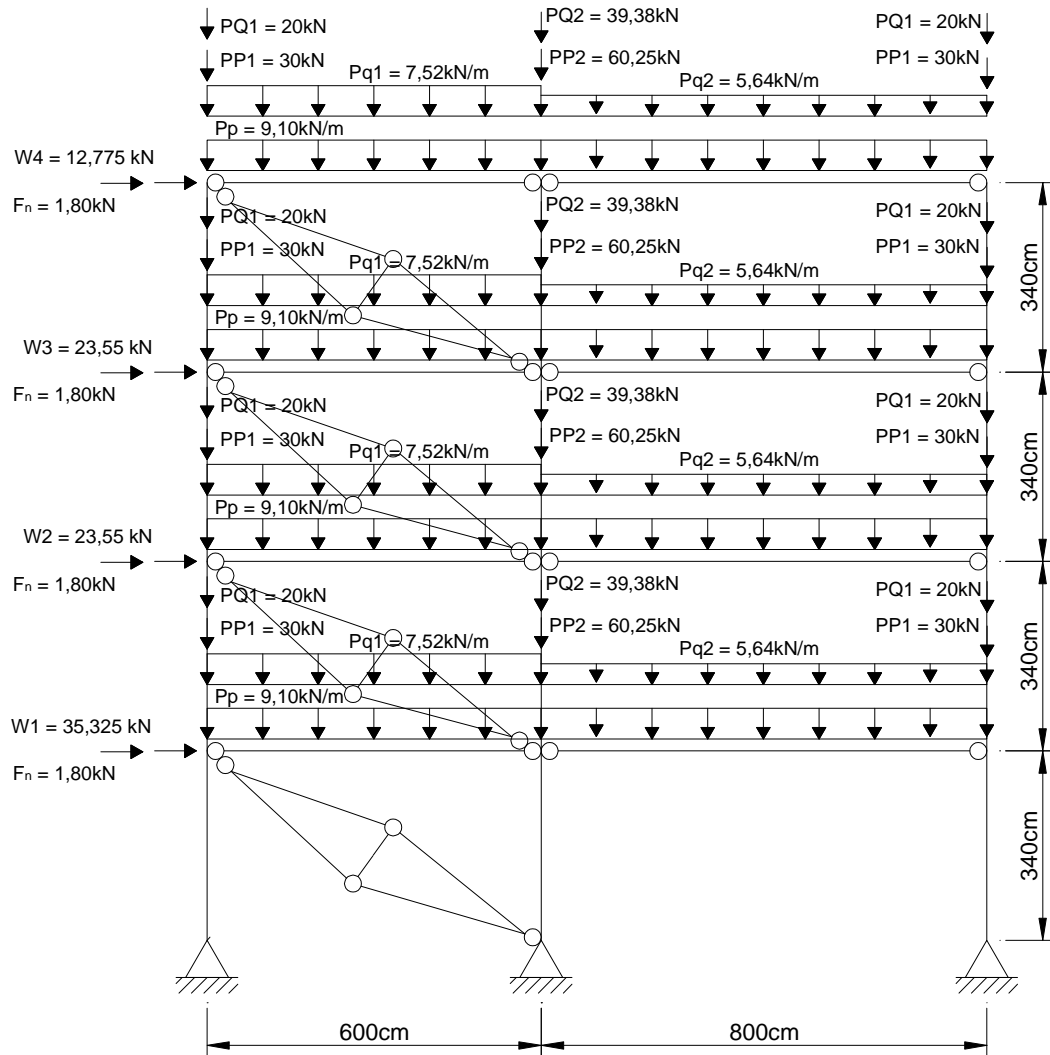


Figura 4.7 - Pórtico de quatro pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.

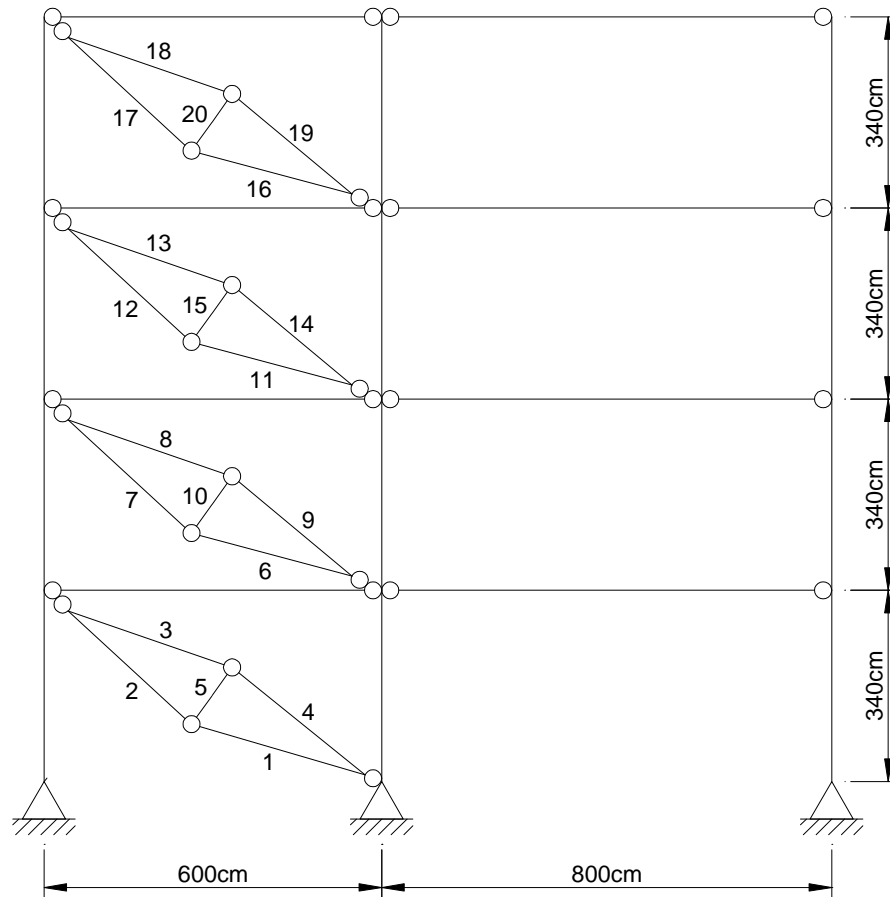


Figura 4.8 - Pórtico de quatro pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.

Na Tabela 4.12 estão apresentados os esforços solicitantes, em kN, obtidos para todas as barras do modelo de bielas e tirantes para as três combinações últimas normais.

Foram obtidos também os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  para cada uma das combinações utilizadas, apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.12 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem – Caso A2

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-52,553	1	-84,391	1	-84,205
2	-48,936	2	-78,582	2	-78,409
3	-52,553	3	-84,391	3	-84,205
4	-48,936	4	-78,582	4	-78,409
5	+13,685	5	+21,976	5	+21,928
6	-33,271	6	-53,440	6	-53,514
7	-30,981	7	-49,762	7	-49,831
8	-33,271	8	-53,440	8	-53,514
9	-30,981	9	-49,762	9	-49,831
10	+8,664	10	+13,916	10	+13,935
11	-20,428	11	-32,602	11	-32,593
12	-19,022	12	-30,358	12	-30,349
13	-20,428	13	-32,602	13	-32,593
14	-19,022	14	-30,358	14	-30,349
15	+5,320	15	+8,490	15	+8,487
16	-7,495	16	-11,975	16	-12,095
17	-6,979	17	-11,151	17	-11,262
18	-7,495	18	-11,975	18	-12,095
19	-6,979	19	-11,151	19	-11,262
20	+1,952	20	+3,118	20	+3,150

Tabela 4.13 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de quatro pavimentos ( $i = 1$  a 4)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	1,09	2,66	3,21	2,50
$u_{21}$	2,40	5,09	5,87	4,38
$u_{31}$	3,90	7,34	8,04	5,74
$u_{41}$	5,45	9,28	9,67	6,58

Este pórtico também foi modelado no programa SAP 2000 para realização da análise não-linear geométrica, obtendo assim novos esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes, apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica – Caso A2

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-52,730	1	-85,214	1	-84,844
2	-49,102	2	-79,351	2	-79,007
3	-52,730	3	-85,214	3	-84,844
4	-49,102	4	-79,351	4	-79,007
5	+13,733	5	+22,196	5	+22,100
6	-33,846	6	-54,218	6	-53,896
7	-31,517	7	-50,487	7	-50,187
8	-33,846	8	-54,218	8	-53,896
9	-31,517	9	-50,487	9	-50,187
10	+8,814	10	+14,121	10	+14,037
11	-20,793	11	-33,846	11	-32,876
12	-19,362	12	-30,820	12	-30,614
13	-20,793	13	-33,846	13	-32,876
14	-19,362	14	-30,820	14	-30,614
15	+5,415	15	+8,619	15	+8,562
16	-7,686	16	-11,995	16	-11,888
17	-7,157	17	-11,169	17	-11,070
18	-7,686	18	-11,995	18	-11,888
19	-7,157	19	-11,169	19	-11,070
20	+2,001	20	+3,123	20	+3,096

Com a análise não-linear geométrica, também foram obtidos os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  ocorridos, para as três combinações últimas normais, conforme Tabela 4.15.

Tabela 4.15 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de quatro pavimentos ( $i = 1$  a 4)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	1,11	2,70	3,24
$u_{22}$	2,45	5,18	5,91
$u_{32}$	3,96	7,45	8,09
$u_{42}$	5,53	9,41	9,74

Os deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de segunda ordem foram bem próximos dos deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem. A relação entre esses deslocamentos laterais não ultrapassou 1,1, não sendo necessária realização de nova análise com redução da rigidez à flexão e da rigidez axial das barras, já que a estrutura foi classificada como estrutura de pequena deslocabilidade.

Na Tabela 4.16 está apresentado um resumo do caso A2, com o deslocamento lateral máximo obtido em cada pavimento para o pórtico contraventado com barras de aço (P.C.) e para o pórtico com o modelo de bielas e tirantes (M.B.T.) e também os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes. Os deslocamentos máximos apresentados têm como único objetivo a classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, tendo em vista que se trata de deslocamentos para as combinações últimas normais.

Tabela 4.16 - Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso A2 (4 pvtos)

Pvto	Deslocamento lateral máximo (mm)				Esforços - M.B.T. (kN)			
	1ª ordem		2ª ordem		1ª ordem		2ª ordem	
	P.C.	M.B.T.	P.C.	M.B.T.	Bielas	Tirantes	Bielas	Tirantes
1º	1,3	3,2	1,3	3,2	-84,4	+22,0	-85,2	+22,2
2º	2,8	5,9	2,9	5,9	-53,5	+13,9	-54,2	+14,1
3º	4,6	8,0	4,6	8,1	-32,6	+8,5	-33,8	+8,6
4º	6,3	9,7	6,3	9,7	-12,1	+3,2	-12,0	+3,1

### 4.3. CASO A3 – PÓRTICO CONTRAVENTADO DE OITO PAVIMENTOS

O terceiro caso estudado foi o pórtico contraventado de oito pavimentos. Este pórtico foi apresentado por Pires Filho (2011) e é mostrado na Figura 4.9, com os valores característicos das ações. As ações gravitacionais concentradas ( $PP$  e  $PQ$ ) e as ações gravitacionais distribuídas ( $Pp$  e  $Pq$ ) são as mesmas nos oito pavimentos. Também estão representadas as ações horizontais devidas ao vento e à força nocional.

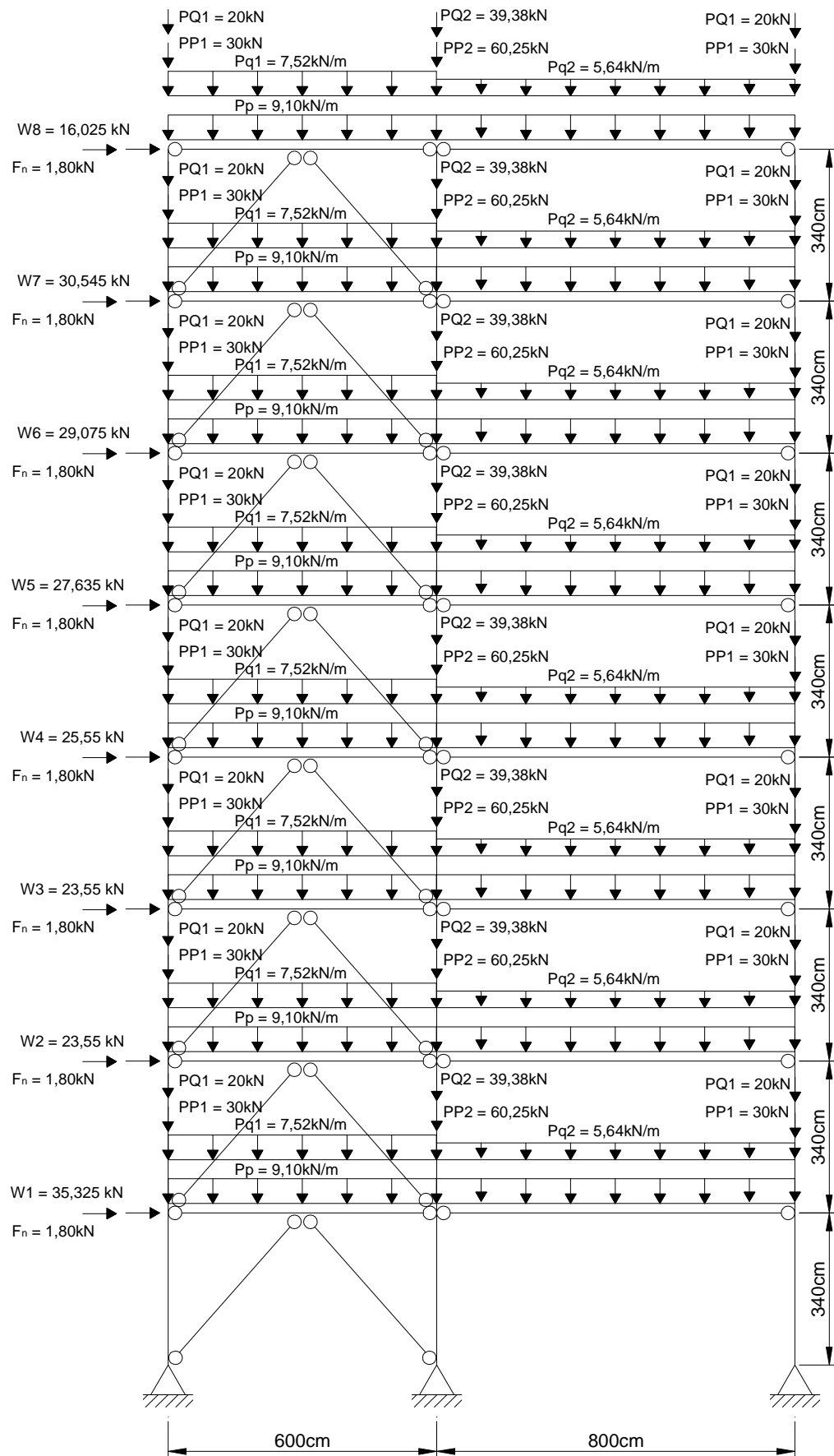


Figura 4.9 - Pórtico contraventado de oito pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

Na Figura 4.10 é apresentado o modelo estrutural e as seções utilizadas para as barras deste pórtico, definidas por Pires Filho (2011) por meio de um pré-dimensionamento, levando em conta o estado-limite de serviço de deslocamento lateral excessivo.

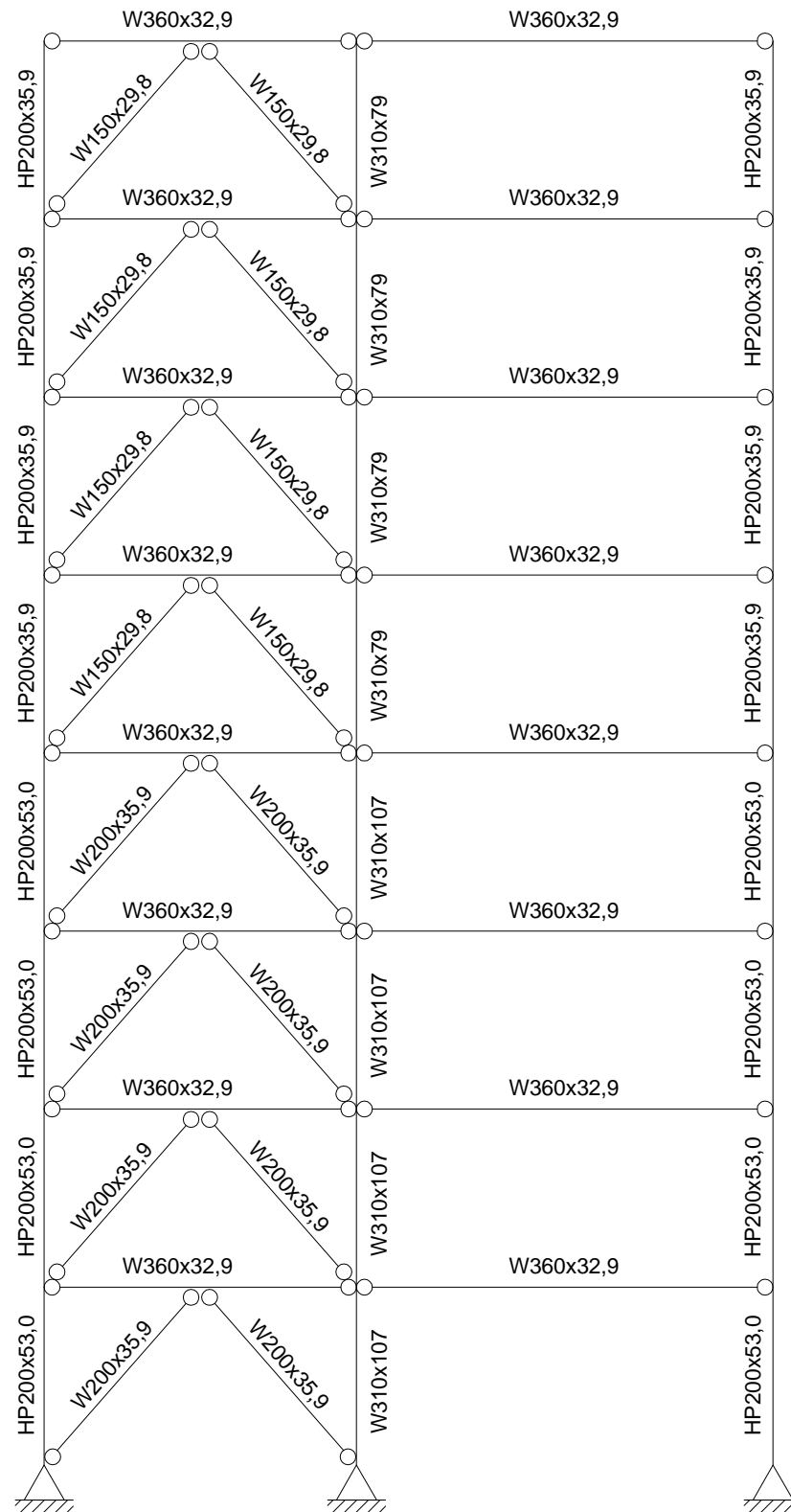


Figura 4.10 - Modelo estrutural e seções adotadas para as barras do pórtico plano de oito pavimentos.

Este pórtico foi modelado no programa de análise Ftool, obtendo assim os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  ocorridos no topo de cada pavimento  $i$ , para cada uma das combinações utilizadas, apresentados na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de oito pavimentos ( $i = 1$  a 8)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	1,55	2,40	2,40	1,67
$u_{21}$	3,67	5,75	5,66	3,84
$u_{31}$	6,29	9,84	9,68	6,49
$u_{41}$	9,23	14,40	14,17	9,41
$u_{51}$	12,45	19,36	19,02	12,55
$u_{61}$	15,67	24,33	23,89	15,69
$u_{71}$	18,78	29,11	28,58	18,68
$u_{81}$	21,65	33,58	32,95	21,41

Este pórtico também foi modelado no programa de análise SAP 2000 para realização da análise não-linear geométrica. Com isso foram obtidos os deslocamentos laterais  $u_{ij}$ , para as três combinações últimas normais, apresentados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de oito pavimentos ( $i = 1$  a 8)

Deslocamentos laterais $\delta_i$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	1,57	2,42	2,41
$u_{22}$	3,72	5,82	5,69
$u_{32}$	6,39	9,98	9,75
$u_{42}$	9,39	14,62	14,27
$u_{52}$	12,67	19,66	19,16
$u_{62}$	15,96	24,73	24,08
$u_{72}$	19,14	29,59	28,81
$u_{82}$	22,06	34,14	33,22

O passo seguinte foi a substituição das barras de contraventamento pela alvenaria, utilizando o modelo de bielas e tirantes. Para isso foram calculados inicialmente os comprimentos de contato para cada pavimento.

Na Tabela 4.19 são apresentados os valores utilizados para o cálculo do comprimento de contato para o pórtico de oito pavimentos. Para o valor de  $I_p$ , que é o momento de inércia do pilar, foi utilizada a média entre as inércias do pilar da esquerda e do pilar central do pórtico apresentado na Figura 4.8. Nos quatro primeiros pavimentos o pilar da esquerda possui inércia de  $4977,34 \text{ cm}^4$  e o pilar central,  $24838,66 \text{ cm}^4$ . Nos quatro pavimentos superiores o pilar da esquerda possui inércia de  $3437,45 \text{ cm}^4$  e o pilar central,  $16315,58 \text{ cm}^4$ .

Tabela 4.19 - Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato – Caso A3

Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato							
Pavimento	$E_{painel}$ (MPa)	$t$ (cm)	$h$ (cm)	$E_p$ (MPa)	$I_p$ ( $\text{cm}^4$ )	$L'$ (cm)	$\theta$
1° ao 4°	1750	15	305	200000	14908,0	600	26,95°
5° ao 8°	1750	15	305	200000	9876,5	600	26,95°

O valor de  $h$  foi utilizado considerando o pé-direito estrutural de 340 cm e a viga do pórtico com altura de 35 cm (W 360x32,9). O comprimento de contato apresentado na expressão (4.4) será o mesmo para os quatro primeiros pavimentos. Já o comprimento de contato apresentado na expressão (4.5) será o mesmo para os quatro últimos pavimentos.

$$\alpha_{1-4} = \frac{\pi}{2 \cdot \sqrt[4]{\frac{1750 \cdot 15}{4 \cdot 200000 \cdot 14908,0 \cdot 305} \cdot \text{sen}(2 \cdot 26,95^\circ)}} = 179,8 \text{ cm} \quad (4.4)$$

$$\alpha_{5-8} = \frac{\pi}{2 \cdot \sqrt[4]{\frac{1750 \cdot 15}{4 \cdot 200000 \cdot 9876,5 \cdot 305} \cdot \text{sen}(2 \cdot 26,95^\circ)}} = 162,2 \text{ cm} \quad (4.5)$$

Depois de calculados os comprimentos de contato entre o pórtico e o painel, foi realizada a modelagem do pórtico no programa de análise Ftool, substituindo as barras de contraventamento pelo modelo de bielas e tirantes, mantendo as mesmas combinações e os mesmos carregamentos já mostrados. A largura das seções transversais, tanto das bielas quanto dos tirantes, é a largura do bloco, que neste caso é 15 cm. A altura das seções transversais das bielas é a metade da largura da faixa diagonal formada a partir dos comprimentos de contato, conforme Figura 2.6, que é  $\sqrt{2} \cdot \alpha / 2$ . Já a altura da seção transversal do tirante é a metade da diagonal do painel.

Na Figura 4.11 está representado o pórtico de oito pavimentos com as barras do modelo de bielas e tirantes, com as ações aplicadas com seus valores característicos, e na Figura 4.12 está apresentada a numeração dessas barras.

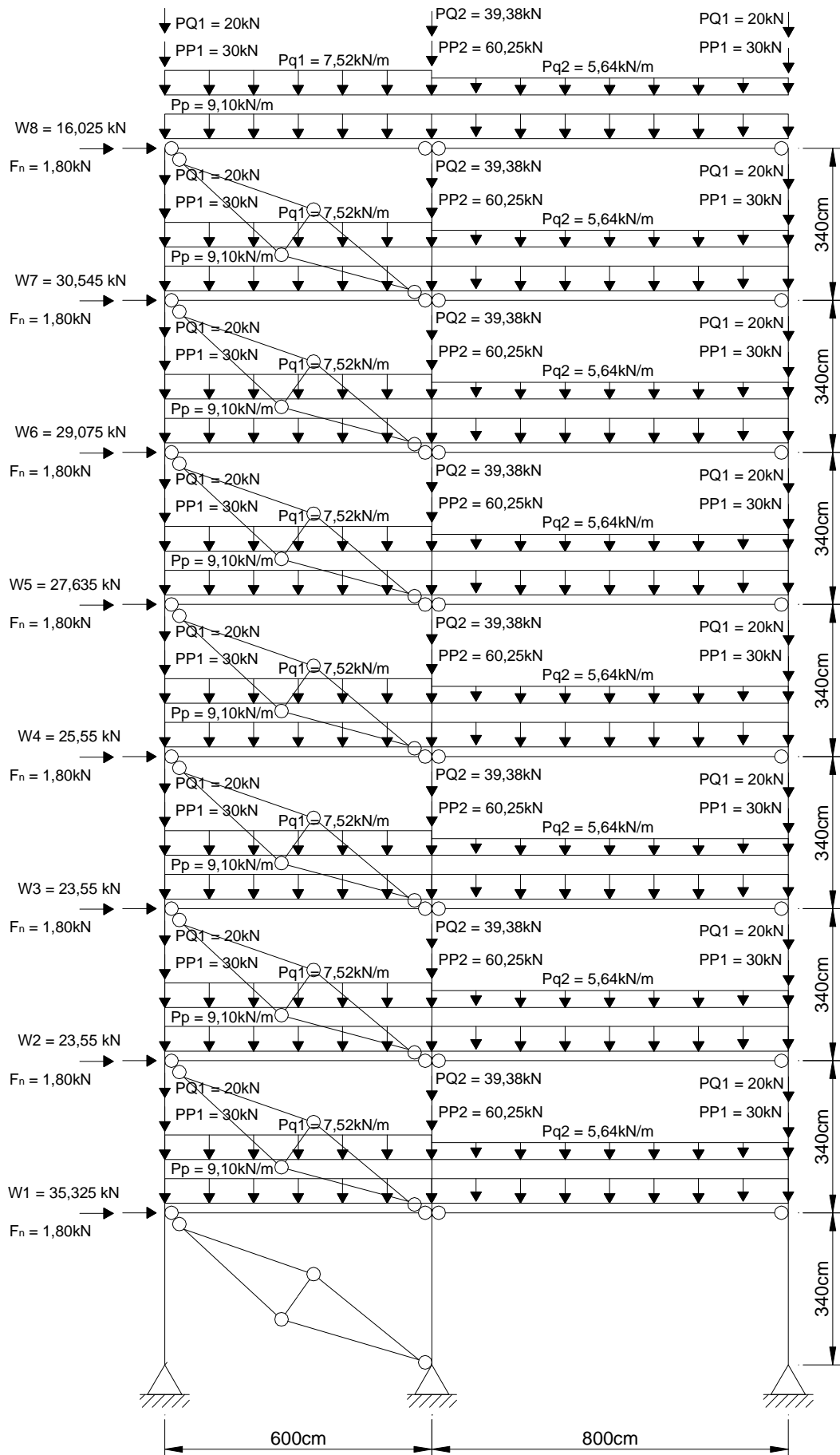


Figura 4.11 - Pórtico de oito pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.

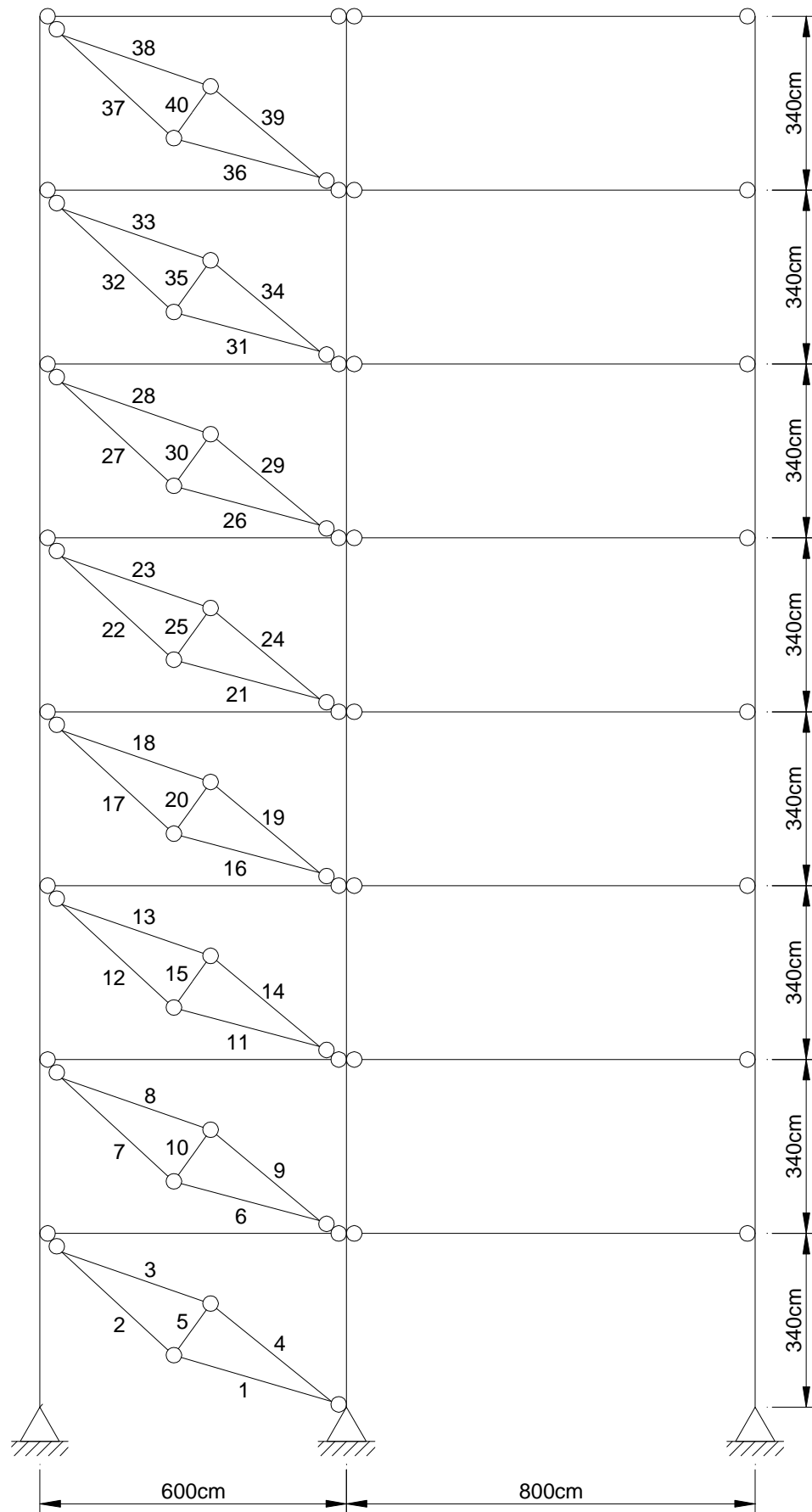


Figura 4.12 - Pórtico de oito pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.

Na Tabela 4.20 estão apresentados os esforços solicitantes, em kN, obtidos para as barras do modelo de bielas e tirantes.

Tabela 4.20 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-119,558	1	-193,081	1	-192,946
2	-108,566	2	-175,330	2	-175,207
3	-119,558	3	-193,081	3	-192,946
4	-108,566	4	-175,330	4	-175,207
5	+41,888	5	+67,648	5	+67,600
6	-96,087	6	-155,202	6	-155,241
7	-87,255	7	-140,937	7	-140,972
8	-96,087	8	-155,202	8	-155,241
9	-87,255	9	-140,937	9	-140,972
10	+33,665	10	+54,377	10	+54,391
11	-85,141	11	-137,407	11	-137,354
12	-77,315	12	-124,776	12	-124,727
13	-85,141	13	-137,407	13	-137,354
14	-77,315	14	-124,776	14	-124,727
15	+29,830	15	+48,142	15	+48,123
16	-71,217	16	-115,484	16	-115,744
17	-64,670	17	-104,868	17	-105,104
18	-71,217	18	-115,484	18	-115,744
19	-64,670	19	-104,868	19	-105,104
20	+24,951	20	+40,461	20	+40,552

continua...

Tabela 4.20 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem (continuação)

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
21	-57,424	21	-92,329	21	-92,056
22	-52,613	22	-84,594	22	-84,343
23	-57,424	23	-92,329	23	-92,056
24	-52,613	24	-84,594	24	-84,343
25	+18,282	25	+29,395	25	+29,308
26	-41,693	26	-67,430	26	-67,500
27	-38,200	27	-61,781	27	-61,845
28	-41,693	28	-67,430	28	-67,500
29	-38,200	29	-61,781	29	-61,845
30	+13,274	30	+21,468	30	+21,490
31	-25,830	31	-41,544	31	-41,513
32	-23,666	32	-38,063	32	-38,035
33	-25,830	33	-41,544	33	-41,513
34	-23,666	34	-38,063	34	-38,035
35	+8,223	35	+13,226	35	+13,216
36	-9,534	36	-15,361	36	-15,487
37	-8,735	37	-14,074	37	-14,189
38	-9,534	38	-15,361	38	-15,487
39	-8,735	39	-14,074	39	-14,189
40	+3,035	40	+4,890	40	+4,931

Foram obtidos também os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  para cada uma das combinações utilizadas. Na Tabela 4.21 estão apresentados esses deslocamentos laterais.

Tabela 4.21 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de oito pavimentos ( $i = 1$  a 8)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	2,97	6,04	6,81	5,05
$u_{21}$	6,30	12,54	13,99	10,28
$u_{31}$	10,00	19,44	21,49	15,63
$u_{41}$	13,84	26,52	29,02	20,91
$u_{51}$	17,52	33,30	36,44	26,16
$u_{61}$	21,07	39,78	43,40	31,00
$u_{71}$	24,39	45,67	49,66	35,27
$u_{81}$	27,48	50,99	55,24	38,98

Este pórtico com o modelo de bielas e tirantes também foi modelado no programa de análise SAP 2000 para realização da análise não-linear geométrica. Com isso, foram novamente obtidos os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes, apresentados na Tabela 4.22.

Também foram obtidos para a análise não-linear geométrica os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  para as três combinações últimas normais, conforme Tabela 4.23.

Tabela 4.22 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-119,750	1	-194,045	1	-192,188
2	-108,746	2	-176,217	2	-174,531
3	-119,750	3	-194,045	3	-192,188
4	-108,746	4	-176,217	4	-174,531
5	+41,972	5	+68,028	5	+67,377
6	-100,674	6	-162,583	6	-160,578
7	-91,422	7	-147,644	7	-145,823
8	-100,674	8	-162,583	8	-160,578
9	-91,422	9	-147,644	9	-145,823
10	+35,283	10	+56,992	10	+56,289
11	-87,353	11	-140,964	11	-139,095
12	-79,325	12	-128,011	12	-126,314
13	-87,353	13	-140,964	13	-139,095
14	-79,325	14	-128,011	14	-126,314
15	+30,613	15	+49,410	15	+48,755
16	-73,849	16	-119,123	16	-117,512
17	-67,062	17	-108,176	17	-106,713
18	-73,849	18	-119,123	18	-117,512
19	-67,062	19	-108,176	19	-106,713
20	+25,880	20	+41,751	20	+41,187

continua...

Tabela 4.22 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica (continuação)

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
21	-58,692	21	-94,745	21	-93,513
22	-53,776	22	-86,810	22	-85,681
23	-58,692	23	-94,745	23	-93,513
24	-53,776	24	-86,810	24	-85,681
25	+18,690	25	+30,174	25	+29,782
26	-43,063	26	-69,427	26	-68,541
27	-39,456	27	-63,612	27	-62,800
28	-43,063	28	-69,427	28	-68,541
29	-39,456	29	-63,612	29	-62,800
30	+13,712	30	+22,109	30	+21,827
31	-26,690	31	-42,900	31	-42,355
32	-24,454	32	-39,307	32	-38,808
33	-26,690	33	-42,900	33	-42,355
34	-24,454	34	-39,307	34	-38,808
35	+8,498	35	+13,660	35	+13,487
36	-9,613	36	-15,220	36	-14,972
37	-8,808	37	-13,945	37	-13,718
38	-9,613	38	-15,220	38	-14,972
39	-8,808	39	-13,945	39	-13,718
40	+3,061	40	+4,846	40	+4,767

Tabela 4.23 - Deslocamentos laterais obtidos por meio da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de oito pavimentos ( $i = 1$  a 8)

Deslocamentos laterais $\delta_i$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	3,08	6,21	6,87
$u_{22}$	6,63	12,96	14,15
$u_{32}$	10,57	20,14	21,75
$u_{42}$	14,69	27,44	29,36
$u_{52}$	18,63	34,56	36,88
$u_{62}$	22,44	41,30	43,92
$u_{72}$	26,00	47,43	50,25
$u_{82}$	29,30	52,94	55,85

Os deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de segunda ordem foram bem próximos dos deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem. A relação entre esses deslocamentos laterais não ultrapassou 1,1, não sendo necessária assim uma nova análise com redução da rigidez à flexão e da rigidez axial das barras, já que a estrutura foi classificada como estrutura de pequena deslocabilidade.

Na Tabela 4.24 está apresentado um resumo do caso A3, com o deslocamento lateral máximo obtido em cada pavimento para o pórtico contraventado com barras de aço (P.C.) e para o pórtico com o modelo de bielas e tirantes (M.B.T.) e também os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes. Os deslocamentos máximos apresentados têm como único objetivo a classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, tendo em vista que se trata de deslocamentos para as combinações últimas normais.

Tabela 4.24 - Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso A3 (8 pvtos)

Pvto	Deslocamento lateral máximo (mm)				Esforços - M.B.T. (kN)			
	1ª ordem		2ª ordem		1ª ordem		2ª ordem	
	P.C.	M.B.T.	P.C.	M.B.T.	Bielas	Tirantes	Bielas	Tirantes
1°	2,4	6,8	2,4	6,9	-193,1	+67,6	-194,0	+68,0
2°	5,8	14,0	5,8	14,2	-155,2	+54,4	-162,6	+57,0
3°	9,8	21,5	10,0	21,8	-137,4	+48,1	-141,0	+49,4
4°	14,4	29,0	14,6	29,4	-115,2	+40,6	-119,1	+41,8
5°	19,4	36,4	19,7	36,9	-92,3	+29,4	-94,7	+30,2
6°	24,3	43,4	24,7	43,9	-67,5	+21,49	-69,4	+22,1
7°	29,1	49,7	29,6	50,3	-38,1	+13,2	-42,9	+13,7
8°	33,6	55,2	34,1	55,9	-14,2	+4,9	-15,2	+4,8

#### **4.4. EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS ANDARES (CASOS B1, B2 e B3)**

Neste item foram estudados pórticos contraventados pertencentes a um edifício de múltiplos andares, apresentado no item 3.1.3, que foi dimensionado para quatro, seis e oito pavimentos, correspondendo aos casos B1, B2 e B3, respectivamente. A planta baixa do edifício completo é apresentada na Figura A.1 do Apêndice A.

##### **4.4.1. AÇÕES CONSIDERADAS**

As ações consideradas foram as ações permanentes e as ações variáveis (sobrecarga de utilização e as ações horizontais devidas ao vento e às forças nocionais). O cálculo dessas ações é mostrado no Apêndice A.

##### **4.4.2. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS, PILARES E CONTRAVENTAMENTOS**

Primeiramente foi realizada a análise e o dimensionamento das vigas que não pertencem aos pórticos longitudinais com ligações rígidas (eixos 1, 3, 4 e 6) nem aos pórticos transversais contraventados (eixos A e C), conforme Figura 3.8, por meio do programa Vigamix. Os perfis dimensionados para as vigas são apresentadas na Tabela A.10 (Apêndice A).

O passo seguinte foi a análise dos pórticos transversais (eixos A e C) e longitudinais (eixos 1, 3, 4 e 6) por meio do programa Ftool, para posterior dimensionamento das barras desses pórticos. Essas etapas (análise e dimensionamento) estão apresentadas no Anexo A deste trabalho.

Na Figura 4.13 está representado o pórtico de quatro pavimentos (caso B1) com o valor característico das ações. Nesta figura estão representadas as ações horizontais  $W$  e  $F_n$  e as ações verticais (iguais em todos os pavimentos), sendo  $PP$  e  $PQ$  as ações gravitacionais concentradas e  $Pp$  as ações gravitacionais distribuídas.

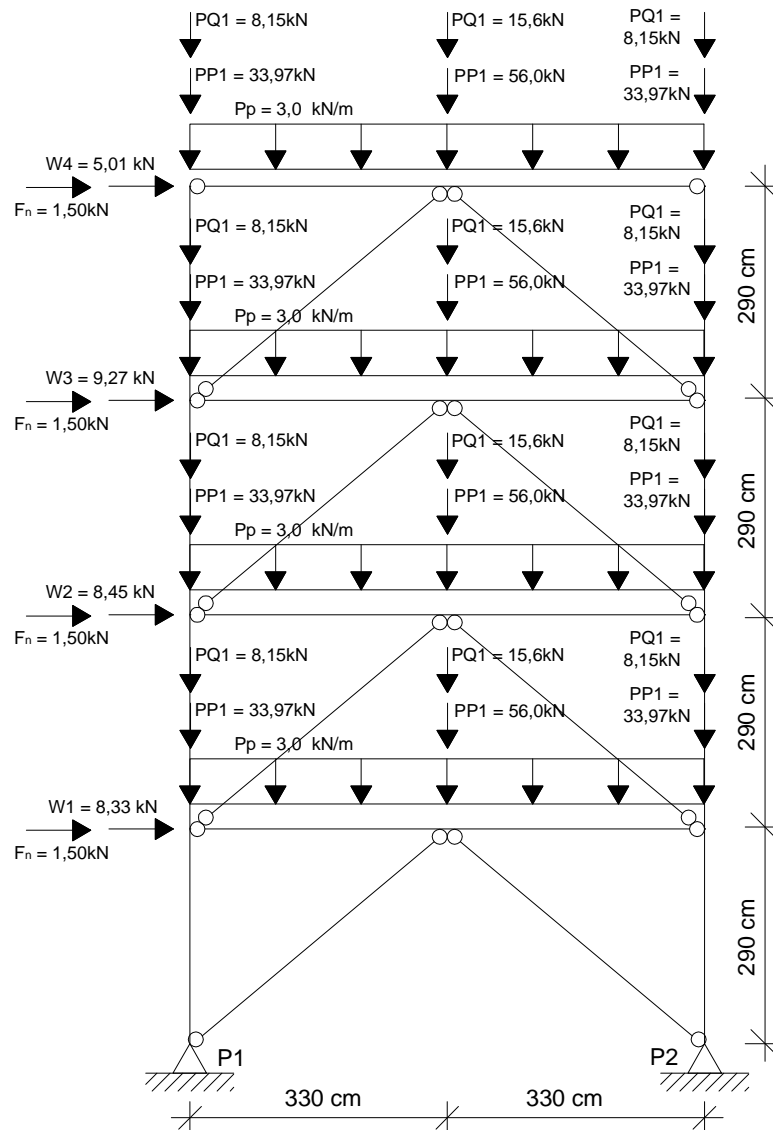


Figura 4.13 - Pórtico contraventado de quatro pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

Nas Figuras 4.14 e 4.15 são mostradas as ações com seus valores característicos para os casos B2 e B3, respectivamente. Nesta figura estão representadas as ações horizontais  $W$  e  $F_n$  e as ações verticais (iguais em todos os pavimentos), sendo  $PP$  e  $PQ$  as ações gravitacionais concentradas e  $Pp$  as ações gravitacionais distribuídas.

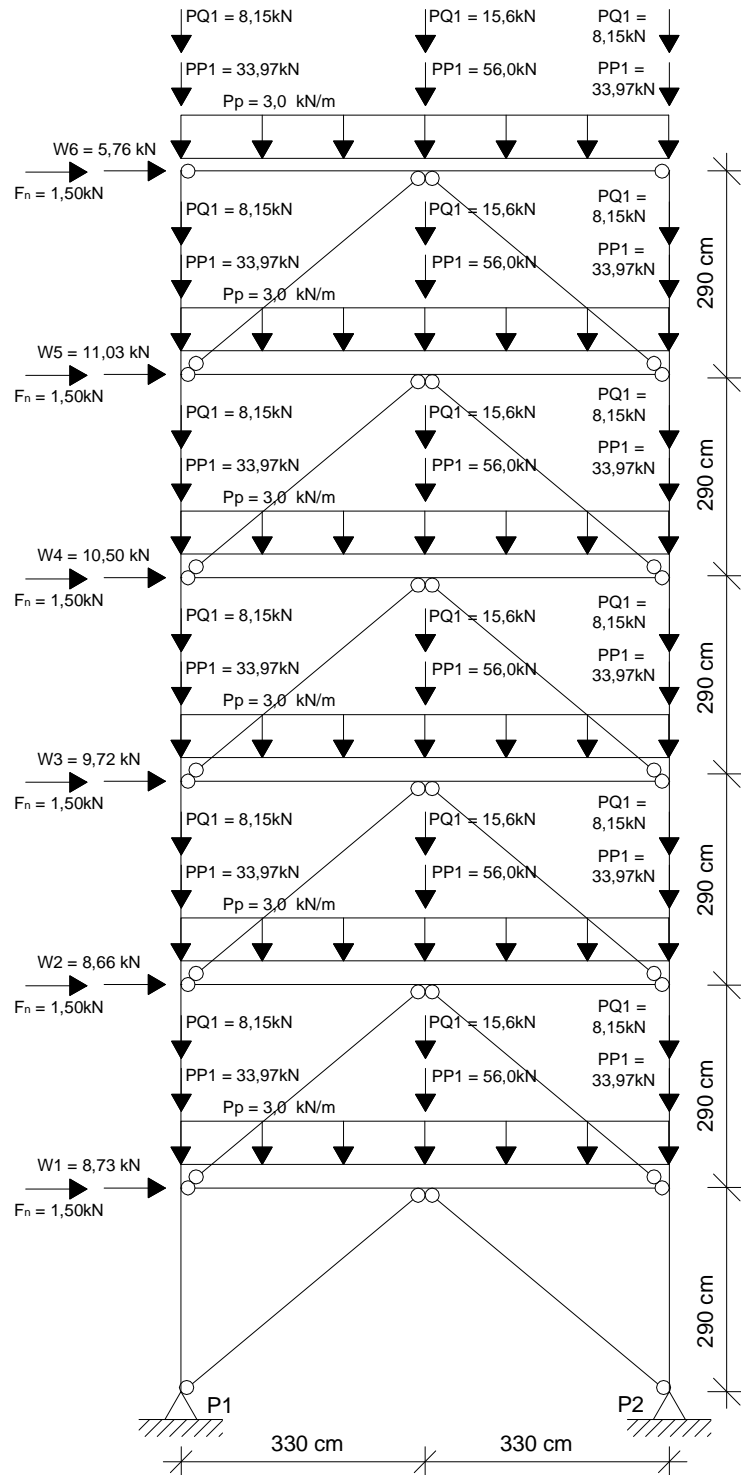


Figura 4.14 - Pórtico contraventado de seis pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

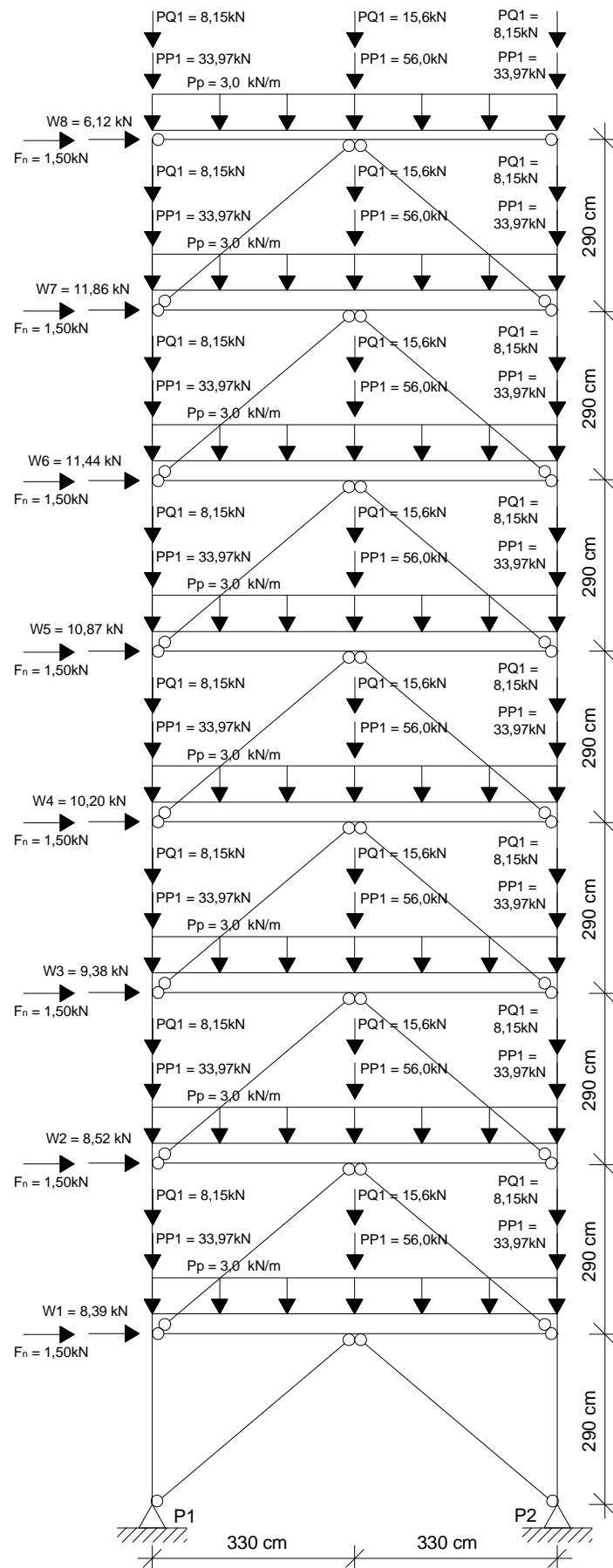


Figura 4.15 - Pórtico contraventado de oito pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

Na Figura 4.16 são apresentados o modelo estrutural e as seções dimensionadas para o pórtico transversal de quatro pavimentos (caso B1).

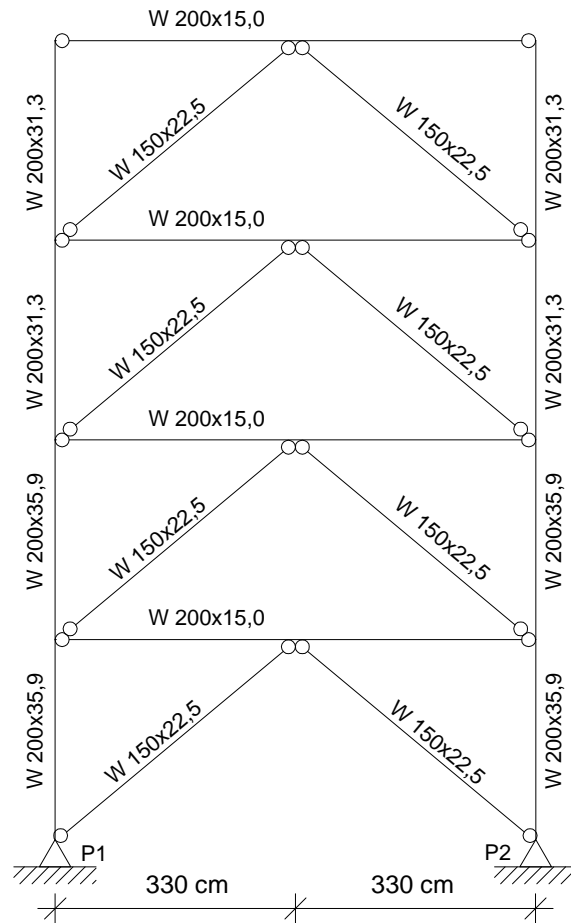


Figura 4.16 - Perfis utilizados no pórtico transversal – Caso B1.

Nas Figuras 4.17 e 4.18 são apresentados o modelo estrutural e as seções dimensionadas para os pórticos transversais de seis e oito pavimentos (casos B2 e B3), respectivamente.

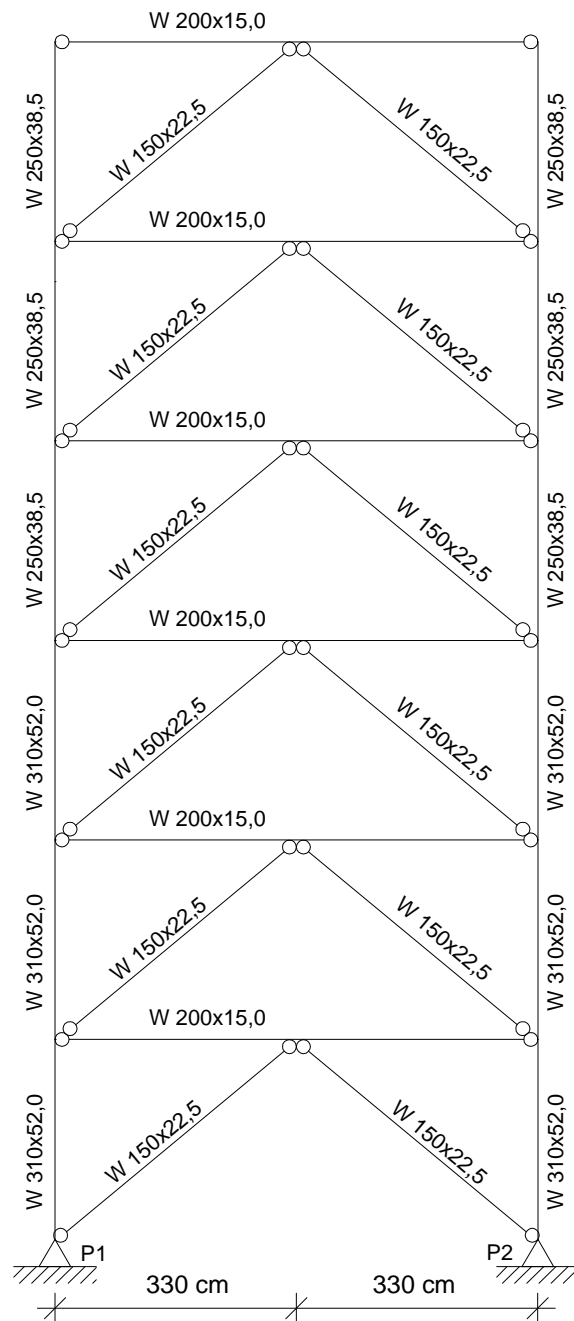


Figura 4.17 - Perfis utilizados no pórtico transversal – Caso B2.

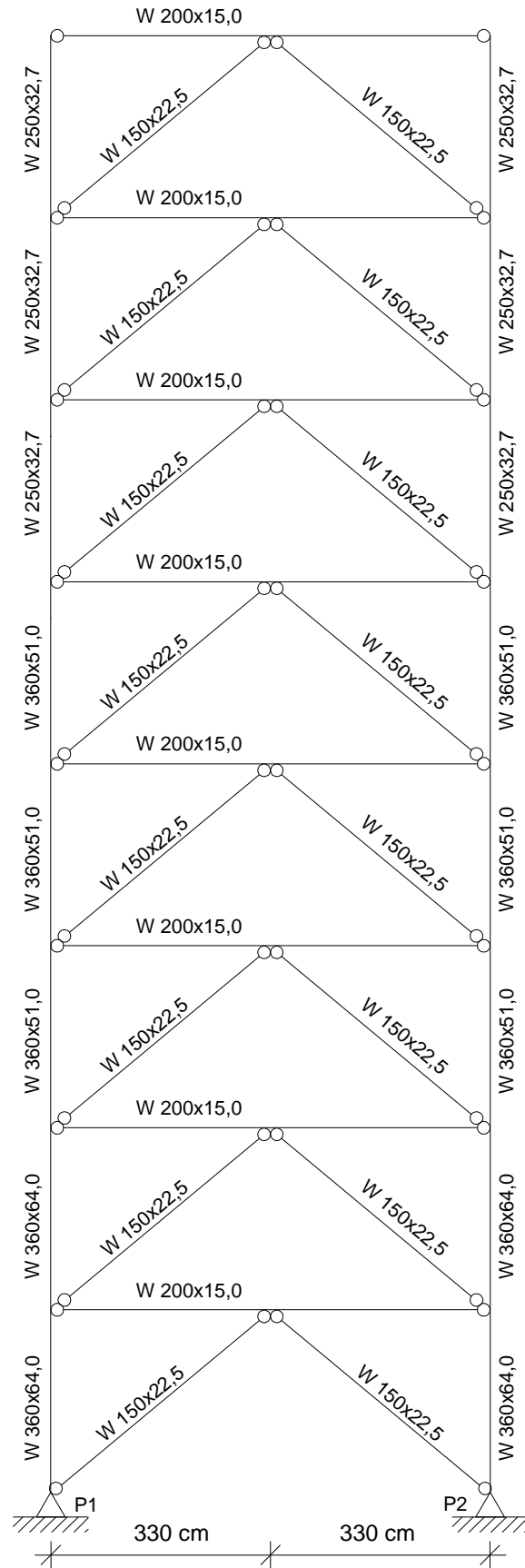


Figura 4.18 - Perfis utilizados no pórtico transversal – Caso B3.

Estes pórticos foram modelados no programa de análise Ftool, obtendo assim os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  no topo de cada pavimento  $i$ , para cada caso e para cada uma das combinações de ações. O coeficiente  $j$  representa o tipo de análise realizada ( $j = 1$  para análise de primeira ordem e  $j = 2$  para análise de segunda ordem).

Nas Tabelas 4.25, 4.26 e 4.27 estão apresentados os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  para os casos B1, B2 e B3, respectivamente, por meio da análise de primeira ordem.

Tabela 4.25 - Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de quatro pavimentos ( $i = 1$  a 4)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	0,93	1,06	0,84	0,37
$u_{21}$	1,23	1,52	1,30	0,66
$u_{31}$	1,45	1,86	1,65	0,88
$u_{41}$	1,03	1,58	1,58	0,98

Tabela 4.26 - Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de seis pavimentos ( $i = 1$  a 6)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	1,18	1,44	1,23	0,62
$u_{21}$	1,76	2,36	2,14	1,21
$u_{31}$	2,31	3,21	2,99	1,76
$u_{41}$	2,79	3,95	3,74	2,24
$u_{51}$	3,18	4,56	4,34	2,63
$u_{61}$	2,91	4,52	4,52	2,88

Tabela 4.27 - Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico contraventado de oito pavimentos ( $i = 1$  a 8)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	1,41	1,82	1,60	0,86
$u_{21}$	2,30	3,21	2,99	1,76
$u_{31}$	3,20	4,62	4,40	2,68
$u_{41}$	4,11	6,04	5,82	3,60
$u_{51}$	4,98	7,39	7,17	4,48
$u_{61}$	5,77	8,62	8,41	5,27
$u_{71}$	6,46	9,71	9,49	5,97
$u_{81}$	6,50	10,15	10,15	6,53

Estes três pórticos contraventados também foram modelados no programa de análise SAP 2000 para realização da análise não-linear geométrica. Com isso, foram obtidos os deslocamentos laterais  $u_{ij}$  para as três combinações últimas normais e para cada caso estudado, dados nas Tabelas 4.28, 4.29 e 4.30.

Tabela 4.28 - Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de quatro pavimentos ( $i = 1$  a 4)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	0,94	1,06	0,85
$u_{22}$	1,24	1,53	1,31
$u_{32}$	1,46	1,87	1,65
$u_{42}$	1,03	1,58	1,58

Tabela 4.29 - Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de seis pavimentos ( $i = 1$  a 6)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	1,19	1,47	1,25
$u_{22}$	1,79	2,40	2,18
$u_{32}$	2,35	3,26	3,04
$u_{42}$	2,83	4,02	3,80
$u_{52}$	3,22	4,63	4,41
$u_{62}$	2,96	4,60	4,59

Tabela 4.30 - Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico contraventado de oito pavimentos ( $i = 1$  a 8)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	1,42	1,83	1,61
$u_{22}$	2,32	3,23	3,00
$u_{32}$	3,22	4,65	4,42
$u_{42}$	4,14	6,08	5,84
$u_{52}$	5,01	7,44	7,20
$u_{62}$	5,80	8,68	8,44
$u_{72}$	6,50	9,77	9,53
$u_{82}$	6,55	10,22	10,20

#### **4.4.3. MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO O MODELO DE BIELAS E TIRANTES EM SUBSTITUIÇÃO ÀS BARRAS DE CONTRAVENTAMENTO**

Depois de realizado o dimensionamento das barras do pórtico transversal, que é o pórtico contraventado, para os três casos, foi feita a avaliação da contribuição da alvenaria de blocos de concreto celular autoclavado no enrijecimento desses pórticos, substituindo as barras de contraventamento pela alvenaria utilizando o modelo de bielas e tirantes, proposto por Alvarenga (2002), já apresentado no item 2.2.

Nesta etapa foram calculados os comprimentos de contato ( $\alpha$ ) para cada pavimento de cada pórtico, conforme a expressão (4.1). Alguns valores utilizados no cálculo dos comprimentos de contatos são apresentados na Tabela 4.31.

Tabela 4.31 - Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato – Casos B1, B2 e B3

Valores utilizados no cálculo do comprimento de contato				
$E_{painei}$ (MPa)	$t$ (cm)	$h$ (cm)	$E_p$ (MPa)	$\theta$
1750	15	270	200000	22,25°

O valor de  $h$  foi utilizado considerando o pé-direito estrutural de 290 cm e a viga do pórtico com altura de 20 cm (W 200x15,0). O valor de  $I_p$  varia de acordo com o perfil adotado para os pilares em cada pavimento de cada caso (B1, B2 e B3). Em todos os três casos, para cada pavimento, o pilar da esquerda possui o mesmo perfil do pilar da direita. Logo, o  $I_p$  adotado para cada caso foi a inércia de um dos pilares. Nas Tabelas 4.32, 4.33 e 4.34 são apresentados, para os casos B1, B2 e B3, respectivamente, os perfis adotados para os pilares, a inércia  $I_p$  e o comprimento de contato para cada pavimento.

Tabela 4.32 - Comprimento de contato em cada pavimento para o Caso B1

Pavimento	Pilar		Comprimento de contato $\alpha$ (cm)
	Perfil	Inércia (cm <sup>4</sup> )	
1° e 2°	W 200x35,9	764,3	86,0
3° e 4°	W 200x31,3	409,7	73,6

Tabela 4.33 - Comprimento de contato em cada pavimento para o Caso B2

Pavimento	Pilar		Comprimento de contato $\alpha$ (cm)
	Perfil	Inércia (cm <sup>4</sup> )	
1°, 2° e 3°	W 310x52,0	1026,1	92,5
4°, 5° e 6°	W 250x38,5	593,8	80,7

Tabela 4.34 - Comprimento de contato em cada pavimento para o Caso B3

Pavimento	Pilar		Comprimento de contato $\alpha$ (cm)
	Perfil	Inércia (cm <sup>4</sup> )	
1° e 2°	W 360x64,0	1884,0	107,7
3°, 4° e 5°	W 360x51,0	968,3	91,2
6°, 7° e 8°	W 250x32,7	472,7	76,2

Depois de calculado o comprimento de contato entre o pórtico e o painel, foi realizada a modelagem do pórtico no programa de análise Ftool, substituindo as barras de contraventamento pelo modelo de bielas e tirantes. A espessura, tanto das bielas quanto dos tirantes, é a largura do bloco, que neste caso é 15 cm. A largura das bielas é a metade da faixa central formada por meio do comprimento de contato, conforme já mostrado na Figura 2.6, que é  $\sqrt{2} \cdot \alpha / 2$ . Já a largura do tirante é a metade da diagonal do painel.

Na Figura 4.19 está representado o pórtico de quatro pavimentos (caso B1) com as barras do modelo de bielas e tirantes. Nesta figura estão representadas as ações com seus valores característicos, sendo  $W_i$  e  $F_n$  (em cada pavimento  $i$ ) as ações horizontais,  $PP$  e  $PQ$  as ações gravitacionais concentradas e  $Pp$  as ações gravitacionais distribuídas. Na Figura 4.20 está apresentada a numeração das barras do modelo.

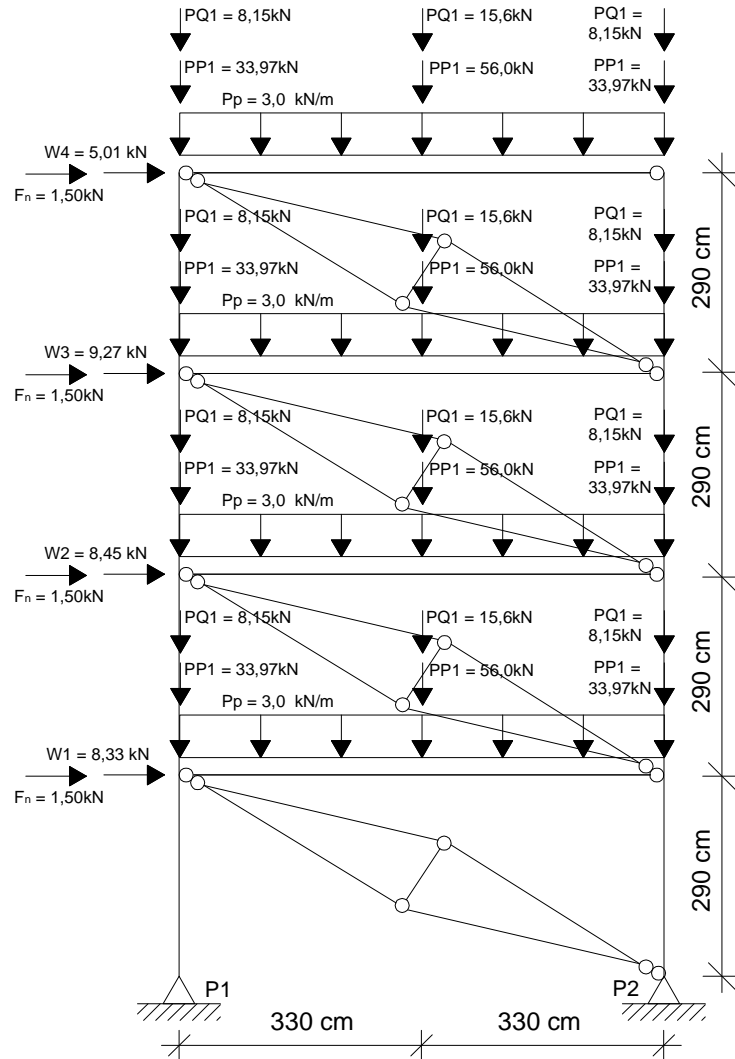


Figura 4.19 - Pórtico com quatro pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.

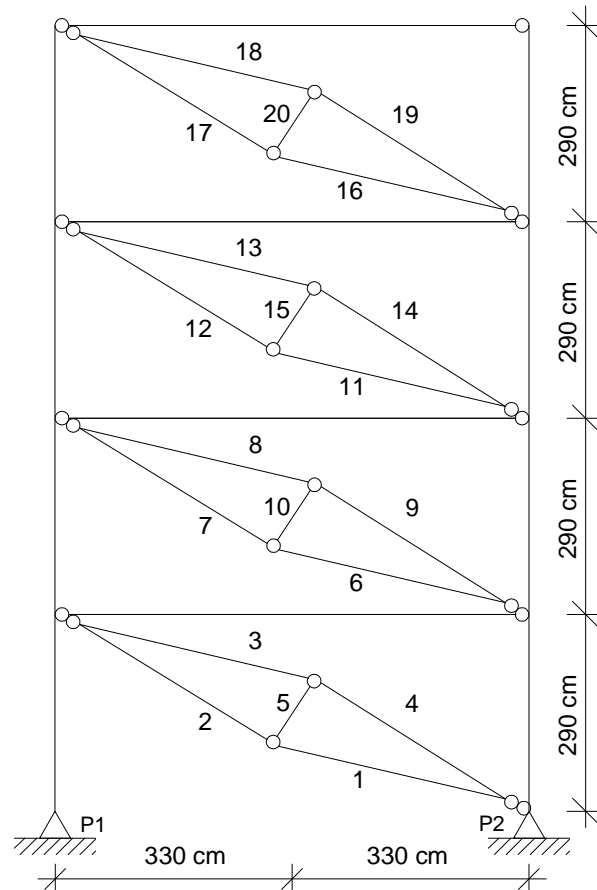


Figura 4.20 - Pórtico com quatro pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.

Na Figura 4.21 está representado o pórtico de seis pavimentos (caso B2) com as barras do modelo de bielas e tirantes. Nesta figura estão representadas as ações com seus valores característicos, sendo  $W_i$  e  $F_n$  (em cada pavimento  $i$ ) as ações horizontais,  $PP$  e  $PQ$  as ações gravitacionais concentradas e  $Pp$  as ações gravitacionais distribuídas. Na Figura 4.22 está apresentada a numeração das barras do modelo.

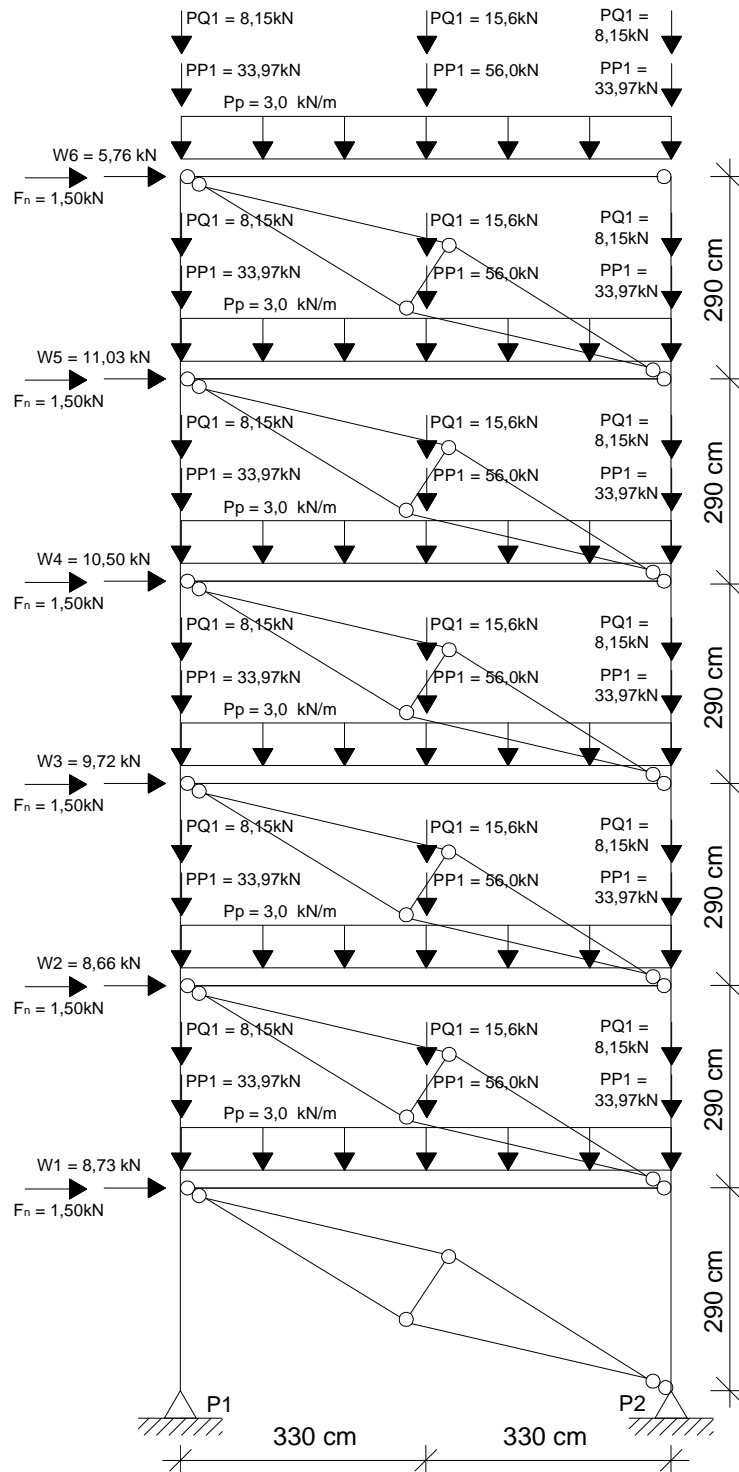


Figura 4.21 - Pórtico com seis pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.

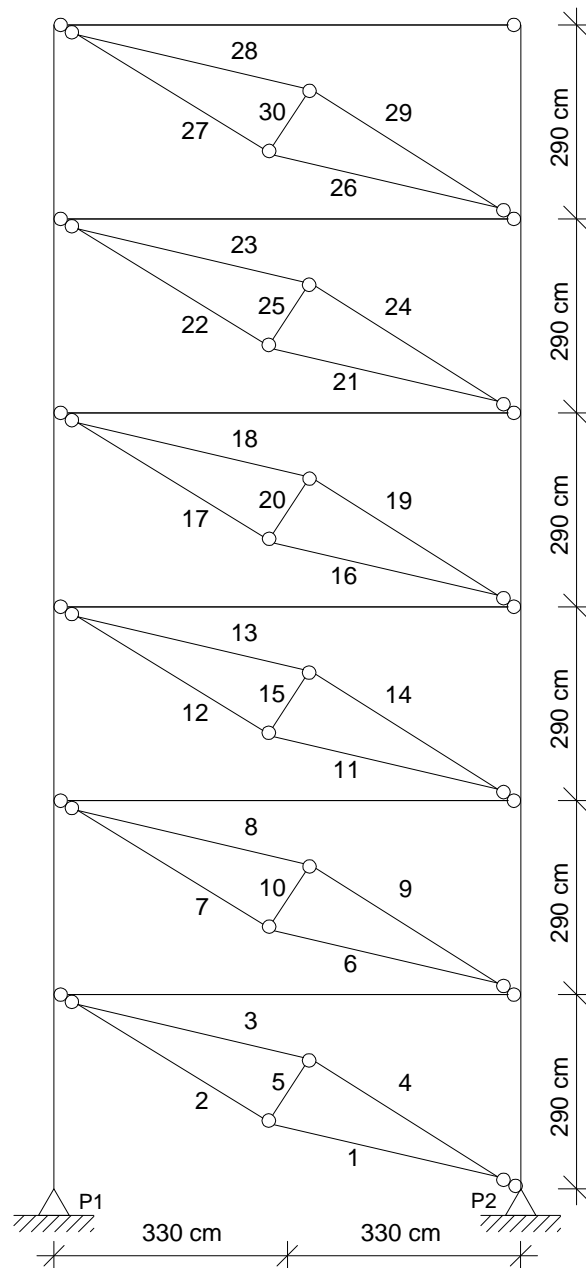


Figura 4.22 - Pórtico com seis pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.

Na Figura 4.23 está representado o pórtico de oito pavimentos (caso B3) com as barras do modelo de bielas e tirantes. Nesta figura estão representadas as ações com seus valores característicos, sendo  $W_i$  e  $F_n$  (em cada pavimento  $i$ ) as ações horizontais,  $PP$  e  $PQ$  as ações gravitacionais concentradas e  $Pp$  as ações gravitacionais distribuídas. Na Figura 4.24 está apresentada a numeração das barras do modelo.

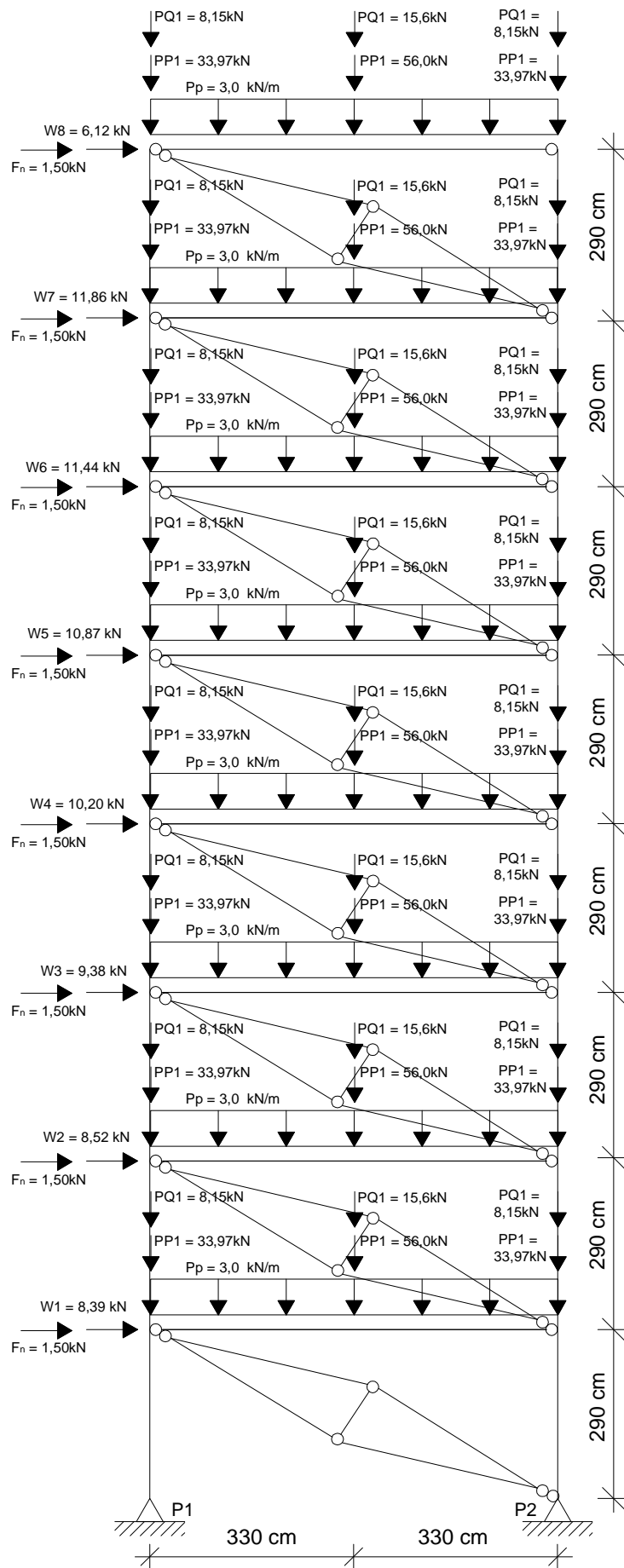


Figura 4.23 - Pórtico com oito pavimentos com o modelo de bielas e tirantes.

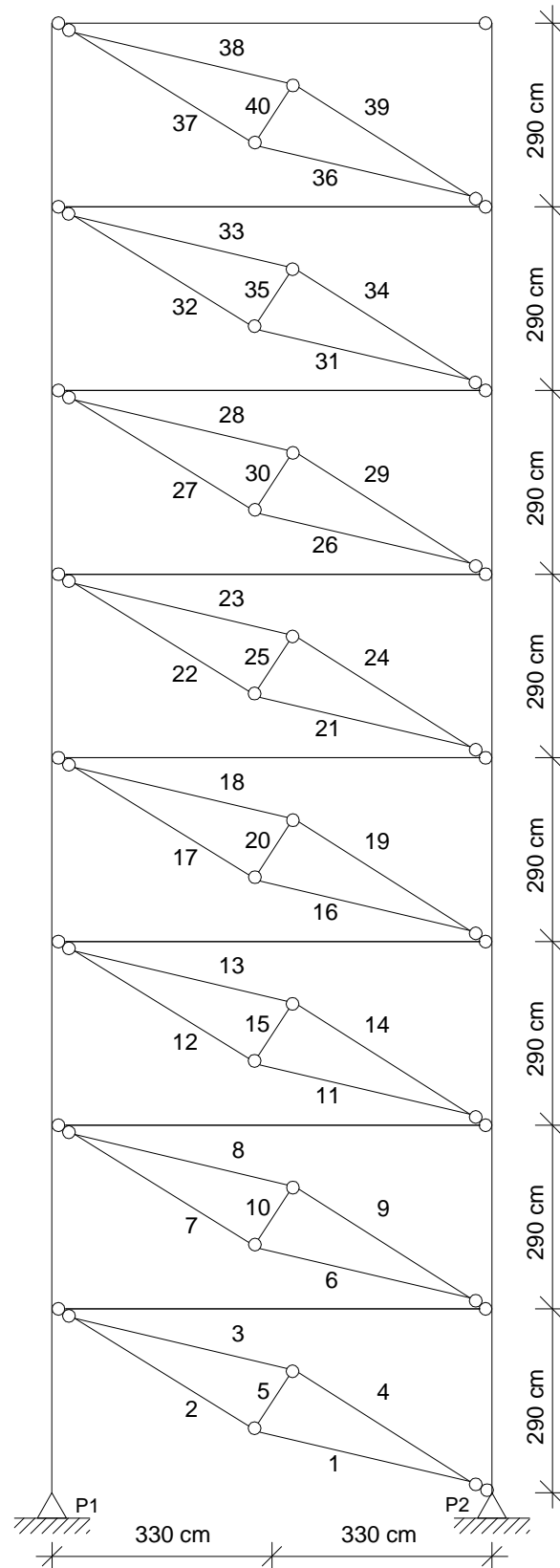


Figura 4.24 - Pórtico com oito pavimentos com a numeração das barras do modelo de bielas e tirantes.

Nas Tabelas 4.35 e 4.36 estão apresentados os esforços solicitantes, em kN, obtidos para todas as barras do modelo de bielas e tirantes para as três combinações últimas normais do caso B1 e B2, respectivamente. As combinações de ações utilizadas foram apresentadas no item 3.3.

Tabela 4.35 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem para o caso B1

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-17,966	1	-27,697	1	-27,691
2	-16,841	2	-25,962	2	-25,956
3	-17,966	3	-27,697	3	-27,691
4	-16,841	4	-25,962	4	-25,956
5	+2,918	5	+4,499	5	+4,498
6	-13,162	6	-20,280	6	-20,285
7	-12,338	7	-19,010	7	-19,015
8	-13,162	8	-20,280	8	-20,285
9	-12,338	9	-19,010	9	-19,015
10	+2,138	10	+3,294	10	+3,295
11	-8,348	11	-12,804	11	-12,801
12	-7,891	12	-12,104	12	-12,102
13	-8,348	13	-12,804	13	-12,801
14	-7,891	14	-12,104	14	-12,102
15	+1,182	15	+1,814	15	+1,813
16	-3,186	16	-4,758	16	-4,762
17	-3,012	17	-4,498	17	-4,502
18	-3,186	18	-4,758	18	-4,762
19	-3,012	19	-4,498	19	-4,502
20	+0,451	20	+0,674	20	+0,675

Tabela 4.36 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem para o caso B2

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-30,853	1	-48,037	1	-48,032
2	-28,756	2	-44,772	2	-44,767
3	-30,853	3	-48,037	3	-48,032
4	-28,756	4	-44,772	4	-44,767
5	+5,442	5	+8,473	5	+8,472
6	-24,720	6	-40,068	6	-40,067
7	-22,972	7	-37,344	7	-37,343
8	-24,720	8	-40,068	8	-40,067
9	-22,972	9	-37,344	9	-37,343
10	+4,537	10	+7,068	10	+7,067
11	-20,843	11	-32,501	11	-32,509
12	-19,427	12	-30,292	12	-30,300
13	-20,843	13	-32,501	13	-32,509
14	-19,427	14	-30,292	14	-30,300
15	+3,677	15	+5,733	15	+5,734
16	-15,317	16	-23,831	16	-23,825
17	-14,401	17	-22,407	17	-22,400
18	-15,317	18	-23,831	18	-23,825
19	-14,401	19	-22,407	19	-22,400
20	+2,375	20	+3,695	20	+3,694
21	-9,548	21	-14,790	21	-14,791
22	-8,977	22	-13,906	22	-13,906
23	-9,548	23	-14,790	23	-14,791
24	-8,977	24	-13,906	24	-13,906
25	+1,480	25	+2,293	25	+2,293
26	-3,567	26	-5,386	26	-5,390
27	-3,353	27	-5,064	27	-5,067
28	-3,567	28	-5,386	28	-5,390
29	-3,353	29	-5,064	29	-5,067
30	+0,553	30	+0,835	30	+0,836

Na Tabela 4.37 estão apresentados os esforços solicitantes, em kN, obtidos para as barras do modelo de bielas e tirantes para as três combinações últimas normais do caso B3.

Tabela 4.37 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes do caso B3, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-43,486	1	-67,911	1	-67,900
2	-39,964	2	-62,410	2	-62,401
3	-43,486	3	-67,911	3	-67,900
4	-39,964	4	-62,410	4	-62,401
5	+9,154	5	+14,296	5	+14,294
6	-38,238	6	-59,821	6	-59,838
7	-35,141	7	-54,976	7	-54,992
8	-38,238	8	-59,821	8	-59,838
9	-35,141	9	-54,976	9	-54,992
10	+8,050	10	+12,593	10	+12,597
11	-33,275	11	-52,069	11	-52,056
12	-31,022	12	-48,544	12	-48,533
13	-33,275	13	-52,069	13	-52,056
14	-31,022	14	-48,544	14	-48,533
15	+5,845	15	+9,146	15	+9,144
16	-27,994	16	-43,857	16	-43,858
17	-26,099	17	-40,888	17	-40,889
18	-27,994	18	-43,857	18	-43,858
19	-26,099	19	-40,888	19	-40,889
20	+4,917	20	+7,704	20	+7,704

continua...

Tabela 4.37 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes do caso B3, em kN, obtidos por meio da análise de primeira ordem (continuação)

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
21	-22,355	21	-35,038	21	-35,049
22	-20,842	22	-32,667	22	-32,676
23	-22,355	23	-35,038	23	-35,049
24	-20,842	24	-32,667	24	-32,676
25	+3,927	25	+6,155	25	+6,157
26	-16,328	26	-25,523	26	-25,513
27	-15,352	27	-23,997	27	-23,988
28	-16,328	28	-25,523	28	-25,513
29	-15,352	29	-23,997	29	-23,988
30	+2,531	30	+3,957	30	+3,955
31	-10,098	31	-15,719	31	-15,721
32	-9,494	32	-14,779	32	-14,781
33	-10,098	33	-15,719	33	-15,721
34	-9,494	34	-14,779	34	-14,781
35	+1,565	35	+2,437	35	+2,437
36	-3,730	36	-5,663	36	-5,667
37	-3,507	37	-5,325	37	-5,328
38	-3,730	38	-5,663	38	-5,667
39	-3,507	39	-5,325	39	-5,328
40	+0,578	40	+0,878	40	+0,879

Foram obtidos também os deslocamentos laterais  $u_{ij}$ , para cada uma das combinações utilizadas para cada caso. Nas Tabelas 4.38, 4.39 e 4.40 estão apresentados os deslocamentos laterais para os casos B1, B2 e B3, respectivamente.

Tabela 4.38 - Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de quatro pavimentos ( $i = 1$  a 4)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	0,73	1,48	1,68	1,26
$u_{21}$	1,27	2,57	2,92	2,19
$u_{31}$	1,61	3,27	3,74	2,82
$u_{41}$	1,73	3,55	4,08	3,08

Tabela 4.39 - Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de seis pavimentos ( $i = 1$  a 6)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	1,63	2,91	3,12	2,21
$u_{21}$	3,08	5,47	5,85	4,14
$u_{31}$	4,29	7,61	8,12	5,75
$u_{41}$	5,22	9,29	9,95	7,07
$u_{51}$	5,82	10,38	11,13	7,92
$u_{61}$	6,14	10,96	11,76	8,37

Tabela 4.40 - Deslocamentos laterais obtidos da análise de primeira ordem ( $j = 1$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de oito pavimentos ( $i = 1$  a 8)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm				
	C1	C2	C3	C4
$u_{11}$	2,22	3,88	4,11	2,95
$u_{21}$	4,34	7,55	7,98	5,72
$u_{31}$	6,45	11,24	11,88	8,49
$u_{41}$	8,35	14,54	15,36	10,95
$u_{51}$	9,98	17,35	18,32	13,04
$u_{61}$	11,24	19,61	20,74	14,83
$u_{71}$	12,16	21,25	22,49	16,11
$u_{81}$	12,81	22,36	23,65	16,93

Estes três pórticos com o modelo de bielas e tirantes também foram modelados no programa de análise SAP 2000, para realização da análise não-linear geométrica. Com isso, foram novamente obtidos os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes para os três casos.

Nas Tabelas 4.41 e 4.42 estão apresentados os esforços solicitantes obtidos pela análise não-linear geométrica para o pórtico de quatro e de seis pavimentos, respectivamente.

Tabela 4.41 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica para o caso B1

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-18,067	1	-27,909	1	-27,848
2	-16,935	2	-26,159	2	-26,102
3	-18,067	3	-27,909	3	-27,848
4	-16,935	4	-26,159	4	-26,102
5	+2,938	5	+4,539	5	+4,529
6	-13,258	6	-20,446	6	-20,400
7	-12,427	7	-19,165	7	-19,121
8	-13,258	8	-20,446	8	-20,400
9	-12,427	9	-19,165	9	-19,121
10	+2,156	10	+3,325	10	+3,318
11	-8,390	11	-12,874	11	-12,849
12	-7,932	12	-12,171	12	-12,148
13	-8,390	13	-12,874	13	-12,849
14	-7,932	14	-12,171	14	-12,148
15	+1,188	15	+1,823	15	+1,820
16	-3,197	16	-4,779	16	-4,780
17	-3,023	17	-4,518	17	-4,519
18	-3,197	18	-4,779	18	-4,780
19	-3,023	19	-4,518	19	-4,519
20	+0,453	20	+0,677	20	+0,677

Tabela 4.42 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica para o caso B2

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-31,134	1	-48,545	1	-48,338
2	-29,015	2	-45,242	2	-45,049
3	-31,134	3	-48,545	3	-48,338
4	-29,015	4	-45,242	4	-45,049
5	+5,501	5	+8,578	5	+8,541
6	-26,017	6	-40,552	6	-40,333
7	-24,246	7	-37,792	7	-37,589
8	-26,017	8	-40,552	8	-40,333
9	-24,246	9	-37,792	9	-37,589
10	+4,597	10	+7,165	10	+7,127
11	-21,104	11	-32,928	11	-32,789
12	-19,667	12	-30,687	12	-30,558
13	-21,104	13	-32,928	13	-32,789
14	-19,667	14	-30,687	14	-30,558
15	+3,728	15	+5,818	15	+5,793
16	-15,464	16	-24,088	16	-23,997
17	-14,540	17	-22,650	17	-22,564
18	-15,464	18	-24,088	18	-23,997
19	-14,540	19	-22,650	19	-22,564
20	+2,395	20	+3,731	20	+3,717
21	-9,612	21	-14,906	21	-14,869
22	-9,038	22	-14,015	22	-13,981
23	-9,612	23	-14,906	23	-14,869
24	-9,038	24	-14,015	24	-13,981
25	+1,489	25	+2,309	25	+2,303
26	-3,583	26	-5,416	26	-5,411
27	-3,369	27	-5,093	27	-5,087
28	-3,583	28	-5,416	28	-5,411
29	-3,369	29	-5,093	29	-5,087
30	+0,555	30	+0,839	30	+0,838

Na Tabela 4.43 estão apresentados os esforços solicitantes, em kN, obtidos para as barras do modelo de bielas e tirantes por meio da análise não-linear geométrica para as três combinações últimas normais do caso B3.

Tabela 4.43 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes do caso B3, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
1	-44,180	1	-69,116	1	-68,730
2	-40,602	2	-63,520	2	-63,165
3	-44,180	3	-69,116	3	-68,730
4	-40,602	4	-63,520	4	-63,165
5	+9,302	5	+14,555	5	+14,473
6	-39,038	6	-61,099	6	-60,658
7	-35,877	7	-56,152	7	-55,747
8	-39,038	8	-61,099	8	-60,658
9	-35,877	9	-56,152	9	-55,747
10	+8,220	10	+12,866	10	+12,773
11	-33,958	11	-53,174	11	-52,781
12	-31,656	12	-49,569	12	-49,203
13	-33,958	13	-53,174	13	-52,781
14	-31,656	14	-49,569	14	-49,203
15	+5,976	15	+9,359	15	+9,290
16	-28,496	16	-44,661	16	-44,378
17	-26,564	17	-41,634	17	-41,370
18	-28,496	18	-44,661	18	-44,378
19	-26,564	19	-41,634	19	-41,370
20	+5,015	20	+7,860	20	+7,811

continua...

Tabela 4.43 - Esforços solicitantes nas bielas e tirantes do caso B3, em kN, obtidos por meio da análise não-linear geométrica (continuação)

C1		C2		C3	
Barra	Esforço	Barra	Esforço	Barra	Esforço
21	-22,718	21	-35,610	21	-35,423
22	-21,178	22	-33,196	22	-33,021
23	-22,718	23	-35,610	23	-35,423
24	-21,178	24	-33,196	24	-33,021
25	+3,998	25	+6,267	25	+6,234
26	-16,532	26	-25,859	26	-25,731
27	-15,545	27	-24,315	27	-24,194
28	-16,532	28	-25,859	28	-25,731
29	-15,545	29	-24,315	29	-24,194
30	+2,561	30	+4,006	30	+3,986
31	-10,206	31	-15,893	31	-15,837
32	-9,596	32	-14,944	32	-14,891
33	-10,206	33	-15,893	33	-15,837
34	-9,596	34	-14,944	34	-14,891
35	+1,581	35	+2,462	35	+2,453
36	-3,766	36	-5,719	36	-5,703
37	-3,541	37	-5,377	37	-5,362
38	-3,766	38	-5,719	38	-5,703
39	-3,541	39	-5,377	39	-5,362
40	+0,583	40	+0,886	40	+0,883

Também foram obtidos para a análise não-linear geométrica os deslocamentos laterais  $u_{ij}$ . Nas Tabelas 4.44, 4.45 e 4.46 estão apresentados os deslocamentos laterais para os casos B1, B2 e B3, respectivamente.

Tabela 4.44 - Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de quatro pavimentos ( $i = 1$  a 4)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	0,72	1,47	1,67
$u_{22}$	1,25	2,56	2,91
$u_{32}$	1,58	3,26	3,73
$u_{42}$	1,70	3,54	4,07

Tabela 4.45 - Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de seis pavimentos ( $i = 1$  a 6)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	1,65	2,95	3,14
$u_{22}$	3,11	5,54	5,89
$u_{32}$	4,35	7,71	8,19
$u_{42}$	5,28	9,42	10,03
$u_{52}$	5,89	10,52	11,23
$u_{62}$	6,22	11,11	11,86

Tabela 4.46 - Deslocamentos laterais obtidos da análise não-linear geométrica ( $j = 2$ ) para o pórtico com modelo de bielas e tirantes de oito pavimentos ( $i = 1$  a 8)

Deslocamentos laterais $u_{ij}$ , em mm			
	C1	C2	C3
$u_{12}$	2,32	4,05	4,25
$u_{22}$	4,53	7,88	8,26
$u_{32}$	6,71	11,68	12,24
$u_{42}$	8,66	15,08	15,79
$u_{52}$	10,34	17,97	18,81
$u_{62}$	11,67	20,35	21,35
$u_{72}$	12,65	22,07	23,17
$u_{82}$	13,33	23,23	24,38

Para os casos B1, B2 e B3, a relação entre os deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de segunda ordem e os deslocamentos laterais obtidos por meio da análise de primeira ordem não ultrapassou 1,1. Portanto, as estruturas foram classificadas como estruturas de pequena deslocabilidade e não foi necessária a realização de novas análises com redução da rigidez à flexão e da rigidez axial das barras.

Nas Tabelas 4.47, 4.48 e 4.49 estão apresentados os resumos dos casos B1, B2 e B3, com o deslocamento lateral máximo obtido em cada pavimento para o pórtico contraventado com barras de aço (P.C.) e para o pórtico com o modelo de bielas e tirantes (M.B.T.) e também os esforços solicitantes nas bielas e nos tirantes. Os deslocamentos máximos apresentados têm como único objetivo a classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, tendo em vista que se trata de deslocamentos para as combinações últimas normais.

Tabela 4.47 - Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso B1 (4 pvto)

Pvto	Deslocamento lateral máximo (mm)				Esforços - M.B.T. (kN)			
	1ª ordem		2ª ordem		1ª ordem		2ª ordem	
	P.C.	M.B.T.	P.C.	M.B.T.	Bielas	Tirantes	Bielas	Tirantes
1º	1,1	1,7	1,1	1,7	-27,7	+4,5	-27,9	+4,5
2º	1,5	2,9	1,5	2,9	-20,3	+3,3	-20,4	+3,3
3º	1,9	3,7	1,9	3,7	-12,8	+1,8	-12,9	+1,8
4º	1,6	4,1	1,6	4,1	-4,8	+0,7	-4,8	+0,7

Tabela 4.48 - Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso B2 (6 pvto)

Pvto	Deslocamento lateral máximo (mm)				Esforços - M.B.T. (kN)			
	1ª ordem		2ª ordem		1ª ordem		2ª ordem	
	P.C.	M.B.T.	P.C.	M.B.T.	Bielas	Tirantes	Bielas	Tirantes
1º	1,4	3,1	1,5	3,1	-48,0	+8,5	-48,5	+8,6
2º	2,4	5,9	2,4	5,9	-40,1	+7,1	-40,6	+7,2
3º	3,2	8,1	3,3	8,2	-32,5	+5,7	-32,9	+5,8
4º	4,0	10,0	4,0	10,0	-23,8	+3,7	-24,1	+3,7
5º	4,6	11,1	4,6	11,2	-14,8	+2,3	-14,9	+2,3
6º	4,5	11,8	4,6	11,9	-5,4	+0,8	-5,4	+0,8

Tabela 4.49 - Resumo dos deslocamentos laterais e esforços do caso B3 (8 pvto)

Pvto	Deslocamento lateral máximo (mm)				Esforços - M.B.T. (kN)			
	1ª ordem		2ª ordem		1ª ordem		2ª ordem	
	P.C.	M.B.T.	P.C.	M.B.T.	Bielas	Tirantes	Bielas	Tirantes
1°	1,8	4,1	1,8	4,3	-67,9	+14,3	-69,1	+14,6
2°	3,2	8,0	3,2	8,3	-59,8	+12,6	-61,1	+12,9
3°	4,6	11,9	4,7	12,2	-52,1	+9,1	-53,2	+9,4
4°	6,0	15,4	6,1	15,8	-43,9	+7,7	-44,7	+7,9
5°	7,4	18,3	7,4	18,8	-35,0	+6,2	-35,6	+6,3
6°	8,6	20,7	8,7	21,4	-25,5	+4,0	-25,9	+4,0
7°	9,7	22,5	9,8	23,2	-15,7	+2,4	-15,9	+2,5
8°	10,2	23,7	10,2	24,4	-5,7	+0,9	-5,7	+0,9

#### 4.5. ESFORÇOS RESISTENTES NAS BARRAS DO MODELO DE BIELAS E TIRANTES

Para o cálculo dos esforços resistentes nas barras do modelo de bielas e tirantes, foi determinada a ação horizontal que causa ruptura do painel por fissuração da diagonal ( $F_{fis}$ ) e a ação horizontal que causa ruptura por esmagamento dos cantos comprimidos ( $F_{esm}$ ), conforme as expressões (2.16) e (2.19), respectivamente.

Com os valores dessas ações horizontais é possível obter os esforços nas bielas  $B$  e nos tirantes  $T$ , conforme as expressões (4.6) e (4.7), respectivamente. A ação horizontal  $F'$  é a maior força horizontal que pode ser aplicada ao pórtico para que não haja nenhuma das rupturas citadas anteriormente. Essa força é a menor entre as ações horizontais apresentadas anteriormente ( $F_{fis}$  e  $F_{esm}$ ).

$$B = \frac{F'}{2 \cdot \cos \gamma \cdot \cos \theta} \quad (4.6)$$

$$T = \frac{F' \cdot \operatorname{tg} \gamma}{\cos \theta} \quad (4.7)$$

Para o cálculo da ação horizontal que causa ruptura por esmagamento dos cantos comprimidos ( $F_{esm}$ ) é utilizada a tensão média de ruptura à compressão ( $f_{cm}$ ). Em seus ensaios experimentais, Alvarenga (2002) ensaiou prismas com três blocos (pequenas paredes) e obteve o valor de 2,6 MPa para  $f_{cm}$ , valor adotado também neste trabalho.

A resistência efetiva à tração,  $f_{tef}$ , calculada conforme expressão (4.8), foi assumida como um décimo da resistência efetiva à compressão do painel,  $f_{cef}$ , calculada conforme expressão (2.7). O valor de  $f_{tef}$  é necessário para o cálculo da ação horizontal que causa ruptura do painel por fissuração da diagonal ( $F_{fis}$ ).

$$f_{tef} = f_{cef} / 10 \quad (4.8)$$

Com esses dados foi possível calcular a máxima força horizontal ( $F'$ ) que pode ser aplicada ao pórtico sem que ocorra ruptura por fissuração da diagonal ou por esmagamento dos cantos comprimidos. Com o valor de  $F'$  é possível calcular os esforços resistentes nas bielas e nos tirantes. Os esforços solicitantes foram obtidos utilizando as combinações de ações, ou seja, considerando o método dos estados limites. No entanto, os esforços resistentes foram calculados com base na tensão média de ruptura à compressão ( $f_{cm}$ ). Por esse motivo a força horizontal  $F'$ , calculada a partir da tensão média,  $f_{cm}$ , foi primeiramente multiplicada por um fator de transformação do valor médio em valor característico, e em seguida dividido pelo coeficiente de ponderação das resistências,  $\gamma_m$ , para transformar o valor característico em valor de cálculo.

Para fins de comparação, foi utilizado o texto base do projeto de norma para cálculo de alvenaria estrutural, ABNT NBR 10837: 2011, que tem como base o método dos estados limites. Neste caso, o fator de transformação do valor médio em valor característico foi de 0,85, já que, segundo a norma citada, a resistência característica à compressão simples da alvenaria pode ser estimada como 85% da resistência à compressão simples da pequena parede. O valor de  $\gamma_m$  é 2,0 para a alvenaria em combinações normais, conforme a Tabela 4.50 (Tabela 2 do projeto de norma ABNT NBR 10837:2011). A máxima força horizontal de cálculo que pode ser aplicada ao pórtico,  $F_{máx}$ , foi calculada conforme expressão (4.9).

Tabela 4.50 - Coeficiente de ponderação das resistências ( $\gamma_m$ )

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

$$F_{m\acute{a}x} = \frac{F' \cdot 0,85}{\gamma_m} = \frac{F' \cdot 0,85}{2,0} \quad (4.9)$$

Com os valores de  $F_{m\acute{a}x}$ , foram calculados os esforços resistentes nas bielas e nos tirantes,  $B_{res}$  e  $T_{res}$ , respectivamente, conforme as expressões (4.10) e (4.11).

$$B_{res} = \frac{F_{m\acute{a}x}}{2 \cdot \cos \gamma \cdot \cos \theta} \quad (4.10)$$

$$T_{res} = \frac{F_{m\acute{a}x} \cdot \operatorname{tg} \gamma}{\cos \theta} \quad (4.11)$$

#### ***4.5.1. ESFORÇOS RESISTENTES NAS BIELAS E NOS TIRANTES PARA OS CASOS A1, A2 e A3***

Para o cálculo dos esforços resistentes nas bielas e tirantes para os casos A1, A2 e A3 são necessários alguns dados, apresentados na Tabela 4.51. O valor de  $\operatorname{tg} \gamma$  pode ser calculado conforme a expressão (2.14) e os outros dados foram apresentados nos itens 4.1, 4.2 e 4.3. Os esforços resistentes para estes casos foram calculados tomando as características referentes ao primeiro pavimento, como a inércia do pilar e o comprimento de contato.

Tabela 4.51 - Valores utilizados no cálculo dos esforços resistentes - Casos A1, A2 e A3

Caso	$l$ (cm)	$t$ (cm)	$h$ (cm)	$\theta$	$\alpha$ (cm)	$tg \gamma$
A1	600	15	325	28,44°	113,846	0,1179738
A2	600	15	305	26,95°	131,023	0,1376488
A3	600	15	305	26,95°	179,763	0,1888531

Com esses dados foi possível calcular as resistências  $f_c^*$ ,  $f_{cef}$  e  $f_{tef}$  e também as forças horizontais que causam ruptura no painel,  $F_{fis}$  e  $F_{esm}$ , apresentadas na Tabela 4.52.

Tabela 4.52 - Forças horizontais que causam ruptura no painel – Casos A1, A2 e A3

Caso	$m$	$f_c^*$ (MPa)	$v_c^*$	$f_{cef}$ (MPa)	$f_{tef}$ (MPa)	$F_{fis}$ (kN)	$F_{esm}$ (kN)
A1	1,253	3,257	0,6837	2,227	0,223	849,35	278,08
A2	1,255	3,263	0,6837	2,231	0,223	729,36	320,67
A3	1,255	3,263	0,6837	2,231	0,223	531,61	439,96

A máxima ação horizontal  $F'$  que poderá ser aplicada ao pórtico será a menor entre as ações horizontais apresentadas na Tabela 4.52 ( $F_{fis}$  e  $F_{esm}$ ). Com o valor de  $F'$  foi possível calcular  $F_{máx}$  (máxima ação horizontal de cálculo que pode ser aplicada ao pórtico), e em seguida calcular também o esforço interno resistente nas bielas ( $B_{res}$ ) e nos tirantes ( $T_{res}$ ), conforme as expressões (4.10) e (4.11). Esses valores estão apresentados na Tabela 4.53.

Tabela 4.53 - Esforços resistentes nas bielas e nos tirantes – Casos A1, A2 e A3

Caso	$F'$ (kN)	$F_{máx}$ (kN)	$B_{res}$ (kN)	$T_{res}$ (kN)
A1	278,08	118,18	67,67	15,86
A2	320,67	136,28	77,16	21,04
A3	439,96	186,98	106,73	39,61

#### 4.5.2. ESFORÇOS RESISTENTES NAS BIELAS E NOS TIRANTES PARA OS CASOS B1, B2 e B3

Para o cálculo dos esforços resistentes nas bielas e tirantes para os casos B1, B2 e B3 são apresentados alguns dados na Tabela 4.54. O valor de  $tg \gamma$  pode ser calculado conforme expressão (2.14) e os outros dados foram apresentados no item 4.4. Os esforços resistentes para estes casos foram calculados tomando as características referentes ao primeiro pavimento, como a inércia do pilar e o comprimento de contato.

Tabela 4.54 - Valores utilizados no cálculo dos esforços resistentes - Casos B1, B2 e B3

Caso	$l$ (cm)	$t$ (cm)	$h$ (cm)	$\theta$	$\alpha$ (cm)	$tg \gamma$
B1	660	15	270	22,25°	85,971	0,0852498
B2					92,540	0,0917637
B3					107,724	0,1068196

Com esses dados foi possível calcular as resistências  $f_c^*$ ,  $f_{cef}$  e  $f_{tef}$  e também as forças horizontais que causam ruptura no painel,  $F_{fis}$  e  $F_{esm}$ , apresentadas na Tabela 4.55.

Tabela 4.55 - Forças horizontais que causam ruptura no painel – Casos B1, B2 e B3

Caso	$m$	$f_c^*$ (MPa)	$v_c^*$	$f_{cef}$ (MPa)	$f_{tef}$ (MPa)	$F_{fis}$ (kN)	$F_{esm}$ (kN)
B1	1,256	3,265	0,6837	2,232	0,2232	1296,02	210,51
B2						1204,02	226,59
B3						1034,32	263,77

A ação horizontal  $F'$  que poderá ser aplicada ao pórtico será a menor entre as ações horizontais apresentadas na Tabela 4.55 ( $F_{fis}$  e  $F_{esm}$ ). Com o valor de  $F'$  foi possível calcular  $F_{máx}$  e em seguida calcular também o esforço interno resistente nas bielas ( $B_{res}$ ) e nos tirantes ( $T_{res}$ ), conforme as expressões (4.10) e (4.11). Esses valores estão apresentados na Tabela 4.56.

Tabela 4.56 - Esforços resistentes nas bielas e nos tirantes – Casos B1, B2 e B3

Caso	$F'$ (kN)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$B_{res}$ (kN)	$T_{res}$ (kN)
B1	210,51	89,47	48,51	8,24
B2	226,59	96,30	52,24	9,55
B3	263,77	112,10	60,90	12,94

#### **4.6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS**

Neste item são apresentadas discussões referentes aos resultados dos estudos de casos mostrados anteriormente, obtidos por meio de modelagem numérica de pórticos contraventados e pórticos com substituição das barras de contraventamento pelo modelo de bielas e tirantes desenvolvido por Alvarenga (2002). Foram realizadas análises numéricas de 1ª ordem e também análise não-linear geométrica (2ª ordem).

##### **4.6.1. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS CASOS A1, A2 e A3**

Os casos A1, A2 e A3 são os pórticos apresentados por Pires Filho (2011), com dois, quatro e oito pavimentos, respectivamente. O pé-direito para esses casos é de 3400 mm.

A primeira comparação realizada foi em relação aos deslocamentos laterais,  $u$ . Na Figura 4.25 podem ser observadas as diferenças obtidas para o caso A1 (dois pavimentos). A comparação foi realizada considerando a combinação 4, utilizada para verificação do estado limite de serviço.

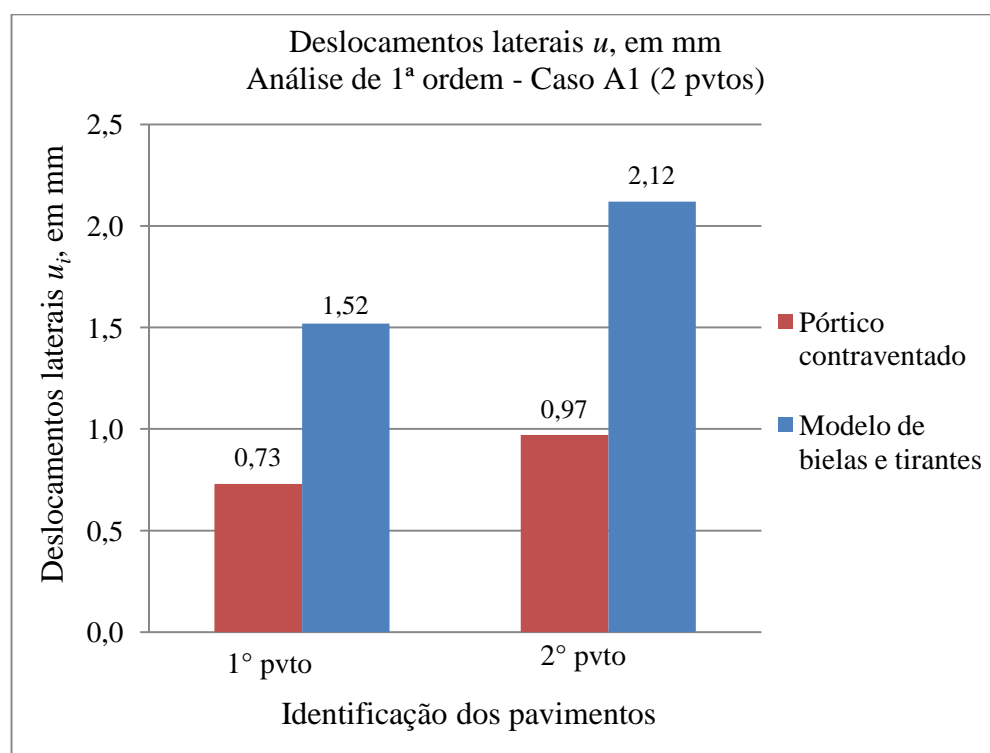


Figura 4.25 - Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso A1 ( $u_{lim} = h'/400 = 17$  mm).

Os deslocamentos laterais,  $u$ , obtidos para o pórtico contraventado foram inferiores aos deslocamentos laterais obtidos para o pórtico com as barras do modelo de bielas e tirantes. O deslocamento obtido no 2º pavimento para o pórtico com modelo de bielas e tirantes foi quase 120% superior ao deslocamento obtido para o pórtico contraventado, porém os dois pórticos apresentaram deslocamentos laterais muito inferiores ao deslocamento horizontal limite.

O deslocamento horizontal limite,  $u_{lim}$ , permitido pela ABNT NBR 8800:2008, é de  $h'/400$ , sendo  $h'$  a altura ao edifício. Para o caso A1 o deslocamento permitido é de 17 mm, sendo que o máximo deslocamento obtido foi de 2,12 mm para o pórtico com modelo de bielas e tirantes.

Na Figura 4.26 podem ser observadas as diferenças entre os deslocamentos laterais obtidos para o caso A2 (quatro pavimentos). Essa comparação também foi realizada considerando a combinação 4, utilizada para verificação do estado limite de serviço.

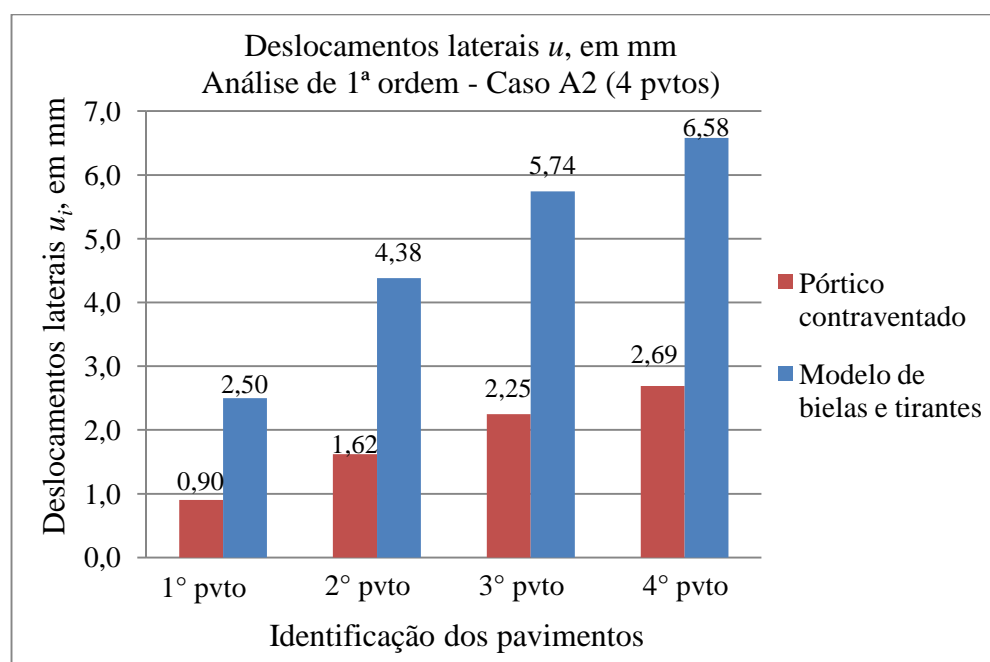


Figura 4.26 - Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso A2  
( $u_{lim} = h'/400 = 34$  mm).

Os deslocamentos laterais,  $u_i$ , obtidos para o pórtico com as barras do modelo de bielas e tirantes foram superiores aos deslocamentos laterais obtidos para o pórtico contraventado. O deslocamento obtido no último pavimento para o pórtico com modelo de bielas e tirantes foi 145% superior ao deslocamento obtido para o pórtico contraventado, porém os dois pórticos apresentaram deslocamentos laterais bem inferiores ao deslocamento horizontal limite.

O deslocamento horizontal limite,  $u_{lim}$ , permitido para este caso é de 34 mm, sendo que o máximo deslocamento obtido foi de 6,58 mm para o pórtico com modelo de bielas e tirantes.

Na Figura 4.27 podem ser observadas as diferenças entre os deslocamentos laterais obtidos para o caso A3 (oito pavimentos). Essa comparação também foi realizada considerando a combinação 4, utilizada para verificação do estado limite de serviço.

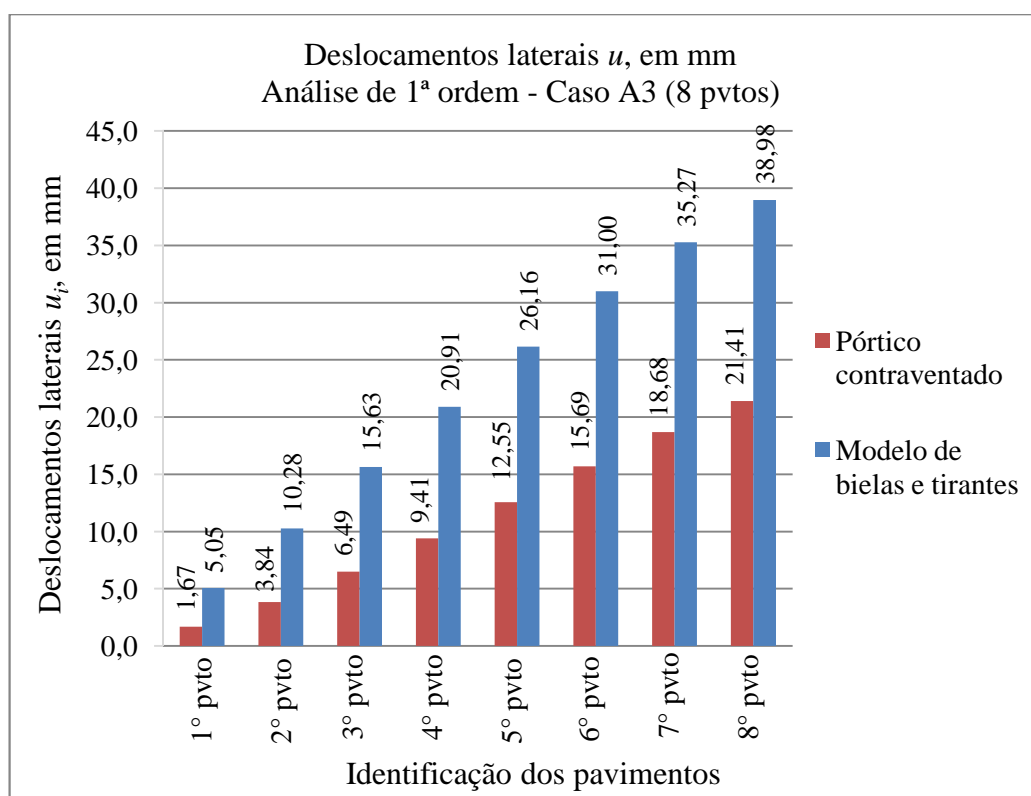


Figura 4.27 - Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso A3  
( $u_{lim} = h'/400 = 68$  mm).

Os deslocamentos laterais,  $u_i$ , obtidos para o pórtico contraventado foram inferiores aos deslocamentos laterais obtidos para o pórtico com as barras do modelo de bielas e tirantes. O deslocamento obtido no 1º pavimento para o pórtico com modelo de bielas e tirantes foi 202% superior ao deslocamento obtido para o pórtico contraventado. Já no 4º pavimento esse percentual caiu para 122% e, no último pavimento, caiu para 82%. Porém os dois pórticos apresentaram deslocamentos laterais inferiores ao deslocamento horizontal limite.

O deslocamento horizontal limite,  $u_{lim}$ , permitido para este caso é de 68 mm, sendo que o máximo deslocamento obtido foi de 38,98 mm para o pórtico com modelo de bielas e tirantes.

A segunda comparação foi realizada entre os valores dos esforços solicitantes (nas bielas e nos tirantes) e os valores dos esforços normais resistentes ( $B_{res}$  para as bielas e  $T_{res}$  para os tirantes). Na Figura 4.28 podem ser observados os esforços normais nas bielas e na Figura 4.29, os esforços normais nos tirantes, ambos obtidos por meio da análise de 2ª ordem para o caso A1 (dois pavimentos).

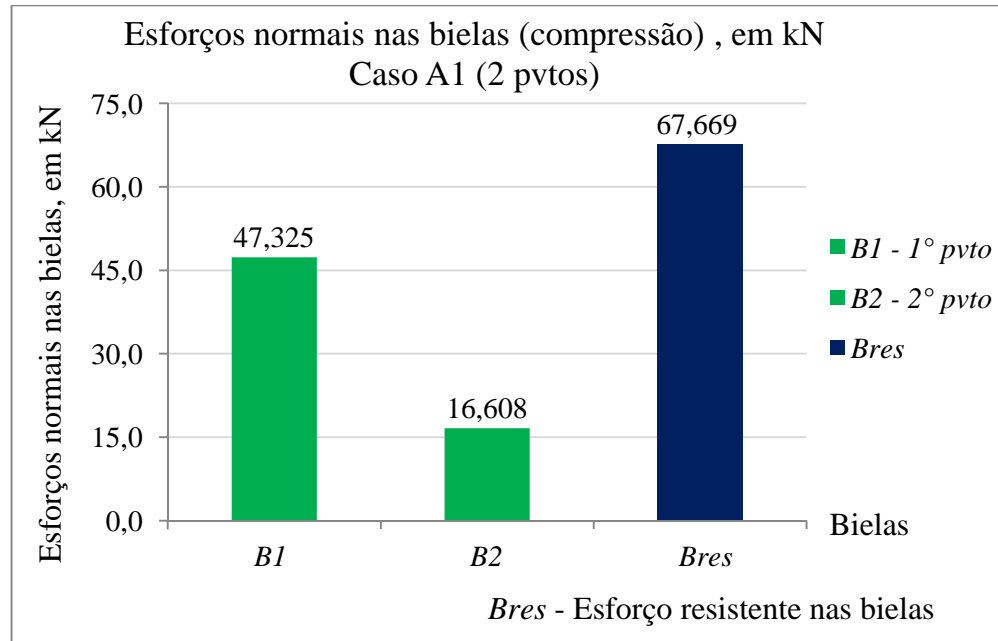


Figura 4.28 - Esforços normais nas bielas, em kN – Caso A1.

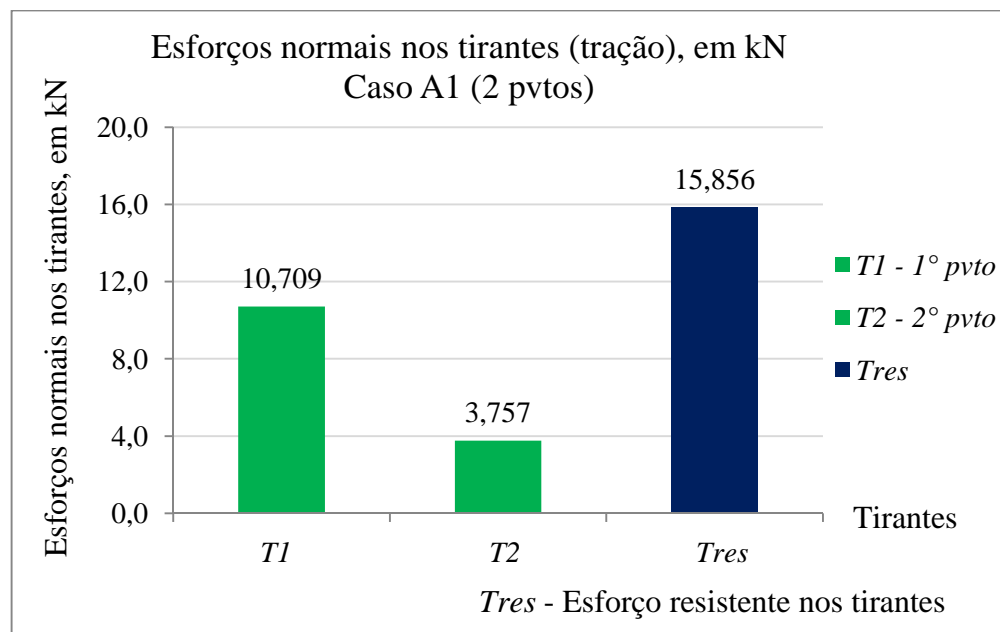


Figura 4.29 - Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso A1.

Os esforços resistentes aparecem na cor azul e os esforços solicitantes aparecem na cor verde (já que todos eles foram inferiores aos esforços resistentes).

Os esforços solicitantes no 1º pavimento do caso A1 foram de, aproximadamente, 70% dos esforços resistentes, tanto para as bielas quanto para os tirantes.

Na Figura 4.30 podem ser observados os esforços normais nas bielas e na Figura 4.31, os esforços normais nos tirantes, ambos obtidos por meio da análise de 2ª ordem para o caso A2 (quatro pavimentos).

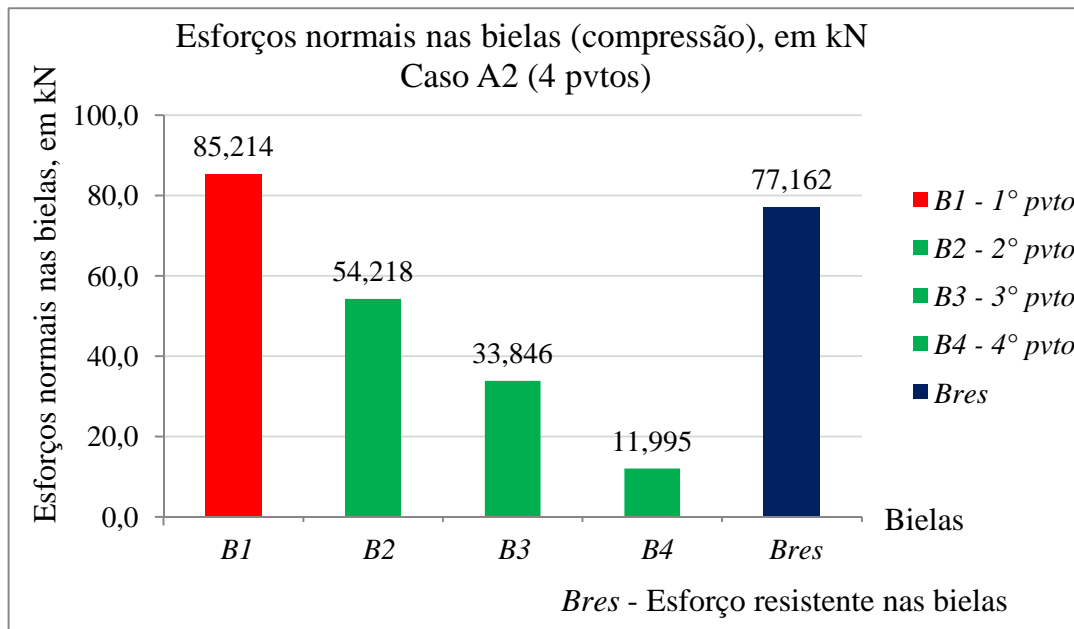


Figura 4.30 - Esforços normais nas bielas, em kN – Caso A2.

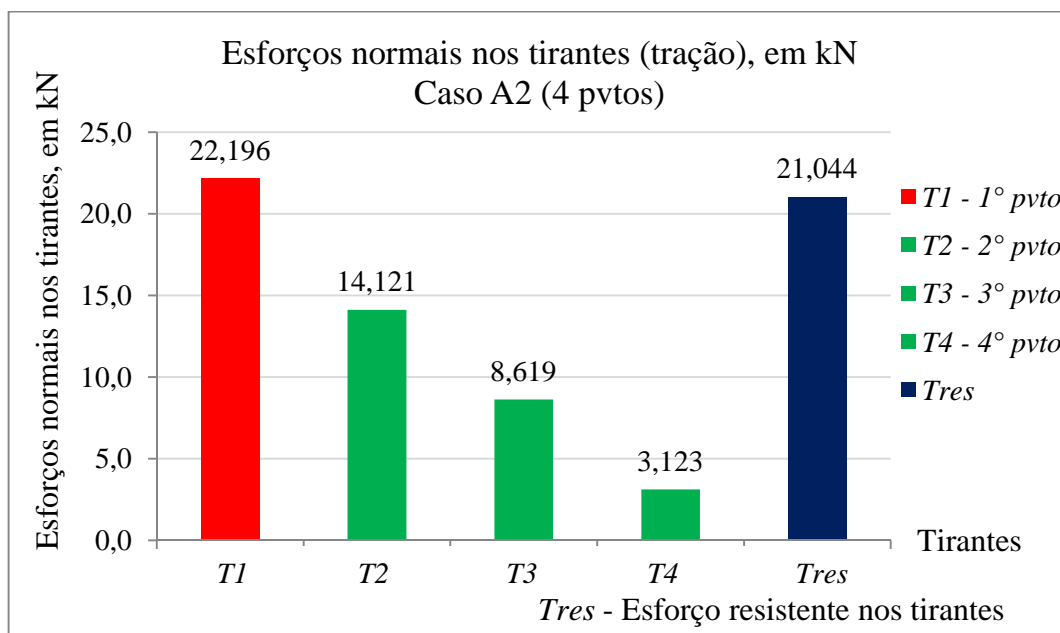


Figura 4.31 - Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso A2.

Os esforços resistentes aparecem na cor azul e os esforços solicitantes aparecem nas cores verde e vermelha (cor verde para os valores inferiores aos esforços resistentes e vermelha para os superiores).

Os esforços solicitantes no 1º pavimento do caso A2, tanto nas bielas quanto nos tirantes, ultrapassaram o valor resistente calculado (10,4% superior para as bielas e 5,5% para o tirante).

Na Figura 4.32 podem ser observados os esforços normais nas bielas e na Figura 4.33, os esforços normais nos tirantes, ambos obtidos por meio da análise de 2ª ordem para o caso A3 (oito pavimentos).

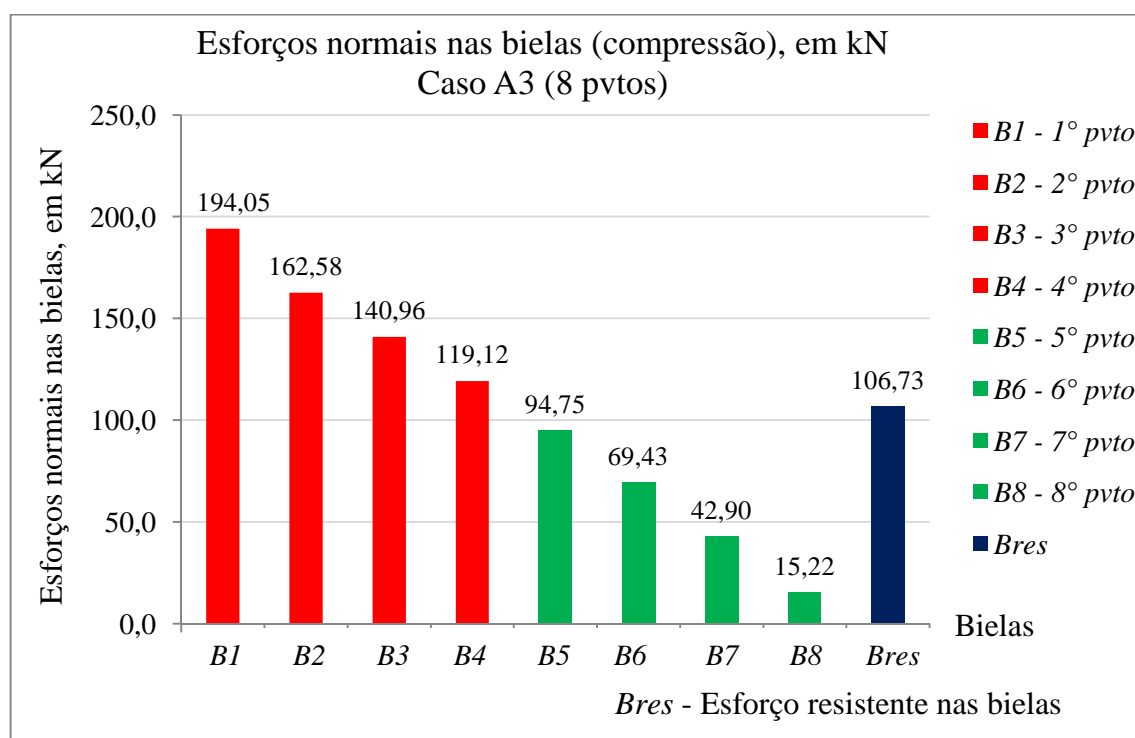


Figura 4.32 - Esforços normais nas bielas, em kN – Caso A3.

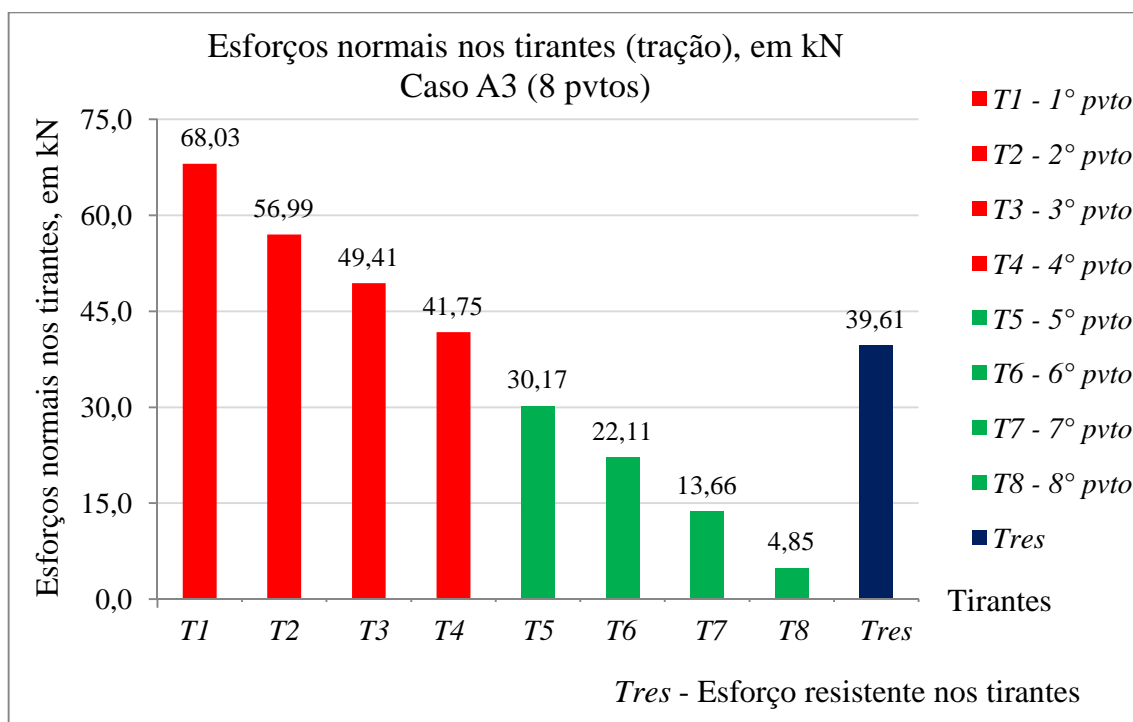


Figura 4.33 - Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso A3.

Os esforços resistentes aparecem na cor azul e os esforços solicitantes aparecem nas cores verde e vermelha (cor verde para os valores inferiores aos esforços resistentes e vermelha para os superiores).

Os esforços solicitantes ultrapassaram o valor resistente calculado, tanto nas bielas quanto nos tirantes, para os quatro primeiros pavimentos do caso A3. O esforço normal na biela do 1º pavimento foi 81,8% superior ao esforço resistente. O esforço normal no tirante do 1º pavimento foi 71,7% superior ao esforço resistente.

Quanto à comparação entre os valores obtidos por meio da análise de 1ª ordem e os valores obtidos por meio da análise de 2ª ordem, pode-se dizer que os deslocamentos laterais foram, na maioria das vezes, pouco superiores na análise de 2ª ordem (em alguns casos eles foram iguais). Um exemplo disso pode ser observado no último pavimento do caso A3 (oito pavimentos) para o pórtico com o modelo de bielas e tirantes, onde o deslocamento lateral para a combinação 3 foi 1% superior na análise de 2ª ordem (55,24 mm na análise de 1ª ordem e de 55,85 mm na análise de 2ª ordem).

Quanto aos esforços solicitantes a diferença também foi pequena entre as análises de 1ª e de 2ª ordem. Nas Figuras 4.34 e 4.35 podem ser observadas essas comparações para o caso A3, para as bielas e para os tirantes, respectivamente.

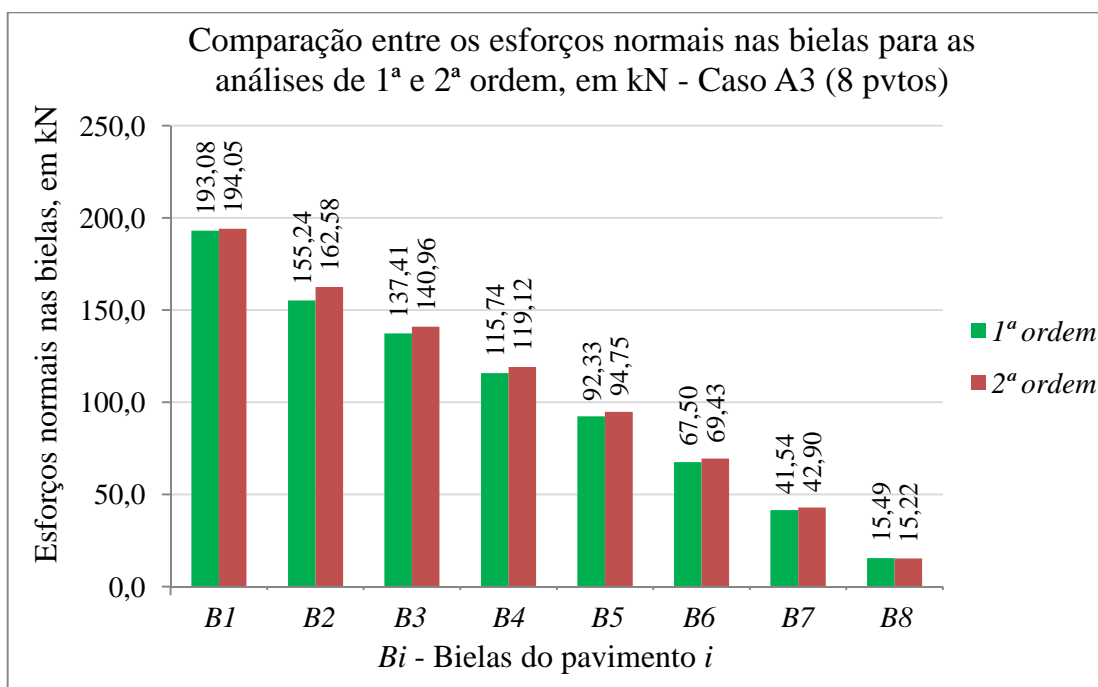


Figura 4.34 - Comparação entre os esforços normais nas bielas para as análises de 1ª e 2ª ordem, em kN – Caso A3.

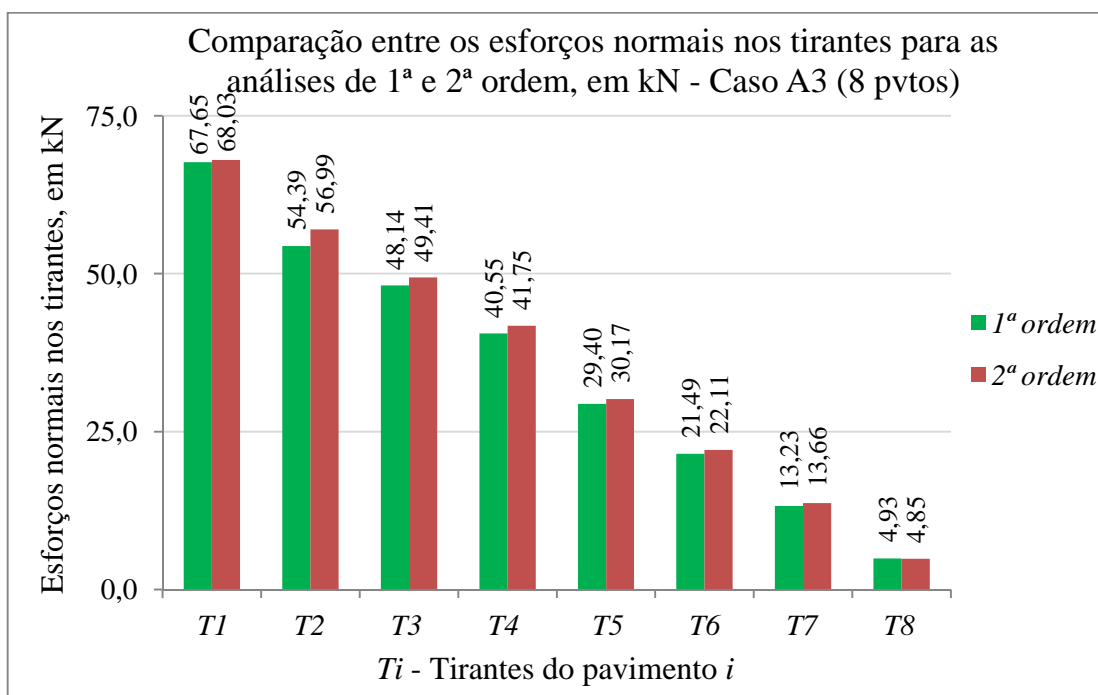


Figura 4.35 - Comparação entre os esforços normais nos tirantes para as análises de 1ª e 2ª ordem, em kN – Caso A3.

Os esforços solicitantes nas bielas do primeiro pavimento foram 0,50% superiores na análise de 2ª ordem em relação à análise de 1ª ordem. Os esforços solicitantes nos tirantes do primeiro pavimento foram 0,56% superiores na análise de 2ª ordem.

#### 4.6.2. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS CASOS B1, B2 e B3

Os casos B1, B2 e B3 são os pórticos contraventados pertencentes ao edifício de múltiplos andares, dimensionado para quatro, seis e oito pavimentos, respectivamente. O pé-direito para esses três casos é de 2900 mm.

A primeira comparação realizada foi em relação aos deslocamentos laterais,  $u_i$ . Na Figura 4.36 podem ser observadas as diferenças obtidas para o caso B1 (quatro pavimentos). A comparação foi realizada considerando a combinação 4, utilizada para verificação do estado limite de serviço.

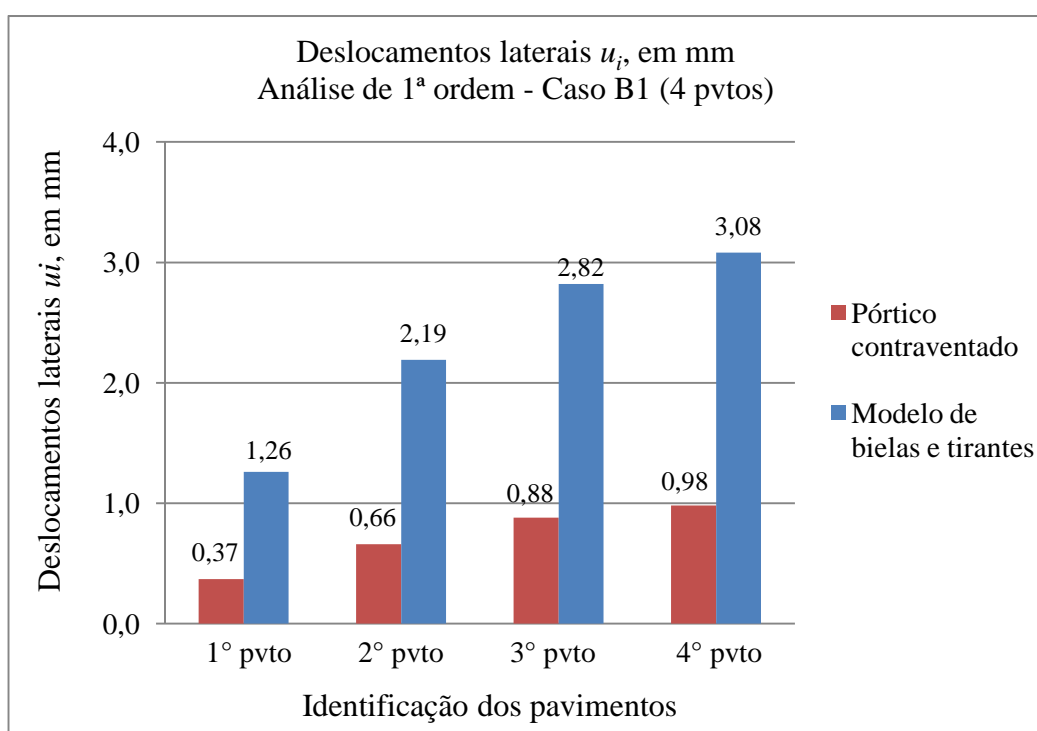


Figura 4.36 - Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso B1 ( $u_{lim} = h'/400 = 29,0$  mm).

Os deslocamentos laterais,  $u_i$ , obtidos para o pórtico contraventado foram inferiores aos deslocamentos laterais obtidos para o pórtico com as barras do modelo de bielas e tirantes. O deslocamento obtido no 4º pavimento para o pórtico com modelo de bielas e tirantes foi 214% superior ao deslocamento obtido para o pórtico contraventado. Porém, os dois pórticos apresentaram deslocamentos laterais muito inferiores ao deslocamento horizontal limite.

O deslocamento horizontal limite,  $u_{lim}$ , permitido pela ABNT NBR 8800:2008, é de  $h'/400$ , sendo  $h'$  a altura ao edifício. Para o caso B1 o deslocamento permitido é de 29 mm, sendo que o máximo deslocamento obtido foi de 3,08 mm para o pórtico com modelo de bielas e tirantes.

Na Figura 4.37 podem ser observadas as diferenças entre os deslocamentos laterais obtidos para o caso B2 (seis pavimentos). Essa comparação também foi realizada considerando a combinação 4, utilizada para verificação do estado limite de serviço.

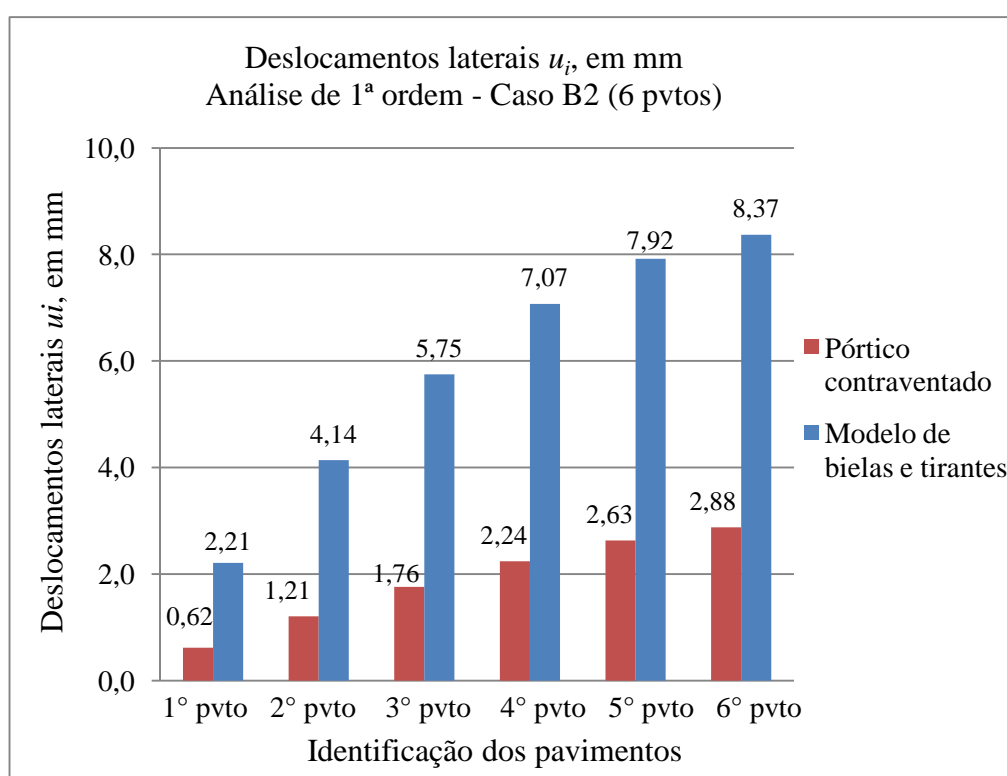


Figura 4.37 - Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso B2 ( $u_{lim} = h'/400 = 43,5$  mm).

Os deslocamentos laterais,  $u_i$ , obtidos para o pórtico contraventado foram inferiores aos deslocamentos laterais obtidos para o pórtico com as barras do modelo de bielas e tirantes. O deslocamento obtido no 6º pavimento para o pórtico com modelo de bielas e tirantes foi 191% superior ao deslocamento obtido para o pórtico contraventado. Porém, os dois pórticos apresentaram deslocamentos laterais bem inferiores ao deslocamento horizontal limite.

O deslocamento horizontal limite,  $u_{lim}$ , permitido para este caso é de 43,5 mm, e o máximo deslocamento obtido foi de 8,37 mm para o pórtico preenchido com alvenaria.

Na Figura 4.38 podem ser observadas as diferenças entre os deslocamentos laterais obtidos através da análise de 2ª ordem para o caso B3 (oito pavimentos). Essa comparação foi realizada considerando a combinação 4, utilizada para verificação do estado limite de serviço.

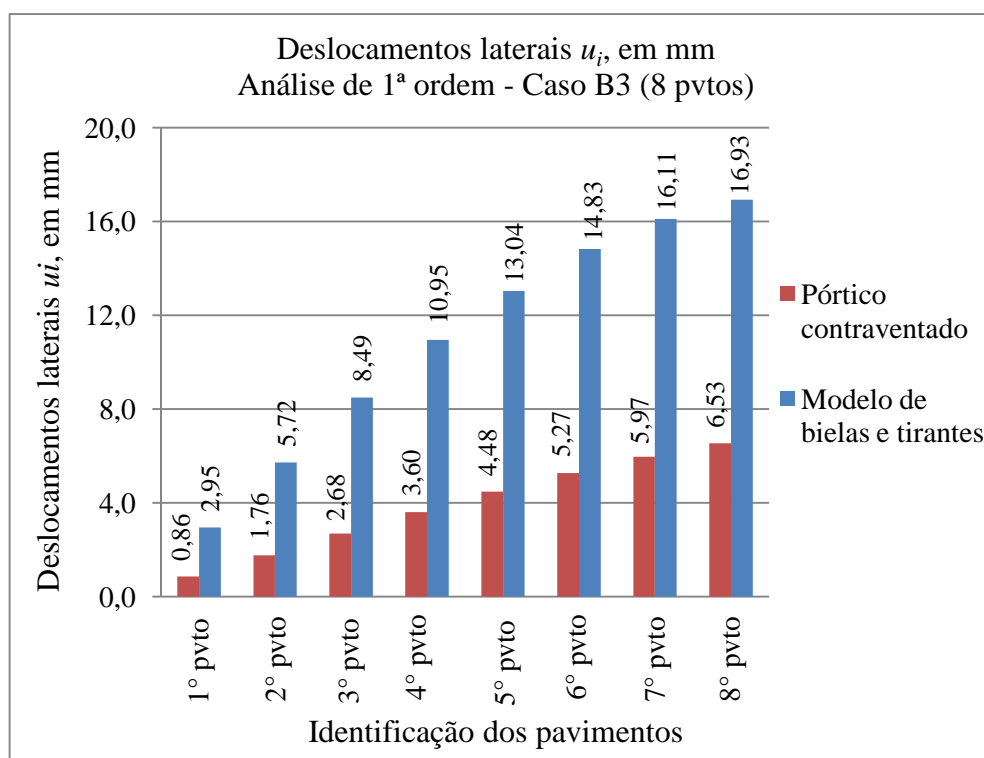


Figura 4.38 - Deslocamentos laterais, em mm, obtidos para o caso B3  
( $u_{lim} = h'/400 = 58,0$  mm).

Os deslocamentos laterais,  $u_i$ , obtidos para o pórtico contraventado foram inferiores aos deslocamentos laterais obtidos para o pórtico com as barras do modelo de bielas e tirantes. O deslocamento obtido no 1º pavimento para o pórtico com modelo de bielas e tirantes foi 243% superior ao deslocamento obtido para o pórtico contraventado. Já no 4º pavimento esse percentual subiu para 204% e, no último pavimento, caiu para 159%. Porém os dois pórticos apresentam deslocamentos laterais inferiores ao deslocamento horizontal limite.

O deslocamento horizontal limite,  $u_{lim}$ , permitido para este caso é de 58 mm, sendo que o máximo deslocamento obtido foi de 16,93 mm para o pórtico com modelo de bielas e tirantes.

A segunda comparação foi realizada entre os valores dos esforços solicitantes (nas bielas e nos tirantes) e os valores dos esforços normais resistentes ( $B_{res}$  e  $T_{res}$ ).

Na Figura 4.39 podem ser observados os esforços normais nas bielas e na Figura 4.40, os esforços normais nos tirantes, ambos obtidos por meio da análise de 2ª ordem para o caso B1 (quatro pavimentos).

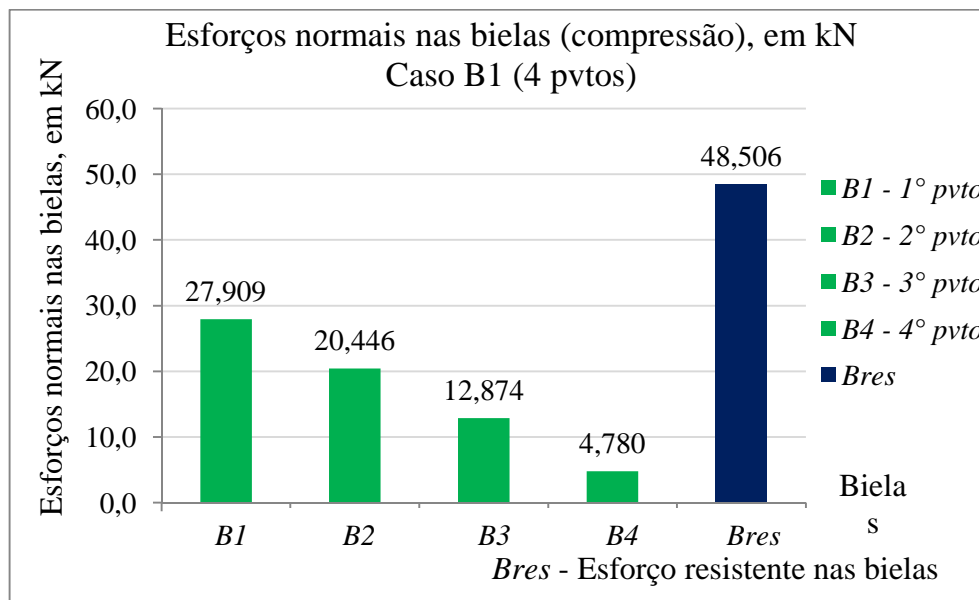


Figura 4.39 - Esforços normais nas bielas, em kN – Caso B1.

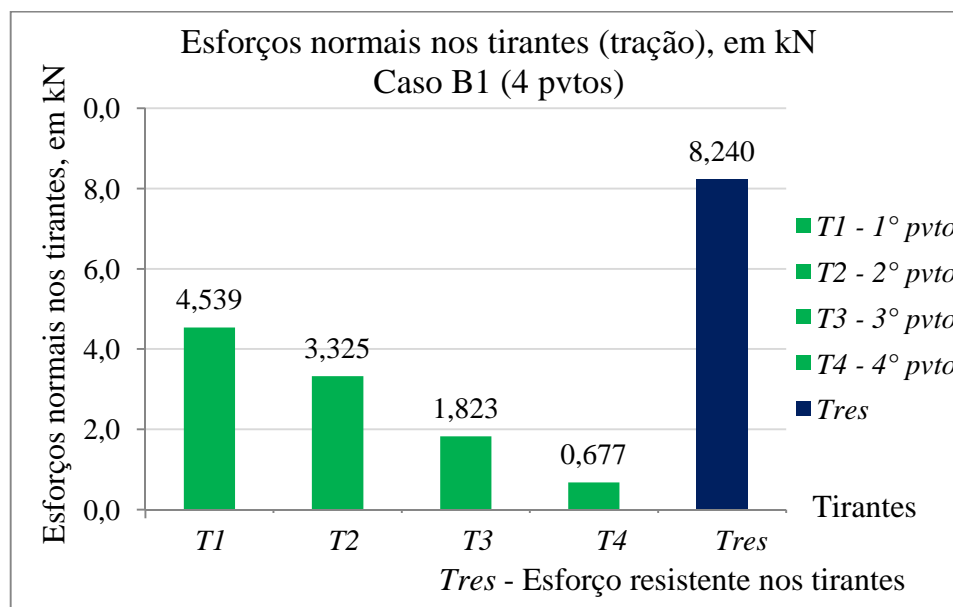


Figura 4.40 - Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso B1.

Os esforços resistentes aparecem na cor azul e os esforços solicitantes aparecem na cor verde (já que todos eles foram inferiores aos esforços resistentes). Os esforços solicitantes no 1º pavimento do caso B1 foram de 57,5% dos esforços resistentes para as bielas e 55% para os tirantes.

Na Figura 4.41 podem ser observados os esforços normais nas bielas e na Figura 4.42, os esforços normais nos tirantes, ambos obtidos por meio da análise de 2ª ordem para o caso B2 (seis pavimentos).

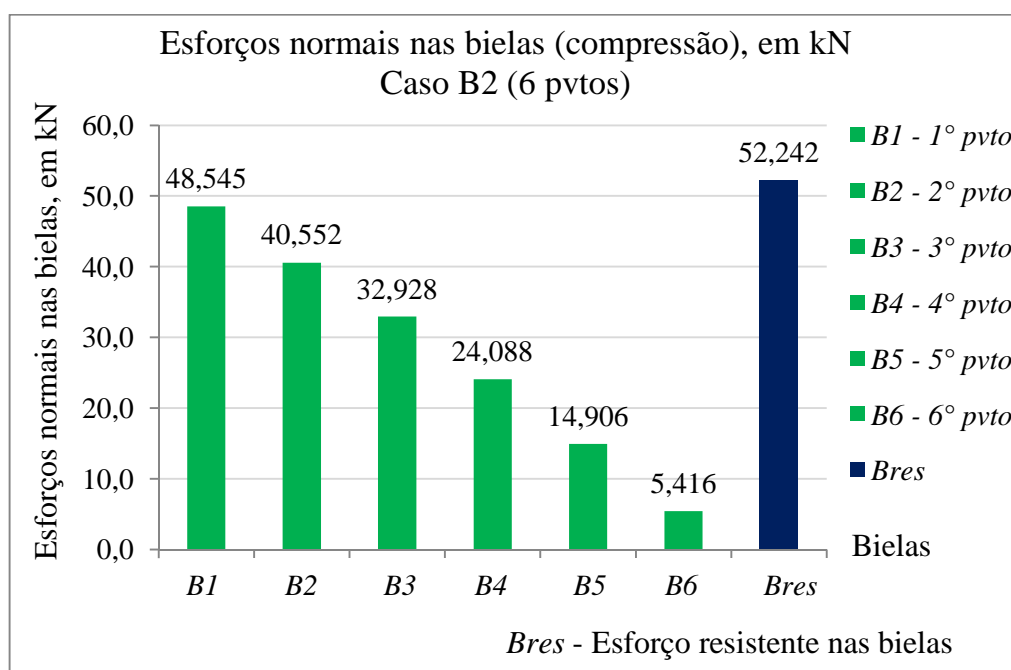


Figura 4.41 - Esforços normais nas bielas, em kN – Caso B2.

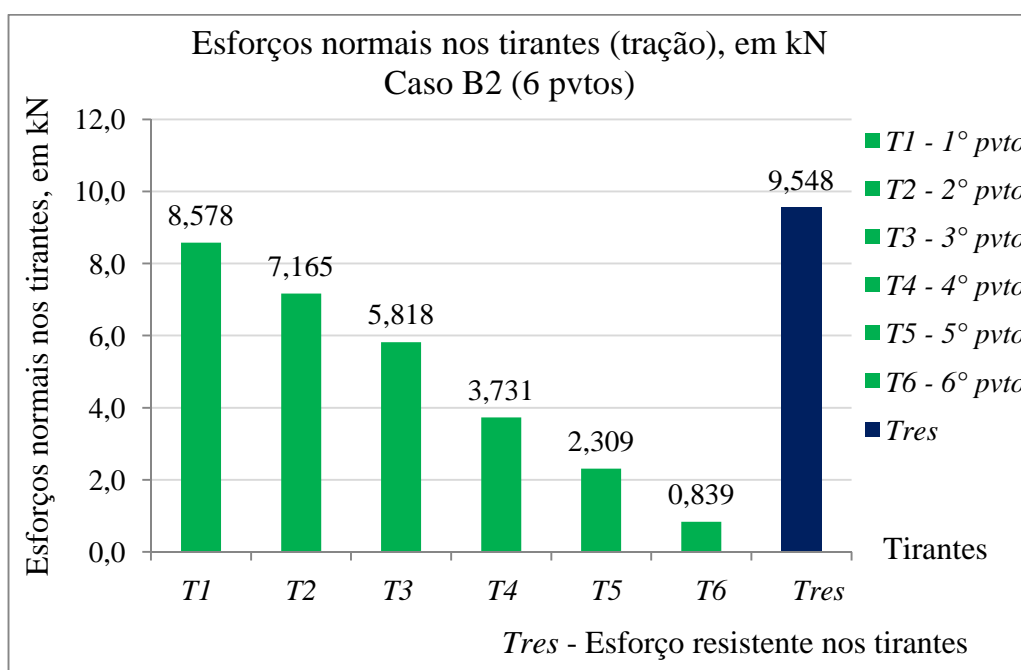


Figura 4.42 - Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso B2.

Os esforços resistentes aparecem na cor azul e os esforços solicitantes aparecem na cor verde (já que todos eles foram inferiores aos esforços resistentes).

Os esforços solicitantes no 1º pavimento do caso B2 foram de 93% dos esforços resistentes para as bielas e 90% para os tirantes.

Na Figura 4.43 podem ser observados os esforços normais nas bielas e na Figura 4.44, os esforços normais nos tirantes, ambos obtidos por meio da análise de 2ª ordem para o caso B3 (oito pavimentos).

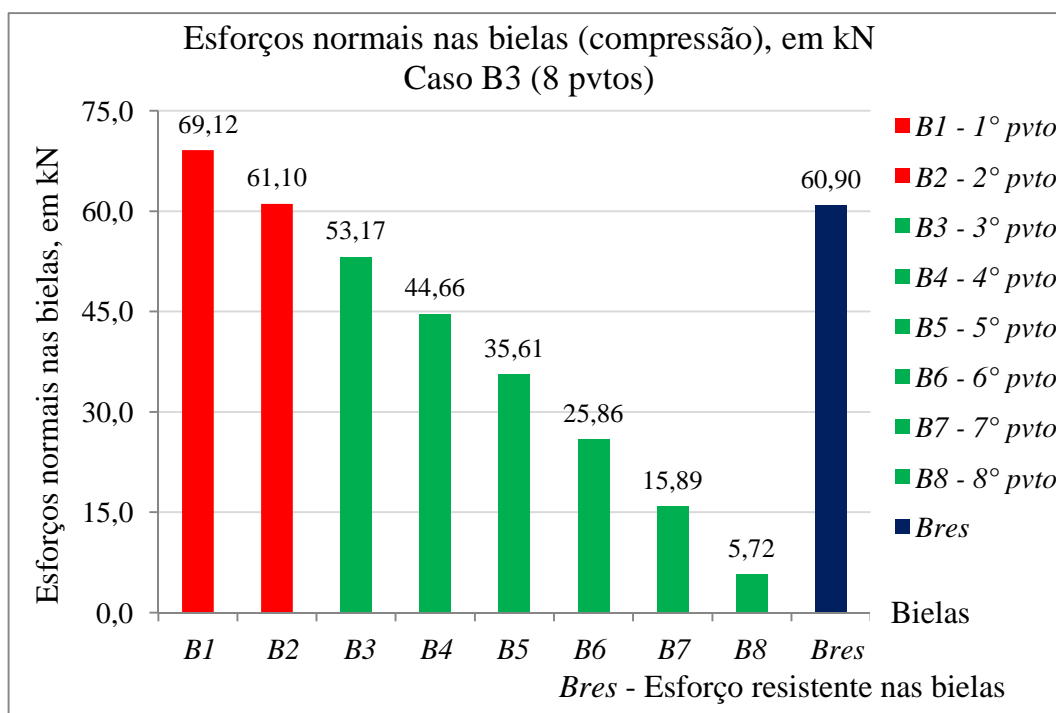


Figura 4.43 - Esforços normais nas bielas, em kN – Caso B3.

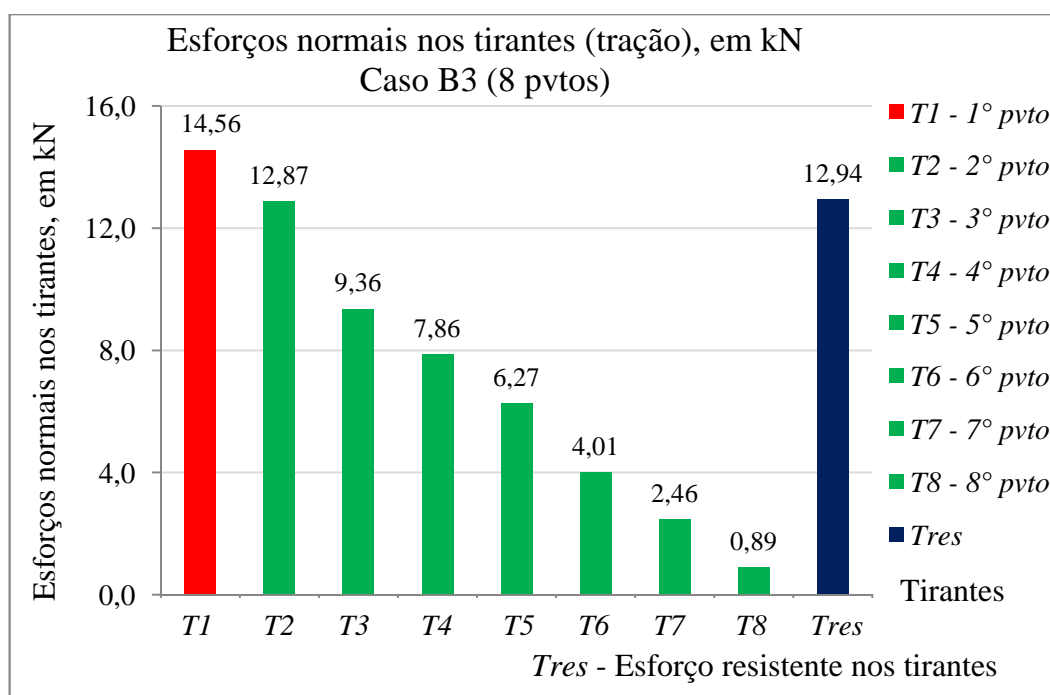


Figura 4.44 - Esforços normais nos tirantes, em kN – Caso B3.

Os esforços resistentes aparecem na cor azul e os esforços solicitantes aparecem nas cores verde e vermelha (cor verde para os valores inferiores aos esforços resistentes e vermelha para os superiores).

Os esforços solicitantes nas bielas para os dois primeiros pavimentos e nos tirantes para o primeiro pavimento do caso B3 ultrapassaram o valor resistente calculado. O esforço normal na biela do 1º pavimento foi 13,5% superior ao esforço resistente. O esforço normal no tirante do 1º pavimento foi 12,5% superior ao esforço resistente.

Quanto à comparação entre os valores obtidos por meio da análise de 1ª ordem e os valores obtidos por meio da análise de 2ª ordem, pode-se dizer que os deslocamentos laterais foram, na maioria das vezes, pouco superiores na análise de 2ª ordem (em alguns casos eles também foram iguais). Um exemplo disso pode ser observado no último pavimento do caso B3 (oito pavimentos) para o pórtico com o modelo de bielas e tirantes, onde o deslocamento lateral na combinação 3 foi 3,1% superior na análise de 2ª ordem (23,65 mm na análise de 1ª ordem e de 24,38 mm na análise de 2ª ordem). Quanto aos esforços solicitantes, a diferença também foi pequena entre as análises de 1ª e de 2ª ordem. Nas Figuras 4.45 e 4.46 podem ser observadas essas comparações para o caso B3, para as bielas e para os tirantes, respectivamente.

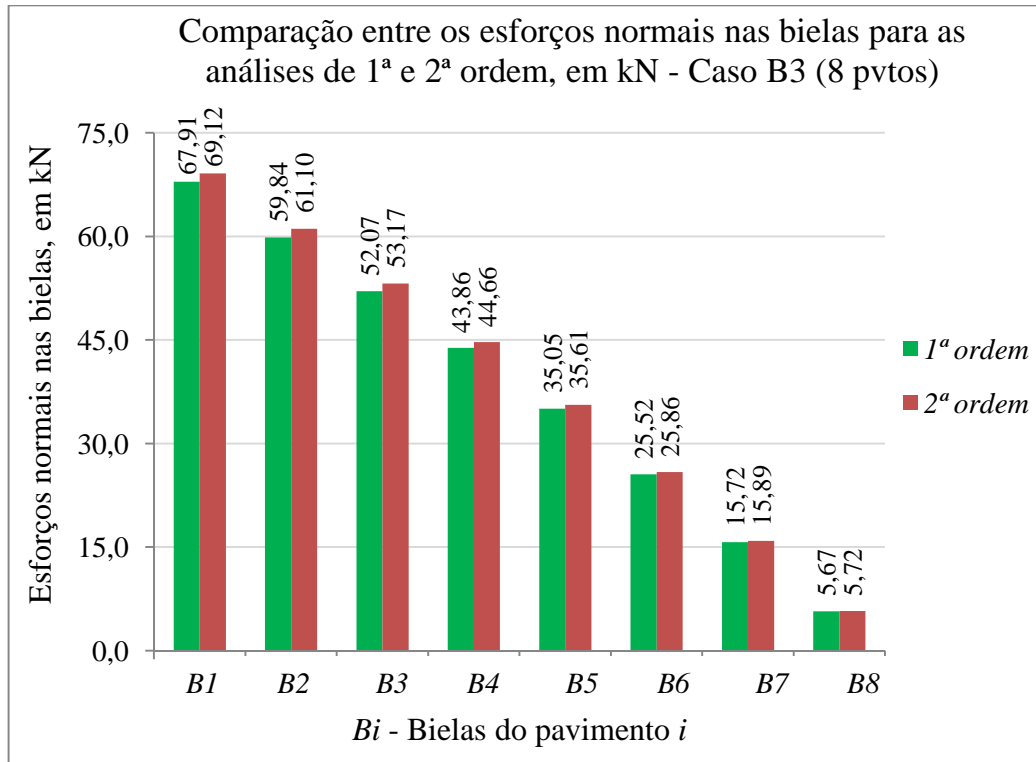


Figura 4.45 - Comparação entre os esforços normais nas bielas para as análises de 1ª e 2ª ordem, em kN – Caso B3.

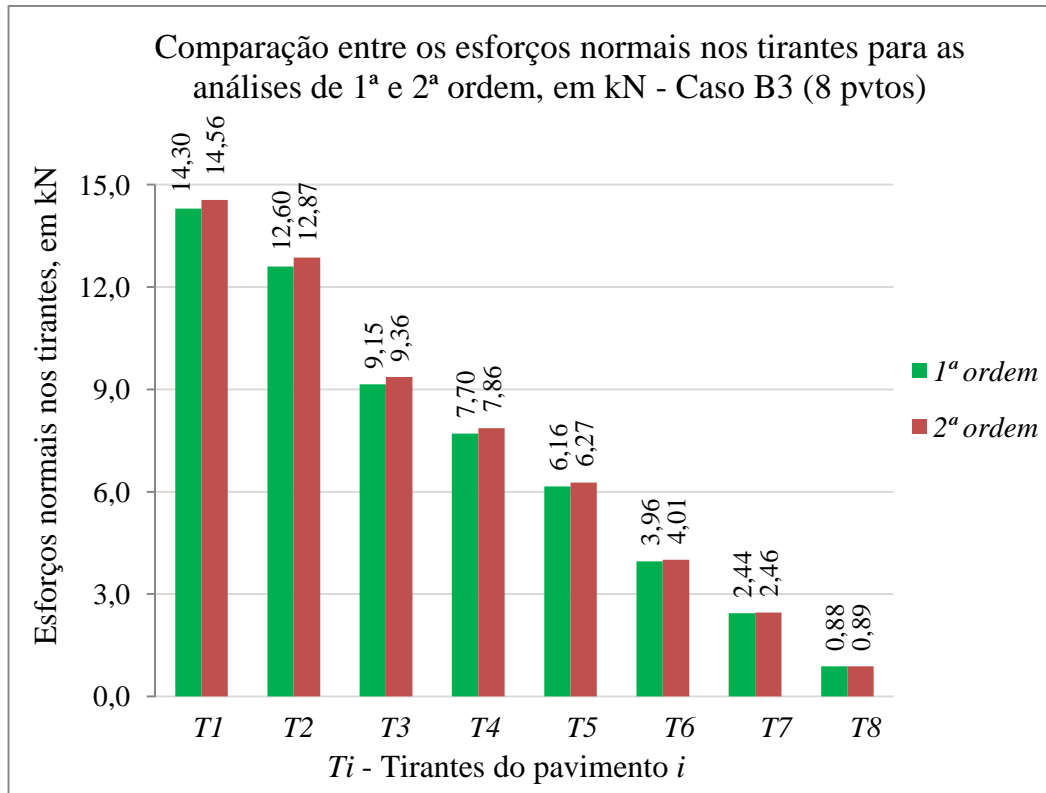


Figura 4.46 - Comparação entre os esforços normais nos tirantes para as análises de 1ª e 2ª ordem, em kN – Caso B3.

Os esforços solicitantes nas bielas do primeiro pavimento foram 1,8% superiores na análise de 2ª ordem em relação à análise de 1ª ordem. Os esforços solicitantes nos tirantes do primeiro pavimento também foram 1,8% superiores na análise de 2ª ordem.

Na Figura 4.47 são apresentados os casos estudados anteriormente (casos A1, A2, A3 e B1, B2, B3), com o número de pavimentos de cada caso e o tipo de contraventamento recomendado, com base na proposta para consideração do modelo de bielas e tirantes.

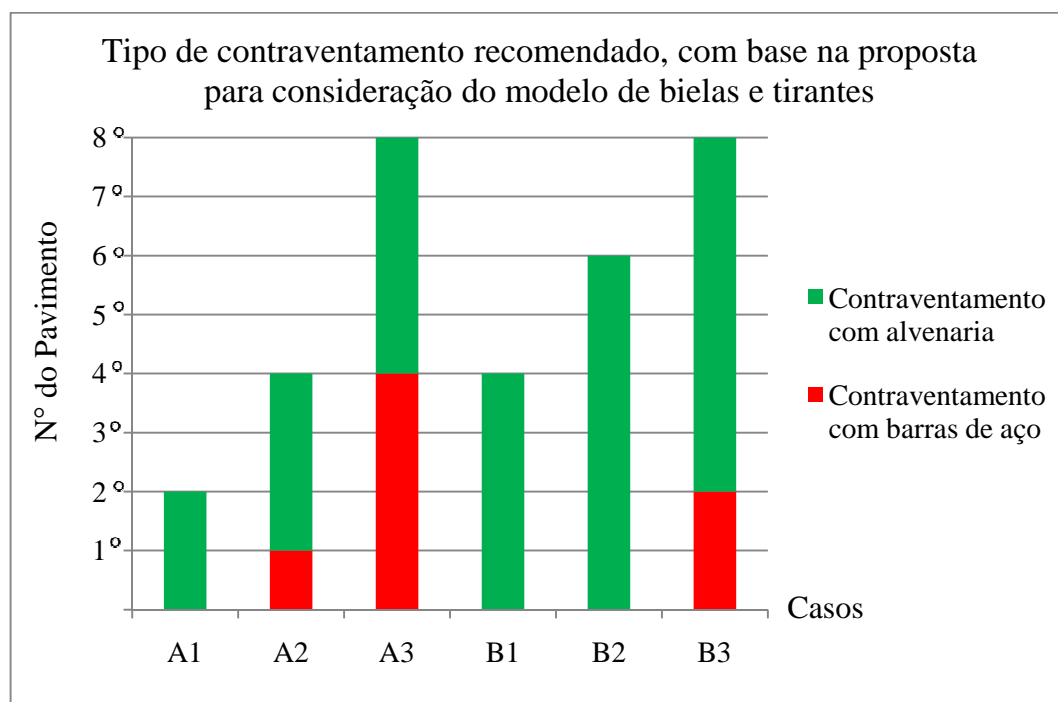


Figura 4.47 - Tipo de contraventamento recomendado, com base na proposta para consideração do modelo de bielas e tirantes.

Em relação aos seis casos estudados pode-se dizer que o contraventamento com alvenaria pode ser utilizado nos pavimentos em que os esforços solicitantes não ultrapassaram os esforços resistentes. Nos pavimentos em que os esforços solicitantes foram maiores que os esforços resistentes, devem-se utilizar contraventamentos com barras de aço.

## CAPÍTULO 05

### CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

---

Neste capítulo apresentam-se as conclusões gerais com base nos resultados observados em cada um dos seis estudos de caso. No fim do capítulo são apresentadas também sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

#### 5.1. CONCLUSÕES GERAIS

Para a análise dos estudos de caso, primeiramente foram definidos três pórticos contraventados com barras de aço, apresentados na dissertação de Pires Filho (2011), com dois, quatro e oito pavimentos (casos A1, A2 e A3, respectivamente). Foi selecionado também o projeto de um edifício de múltiplos andares, dimensionado para quatro, seis e oito pavimentos, e posteriormente foram estudados os seus pórticos contraventados (casos B1, B2 e B3, respectivamente).

Foi realizada para esses seis casos de pórticos contraventados uma análise de primeira ordem utilizando o programa de análise Ftool. Também foi realizada uma análise de primeira ordem para esses pórticos, substituindo as barras de contraventamento de aço pelo painel de alvenaria de blocos de concreto celular autoclavado (alvenaria estrutural), por meio do modelo de bielas e tirantes proposto por Alvarenga (2002).

O passo seguinte foi a realização de análises numéricas de segunda ordem (análise não-linear geométrica) desses seis casos citados, utilizando o programa computacional SAP 2000, considerando os pórticos com as barras de contraventamento de aço e depois com a substituição dessas barras por painéis de alvenaria, utilizando o modelo de bielas e tirantes.

Com os resultados obtidos foi possível perceber que, tanto nos casos A (A1, A2 e A3) quanto nos casos B (B1, B2 e B3), os deslocamentos laterais obtidos para os pórticos com as barras do modelo de bielas e tirantes foram inferiores ao valor limite prescrito pela ABNT NBR 8800:2008.

No entanto, os deslocamentos laterais obtidos para os pórticos com barras de contraventamento de aço foram menores que aqueles obtidos para os pórticos com as barras do modelo de bielas e tirantes.

Já na comparação entre os valores dos deslocamentos laterais obtidos na análise de primeira ordem com os obtidos na análise de segunda ordem foi verificado, para os seis casos estudados, que a diferença entre esses valores foi muito pequena. Prova disso é que em todos os casos a estrutura foi classificada como de pequena deslocabilidade. Essa classificação, realizada de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, foi obtida por meio da relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem para todas as combinações normais de ações. Como essa relação não ultrapassou 1,1, todos os casos foram classificados como de pequena deslocabilidade.

Com relação aos esforços obtidos nas barras do modelo de bielas e tirantes, foi verificada grande proximidade entre os esforços de primeira e de segunda ordem. Como já era de se esperar, os esforços obtidos na análise de segunda ordem foram, na maioria das vezes, superiores aos esforços obtidos na análise de primeira ordem. Em alguns casos esses esforços foram praticamente iguais.

Na comparação entre os esforços solicitantes nas barras do modelo de bielas e tirantes ( $B$  e  $T$ ) e os esforços normais resistentes ( $B_{res}$  e  $T_{res}$ ), foi possível verificar que, para o caso A1 (dois pavimentos) e para o caso B1 (quatro pavimentos), os esforços solicitantes não ultrapassaram os valores dos esforços resistentes em nenhum pavimento. Conclui-se então que o painel de alvenaria (formado por blocos de concreto celular autoclavado), representado pelo modelo de bielas e tirantes proposto por Alvarenga (2002), suporta as solicitações atuantes para os casos A1 e B1 (em relação aos deslocamentos laterais e aos esforços normais analisados).

No caso A2, que corresponde ao pórtico de quatro pavimentos apresentado por Pires Filho (2011), o modelo de bielas e tirantes indica que a alvenaria é suficiente para suportar os três últimos pavimentos, sendo necessária, portanto, a utilização de contraventamentos de aço no primeiro pavimento.

No caso A3, que corresponde ao pórtico de oito pavimentos apresentado por Pires Filho (2011), o modelo de bielas e tirantes indica que a alvenaria é suficiente para suportar os quatro últimos pavimentos, sendo necessária a utilização de contraventamentos de aço nos quatro primeiros pavimentos.

No caso B2, que corresponde ao pórtico de seis pavimentos do edifício de múltiplos andares, o modelo de bielas e tirantes indica que a alvenaria é suficiente para suportar os seis pavimentos, não sendo necessária, portanto, a utilização de contraventamentos de aço em nenhum pavimento.

No caso B3, que corresponde ao pórtico de oito pavimentos do edifício de múltiplos andares, o modelo de bielas e tirantes indica que a alvenaria é suficiente para suportar os seis últimos pavimentos, sendo necessária a utilização de contraventamentos de aço nos dois primeiros pavimentos.

Comparando os casos A3 e B3, ambos de oito pavimentos, observa-se que, enquanto a alvenaria é suficiente para suportar os quatro últimos pavimentos do caso A3, no caso B3 ela suporta os seis últimos pavimentos. Isto pode ter ocorrido pelo seguinte motivo: a ação horizontal, bem como o carregamento vertical são relativamente pequenos para o caso B3. No caso do carregamento vertical, como a direção do steel-deck é paralela à direção dos pórticos contraventados, a maior parte deste carregamento é descarregada nas vigas dos pórticos rígidos. No caso das ações horizontais, a área de incidência do vento para cada pórtico do caso B3 é aproximadamente 40% inferior à do caso A3.

Pode-se concluir com o trabalho que, de fato, há a possibilidade de substituir algumas barras de contraventamento de aço por painéis de alvenaria estrutural, muitas vezes, já presentes como elementos de vedação em edifícios de estruturas metálicas. É importante salientar que os resultados obtidos neste trabalho não são conclusivos e apresentam variabilidade para diferentes edificações de mesmo número de pavimentos. Não é pretensão do autor apresentar recomendações práticas para utilização em projetos e, sim, contribuir para um melhor entendimento do comportamento estrutural de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. Este assunto carece de estudos mais profundos, englobando um maior número de estudos de caso, variando o número de pavimentos, a geometria dos pórticos constituintes dos edifícios, o tipo de ligação viga-pilar, o tipo de material para preenchimento dos pórticos, dentre outros. Vale a pena citar também que neste trabalho não foi considerado o estado limite de serviço para verificação da fissuração da alvenaria.

A possibilidade de substituição de barras de contraventamento de aço por painéis de alvenaria pode contribuir para a obtenção de construção mais sustentável, tendo em vista que a produção de materiais e componentes para a indústria da construção civil consome grandes quantidades de matéria-prima e energia. Além disso, resulta em diversos outros impactos ambientais, como emissões de poluentes na água e no ar. Para poder atingir a sustentabilidade em uma estrutura é necessário a eliminação ou a redução de materiais e métodos que causem danos ao meio ambiente.

## ***5.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS***

Neste item são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Avaliações experimentais de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria;
- Aplicação do modelo de bielas e tirantes para pórticos de concreto preenchidos com alvenaria;
- Aplicação do modelo de bielas e tirantes para outros tipos de blocos estruturais, tais como: blocos cerâmicos e blocos de concreto;
- Aplicação do modelo de bielas e tirantes para painéis pré-fabricados;
- Aplicação do modelo de bielas e tirantes a paredes com abertura;
- Avaliação experimental, análise numérica e aplicação do modelo de bielas e tirantes para pórticos de aço com a relação altura por comprimento do painel inferior a 0,4 ( $h/l < 0,4$ );
- Realização da análise não-linear do material em estudo;
- Avaliação de outros tipos de ligação viga-pilar, como ligações semi-rígidas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios (Método dos Estados Limites) - Procedimento. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios – Procedimento. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10837: Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10837: Projeto de Estruturas de Alvenaria de Blocos Vazados de Concreto (Texto base). Rio de Janeiro, 2011.

Alvarenga, R.C.S.S. (2002). Análise Teórico-Experimental de Estruturas Compostas de Pórticos de Aço Preenchidos com Alvenaria de Concreto Celular Autoclavado. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

Amos, K. A. (1985). The shear strength of masonry infilled steel frames. Tese (Doutorado) - Department of Civil Engineering, University of New Brunswick, Fredericton, N.B.

Barua, H. K.; Mallick, S. K. (1977). Behaviour of mortar infilled steel frames under lateral load. *Building and Environment*, Pergamon Press, UK. Vol 12, pp. 263-272.

Benjamin, J. R.; Williams, H. A. (1957). The Behavior of One-Storey Reinforced Concrete Shear Walls. *Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.*, v.83 -N. ST3 - p. 1-49.

Benjamin, J. R.; Williams, H. A. (1958). The behaviour of one-storey brick shear walls. *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 84, n. ST4.

Braguim, J. R. (1989). Contribuições ao Estudo do Enrijecimento de Estruturas de Aço em Edifícios de Múltiplos Pavimentos. 130 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

Braguim, J. R. (1993). Painel de Alvenaria: Um Fator de Enrijecimento das Estruturas. Encarte Técnico Instituto de Pesquisas Tecnológicas / Divisão de Construção Civil - PINI, IPT.43, p. 19-22. São Paulo.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1991). CEB-FIP model code 1990: final fraft. *Bulletim D'Information*, n. 203,204,205, Jul.

Danasekar, M.; Page, A. W. (1986). The Influence of Brick Masonry Infill Properties on the Behavior of Infilled Frames. *Proc. Intsn. Civ. Engrs.*, part 2, 81, p. 593-605.

Danasekar, M.; Page, A. W; Kleeman, P. W. (1985). The Failure of Brick Masonry under Biaxial Stresses. *Proc. Intsn. Civ. Engrs.*, part 2, 79, p. 295-313.

Dawe, J. L.; Charalambous, P. D. (1983). Finite element analysis for wallframe interaction. *Proceedings, Eight International Loadbearing Brickwork Symposium*, British Ceramic Society, Stoke-on-Trent. UK.

Dawe, J. L.; Seah, C. K. (1989). Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads. *Proceedings, 5th Canadian Masonry Symposium*. University of British Columbia, Vancouver, Canadá. p. 329-340.

European Committee Standardization (1996). Eurocode 6 - Design of masonry structures. Part 1. London, BSI.

Fonseca, G. M. (1999). Análise numérico experimental da interação conjunta pórtico-alvenaria. Belo Horizonte. 145 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

Holmes, M. (1961). Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling. Proc. Inst. Civ. Eng, v. 19, p. 473-478.

Jamal, B. D.; Bennett, R. M.; and Flanagan, R. D. (1992). Numerical analysis for in-plane behaviour of infilled frames. Proceedings, 6th. Canadian Masonry Symposium, Saskatoon, Saskatchewan. p. 633-644.

Karamanski, T. (1967). Calculating infilled frames by the method of finite element, Tall Buildings, Pergamon Press, Oxford, p. 455-463.

Khattab, M. (1993). In-plane behaviour of grouted concrete masonry under biaxial state of stress. Tese (Doutorado). Hamilton, Ontario. Department of Civil Engineering, McMaster University.

King, G. J. W.; Pandey, P. C. (1978). The analysis of infilled frames using finite elements. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, v. 65, p. 749-760.

Liauw, T. C., e Kwan, K. H. (1982). Non-linear analysis of multi-storey infilled frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, v. 73, p. 441-454.

Liauw, T. C.; Lee, S. W. (1977). On the behaviour and the analysis of multi-storey infilled frames subjected to lateral loading. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Part 2, v. 63, p. 641-657.

Lourenço, P. B. (1996). Computational Strategies for Masonry Structures. Delft, Holanda. 210 p. Tese (Doutorado) - Delft University of Technology – Delft University Press - I11.

Mainstone, R. J. (1971). Supplementary Note on the Stiffness and Strength of Infilled Frames. CP13 74, Build. Res. Establishment. Londres, Inglaterra.

Mallick, D. V.; Severn, R. T. (1967). The behaviour of infilled frames under static loading. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v. 38, p. 639-656.

Mcbride, R. T. (1984). The behaviour of masonry infilled steel frames subjected to racking. Dissertação (Mestrado). New Brunswick, Canadá. Department of Civil Engineering, University of New Brunswick, Fredericton, NB.

Mehrabi, A. B.; Shing, P. B. (1997). Finite Element Modeling of Masonry- Infilled RC Frames. *Journal of Structural Engineering*, v. 123, n. 5, p. 604-613.

Oliveira, J. T. de (2001). *Contribuição ao Estudo de Pórticos Metálicos Enrijecidos com Alvenaria*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

Page, A. W. (1979). A Non-Linear Analysis of the Composite Action of Masonry Walls on Beams. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, part 2, v. 67, p. 96-110.

Pires Filho, C. A. B. (2011). *Avaliação da Aplicabilidade da Análise de Segunda Ordem a Estruturas de Aço Correntes*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa.

Polyakov, S. V. (1956). *Masonry in framed buildings (Godsudarstvenoe Isdatel' stvo Literatry Po Stroital stvui Architecture*. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston.

Polyakov, S. V. (1960). On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. *Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering Research Institute, São Francisco, CA, p. 36-42

Riddington, J. R. (1984). The Influence of Initial Gaps on Infilled Frame Behavior. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, part 2, p. 295-310.

Riddington, J. R.; Stafford-Smith, B. (1978). Composite Method of Design for Heavily Loaded Wall-Beam Structures. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, part 1, v. 64, p. 137-151.

Rivero, C. D. (1982). *An analytical study of the interaction of frames and infill masonry walls*. Tese (Doutorado). Civil Engineering, University of Illinois, Illinois.

Santos, Elilde Medeiros dos (2007). *Influência da Alvenaria no Comportamento Estrutural de Edifícios Altos de Concreto Armado*. Dissertação (Mestrado). Universidade Católica de Pernambuco.

Seah, C. K. (1998). *A Universal approach for the analysis and design of masonry infilled frame structures*. New Brunswick, Canadá. 273 p. Tese (Doutorado). University of New Brunswick.

Silva, R.C.; Giongo, J.S. (2000). Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado. São Carlos, EESC.

Stafford-Smith, B. (1962). Lateral stiffness of infilled frames. *ASCE Journal of Structural Division*, v. 88, n. ST6, p. 183-199.

Stafford-Smith, B. (1966). Behaviour of square infilled frames. *ASCE Journal of the Structural Division*, v. 92, n. ST1, p. 381-403.

Stafford-Smith, B. (1967a). The composite behaviour of infilled frames. *Tall Buildings*, Pergamon Press, Londres. p. 481-493.

Stafford-Smith, B. (1967b). Methods of predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames. *Building Science*, v. 2, p. 247-257.

Stafford-Smith, B.; Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. *Proceedings, the Institution of Civil Engineers*, v. 44, p. 31-48.

Stafford-Smith, B.; Coull, A. (1991). *Tall building structures – Analysis and Design*. John Wiley and Sons Inc., A Wiley-Interscience Publication, v. 91, p. 168.

Stafford-Smith, B.; RIDDINGTON, J. R. (1978). The design of masonry infilled steel frames for bracing structures. *The Structural Engineer*, n. 1, v. 56B, p. 1-7.

Thomas, F. G. (1953). The strength of brickwork. *The Structural Engineer, Part 2*, v. 36, p. 35-41.

Whitney C. S.; Anderson B. G.; Cohen E. (1955). Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions. *Journal, Amer. Concrete Inst.* p 655-673.

Wood, R. H. (1958). The Stability of Tall Buildings. *Proc. Soc. Civ. Eng.*, v. 11, p. 60-101.

Yong, T. C. (1984). Shear strength of masonry panels in steel frames. *Dissertação (Mestrado)*. Canadá. Department of Civil Engineering, University of New Brunswick.

## APÊNDICE **A**

### **PROJETO DO EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS ANDARES (CASOS B1, B2 e B3)**

---

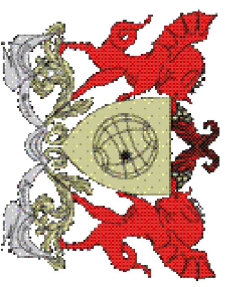
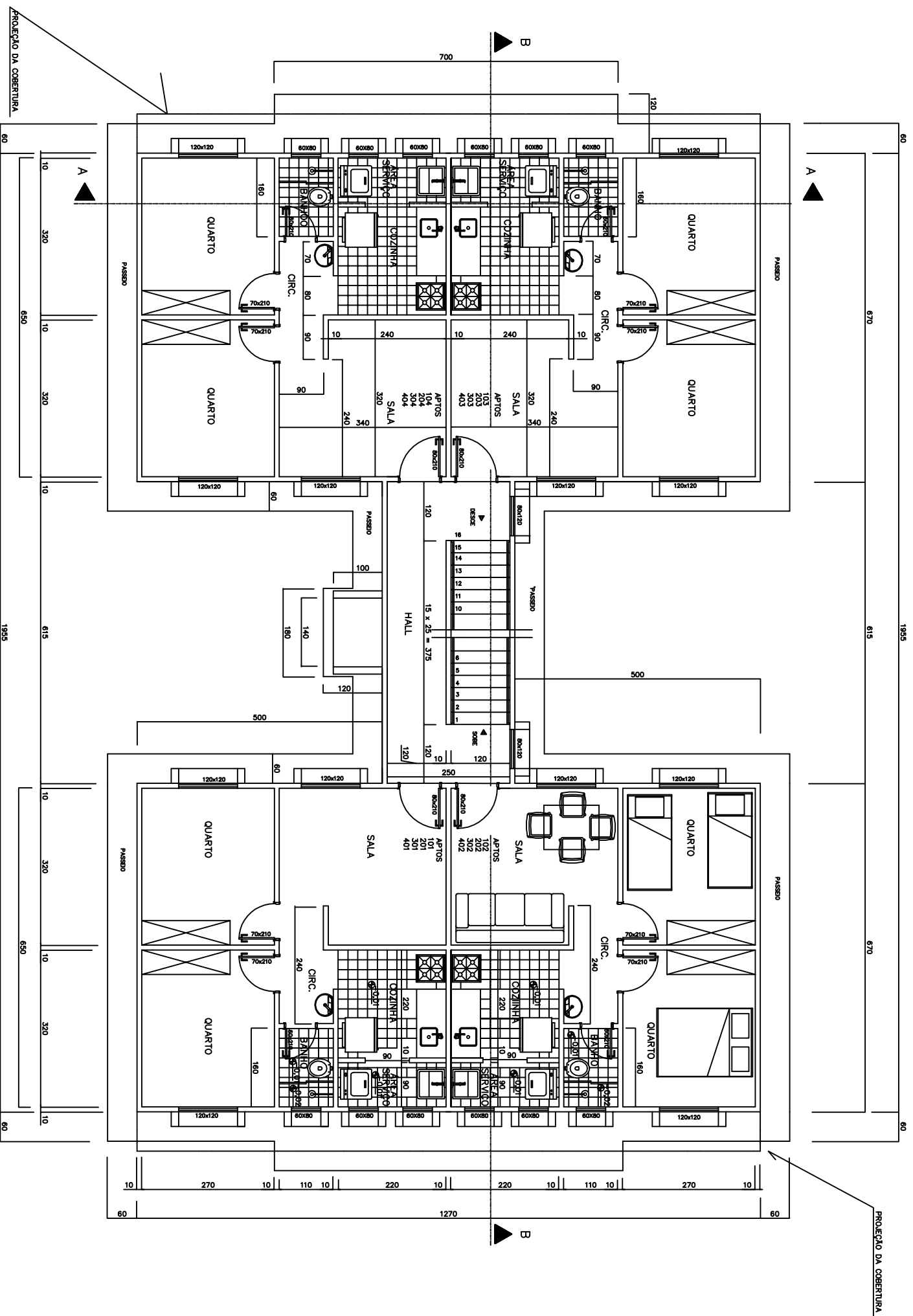
Neste Apêndice é apresentada a planta baixa do edifício de múltiplos andares, na Figura A.1, e estão apresentados também os cálculos referentes às ações verticais e ações horizontais, além da análise e do dimensionamento das vigas, dos pilares e das barras de contraventamento.

#### ***A.1. AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CONSIDERADAS***

São apresentadas neste item as ações verticais e horizontais atuantes no edifício de múltiplos andares estudado.

##### ***A.1.1. AÇÕES PERMANENTES***

- **CP1 – carga permanente introduzida antes do endurecimento do concreto**
  - Laje = 2,28 kN/m<sup>2</sup> (tabela Steel Deck)
  - Estrutura = 0,32 kN/m<sup>2</sup>
- **CP2 – carga permanente introduzida após o endurecimento do concreto**
  - Parede = 3,00 kN/m
  - Revestimento = 1,00 kN/m<sup>2</sup>



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA**  
 CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS  
 PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
 ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO

Avaliação de Pórticos Planos de Aço Considerando a Contribuição da Alvenaria pelo Modelo de Bielas e Tirantes	
DATA:	SETEMBRO/2011
ESCALA:	1/100

Figura A.1 - Planta baixa do edifício de múltiplos andares.

- Caixas d'água – na Figura A.2a está representado um esquema da estrutura de suporte da caixa d'água do edifício e na Figura A.2b é mostrado o corte CC. Os pilares P13 e P14, P15 e P16 se apoiam no último pavimento de cada caso (Casos B1, B2 e B3), nas vigas V15, V19, V14 e V18, respectivamente. As vigas foram enrijecidas nesses pontos onde os pilares se apóiam.

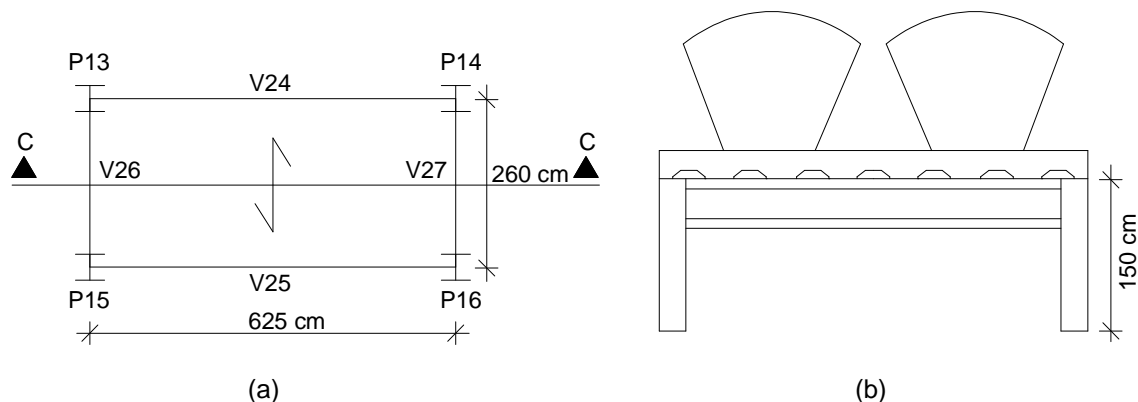


Figura A.2 - Caixa d'água: a) esquema da estrutura e b) corte CC.

### A.1.1. AÇÕES VARIÁVEIS

- **SC1 – sobrecarga introduzida antes do endurecimento do concreto**
  - Sobrecarga de construção = 1,00 kN/m<sup>2</sup>
- **SC2 – sobrecarga introduzida após o endurecimento do concreto**
  - Área de serviço = 2,00 kN/m<sup>2</sup>
  - Escada = 3,00 kN/m<sup>2</sup>
  - Demais áreas = 1,50 kN/m<sup>2</sup>
- **Vento – ações devidas ao vento atuando na direção longitudinal e transversal**

Este edifício de múltiplos andares foi calculado considerando quatro, seis e oito pavimentos, logo, os cálculos seguintes foram mostrados considerando todos os três casos estudados. De acordo com a ABNT NBR 6123:1988:

- Velocidade básica –  $V_0$

$$V_0 = 32 \text{ m/s para a cidade de Viçosa – MG}$$

- Fator topográfico –  $S_1$

$S_1 = 1,0$  para terreno plano ou fracamente acidentado.

- Fator de rugosidade –  $S_2$

Para o cálculo do fator de rugosidade foi considerada a Categoria IV para a rugosidade do terreno, a Classe A para os casos B1 e B2 e a Classe B para o caso B3. Têm-se assim os valores de  $S_2$  em função da altura acima do terreno para cada caso na Tabela A.1:

Tabela A.1 - Fator de rugosidade –  $S_2$

$h$ (m)	Casos B1 e B2	Caso B3
2,90	0,790	0,760
5,80	0,801	0,771
8,70	0,842	0,812
11,60	0,873	0,846
14,50	0,896	0,875
17,40	0,914	0,894
20,30	-	0,912
23,20	-	0,926

- Fator estatístico –  $S_3$

$S_3 = 1,0$  para edificações residenciais.

- Velocidade característica –  $V_k$

A velocidade característica  $V_k$  é dada pela expressão (A.1) e pode ser vista na Tabela A.2.

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (\text{A.1})$$

Tabela A.2 - Velocidade característica,  $V_k$  (m/s)

$h$ (m)	Casos B1 e B2	Caso B3
2,90	25,280	24,320
5,80	25,638	24,678
8,70	26,938	25,978
11,60	27,930	27,072
14,50	28,672	28,000
17,40	29,261	28,621
20,30	-	29,168
23,20	-	29,632

○ Pressão dinâmica –  $q$

A pressão dinâmica é dada pela expressão (A.2) e pode ser vista na Tabela A.3.

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (\text{A.2})$$

Tabela A.3 - Pressão dinâmica,  $q$  (N/m<sup>2</sup>)

$h$ (m)	Casos B1 e B2	Caso B3
2,90	391,755	362,566
5,80	402,942	373,331
8,70	444,814	413,674
11,60	478,178	449,264
14,50	503,937	480,592
17,40	524,847	502,139
20,30	-	521,523
23,20	-	538,248

○ Coeficiente de arrasto –  $C_a$

O coeficiente de arrasto, dado na Tabela A.4, foi calculado, para cada um dos três casos, considerando o vento de baixa turbulência, atuando na direção longitudinal e na direção transversal, conforme Figuras A.3a e A.3b, respectivamente.

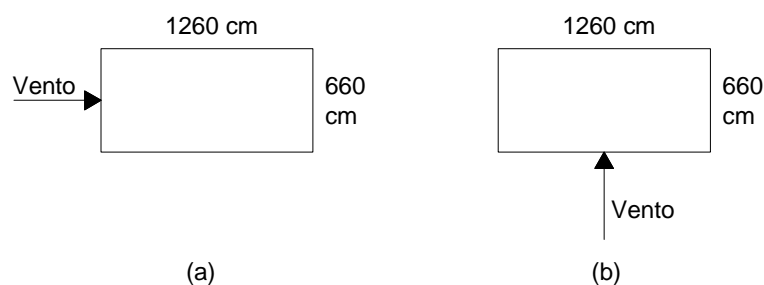


Figura A.3 - Esquema em planta para o vento atuando na direção: a) longitudinal e b) transversal.

Tabela A.4 - Coeficiente de arrasto –  $C_a$

	Caso B1	Caso B2	Caso B3
Vento longitudinal	0,85	0,90	0,93
Vento transversal	1,14	1,19	1,24

○ Força de arrasto –  $F_i$

Para o cálculo da força de arrasto foi preciso conhecer as áreas de contribuição para cada um dos três casos, com o vento atuando nas duas direções. As áreas  $A_i$  são dadas na Tabela A.5, sendo que o índice  $i$  se refere à laje a qual aquela área contribui.

Tabela A.5 - Áreas de contribuição,  $A_i$  (m<sup>2</sup>)

	Vento longitudinal			Vento transversal		
	Caso B1	Caso B2	Caso B3	Caso B1	Caso B2	Caso B3
$A_1$	19,43	19,43	19,43	36,83	36,83	36,83
$A_2$	19,43	19,43	19,43	36,83	36,83	36,83
$A_3$	19,43	19,43	19,43	36,83	36,83	36,83
$A_4$	9,715	19,43	19,43	18,415	36,83	36,83
$A_5$	-	19,43	19,43	-	36,83	36,83
$A_6$	-	9,715	19,43	-	18,415	36,83
$A_7$	-	-	19,43	-	-	36,83
$A_8$	-	-	9,715	-	-	18,415

Conhecidas as áreas de contribuição foi possível calcular a força de arrasto para cada caso, considerando o vento atuando nas duas direções. A força de arrasto, em kN, é dada pela expressão (A.3) e apresentada na Tabela A.6.

$$F_i = C_a \times q \times A_i \quad (\text{A.3})$$

Tabela A.6 - Força de arrasto,  $F_i$  (kN)

	Vento longitudinal			Vento transversal		
	Caso B1	Caso B2	Caso B3	Caso B1	Caso B2	Caso B3
$F_1$	6,52	6,95	6,69	16,66	17,46	16,78
$F_2$	6,61	7,04	6,79	16,89	17,71	17,03
$F_3$	7,26	7,73	7,48	18,54	19,43	18,76
$F_4$	3,92	8,35	8,13	10,02	21,00	20,41
$F_5$	-	8,78	8,67	-	22,06	21,74
$F_6$	-	4,58	9,12	-	11,51	22,87
$F_7$	-	-	9,45	-	-	23,71
$F_8$	-	-	4,88	-	-	12,24

Quando o vento atua na direção longitudinal têm-se dois pórticos rígidos, de mesma geometria, para absorver essas ações, logo a força de arrasto calculada foi dividida por dois. Quando o vento atua na direção transversal têm-se dois pórticos contraventados para absorver essas ações. Neste caso a força de arrasto calculada também foi dividida por dois.

- **Forças nocionais**

As forças nocionais ( $F_n$ ), explicadas no item 3.3, são forças horizontais utilizadas como uma alternativa à consideração dos efeitos das imperfeições geométricas no cálculo das estruturas. Estas forças correspondem a 0,3% das cargas verticais de cálculo totais no pavimento,  $F_{d,p}$  (no pavimento), conforme a expressão (3.1), no Capítulo 3.

Foi calculada então, de forma aproximada, a carga de cálculo que atua em um pavimento deste edifício. Na Tabela A.7 são mostradas as ações permanentes e variáveis atuantes. Já na Tabela A.8 são apresentadas as áreas consideradas e também o comprimento aproximado das paredes, tudo isso para metade do edifício, já que o dimensionamento foi realizado apenas para um dos lados do edifício, que é simétrico. Na Tabela A.9 é apresentada a carga permanente e a sobrecarga para cada área considerada e também a carga de cálculo total para um pavimento.

Tabela A.7 - Ações permanentes e variáveis atuantes

Ação	Valor
Peso próprio da laje	2,28 kN/m <sup>2</sup>
Peso da estrutura	0,32 kN/m <sup>2</sup>
Carga de parede	3,00 kN/m
Revestimento	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga geral	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga na área de serviço	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Escada	3,00 kN/m <sup>2</sup>

Tabela A.8 - Áreas consideradas e comprimento aproximado das paredes

Local	Valor
Área de serviço	2,42 m <sup>2</sup>
Escadas	4,5 m <sup>2</sup>
Paredes	86,45 m
Demais áreas	82,67 m <sup>2</sup>

Tabela A.9 - Carga de cálculo total para um pavimento

	<i>CP</i>	<i>SC</i>	$F_{d,p}(no\ pavimento)$	$F_{d,p}(no\ pavimento)$
	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN)
Área de serviço	6,65	2,00	11,975	29,0
Escadas	3,60	3,00	9,360	42,1
Demais áreas	6,65	1,50	1,1225	927,9
$F_{d,p}(no\ pavimento) = \gamma_G \cdot CP + \gamma_Q \cdot SC = 1,35 \cdot CP + 1,5 \cdot SC$			<b>TOTAL</b>	<b>999,0</b>

A carga de cálculo total para um pavimento foi de aproximadamente 1000 kN. De acordo com a expressão (3.1), a força nocional será igual a 3,0 kN ( $F_n = 3,0$  kN). A força nocional calculada é a mesma para todos os três casos e foi dividida por dois para todos eles, já que nas duas direções, longitudinal e transversal, existem dois pórticos para absorvê-la, assim como foi realizado com as ações devidas ao vento.

## A.1. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS, PILARES E CONTRAVENTAMENTOS

A seguir é apresentada a análise das vigas mencionadas no item 4.4.2, que não pertencem aos pórticos longitudinais (eixos 1, 3, 4 e 6) e aos pórticos transversais (eixos A e C). Esses eixos citados podem ser observados na Figura 3.8. Foram calculadas as reações de apoio das vigas que se apoiam em outras vigas. Na Figura A.4 é apresentada a viga V5, que se apoia nas vigas V16 e V17, apresentadas na Figura A.5. As vigas V16 e V17 se apoiam nas vigas V3 e V7, apresentadas nas Figuras A.6 e A.7, respectivamente.

### Viga V5

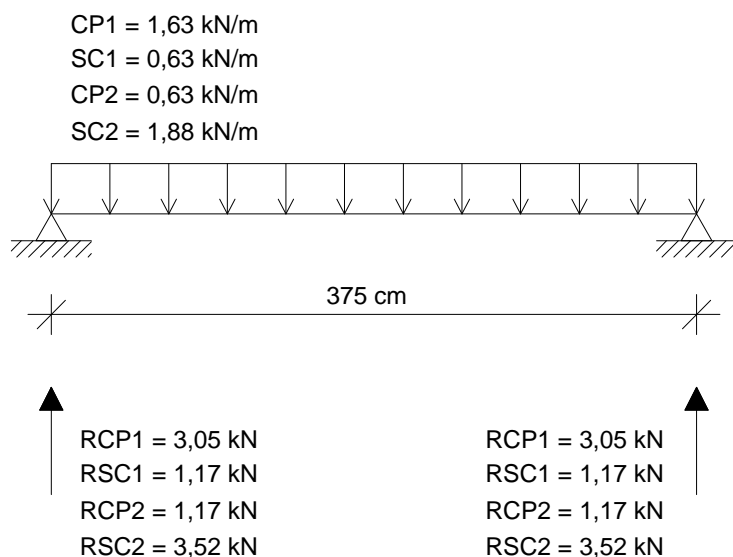
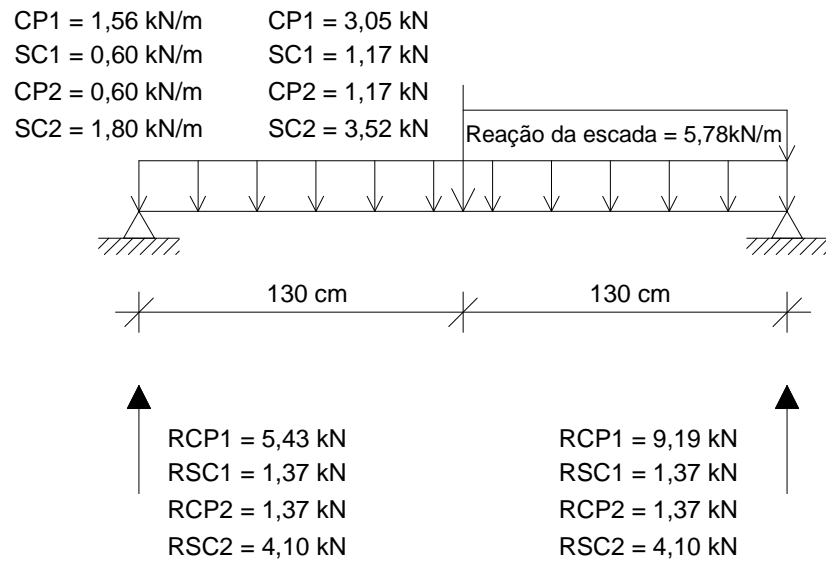


Figura A.4 - Representação da viga V5.

## Vigas V16, V17



### Contribuição da escada

Espessura = 10 cm

Comp. inclinado = 4,63 m

$P = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 4,63 \text{ (m)} \times 0,10 \text{ (m)} = 11,56 \text{ kN/m}$

Como existem dois apoios: 5,78 kN/m para cada

Figura A.5 - Representação das vigas V16 e V17.

## Viga V3

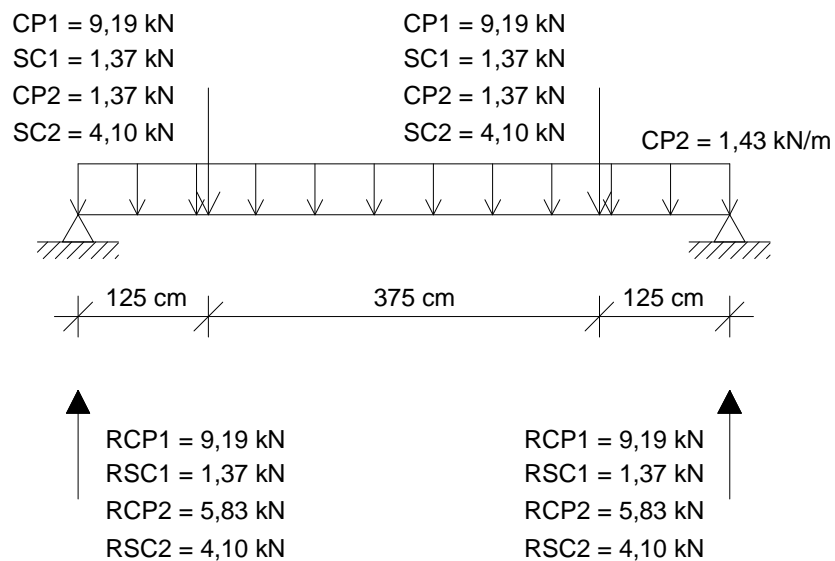


Figura A.6 - Representação da viga V3.

### Viga V7

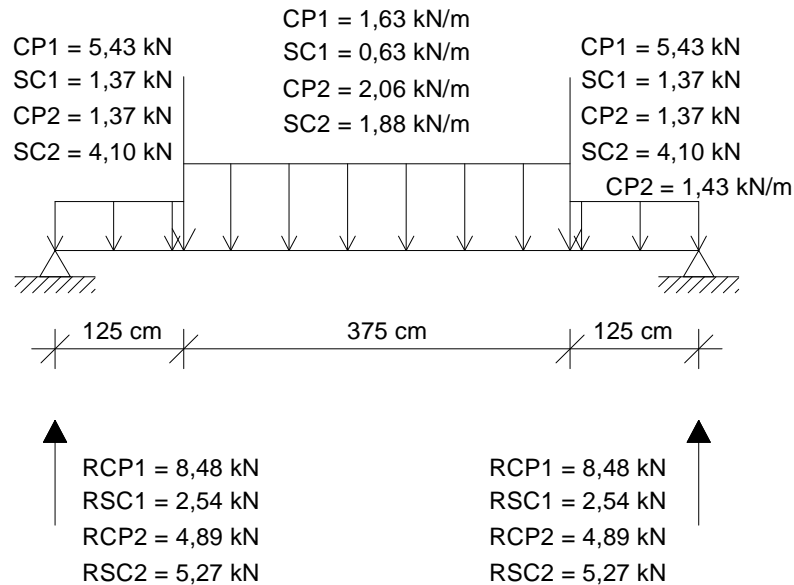


Figura A.7 - Representação da viga V7.

Na Figura A.8 são apresentadas as vigas V12, V13, V20 e V21. As vigas V4 e V6 estão representadas na Figura A.9. Nas Figuras A.10, A.11 e A.12 estão representadas as vigas V24 e V25 para os casos B1, B2 e B3, respectivamente. O carregamento nessas três vigas se altera em cada caso, já que essas suportam o peso das caixas d'água e esse peso é diferente para cada caso. Na Figura A.13 estão representadas as vigas V26 e V27.

### Vigas V12, V13, V20, V21

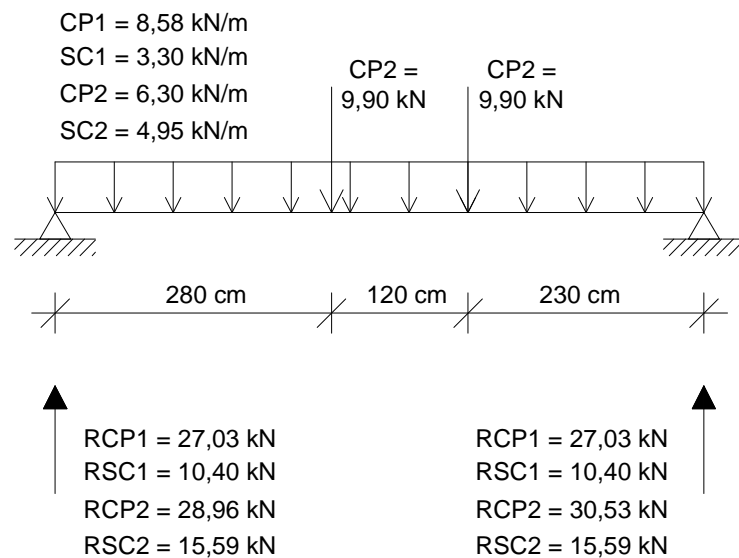


Figura A.8 - Representação das vigas V12, V13, V20 e V21.

### Vigas V4, V6

---

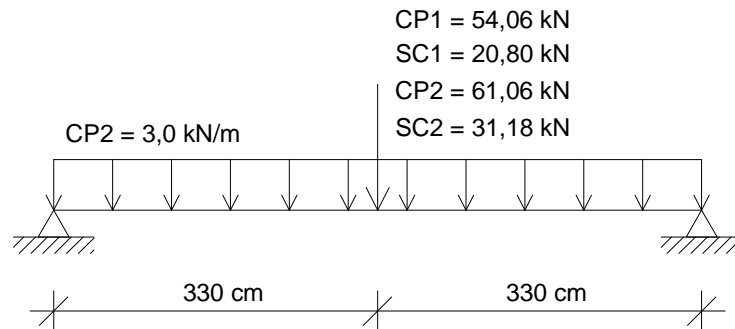


Figura A.9 - Representação das vigas V4 e V6.

### Vigas V24 e V25

---

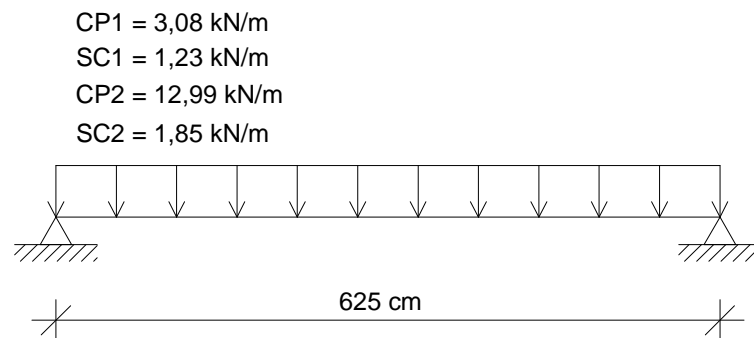


Figura A.10 - Representação das vigas V24 e V25 para o caso B1.

### Vigas V24 e V25

---

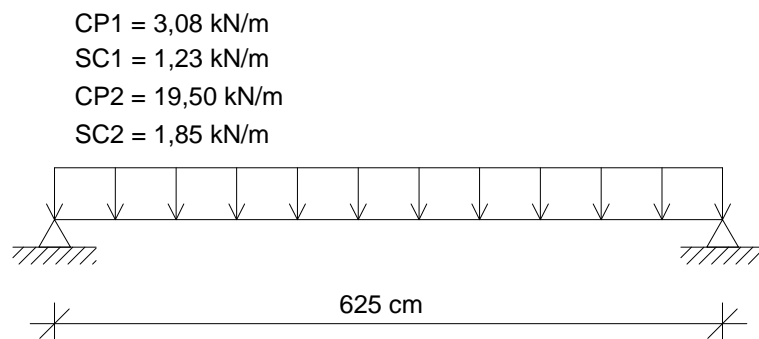


Figura A.11 - Representação das vigas V24 e V25 para o caso B2.

**Vigas V24 e V25**

---

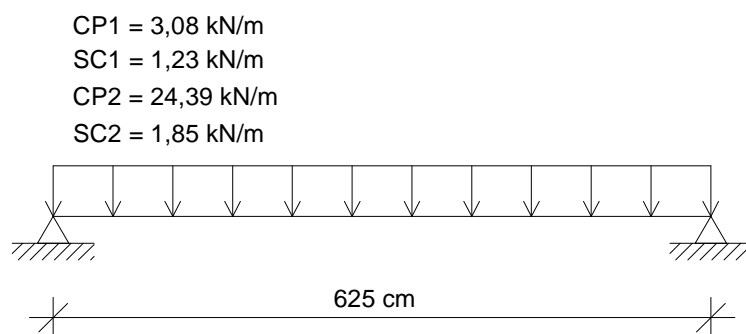


Figura A.12 - Representação das vigas V24 e V25 para o caso B3.

**Vigas V26 e V27**

---

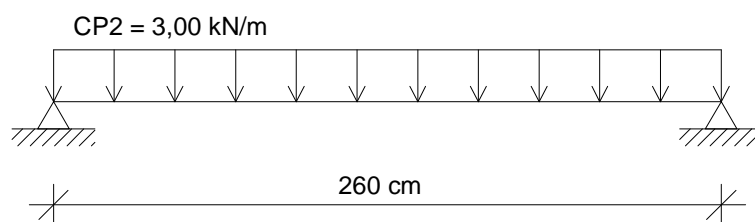


Figura A.13 - Representação das vigas V26 e V27.

Essas vigas foram dimensionadas por meio do programa Vigamix e os perfis dimensionados estão apresentados na Tabela A.10.

Tabela A.10 - Perfis dimensionados para as vigas por meio do VigaMix

Viga	Caso	Perfil	Viga isolada ou mista	Taxa (%)	Interação (%)	Nº de Conectores
V3	Todos	W 200x15,0	Isolada	77	-	-
V4	Todos	W 410x46,1	Mista	97	59,6	20
V5	Todos	W 150x13,0	Isolada	35	-	-
V6	Todos	W 410x46,1	Mista	97	59,6	20
V7	Todos	W 200x19,3	Isolada	89	-	-
V12	Todos	W 310x28,3	Mista	96	52,9	16
V13	Todos	W 310x28,3	Mista	96	52,9	16
V16	Todos	W 150x13,0	Isolada	52	-	-
V17	Todos	W 150x13,0	Isolada	52	-	-
V20	Todos	W 310x28,3	Mista	96	52,9	16
V21	Todos	W 310x28,3	Mista	96	52,9	16
V24	B1	W200x22,5	Mista	97	57,1	13
	B1	W250x25,3	Mista	95	50,7	13
	B3	W250x28,4	Mista	98	52,7	14
V25	B1	W200x22,5	Mista	97	57,1	13
	B2	W250x25,3	Mista	95	50,7	13
	B3	W250x28,4	Mista	98	52,7	14
V26	Todos	W150x13,0	Isolada	16	-	-
V27	Todos	W150x13,0	Isolada	16	-	-

Depois de dimensionadas as vigas citadas anteriormente, o passo seguinte foi a análise e o dimensionamento dos pilares, das barras de contraventamento e das vigas pertencentes aos pórticos longitudinais (eixos 1, 3, 4 e 6 da Figura 3.8) e transversais (eixos A e C da Figura 3.8).

Nas Figuras A.14, A.15 e A.16 são apresentados os pórticos contraventados com quatro, seis e oito pavimentos, respectivamente. Nesses pórticos as ações estão aplicadas com seus valores característicos. As ações gravitacionais concentradas ( $PP$  e  $PQ$ ) e as ações gravitacionais distribuídas ( $Pp$  e  $Pq$ ) são as mesmas em todos os pavimentos. Também estão representadas as ações horizontais devidas ao vento e à força nocional.

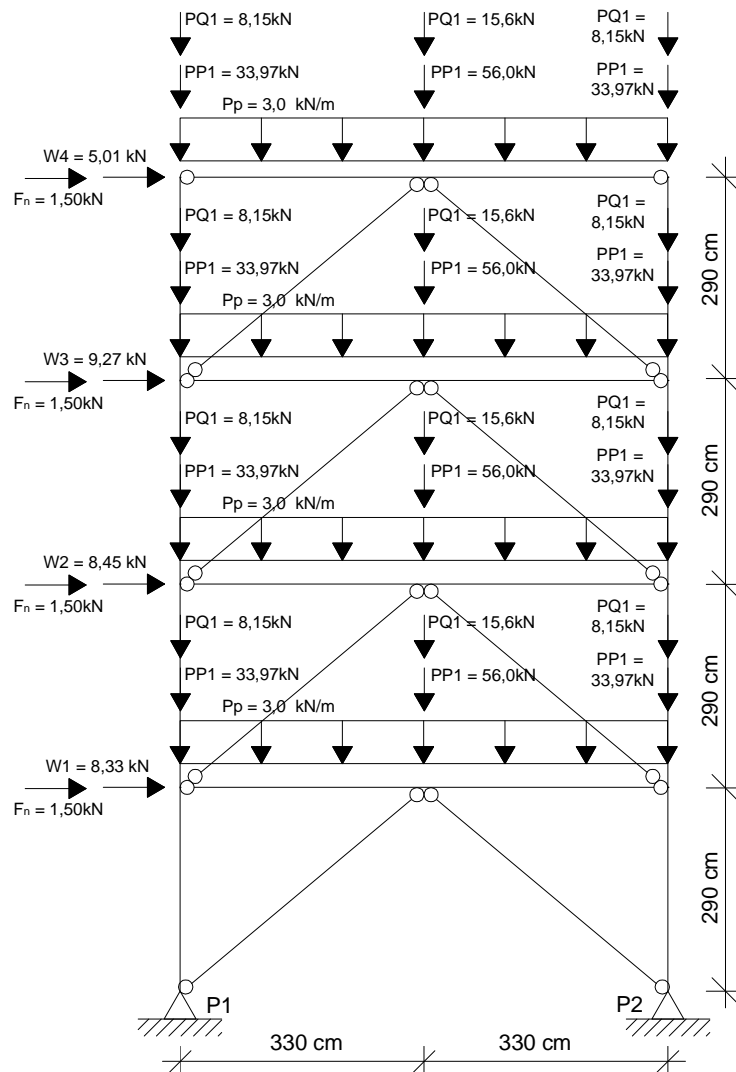


Figura A.14 - Pórtico contraventado de quatro pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

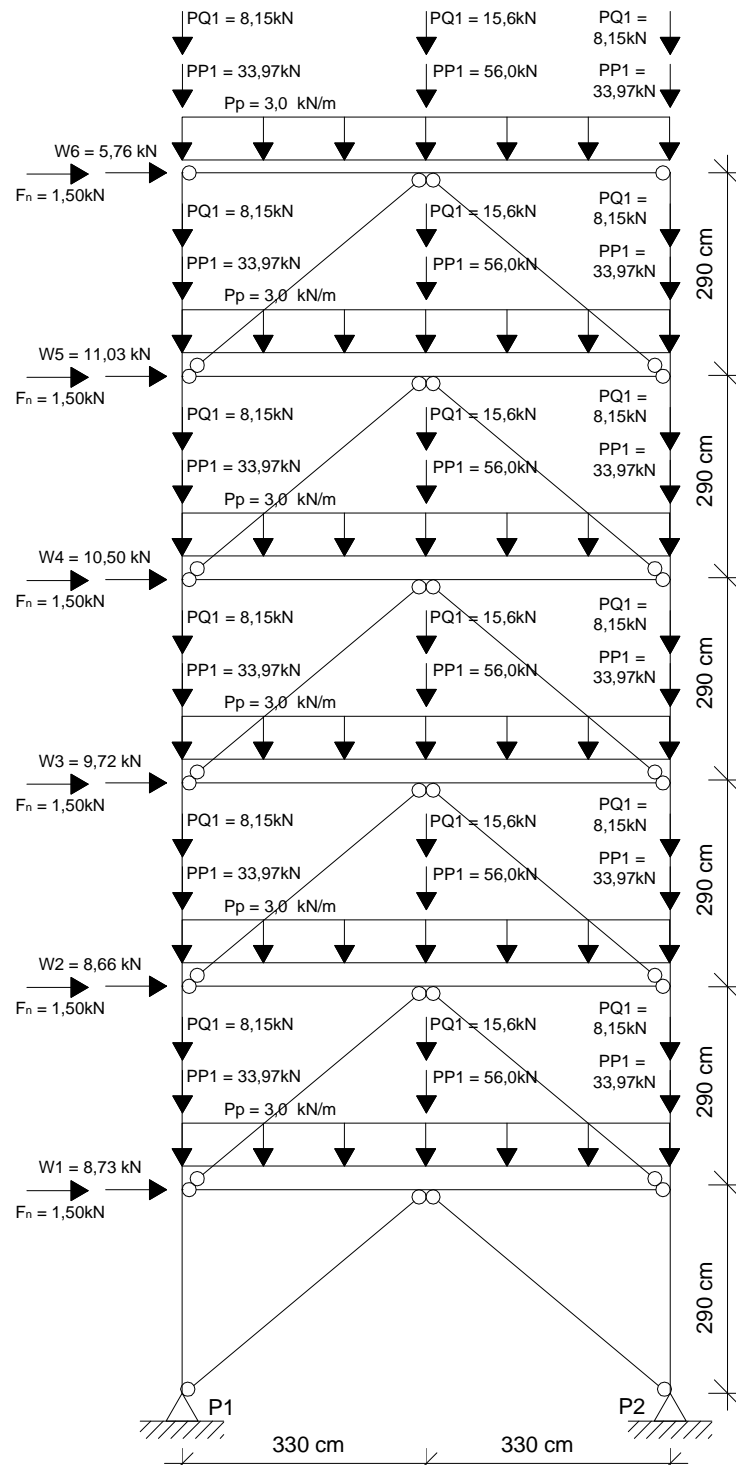


Figura A.15 - Pórtico contraventado de seis pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

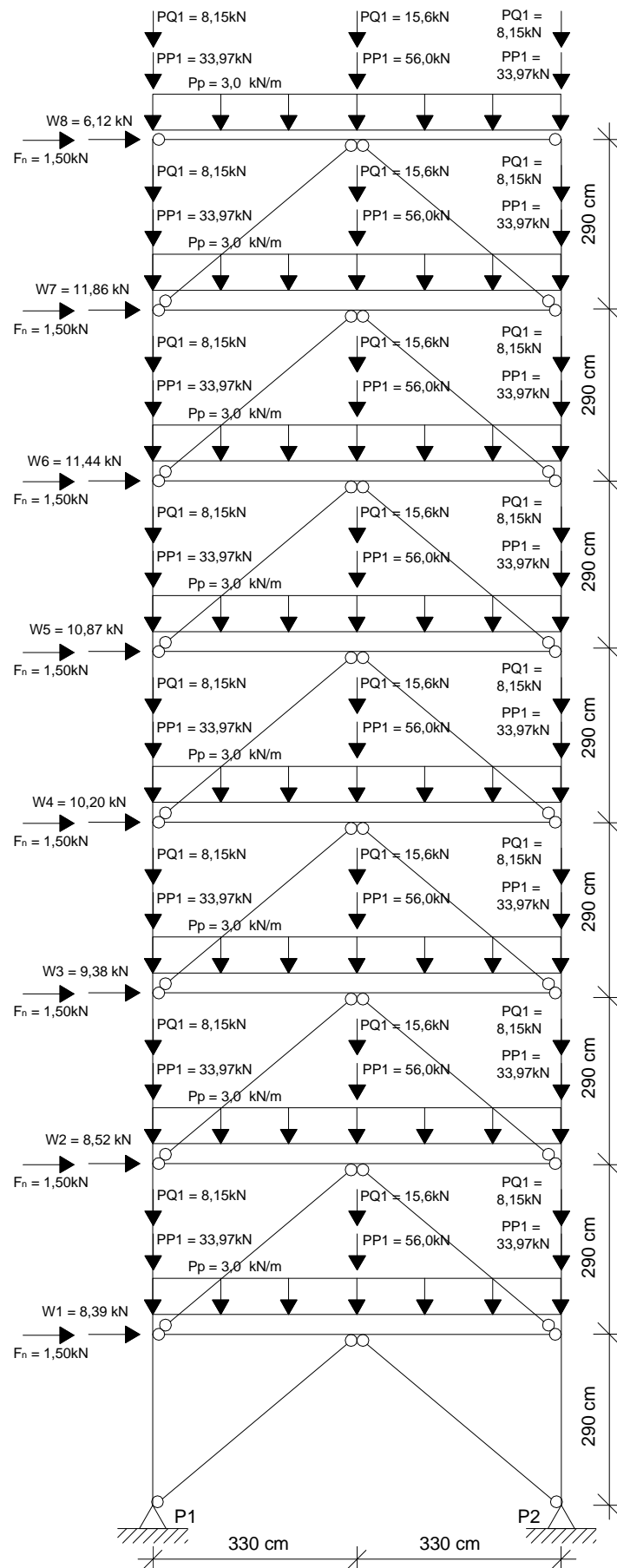


Figura A.16 - Pórtico contraventado de oito pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

Nas Figuras A.17, A.18 e A.19 são apresentados os pórticos com ligações rígidas com quatro, seis e oito pavimentos, respectivamente. Nesses pórticos as ações estão aplicadas com seus valores característicos. Estão apresentadas as ações gravitacionais concentradas ( $PP$  e  $PQ$ ), as ações gravitacionais distribuídas ( $Pp$  e  $Pq$ ) e as ações horizontais devidas ao vento e à força nocional. Os valores das ações gravitacionais concentradas estão listadas na sequência.

- $PP1 = 9,90 \text{ kN}$ ;
- $PP2 = 15,00 \text{ kN}$ ;
- $PQ2 = 4,10 \text{ kN}$ ;
- $PP3 = 67,46 \text{ kN}$ ;
- $PQ3 = 15,59 \text{ kN}$ ;
- $PP4 = 4,95 \text{ kN}$ .

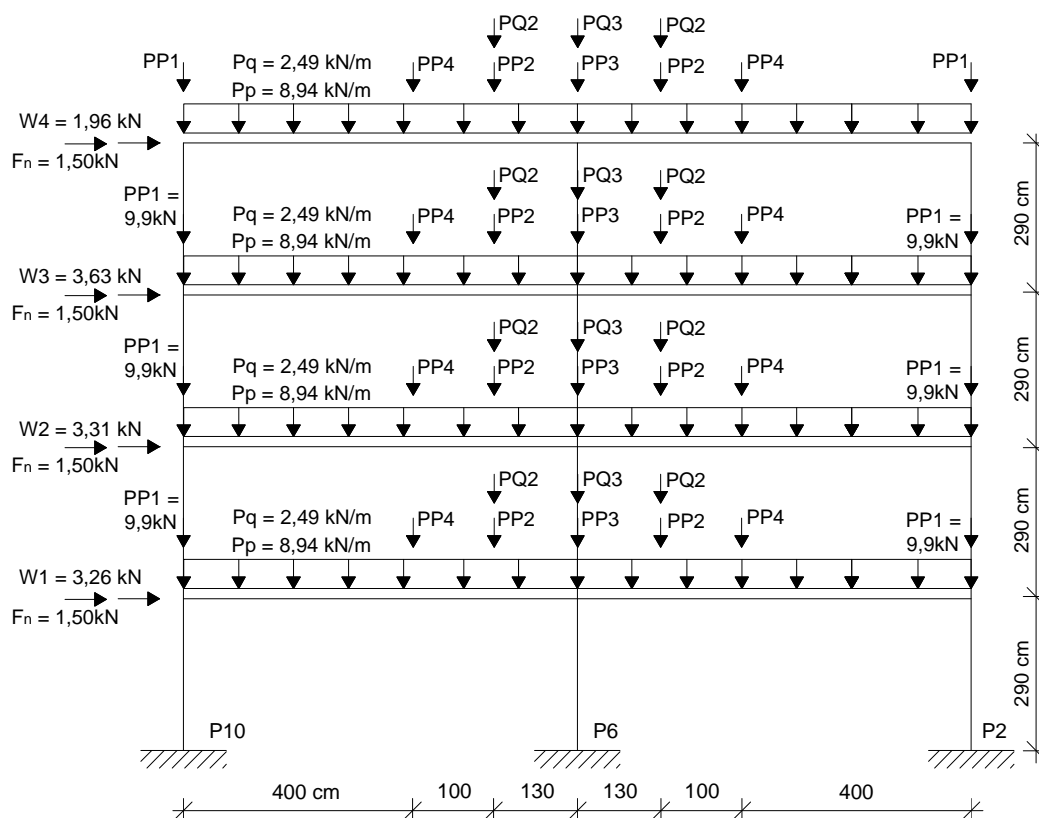


Figura A.17 - Pórtico rígido de quatro pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.

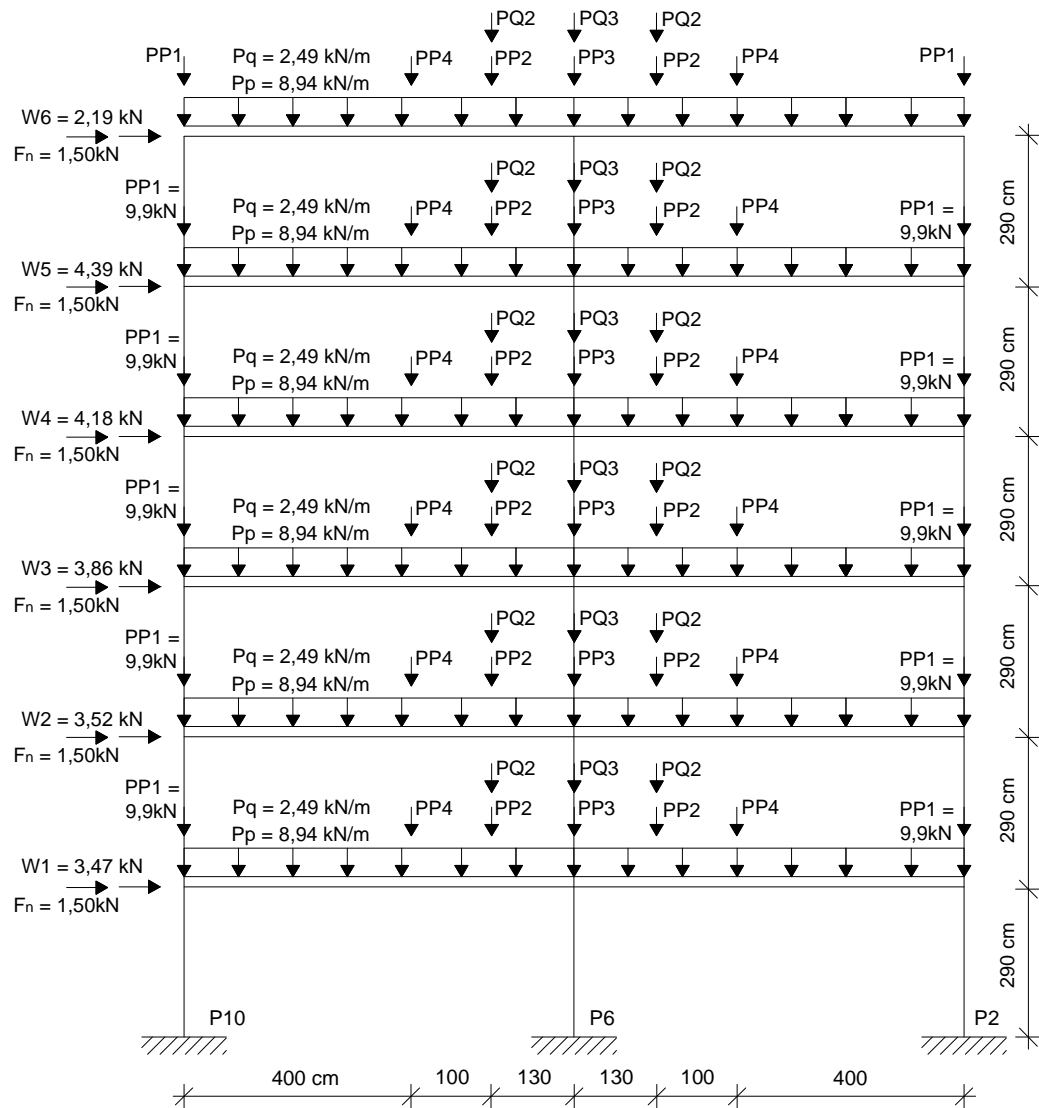


Figura A.18 - Pórtico rígido de seis pavimentos, com as ações aplicadas com seus valores característicos.



Para fins de dimensionamento, foi escolhido o pórtico longitudinal formado pelos pilares P10, P6 e P2 e pelas vigas V14 e V15 (eixo 3), pelo fato desse pórtico ser o mais carregado dentre os pórticos rígidos. As seções transversais obtidas desse dimensionamento também foram adotadas para o pórtico formado pelos pilares P9, P5 e P1 e pelas vigas V10 e V11.

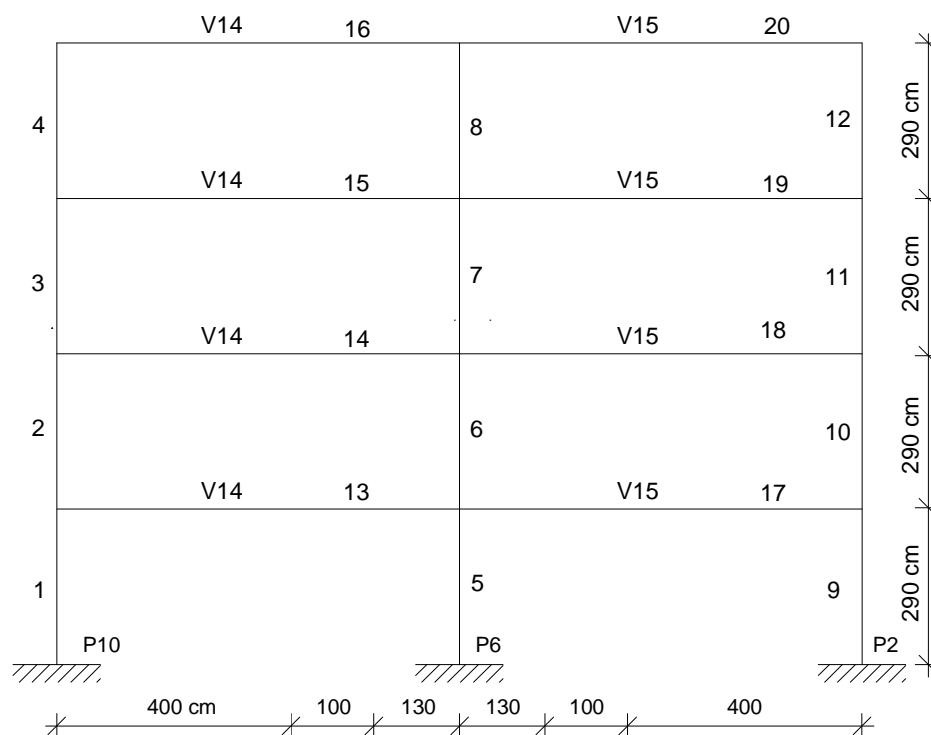


Figura A.20 - Numeração das barras do pórtico longitudinal – Caso B1.

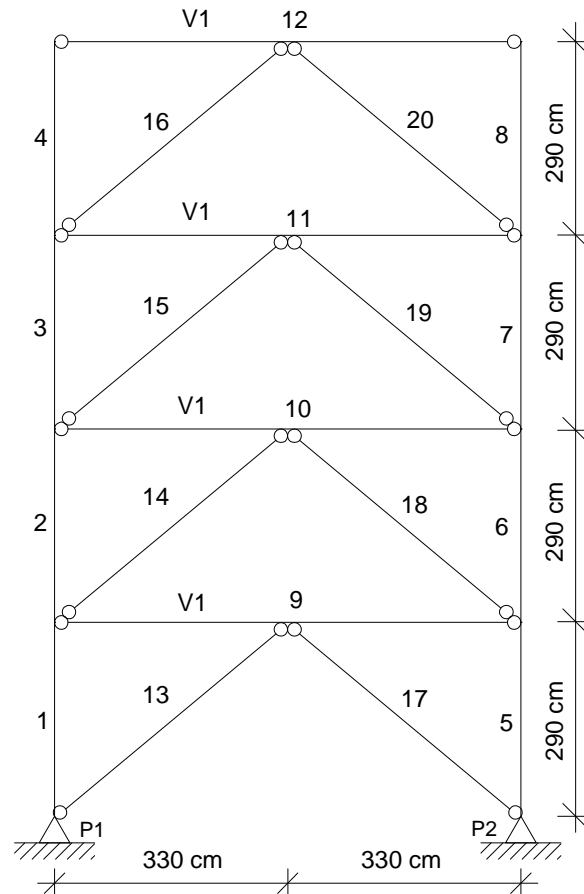


Figura A.21 - Numeração das barras do pórtico transversal – Caso B1.

Nas Figuras A.22 e A.23 são apresentados o pórtico longitudinal e transversal, respectivamente, com a numeração da barras dimensionadas para o caso B2.

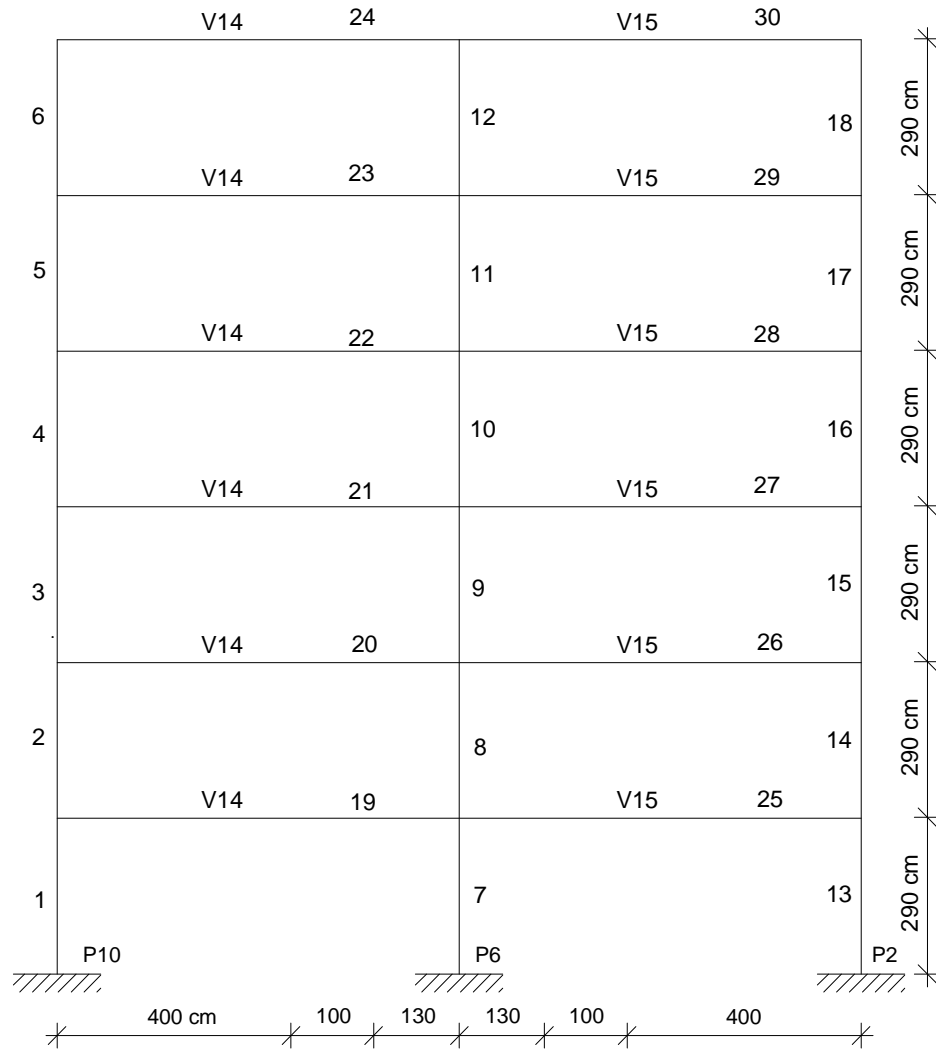


Figura A.22 - Numeração das barras do pórtico longitudinal – Caso B2.

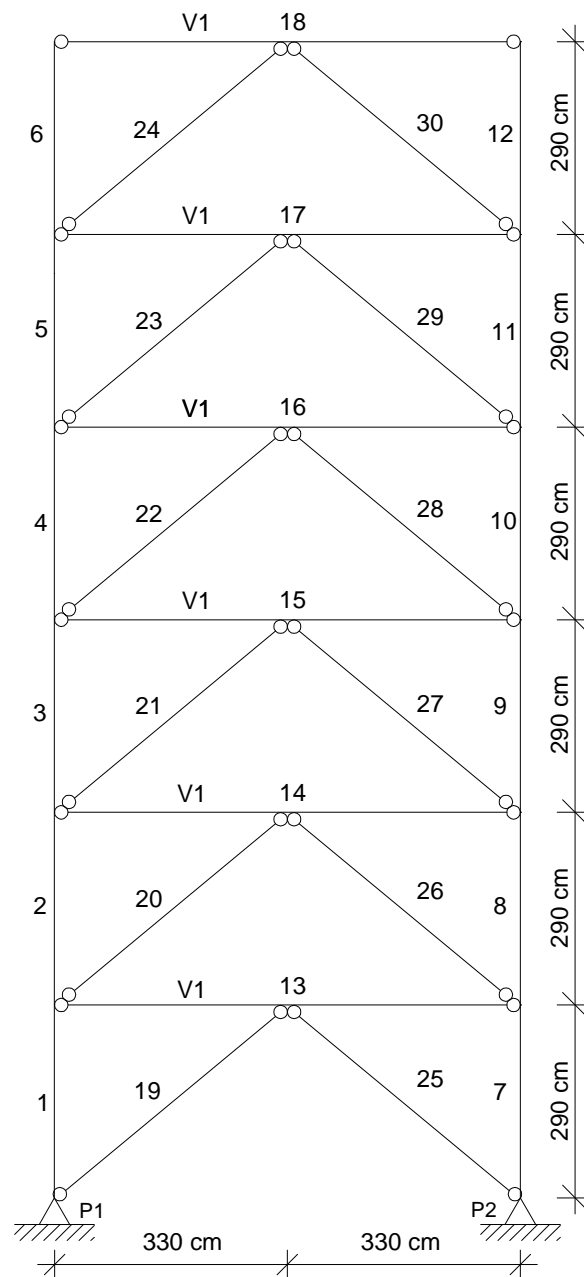


Figura A.23 - Numeração das barras do pórtico transversal – Caso B2.

Nas Figuras A.24 e A.25 podem-se observar o pórtico longitudinal e o transversal, respectivamente, com a numeração das barras que foram dimensionadas para o caso B3.

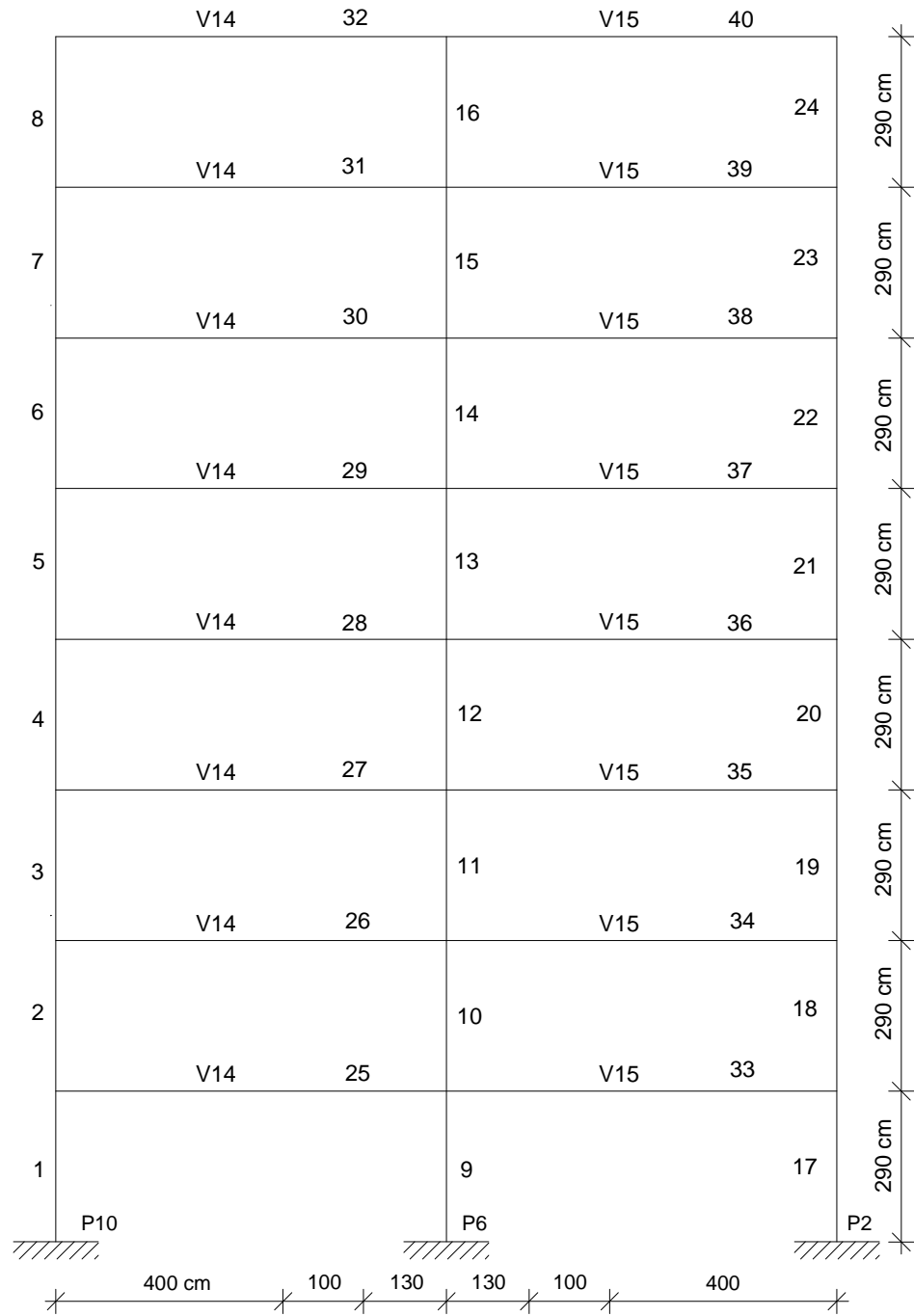


Figura A.24 - Numeração das barras do pórtico longitudinal – Caso B3.

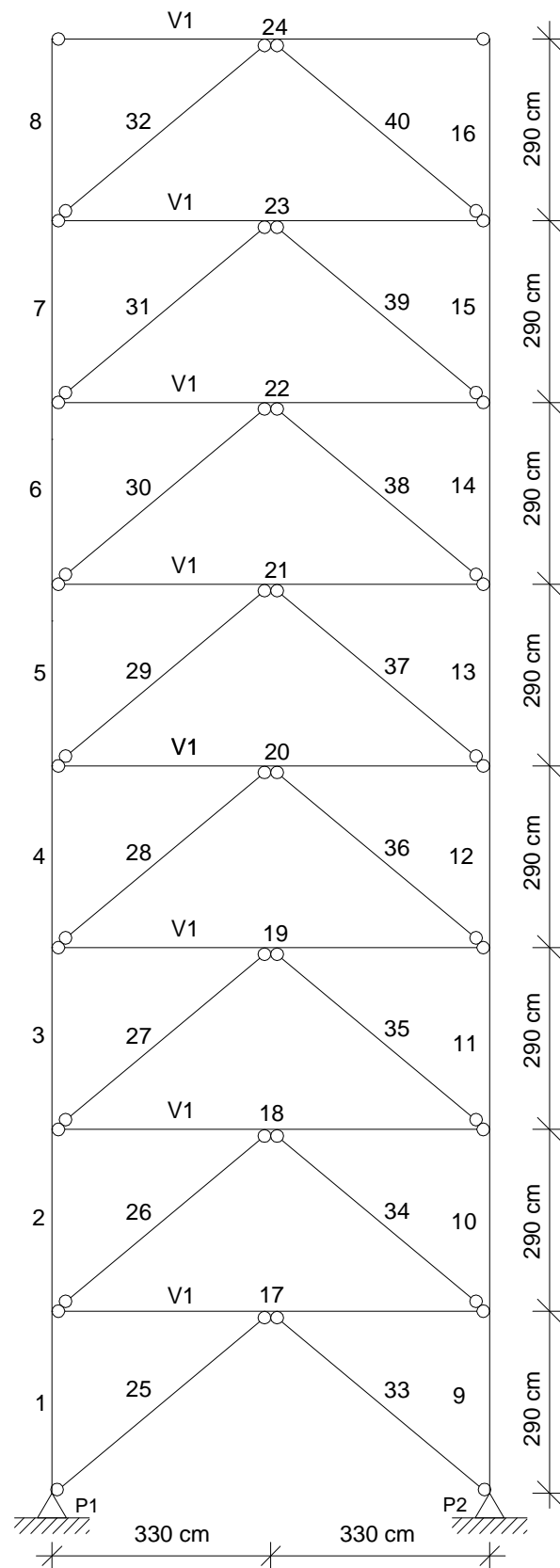


Figura A.25 - Numeração das barras do pórtico transversal – Caso B3.

Nos pórticos longitudinais todas as ligações existentes são ligações rígidas. Já nos pórticos transversais, as barras de contraventamento e as vigas são birrotuladas. Em relação às barras referentes aos pilares, tanto para o pórtico longitudinal quanto para o pórtico transversal, foi estipulado o seguinte critério: para o caso B1, que possui quatro pavimentos, os pilares foram analisados e dimensionados separadamente para os dois primeiros e para os dois últimos pavimentos; para o caso B2, com seis pavimentos, a análise e o dimensionamento foram separadamente para os três primeiros e para os três últimos pavimentos; para o caso B3, com oito pavimentos, a análise e o dimensionamento foram realizados separadamente para os dois primeiros pavimentos, para os três pavimentos seguintes e para os três últimos pavimentos. Para a análise dos pórticos em cada um dos casos, foi realizado o pré-dimensionamento onde foram definidos os seguintes perfis para os pilares, conforme a Tabela A.11.

Tabela A.11 - Perfis pré-dimensionados para os pilares para os casos B1, B2 e B3

Perfis pré-dimensionados para os pilares		
Caso B1		
Barras	Pavimentos	Perfil
P1, P2 e P10	1° e 2°	W 310x32,7
	3° e 4°	W 310x23,8
P6	1° e 2°	W 360x39,0
	3° e 4°	W 360x32,9
Caso B2		
Barras	Pavimentos	Perfil
P1, P2 e P10	1° ao 3°	W 310x38,7
	4° ao 6°	W 310x28,3
P6	1° ao 3°	W 360x44,0
	4° ao 6°	W 360x32,9
Caso B3		
Barras	Pavimentos	Perfil
P1, P2 e P10	1° e 2°	W 310x52,0
	3° ao 5°	W 310x38,7
	6° ao 8°	W 310x28,3
P6	1° e 2°	W 360x57,8
	3° ao 5°	W 360x44,0
	6° ao 8°	W 360x32,9

Para os contraventamentos foi pré-dimensionado o perfil 2L 101,6x6,35 (cantoneiras de abas iguais). O espaçamento utilizado entre as cantoneiras de abas iguais que formam esse perfil foi de 5 mm. O dimensionamento das barras de contraventamento foi realizado considerando a barra mais solicitada em todos os pavimentos.

Também por meio do pré-dimensionamento, foi escolhido o perfil W310x38,7 para as vigas V14 e V15, pertencentes ao pórtico longitudinal, e o perfil W200x15,0 para a viga V1, que pertence ao pórtico transversal.

A seguir são mostradas as Tabelas A.12 e A.13, para o caso B1 do pórtico longitudinal e transversal, respectivamente, com os esforços solicitantes nos pilares P2 e P6, na barra de contraventamento mais carregada e nas vigas V1, V14 e V15, obtidos por meio da análise realizada com o programa de análise Ftool.

Tabela A.12 - Esforços solicitantes nos pilares P2 e P6 e nas vigas V14 e V15 do pórtico longitudinal – Caso B1

Barra nº	Hipótese 1			Hipótese 2			Hipótese 3			
	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	
P6	5	-788,96	7,48	13,30	-741,45	10,61	18,90	-467,98	10,61	18,90
	6	-629,78	5,86	8,30	-592,91	8,30	11,70	-376,18	8,30	11,70
	7	-472,09	3,92	6,20	-445,77	5,51	8,70	-285,28	5,51	8,70
	8	-316,24	1,57	3,00	-300,41	2,11	4,00	-195,58	2,11	4,00
P2	9	-225,61	16,60	25,40	-213,31	17,58	25,50	-135,04	13,20	18,00
	10	-170,25	26,62	36,70	-160,63	26,34	36,40	-101,38	17,98	25,00
	11	-114,45	18,93	26,00	-107,67	18,54	25,70	-67,70	12,46	17,50
	12	-58,57	32,80	52,50	-55,04	31,14	50,10	-34,62	20,04	32,50
V14	13	8,40	81,10	89,50	6,44	77,56	87,10	2,46	49,19	57,90
	16	-34,37	158,59	158,40	-33,25	150,85	151,00	-22,16	98,44	98,80
V15	17	10,00	77,26	75,10	8,75	70,98	66,70	4,77	42,61	41,20
	20	-32,80	157,65	155,50	-31,14	149,56	146,90	-20,04	97,15	94,80

Tabela A.13 - Esforços na barra de contraventamento mais carregada, na viga V1 e no pilar P2 do pórtico transversal – Caso B1

Barra n°	Hipótese 1			Hipótese 2			Hipótese 3			
	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	
P2	5	-211,88	0,63	1,70	-211,02	0,59	1,60	-145,28	0,37	1,00
	6	-139,54	0,79	1,70	-136,96	0,72	1,60	-92,62	0,43	1,00
	7	-70,59	0,63	1,30	-68,23	0,59	1,20	-45,35	0,36	0,80
	8	-5,40	0,47	1,30	-5,37	0,46	1,20	-3,93	0,31	0,80
V1	9	80,71	8,23	5,10	82,95	8,24	5,10	58,95	6,12	3,90
Contr.	17	-111,85	-	-	-117,55	-	-	-85,77	-	-

As vigas V14 e V15 estão mais solicitadas no último pavimento devido, respectivamente, aos pilares P15 e P13 que nelas se apóiam (pilares que suportam a estrutura onde se localizam as caixas d'água), conforme já mostrado na Figura A.2. Por isso, essas vigas foram dimensionadas separadamente para este pavimento em relação aos demais pavimentos. As vigas V10, V11, V22 e V23 possuem o mesmo perfil das vigas V14 e V15, exceto no último pavimento, devido ao já explicado. Os valores apresentados nas tabelas seguintes foram encontrados com a aplicação das forças horizontais (vento e força nocional) da esquerda para a direita. Devido à simetria da estrutura e dos carregamentos, os esforços serão os mesmos quando essas forças forem aplicadas no sentido contrário, apenas invertidos em relação ao eixo de simetria.

Nas Tabelas A.14 e A.15 são apresentados os esforços solicitantes nos pilares P2 e P6, nas vigas V14, V15 e V1 e na barra de contraventamento mais carregada, para o caso B2.

Tabela A.14 - Esforços solicitantes nos pilares P2 e P6 e nas vigas V14 e V15 do pórtico longitudinal – Caso B2

Barra	n°	Hipótese 1			Hipótese 2			Hipótese 3		
		N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
P6	7	-1132,80	11,70	40,50	-1065,72	16,92	58,60	-674,34	16,92	58,60
	8	-976,61	10,46	22,10	-919,95	15,15	32,00	-584,23	15,15	32,00
	9	-820,98	8,76	12,40	-774,70	12,68	18,00	-494,45	12,68	18,00
	10	-665,48	6,62	13,20	-629,59	9,57	19,10	-404,76	9,57	19,10
	11	-510,02	4,22	10,80	-484,52	6,05	15,70	-315,10	6,05	15,70
	12	-355,57	2,02	6,60	-340,41	2,80	9,40	-226,08	2,80	9,40
P2	13	-352,73	23,01	42,40	-335,36	25,34	53,80	-214,07	19,82	48,60
	14	-296,11	29,74	47,40	-281,55	30,94	51,40	-179,83	22,55	39,60
	15	-238,54	28,93	40,90	-226,51	29,45	41,60	-144,44	20,83	29,50
	16	-180,95	25,08	38,40	-171,47	25,19	39,80	-109,08	17,50	28,80
	17	-123,87	21,98	30,00	-117,20	21,51	30,50	-74,49	14,36	22,10
	18	-66,95	45,15	83,00	-63,40	42,84	80,00	-40,54	27,61	53,00
V14	20	-2,52	80,59	88,10	-3,96	76,63	86,80	-4,19	48,89	58,60
	24	-47,17	178,84	175,50	-45,64	171,71	169,40	-30,41	114,54	113,90
V15	25	6,73	76,00	73,60	5,60	69,85	66,00	2,74	42,06	44,40
	30	-45,15	176,73	168,90	-42,84	168,70	160,00	-27,61	111,54	104,50

Tabela A.15 - Esforços solicitantes na barra de contraventamento mais carregada, na viga V1 e no pilar P2 do pórtico transversal – Caso B2

Barra	n°	Hipótese 1			Hipótese 2			Hipótese 3		
		N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
P2	7	-374,20	0,71	1,90	-387,07	0,62	1,70	-278,42	0,34	0,90
	8	-292,73	0,83	1,90	-298,60	0,71	1,70	-211,35	0,38	0,90
	9	-214,75	0,21	0,30	-215,65	0,20	0,30	-149,85	0,13	0,30
	10	-140,66	0,16	0,20	-138,82	0,15	0,30	-94,48	0,09	0,30
	11	-70,88	0,65	1,50	-68,71	0,62	1,60	-45,82	0,40	1,10
	12	-5,40	0,57	1,50	-5,37	0,58	1,60	-3,93	0,40	1,10
V1	13	91,83	8,28	5,30	100,60	8,29	5,30	76,67	6,15	4,00
Contr.	25	-126,73	-	-	-140,98	-	-	-109,18	-	-

Para o caso B3, nas Tabelas A.16 e A.17 são mostrados os esforços solicitantes nos pilares P2 e P6, nas vigas V14, V15 e V1 e na barra de contraventamento mais carregada para o pórtico longitudinal e transversal, respectivamente.

Tabela A.16 - Esforços solicitantes nos pilares P2 e P6 e nas vigas V14 e V15 do pórtico longitudinal – Caso B3

Barra n°	Hipótese 1			Hipótese 2			Hipótese 3			
	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	
P6	9	-1514,92	15,82	62,00	-1427,56	23,03	91,30	-905,50	23,04	92,00
	10	-1359,00	14,93	35,60	-1282,05	21,79	53,30	-815,55	21,82	54,20
	11	-1203,54	13,55	18,90	-1136,96	19,82	28,10	-725,87	19,84	29,60
	12	-1048,42	10,56	25,20	-992,22	15,94	34,00	-636,42	16,29	32,10
	13	-893,71	12,56	43,10	-847,85	17,20	53,00	-547,21	16,43	46,20
	14	-729,70	12,35	30,90	-693,76	15,83	38,60	-450,89	14,35	34,20
	15	-567,06	6,00	18,60	-541,30	8,09	24,10	-355,95	7,63	22,00
	16	-406,60	12,46	38,50	-391,19	13,08	40,70	-262,82	9,90	31,10
P2	17	-459,63	26,64	60,20	-440,06	30,43	80,40	-283,80	24,75	75,50
	18	-402,37	33,88	57,50	-385,31	36,47	67,30	-248,62	27,71	56,10
	19	-343,91	29,80	41,40	-328,84	31,87	43,40	-211,73	24,00	34,10
	20	-285,32	30,35	49,90	-272,07	31,77	53,00	-174,48	23,28	39,60
	21	-227,53	26,32	50,10	-216,24	26,76	52,90	-138,02	18,88	39,10
	22	-171,53	20,03	38,80	-162,49	20,02	40,80	-103,28	13,80	30,20
	23	-117,32	19,66	32,40	-110,93	19,17	33,60	-70,43	12,75	24,50
	24	-64,15	35,68	72,30	-60,76	33,65	69,80	-38,89	21,43	46,40
V14	29	-6,49	87,39	121,50	-8,12	84,47	123,00	-7,16	54,79	86,40
	32	-48,13	206,53	241,00	-46,73	199,26	233,90	-31,33	134,44	159,10
V15	39	16,02	79,46	84,70	14,47	73,49	77,00	8,68	44,73	45,60
	40	-35,68	200,07	202,50	-33,65	191,94	193,20	-21,43	128,38	128,00

Tabela A.17 - Esforços solicitantes na barra de contraventamento mais carregada e no pilar P2 do pórtico transversal – Caso B3

Barra	n°	Hipótese 1			Hipótese 2			Hipótese 3		
		N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
P2	9	-555,86	0,86	2,30	-593,74	0,68	1,80	-442,16	0,31	0,80
	10	-465,46	1,03	2,30	-491,21	0,85	1,80	-361,03	0,42	0,80
	11	-378,32	0,15	0,50	-393,85	0,13	0,40	-285,14	0,07	0,30
	12	-295,12	0,04	0,10	-302,61	0,08	0,10	-215,36	0,09	0,10
	13	-216,01	0,05	0,20	-217,77	0,06	0,30	-151,97	0,05	0,30
	14	-141,19	0,14	0,20	-139,71	0,13	0,30	-95,38	0,09	0,30
	15	-71,01	0,64	1,60	-68,92	0,61	1,60	-46,04	0,40	1,10
	16	-5,40	0,58	1,60	-5,37	0,59	1,60	-3,93	0,41	1,10
V1	17	102,39	8,29	5,30	117,59	8,29	5,30	93,84	6,15	4,00
Contr.	33	-140,86	-	-	-163,22	-	-	-131,41	-	-

Para o dimensionamento das barras dos pilares do pórtico longitudinal foi calculado o comprimento efetivo ( $L_{efetivo}$ ) de cada uma dessas barras, de acordo com a expressão (A.4), seguindo as prescrições do Anexo I da ABNT NBR 8800:1986.

$$L_{efetivo} = K \cdot L \quad (A.4)$$

sendo  $L$  o comprimento de um segmento AB do pilar e  $K$  um multiplicador para obtenção do comprimento efetivo da barra. O valor de  $K$  foi obtido traçando-se uma reta entre os pontos apropriados das escalas  $G_A$  e  $G_B$  (para estruturas deslocáveis), que são calculados de acordo com a expressão (A.5). O índice  $A$  foi utilizado para a extremidade superior da barra e o índice  $B$  para a extremidade inferior.

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \alpha \cdot \frac{I_g}{L_g}} \quad (A.5)$$

sendo  $I/L$  as relações entre momento de inércia e comprimento de todas as barras rigidamente ligadas aos nós A e B, situadas no plano em que está sendo considerada a flambagem do pilar.  $I_c$  é o momento de inércia e  $L_c$  o comprimento de um segmento do pilar,  $I_g$  o momento de inércia e  $L_g$  o vão da viga rigidamente ligada ao nó.

Na Tabela A.18 é mostrado o comprimento efetivo dos pilares P2 e P6 para o caso B1.

Tabela A.18 - Comprimento efetivo das barras dos pilares P2 e P6 – Caso B1

Barra	n°	$G_A$	$G_B$	$K$	$L_{efetivo}$ (cm)
P6	5	4,19	1,00	1,52	410,4
	6	3,79	4,19	2,00	540,0
	7	3,39	3,79	1,95	526,5
	8	1,70	3,39	1,70	459,0
P2	9	5,33	1,00	1,70	459,0
	10	4,43	5,33	2,20	594,0
	11	3,53	4,43	2,00	540,0
	12	1,76	3,53	1,70	459,0

Nas Tabelas A.19 e A.20 é mostrado o cálculo do comprimento efetivo dos pilares P2 e P6 para os casos B2 e B3, respectivamente.

Tabela A.19 - Comprimento efetivo das barras dos pilares P2 e P6 – Caso B2

Barra	n°	$G_A$	$G_B$	$K$	$L_{efetivo}$ (cm)
P6	7	4,97	1,00	1,70	459,0
	8	4,97	4,97	2,20	594,0
	9	4,18	4,97	2,15	580,5
	10	3,39	4,18	2,00	540,0
	11	3,39	3,39	1,90	513,0
	12	1,70	3,39	1,70	459,0
P2	13	6,97	1,00	1,80	486,0
	14	6,97	6,97	2,60	702,0
	15	5,71	6,97	2,40	648,0
	16	5,71	5,71	2,35	634,5
	17	4,46	5,71	2,20	594,0
	18	2,23	4,46	1,85	499,5

Tabela A.20 - Comprimento efetivo das barras dos pilares P2 e P6 – Caso B3

Barra	$n^\circ$	$G_A$	$G_B$	$K$	$L_{efetivo}$ (cm)
P6	9	6,55	1,00	1,75	472,5
	10	5,76	6,55	2,40	648,0
	11	4,97	5,76	2,30	621,0
	12	4,97	4,97	2,20	594,0
	13	4,18	4,97	2,15	580,5
	14	3,39	4,18	2,00	540,0
	15	3,39	3,39	1,90	513,0
	16	1,70	3,39	1,70	459,0
P2	17	9,67	1,00	1,90	513,0
	18	8,32	9,67	2,80	756,0
	19	6,97	8,32	2,70	729,0
	20	6,97	6,97	2,60	702,0
	21	5,71	6,97	2,45	661,5
	22	4,46	5,71	2,20	594,0
	23	4,46	4,46	2,15	580,5
	24	2,23	4,46	1,85	499,5

Com os esforços solicitantes apresentados e também com os comprimentos efetivos calculados para as barras dos pilares do pórtico longitudinal, foi realizado o dimensionamento dos pilares, dos contraventamentos e das vigas pertencentes ao pórtico longitudinal e ao transversal. Foram dimensionados também os pilares P13, P14, P15 e P16, nos quais se apóiam as vigas V24, V25, V26 e V27, como mostrado na Figura A.2. Nas Tabelas A.21, A.22 e A.23 são apresentados os perfis para essas barras, que foram dimensionados por meio do software Desmet, para os casos B1, B2 e B3, respectivamente.

Para o dimensionamento das barras de contraventamento, que foram pré-dimensionadas com o perfil 2L 101,6x6,35 (cantoneiras de abas iguais), foi escolhida a utilização de um perfil I laminado, facilitando assim a execução da alvenaria.

Tabela A.21 - Perfis dimensionados para pilares, vigas e contraventamentos – Caso B1

Barra	Pavimento	Perfil	Taxa (%)
V1, V2, V8 e V9	Todos	W 150x13,0	53
V10, V11, V22 e V23	1° ao 3°	W 310x28,3	86
	4°	W 360x39,0	94
V14, V15, V18 e V19	Todos	W 310x28,3	86
Contraventamentos	Todos	W 150x22,5	46
P1, P4, P9 e P12	1° e 2°	W 200x35,9	96
	3° e 4°	W 200x31,3	90
P2, P3, P10 e P11	1° e 2°	W 200x35,9	96
	3° e 4°	W 200x31,3	90
P5, P6, P7 e P8	1° e 2°	W 310x44,5	88
	3° e 4°	W 150x29,8	100
P13, P14, P15 e P16	-	W 150x13,0	27

Tabela A.22 - Perfis dimensionados para pilares, vigas e contraventamentos – Caso B2

Barra	Pavimento	Perfil	Taxa (%)
V1, V2, V8 e V9	Todos	W 150x13,0	59
V10, V11, V22 e V23	1° ao 5°	W 310x28,3	85
	6°	W 360x39,0	100
V14, V15, V18 e V19	Todos	W 310x28,3	85
Contraventamentos	Todos	W 150x22,5	55
P1, P4, P9 e P12	1° ao 3°	W 310x52,0	98
	4° ao 6°	W 250x38,5	88
P2, P3, P10 e P11	1° ao 3°	W 310x52,0	98
	4° ao 6°	W 250x38,5	88
P5, P6, P7 e P8	1° ao 3°	W 360x64,0	90
	4° ao 6°	W 250x38,5	99
P13, P14, P15 e P16	-	W 150x13,0	36

Tabela A.23 - Perfis dimensionados para pilares, vigas e contraventamentos – Caso B3

Barra	Pavimento	Perfil	Taxa (%)
V1, V2, V8 e V9	Todos	W 150x13,0	63
V10, V11, V22 e V23	1° ao 7°	W 310x32,7	100
	8°	W 460x52,0	87
V14, V15, V18 e V19	Todos	W 310x32,7	100
Contraventamentos	Todos	W 150x22,5	63
P1, P4, P9 e P12	1° e 2°	W 360x64,0	100
	3° ao 5°	W 360x51,0	92
	6° ao 8°	W 250x32,7	99
P2, P3, P10 e P11	1° e 2°	W 360x64,0	100
	3° ao 5°	W 360x51,0	92
	6° ao 8°	W 250x32,7	99
P5, P6, P7 e P8	1° e 2°	W 530x82,0	96
	3° ao 5°	W 410x60,0	99
	6° ao 8°	W 310x44,5	97
P13, P14, P15 e P16	-	W 150x13,0	43

Foram apresentados neste apêndice o cálculo das ações solicitantes e a análise e o dimensionamento das barras dos pórticos com quatro, seis e oito pavimentos pertencentes a um edifício de múltiplos andares.