



UNIVERSIDADE  
**CATÓLICA**  
DE PERNAMBUCO



UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO  
PRÓ-REITORIA ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

AMÂNCIO DA CRUZ FILGUEIRA FILHO

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PAREDES DE CONCRETO  
MOLDADAS IN LOCO

Recife, 17 de dezembro de 2020

AMÂNCIO DA CRUZ FILGUEIRA FILHO

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PAREDES DE CONCRETO  
MOLDADAS IN LOCO

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco como requisito parcial, exigido pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Engenharia das Construções e na linha de pesquisa em Tecnologia das Construções, orientada pelo Professor Doutor Romilde Almeida de Oliveira.

RECIFE

2020

F481c Filgueira Filho, Amâncio da Cruz.  
Contribuição ao estudo de paredes de concreto moldadas  
in loco / Amâncio da Cruz Filgueira Filho, 2020.  
298 f. : il.

Orientador: Romilde Almeida de Oliveira.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de  
Pernambuco. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.  
Mestrado em Engenharia Civil, 2020.

1. Concreto armado. 2. Construção de concreto. 3. Paredes.  
4. Teoria das estruturas. I. Título.

CDU 624.012.45

Pollyanna Alves - CRB-4/1002

# TERMO DE APROVAÇÃO

AMÂNCIO DA CRUZ FILGUEIRA FILHO

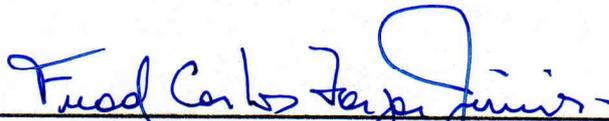
## CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO

Dissertação de Mestrado submetida ao corpo docente do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, com ênfase em Tecnologia das Construções.



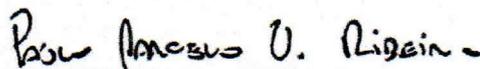
---

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira  
(Orientador – PPGENG – UNICAP)



---

Prof. Dr. Fuad Carlos Zarzar Júnior  
(Examinador Interno – CCT - UNICAP)



---

Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro  
(Examinador Externo – PPGECC - UFPE)

Recife, PE – Brasil  
Dezembro, 2020

*Dedico este trabalho a meus pais Amancio e Jozelda, e aos meus segundos pais (avós) Neurice e Sampaio, pessoas que estiveram sempre presentes em minha caminhada, me fortalecendo e sempre me incentivando meus estudos.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradecer primeiramente a Deus e Nossa Senhora, fonte de toda força, que me permitiram saúde e proteção, me iluminando e sempre colocando pessoas boas em meu caminho.

Aos meus amados pais, exatamente por tudo, meus grandes incentivadores, Jozelda minha mãe sempre me dando forças para seguir na caminhada e Amancio meu pai, que sempre foi, e sempre será minha fonte de inspiração de homem e profissional.

A todos os meus familiares, em especial meus avós João Sampaio e Neurice, e minha tia Euridice, que sempre estiveram me estimulando a seguir com meus estudos, que sempre prezaram quando decidi seguir a carreira acadêmica.

A Amanda, minha irmã, e Camila, minha namorada, que sempre estiveram ao meu lado, por todo incentivo e companheirismo.

Ao meu professor, orientador e amigo Romilde Almeida de Oliveira, pessoa que exerce grande importância para mim e que me espelho como profissional, por toda a orientação e incentivo no decorrer deste trabalho.

Aos colegas do Mestrado em Engenharia Civil da UNICAP, Roberto, Artur, prof. Expedito e Rafael, os quais sempre estiveram juntos comigo nesta jornada.

Aos professores da do programa do Mestrado em Engenharia Civil que contribuíram com todo conhecimento dado.

Ao professor Matheus L. G. Marquesi que apresentou o software utilizado neste trabalho e esteve disponível para dúvidas em relação ao mesmo.

Ao professor Antônio Faria (*in memorian*), quem eu tive a oportunidade de discutir sobre a modelagem das ações devido ao desaprumo em paredes de concreto.

Ao Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS), em especial a Daniela Bonina, que permitiram a utilização da planta de arquitetura que serviu como base para modelagem da superestrutura em paredes de concreto armado.

A Faculdade de Integração do Sertão, instituição de ensino a qual leciono no curso de Engenharia Civil, pela confiança nos serviços por mim prestados e pela compreensão do tempo demandado para conclusão deste trabalho.

Por fim, agradeço a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento deste trabalho.

*“O caminho da sabedoria é a humildade.”*

Santo Antônio de Pádua

FILGUEIRA FILHO, A. da C. CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO. 304 f. Dissertação (Mestrado) - Mestrado em Engenharia Civil, Pró-Reitoria Ensino, Pesquisa e Extensão, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2020.

## RESUMO

Esta pesquisa tem como objetivo trazer informações que contribuam de maneira satisfatória para o estudo de paredes de concreto armado moldadas in loco, abordando-se do histórico deste sistema construtivo e indicações para as etapas constituintes de obras desta natureza. Um enfoque maior será dado para o comportamento estrutural das paredes, no qual serão analisados prédios de 5, 15 e 45 pavimentos, os quais tratam-se de edificações com utilização do sistema construtivo no cenário nacional, com diferentes tipologias no que diz respeito a sua destinação a população. Para a tipologia de 5 pavimentos será realizada análise comparativa entre de edificação em paredes de concreto convencional e em concreto celular, visto que a utilização do ultimo está em constate discussão do meio técnico. De maneira semelhante, para a tipologia de 15 pavimentos será realizada comparação entre parede de concreto e alvenaria estrutural, uma vez que são metodologias concorrentes e este número de pavimentos pode ser considerado um limite máximo para a não utilização da alvenaria armada. Uma terceira análise será realizada para um edifício alto em paredes de concreto, visto que o número de pavimentos definido trata-se de valor próximo da edificação mais alta desta metodologia no Brasil. As análises serão realizadas em software com base de cálculo no Método dos Elementos Finitos (MEF), exibindo resultados, através de mapas de contorno, referentes a esforços, tensões, deslocamentos e área de aço necessária para o dimensionamento. Serão realizadas verificações para estabilidade global das edificações em paredes de concreto armado, como também efetuadas verificações de dimensionamento de determinada parede de todos os modelos analisados. Através dos resultados obtidos pode-se concluir que utilizar os métodos de cálculo já consagrados para alvenaria estrutural é válido, pois o comportamento estrutural das edificações foi bastante semelhante. Em relação a edificação de 5 pavimentos utilizando concreto celular, a parede analisada não foi possível ser dimensionada para compressão, devendo-se rever limitações para sua utilização. Através dos resultados obtidos nesta pesquisa, constata-se que edificações em paredes de concreto possuem um excelente comportamento perante ações horizontais, uma vez que todas as paredes atuam como contraventamentos e as mesmas possuem elevado peso próprio tornando-se um conjunto de grande rigidez.

**Palavras-chave:** Paredes de concreto armado, análise estrutural, MEF, sistema construtivo.

FILGUEIRA FILHO, A. da C. CONTRIBUTION TO THE STUDY OF CONCRETE WALLS MOLDED ON SITE. 304 s. Dissertation (Master) - Master in Civil Engineering, Dean of Education, Research and Extension, Catholic University of Pernambuco, Recife, 2020.

## **ABSTRACT**

This research aims to bring information that contributes satisfactorily to the study of reinforced concrete walls molded in loco, addressing the history of this construction system and indications for the constituent stages of works of this nature. A greater focus was given to the structural behavior of the walls, in which buildings of 5, 15 and 45 floors were analyzed, which are buildings with the use of the construction system in the national scenario, with different typologies concerning their destination to the population. For the 5-floor typology, a comparative analysis was carried out between building on conventional concrete and cellular concrete walls since the use of the latter is in constant discussion by the technical environment. Similarly, for the 15-floor typology, a comparison was made between concrete wall and structural masonry, since they are competing methodologies and this number of floors can be considered a maximum limit for the non-use of reinforced masonry. A third analysis was carried out for a high building with concrete walls, since the number of floors defined is a value close to the highest building of this methodology in Brazil. The analyzes was carried out in software based on the calculation of the Finite Element Method (FEM), showing results, through contour maps, referring to efforts, stresses, displacements, and steel area necessary for the design. Checks for overall stability of buildings in reinforced concrete walls were carried out, as well as checks for the design of a given wall of all models analyzed. From the obtained results it can be concluded that using the calculation methods already established for structural masonry is valid, since the structural behavior of the buildings were quite similar. Regarding the building of 5 floors using cellular concrete, the analyzed wall could not be designed for compression, and limitations for its use should be reviewed. From the obtained results in this research, it seems that buildings in concrete walls have excellent behavior due to horizontal actions, since all the walls act as braces and they have a high self-weight turning out to be a set of great rigidity.

**Keywords:** Reinforced concrete walls, structural analysis, FEM, construction system.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Unidades habitacionais financiadas pelo SFH no período de 1964 a 2004.....	41
Figura 2	Sistema de formas de madeira Gethal para edificações térreas (a) e assobradadas (b). ....	42
Figura 3	Sistema Outnord: (a) armação das lajes, (b) transporte da forma tipo túnel. ....	43
Figura 4	Estruturas de paredes de concreto nas mais diversas finalidades: Hotéis (a), (b), e (c), indústrias (d), penitenciária (e) e comercial (f). ...	45
Figura 5	Danos estruturais nas edificações analisadas em Viña del Mar em função do número de pavimentos. ....	46
Figura 6	Danos estruturais nas edificações analisadas em Viña del Mar em função da razão entre a área média das paredes em uma direção pela área do piso.....	46
Figura 7	Sistema italiano de paredes de concreto COMAX.....	47
Figura 8	Estrutura de parede de concreto nos EUA: Execução de edificação (a) e Disposição construtiva das armaduras (b). ....	48
Figura 9	Residencial Suwon Honors Ville Wiz: Fachada frontal (a) e vista em perspectiva (b). ....	49
Figura 10	Déficit Habitacional por situação do domicílio e Déficit Habitacional relativo aos domicílios particulares permanentes e improvisados, segundo regiões geográficas, unidades da federação e regiões metropolitanas – Brasil – 2015. ....	51
Figura 11	Déficit Habitacional total, segundo unidades da federação – Brasil – 2015.....	52
Figura 12	Grupo Parede de Concreto e principais entidades fundadoras.....	54
Figura 13	Número de construtoras entrevistadas na pesquisa por região. ....	56
Figura 14	Sistemas construtivos utilizados pelas construtoras entrevistadas.....	57
Figura 15	Motivação para utilização de paredes de concreto moldadas in loco pelas construtoras entrevistadas.....	58
Figura 16	Tipologias de obras adotadas e pretendidas pelas construtoras entrevistadas.....	59

Figura 17	Crescimento do sistema de paredes de concreto no PMCMV.....	60
Figura 18	Grand Reserva Paulista, maior empreendimento da história da MRV.....	60
Figura 19	Resultados obtidos para simulação de apenas uma torre. ....	62
Figura 20	Resultados obtidos para simulação de dez tores. ....	62
Figura 21	Resultados obtidos para simulações em função do número de repetições das formas no sistema de paredes de concreto. ....	63
Figura 22	Resultados obtidos para simulações em função do número de ciclos de concretagem no sistema de paredes de concreto. ....	63
Figura 23	Residencial Belvedere.....	64
Figura 24	Resumo de custos conjunto habitacional Órion.....	66
Figura 25	Percentagem sobre o valor total em cada respectivo método construtivo: (a) Concreto armado convencional, (b) paredes de concreto moldadas in loco.....	67
Figura 26	Custo final do empreendimento para cada metodologia construtiva. ...	67
Figura 27	Custo por unidade x número de repetições. ....	68
Figura 28	Definição de parede estrutural por Fusco (1981).....	69
Figura 29	Pilar de seção celular. ....	70
Figura 30	Excentricidade do carregamento das paredes.....	71
Figura 31	Interação laje-parede. ....	71
Figura 32	Indicações para detalhamento de paredes de concreto armado. ....	74
Figura 33	Centragem de cargas de paredes junto a laje de piso entre lances.....	75
Figura 34	Armadura de paredes de concreto armado: (a) Em corte, (b) em vista. ....	75
Figura 35	Proteção da região superior de paredes fortemente carregadas. ....	76
Figura 36	Barras de espera entre pavimentos.....	77
Figura 37	Reforço em bordos verticais.....	77
Figura 38	Concreto leve da classe 4. ....	78
Figura 39	Correlação entre as massas específicas dos agregados e dos concretos com a resistência cúbica à compressão de concreto leve com textura densa.....	79
Figura 40	Fundação em parede isolada. ....	80
Figura 41	Seção transversal na parte superior da parede mostrando a zona comprimida da flexão. ....	82

Figura 42	Dimensões e arranjo do modelo de ensaio de viga-parede com apoio indireto e carregada indiretamente. ....	84
Figura 43	Esquematisação das vigas principais: fluxo de tensões de compressão.....	85
Figura 44	Vigas dos ensaios IWT 1 e IWT2 após a ruptura.....	86
Figura 45	Representação simplificada do comportamento de viga, viga-parede e parede autoportante. ....	87
Figura 46	Relação momento-curvatura das paredes de cisalhamento: (a) armadura uniformemente distribuída, (b) armadura concentrada nas extremidades.....	88
Figura 47	Absorção de energia de paredes de cisalhamento.....	89
Figura 48	Comparação entre o método empírico, o método de análise da parede como um pilar, e o método proposto da equação 12.....	91
Figura 49	Pórtico utilizado nas análises das paredes bidirecionais. ....	91
Figura 50	Experimentos da OWNS2: (a) face tracionada, (b) face comprimida, (c) deformada e (d) padrão de fissuração.....	93
Figura 51	Experimentos da TWHS2: (a) face tracionada, (b) face comprimida, (c) deformada e (d) padrão de fissuração.....	94
Figura 52	Alguns dos ensaios realizados por Furnas (2008): (a) posicionamento do corpo mole para impacto, (b) avaliação do isolamento sonoro, (c) medida de temperatura e deformação na face não exposta ao fogo e (d) verificação da estabilidade estrutural com carregamento vertical. ....	95
Figura 53	Simulações realizadas por Nunes (2011): (a) MEF, (b) modelo proposto híbrido, (c) planta de formas do pavimento tipo, (d) planta de formas do pavimento da transição.....	97
Figura 54	Comparação de deslocamentos do edifício: casca x pórtico tridimensional.....	98
Figura 55	Edifício analisado por Braguim (2013): representado por (a) MPT e (b) MEF.....	99
Figura 56	Modelos de paredes com aberturas analisadas por Vieira (2014). ....	101
Figura 57	Distribuição das tensões de tração da parede R1-A75.....	102
Figura 58	Superestrutura do Edifício estudado por Farias (2018). ....	103
Figura 59	Primeiro pavimento da edificação e fundação radier. ....	104

Figura 60	Modelo numérico do edifício com maciço de solo discretizado. ....	104
Figura 61	Sequência da construção adotada e deslocamento vertical da estrutura. ....	105
Figura 62	Empreendimento estudado por Patrício (2019). ....	106
Figura 63	Distribuição de carregamento nas leituras de recalque. ....	107
Figura 64	Reforço em canto de parede de contorno: (a) com seção constante, (b) com aumento de seção na região de armadura concentrada. ....	109
Figura 65	Cálculo de $\beta$ em função das vinculações da parede. ....	111
Figura 66	Definição do comprimento equivalente $l_e$ . ....	114
Figura 67	Verificação à flexão simples em paredes externas submetidas à pressão do vento maior que $0,1 \text{ tf/m}^2$ . ....	117
Figura 68	Diagrama dos esforços de compressão. ....	118
Figura 69	Montagem de painel de parede pré-moldada autoportante do sistema construtivo do tipo <i>tilt up</i> . ....	123
Figura 70	Deslocamento em mm de pilar-parede estudada, com índice de esbeltez ( $\lambda$ ) de 90 e coeficiente adimensional de momento fletor em torno do eixo de menor inércia ( $\mu_{bd}$ ) de 0,029. ....	124
Figura 71	Paredes de contenção: (a) muro de arrimo, (b) muro com contraforte. ....	124
Figura 72	Painel de compressão em tabuleiro de ponte. ....	125
Figura 73	$f_{ck}$ x tempo: concreto especificado com 25 MPa, indicações da ABCP (2019). ....	129
Figura 74	Formas utilizadas no sistema construtivo: (a) forma de plástico, (b) forma de madeira, (c) forma de aço, (d) forma de alumínio e (e) forma de polipropileno. ....	132
Figura 75	Otimização de cortes de painel de tela padrão. ....	134
Figura 76	Designação das telas soldadas de aço. ....	135
Figura 77	(a) Indicação do IBTS para plano de cortes de edificações de múltiplos pavimentos, (b) disposição da armadura entre pavimentos. ....	136
Figura 78	Arraques no sistema paredes de concreto: (a) padrão, (b) franção e (c) com vergalhão antes da concretagem. ....	137
Figura 79	Armaduras de reforço. ....	138
Figura 80	Aproveitamento de cortes de portas e janelas. ....	138

Figura 81	Reforços em (a) ligação entre paredes, (b) ligação entre parede e laje e (c) locais onde passarão conduítes.....	139
Figura 82	Instalações elétricas fixadas em telas antes da montagem das formas.....	139
Figura 83	Shafts para tubulações de instalações hidrossanitárias. ....	140
Figura 84	Tipologias de edificações em paredes de concreto moldadas in loco. ....	142
Figura 85	Forma de escada para o sistema de paredes de concreto moldado in loco.....	143
Figura 86	Vibrador de imersão típico com motor elétrico.....	146
Figura 87	Aplicação de cura química na parede de concreto. ....	148
Figura 88	processo de obtenção das áreas para cálculo de reações das lajes armadas em duas direções pelo método das charneiras plásticas. ...	154
Figura 89	processo de obtenção das áreas para cálculo de reações das lajes armadas em uma direção pelo método das charneiras plásticas. ....	154
Figura 90	Espalhamento de cargas concentradas ou parcialmente distribuídas.....	156
Figura 91	Distribuição do carregamento vertical entre paredes adjacentes.....	156
Figura 92	Interação de paredes em região de janela. ....	157
Figura 93	Distribuição de ações horizontais em edificação de paredes estruturais. ....	159
Figura 94	Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo.....	161
Figura 95	Fator de restrição de borda para flambagem de paredes. ....	165
Figura 96	Lâmina típica de pilar-parede. ....	166
Figura 97	Deformação crítica de flambagem x índice de esbeltez: (a) concreto de 20 MPa, (b) concreto de 40 MPa.....	167
Figura 98	Grupos de paredes limitados por abertura de janela. ....	169
Figura 99	Graus de liberdade de modelo idealizado por Yagui (1971). ....	172
Figura 100	Representação de parede com abertura no modelo de pórtico tridimensional.....	173
Figura 101	Discretização do modelo de pórtico tridimensional: (a) painéis com seção “cheia” e (b) modelo discretizado por barras.....	174
Figura 102	Elemento finito plano utilizado no programa: (a) perspectiva e (b) vista lateral x1,x3. ....	176

Figura 103	Convenções de Sinais - Elementos de barras: (a) forças; (b) momentos. ....	176
Figura 104	Momentos normais desenvolvidos a partir de $M_x$ , $M_y$ e $M_{xy}$ e de $M_x^*$ e $M_y^*$ .....	178
Figura 105	Momento a ser resistido pela armadura na direção $\alpha$ . ....	178
Figura 106	Convenção de sinais utilizada para o momento de dimensionamento das lajes. ....	179
Figura 107	Equações para o método de momentos equivalentes do Wood e Armer no software Strap. ....	180
Figura 108	Textura porosa do concreto celular. ....	182
Figura 109	Maquete eletrônica do Aurora Exclusive Home. ....	187
Figura 110	Dimensões nominais da família 15 x 30 de blocos de concreto.....	189
Figura 111	Planta de formas do pavimento utilizado nas análises. ....	191
Figura 112	Cotas horizontais medidas a partir dos eixos médios das paredes....	192
Figura 113	Cotas verticais medidas a partir dos eixos médios das paredes.....	192
Figura 114	Disposição das ações horizontais. ....	201
Figura 115	Cálculo do $FA, x_{\text{área}}$ no modelo A301, no nível 42 m. ....	206
Figura 116	Cálculo do $F\Delta P, y_{\text{linear}}$ no modelo A301, no nível 42 m. ....	211
Figura 117	Renderização de modelo estudado na Análise 01.....	214
Figura 118	Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 7, nos modelos da Análise 01, valores em tf/m. ....	215
Figura 119	Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 3, nos modelos da Análise 01: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf/m. ....	217
Figura 120	Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 24, nos modelos da Análise 01: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf/m.....	219
Figura 121	Espalhamento dos esforços normais em lintel na parede PAR 24 do modelo A103. ....	220
Figura 122	Encontro das paredes adjacentes PAR 7 e PAR 27 do modelo A101, valores em tf/m. ....	221
Figura 123	Valores do momento fletor na direção x com a combinação $C_1$ , para a PAR 30 nos modelos: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf.m/m.....	223

Figura 124	Valores do momento fletor na direção x com a combinação $C_2$ , para a PAR 30 nos modelos: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf.m/m. ....	224
Figura 125	Valores do esforço cortante na direção x com a combinação $C_1$ , para a PAR 3 nos modelos: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf/m. ....	226
Figura 126	Valores do esforço cortante na direção y com a combinação $C_2$ , para a PAR 24 nos modelos: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf/m. ....	227
Figura 127	Valores das tensões atuantes nas paredes PAR 6 e PAR 7 do modelo A101, utilizando a combinação $C_1$ : (a) tensões principais, (b) tensões secundárias e (c) tensões de cisalhamento. Unidades em kgf/cm <sup>2</sup> . ....	229
Figura 128	Valores das tensões atuantes nas paredes PAR 6 e PAR 7 do modelo A102, utilizando a combinação $C_1$ : (a) tensões principais, (b) tensões secundárias e (c) tensões de cisalhamento. Unidades em kgf/cm <sup>2</sup> . ....	230
Figura 129	Valores das tensões atuantes nas paredes PAR 6 e PAR 7 do modelo A103, utilizando a combinação $C_1$ : (a) tensões principais, (b) tensões secundárias e (c) tensões de cisalhamento. Unidades em kgf/cm <sup>2</sup> . ....	231
Figura 130	Tensões principais atuando no meio do vão em chapas com carga concentrada atuando em sua face superior. ....	233
Figura 131	Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A101, valores em cm <sup>2</sup> /m. ....	240
Figura 132	Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A102. ....	241
Figura 133	Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A103, valores em cm <sup>2</sup> /m. ....	242
Figura 134	Renderização de modelo estudado na Análise 02. ....	246
Figura 135	Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 7, nos modelos da Análise 02: (a) modelo A201 e (b) modelo A202, valores em tf/m. ....	248

Figura 136	Esforço normal por unidade de comprimento dos primeiros 3 pavimentos na parede PAR 3, nos modelos da Análise 02: (a) A201 e (b) A202, valores em tf/m. ....	249
Figura 137	Esforço normal por unidade de comprimento dos primeiros 5 pavimentos na parede PAR 24, nos modelos da Análise 02: (a) A201 e (b) A202, valores em tf/m. ....	251
Figura 138	Encontro das paredes adjacentes PAR 7 e PAR 27 do modelo A201, valores em tf/m. ....	252
Figura 139	Valores do momento fletor na direção x com a combinação C <sub>1</sub> , para a PAR 30 nos modelos: (a) A201 e (b) A202, valores em tf.m/m. ....	254
Figura 140	Valores do momento fletor na direção y com a combinação C <sub>2</sub> , para a PAR 31 e PAR 32 (esquerda e direita respectivamente) nos modelos: (a) A201 e (b) A202, valores em tf.m/m. ....	255
Figura 141	Valores do esforço cortante na direção x com a combinação C <sub>1</sub> , para a PAR 3 nos modelos: (a) A201 e (b) A202, valores em tf/m. ....	256
Figura 142	Valores do esforço cortante na direção y com a combinação C <sub>2</sub> , para a PAR 24 nos modelos: (a) A201 e (b) A202, valores em tf/m. ....	257
Figura 143	Valores do esforço cortante na direção x com a combinação C <sub>1</sub> , para a PAR 35 no modelo A201, valores em tf/m. ....	258
Figura 144	Valores das tensões atuantes nas paredes PAR 6 e PAR 7 dos modelos da Análise 02, utilizando a combinação C <sub>1</sub> : tensões principais do modelos (a) A201 e (b) A202, tensões secundárias dos modelos (c) A201 e (d) A202, e tensões de cisalhamento dos modelos (e) A201 e (f) A202. Unidades em kgf/cm <sup>2</sup> . ....	259
Figura 145	Valores das tensões $\sigma_y$ nas paredes do ultimo pavimento no modelo A202. Unidades em kgf/cm <sup>2</sup> . ....	264
Figura 146	Valores das tensões $\sigma_y$ na parede PAR 3 do ultimo pavimento no modelo A202. Unidades em kgf/cm <sup>2</sup> . ....	265
Figura 147	Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A201, valores em cm <sup>2</sup> /m. ....	265
Figura 148	Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A202, valores em cm <sup>2</sup> /m. ....	270
Figura 149	Resultado das armaduras longitudinais (verticais) necessárias em uma das faces no modelo A202, valores em cm <sup>2</sup> /m. ....	271

Figura 150	Armaduras necessárias para as regiões de aberturas no último pavimento do edifício A202, diâmetro da armadura em mm e espaçamento em cm. ....	273
Figura 151	Renderização de modelo estudado na Análise 03.....	274
Figura 152	Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 7, nos modelos da Análise 03 (modelo A301), valores em tf/m.. ....	275
Figura 153	Esforço normal por unidade de comprimento dos primeiros 5 pavimentos na parede PAR 3, nos modelos da Análise 03 (modelo A301), valores em tf/m.. ....	276
Figura 154	Esforço normal por unidade de comprimento dos primeiros 5 pavimentos na parede PAR 24, nos modelos da Análise 03 (modelo A301), valores em tf/m.. ....	277
Figura 155	Encontro das paredes adjacentes PAR 7 e PAR 27 do modelo A301, combinações: (a) C <sub>1</sub> e (b) C <sub>2</sub> , valores em tf/m.. ....	278
Figura 156	Valores do momento fletor na direção x com a combinação C <sub>1</sub> , para a PAR 30 no modelo A301: (a) Momentos negativos e (b) Momentos positivos, valores em tf.m/m.....	279
Figura 157	Valores do momento fletor na direção y com a combinação C <sub>2</sub> , para as paredes a PAR 31 e PAR 32 no modelo A301: (a) Momentos negativos e (b) Momentos positivos, valores em tf.m/m.. ....	279
Figura 158	Valores do momento fletor na direção x com a combinação C <sub>2</sub> , para a parede PAR 23 no modelo A301: (a) Momentos negativos e (b) Momentos positivos, valores em tf.m/m.....	281
Figura 159	Valores do esforço cortante na direção x com a combinação C <sub>1</sub> , para a PAR 3 no modelo A301, valores em tf/m.....	286
Figura 160	Valores do esforço cortante na direção y com a combinação C <sub>2</sub> , para a PAR 24 no modelo A301, valores em tf/m.....	286
Figura 161	Valores das tensões atuantes na parede PAR 3 do modelo A301 da Análise 03, utilizando a combinação C <sub>2</sub> : (a) tensões principais, (b) tensões secundárias e (c) tensões de cisalhamento. Unidades em kgf/cm <sup>2</sup> .....	286
Figura 162	Valores das áreas de aço calculadas para as paredes (a) PAR 3 e (c) PAR 6 e PAR 7, e armaduras adotadas para a (b) PAR 3 e para	

as paredes (d) PAR 6 e PAR 7. Valores da área de aço em  $\text{cm}^2/\text{m}$ ,  
diâmetro da armadura em mm e espaçamento em cm..... 286

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1	$\eta_d$ ,max na base e no topo da parede PAR 7 de cada pavimento dos modelos da Análise 01. ....	215
Gráfico 2	$\eta_d$ ,max na base e no topo da parede PAR 7 de cada pavimento dos modelos da Análise 02. ....	248
Gráfico 3	$\eta_d$ ,max na base e no topo da parede PAR 7 de cada pavimento do modelo A301 da Análise 03.....	272

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Comparação dos resultados experimentais com os resultados modelados pelo método dos elementos finitos. ....	92
Tabela 2	Coeficiente adicional majorador de esforços devido a ISE em edifícios de paredes de concreto sobre radier .....	106
Tabela 3	Concretos utilizados em obras do sistema paredes de concreto moldado in loco no Brasil. ....	127
Tabela 4	Classes de espalhamento conforme ensaio da ABNT NBR 15823-2.....	128
Tabela 5	Principais manifestações patológicas encontradas na bibliografia. ...	151
Tabela 6	Características dos modelos da Análise 01.....	184
Tabela 7	Características dos modelos da Análise 02.....	186
Tabela 8	Características dos modelos da Análise 03.....	187
Tabela 9	Dimensões nominais da família 15 x 30 de blocos de concreto.....	189
Tabela 10	Resumo das análises. ....	190
Tabela 11	Subdivisão das paredes em famílias. ....	194
Tabela 12	Peso próprio das paredes do modelo A101.....	195
Tabela 13	Carregamento vertical do modelo A101. ....	196
Tabela 14	Peso próprio das paredes do modelo A102 e A103. ....	196
Tabela 15	Carregamento vertical do modelo A102. ....	197
Tabela 16	Carregamento vertical do modelo A103. ....	197
Tabela 17	Peso próprio das paredes do modelo A201.....	198
Tabela 18	Carregamento vertical do modelo A201. ....	198
Tabela 19	Peso próprio das paredes do modelo A202.....	199
Tabela 20	Carregamento vertical do modelo A202. ....	199
Tabela 21	Peso próprio das paredes do modelo A301.....	200
Tabela 22	Carregamento vertical do modelo A301. ....	200
Tabela 23	Informações relativas as ações do vento.....	202
Tabela 24	Cálculo das forças de arrasto nas direções x e y para os modelos da Análise 01: A101, A102 e A103.....	202
Tabela 25	Cálculo das forças de arrasto nas direções x e y para os modelos da Análise 02: A201 e A202.....	203

Tabela 26	Cálculo das forças de arrasto nas direções x e y para o modelo da Análise 03: A301. ....	203
Tabela 27	Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A101. ....	206
Tabela 28	Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A102. ....	207
Tabela 29	Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A103. ....	207
Tabela 30	Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A201. ....	207
Tabela 31	Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A202. ....	208
Tabela 32	Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A301. ....	209
Tabela 33	Resultados dos valores máximos para momento fletor das paredes na Análise 01. ....	224
Tabela 34	Resultados dos valores máximos para o esforço cortante das paredes na Análise 01. ....	227
Tabela 35	Valores máximos de tensões nos modelos da Análise 01. ....	234
Tabela 36	Uniformização de tensões normais médias de compressão no modelo A101. ....	237
Tabela 37	Valores máximos de deslocamentos nas paredes dos modelos da Análise 01. ....	238
Tabela 38	Deslocamento vertical (flechas) máximas para as lajes da Análise 01. ....	239
Tabela 39	Valores das armaduras necessária na maior extensão das paredes. ....	243
Tabela 40	Armaduras máximas das lajes na Análise 01. ....	244
Tabela 41	Cálculo do $\gamma_z$ para o modelo A101 na C <sub>2</sub> . ....	244
Tabela 42	Verificações quanto ao dimensionamento na Análise 01. ....	255
Tabela 43	Resultados dos valores máximos para momento fletor das paredes na Análise 02. ....	257
Tabela 44	Resultados dos valores máximos para o esforço cortante nas paredes PAR 3 e PAR 24 da Análise 02. ....	260

Tabela 45	Valores máximos de tensões nos modelos da Análise 02.....	263
Tabela 46	Uniformização de tensões normais médias de compressão no modelo A201.....	264
Tabela 47	Valores máximos de deslocamentos nas paredes dos modelos da Análise 02..	267
Tabela 48	Valores das armaduras necessária na maior extensão das paredes para o modelo A201.....	269
Tabela 49	Cálculo do $\gamma_z$ para o modelo A201 na $C_2$ .....	278
Tabela 50	Verificações quanto ao dimensionamento na Análise 02.....	280
Tabela 51	Resultados dos valores máximos para momento fletor das paredes na Análise 03..	282
Tabela 52	Resultados dos valores máximos para o esforço cortante nas paredes PAR 3 e PAR 24 da Análise 03..	284
Tabela 53	Valores máximos de tensões no modelo A301 da Análise 03. ....	285
Tabela 54	Uniformização de tensões normais médias de compressão no modelo A301.....	287
Tabela 55	Valores máximos de deslocamentos nas paredes dos modelos da Análise 03..	289
Tabela 56	Valores das armaduras necessária na maior extensão das paredes para o modelo A301.....	289
Tabela 57	Cálculo do $\gamma_z$ para o modelo A301 na $C_2$ ....	289
Tabela 58	Verificações quanto ao dimensionamento na Análise 03.....	289

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\phi$	Fator de minoração da resistência
$\nu$	Coefficiente adimensional de compressão
$\beta$	Razão entre o a altura livre entre pisos e o vão livre entre paredes transversais
$\rho$	Taxa geométrica da armadura vertical da parede, não maior que 1%
$\beta_i$	Razão entre braço de alavanca com a espessura da lâmina
$\rho_i$	Taxa geométrica de aço por largura de lâmina do pilar-parede
$\rho_{l,2p}$	Taxa de armadura em relação a seção transversal de concreto na direção vertical para edificações de até 2 pavimentos;
$\gamma_n$	Coefficiente específico de rigidez relativa estrutura-solo
$\gamma_s$	Coefficiente de minoração da resistência do aço
$\rho_{t,parext6}$	Taxa de armadura em relação a seção transversal de concreto na direção horizontal para paredes externas com até 6 m de comprimento horizontal entre juntas de controle
$\rho_{t,parint}$	Taxa de armadura em relação a seção transversal de concreto na direção horizontal para paredes internas de qualquer comprimento
$\tau_{xy}$	Tensões tangenciais ou de cisalhamento
$\frac{1}{r}$	Curvatura
ABESC	Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem
$A_c$	Área da seção transversal de concreto da parede
ACI	American Concrete Institute
$A_e$	Área efetiva de atuação das força de arrasto na direção do vento
$A_{e,x}$	Área efetiva de atuação das forças em x
$A_{e,y}$	Área efetiva de atuação das forças em y
$A_{int}$	Área da interface vertical
$A_{s,par}$	Área de aço necessária na parede
$b$	Comprimento da parede em planta, para a <i>EN 1992 Eurocode 2:2014</i>
$b$	Largura efetiva da parede, para <i>Wight e MacGregor (2012)</i>
$b$	Vão livre entre paredes transversais, para <i>ABNT NBR 16055:2012</i>

<i>BLO</i>	Alvenaria estrutural em bloco de concreto
<i>CA</i>	Coeficiente de arrasto conforme a direção do vento
<i>CA,x</i>	Coeficiente de arrasto para o vento na direção x
<i>CA,y</i>	Coeficiente de arrasto para o vento na direção y
<i>CEF</i>	Caixa Econômica Federal
<i>CEL</i>	Concreto celular
<i>CF</i>	Combinações frequentes
<i>COHABs</i>	Companhias de Habitação Popular
<i>CON-1</i>	Concreto convencional tipo 1
<i>CON-2</i>	Concreto convencional tipo 2
<i>COV</i>	Coeficiente de variação
<i>DATEc</i>	Documento de Avaliação Técnica
<i>DCT.C</i>	Departamento de Apoio e Controle Técnico
<i>DESV. PAD</i>	Desvio padrão
<i>e</i>	excentricidade inicial de 1ª ordem
<i>E</i>	Módulo de elasticidade longitudinal
<i>e<sub>a</sub></i>	excentricidade inicial de 2ª ordem
<i>ELS</i>	Estado limite de serviço
<i>ELU</i>	Segurança ao estado limite ultimo
<i>ESC. MÁX.</i>	Escore máximo
<i>ESC. MÍN.</i>	Escore mínimo
<i>E<sub>s</sub></i>	Módulo de elasticidade longitudinal do aço
<i>e<sub>to</sub></i>	Excentricidade total
<i>F<sub>2</sub></i>	Esbeltez da parede
<i>FA,x</i>	Força de arrasto na direção x
<i>FA,y</i>	Força de arrasto na direção y
<i>f<sub>c</sub>'</i>	Resistência característica à compressão do concreto
<i>f<sub>cd</sub></i>	Valor de cálculo para resistência a compressão do concreto
<i>f<sub>ck</sub></i>	Compressão do concreto
<i>f<sub>ct,d</sub></i>	Valor de cálculo para resistência a tração do concreto
<i>F<sub>d,tração</sub></i>	Força de tração
<i>F<sub>d</sub></i>	Esforço normal de cálculo
<i>F<sub>dp</sub></i>	Força horizontal equivalente
<i>FGTS</i>	Fundo de Garantia por Tempo de Serviço

FJP	Fundação João Pinheiro
$f_{scd}$	Cálculo da resistência do aço à compressão
$F_{td}$	Esforço de calculo que gera situação de máxima tensão normal de tração
$F_{vd}$	Esforço cortante resistente
$F_{vd,int}$	Força cortante resistente de cálculo na interface
$f_{yd}$	Valor de cálculo para tensão de escoamento do aço
$f_{yd}$	Valor de cálculo para tensão de escoamento do aço
$F_{\Delta P,x}$	Força horizontal equivalente em x
$F_{\Delta P,y}$	Força horizontal equivalente em y
$g_1$	Carregamento devido ao peso próprio dos elementos estruturais
$g_2$	Carregamento devido ao revestimento das lajes
H	Altura total do edifício expressa em metros (m)
h	Espessura da parede
$h_{,laje}$	Espessura da laje
$H_w$	Altura livre entre pisos
$h_w$	Menor valor entre a altura
$H_{we}$	Altura efetiva
IBHS	Institute for Business & Home Safety
IBTS	Instituto Brasileiro de Telas Soldadas
$\lambda$	Índice de esbeltez da parede
k	Fator de restrição de borda
$K_{rpar}$	Rigidez relativa estrutura-solo
l	Altura livre entre pisos;
L	Comprimento da parede em planta
$l_0$	Altura efetiva da parede
$l_e$	Comprimento equivalente de flambagem
$l_w$	Altura livre da parede, para a <i>EN 1992 Eurocode 2:2014</i>
$l_w$	Comprimento horizontal de parede, para <i>Wight e MacGregor (2012)</i>
$L_x$	Comprimento linear da edificação na direção x
$L_y$	Comprimento linear da edificação na direção y
$M_{1,tot,d}$	O momento de tombamento
$M_{2d}$	Momento fletor de cálculo de segunda ordem
MEF	Método dos elementos finitos

MPa	Megapascals
$M_x$ e $M_y$	Momentos fletores normais às direções X e Y
$M_{xy}$	Momento volvente
$M_{\alpha}^*$	Momento fletor equivalente normal a ser resistido pela armadura paralela a um ângulo $\alpha$ entre a armadura e o eixo x
$n_d$	força normal solicitante
$n_{d,resist}$	Normal resistente de cálculo por unidade de comprimento no pavimento da parede
$N_{Rd}$	Carga axial ultima
$N_u$	Carga vertical ultima por unidade de comprimento
PMCMV	Programa Minha Casa Minha Vida
$P_n$	Cargas axiais
Pu-EXP	Carga de ruptura nos ensaios experimentais
PU-MEF	Carga de ruptura obtida por modelagem utilizando método dos elementos finitos
$q_{1(x)}$	Ação do vento na direção x
$q_{1(y)}$	Ação do vento na direção y
$q_2$	Carregamento devido a sobrecarga accidental
$q_{3(x)}$	Ação devido ao desaprumo na direção x
$q_{3(y)}$	Ação devido ao desaprumo na direção y
$S_1$	Fator topográfico
$S_2$	Fator de rugosidade do terreno
$S_3$	Fator estatístico
SBPE	Sistema Brasileiro de Poupança e Empréstimo
Sinat	Sistema Nacional de Avaliações Técnicas
Strap	Structural Analysis Program
$t_w$	Espessura da parede
$t_{w,par}$	Espessura da parede
$V_0$	Velocidade básica do vento
$V_d$	Esforço cortante solicitante
$V_{d,int}$	Força cortante solicitante de cálculo na interface;
$z_i$	Altura do pavimento considerado
$\Delta/h_s$	Desvio do lance
$\Delta M_{i,tot,d}$	Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura

$\Delta P$	Carga vertical total do pavimento
$\Delta P_{,pav}$	carregamento vertical total de uma tipologia de pavimento
$\Delta P_{,tot}$	carregamento vertical total de um edifício
$\Delta p_{ppar}$	peso próprio das paredes em um pavimento
$\epsilon_0$	Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
$\theta$	Ângulo de desaprumo, expresso em radianos (rad)
$\sigma_{cd}$	Tensão de cálculo no concreto referente ao estado-limite último
$\sigma_{cmd}$	Tensão média de cálculo no concreto comprimido
$\sigma_{cont,d}$	Tensões de contato de cargas
$\sigma_{cr}$	Tensão crítica de compressão relativa a falha por flambagem
$\sigma_{sd2}$	Tensão no aço para a deformação
$\sigma_x$	Tensões normais secundárias (direção x)
$\sigma_y$	Tensões normais principais (direção y)
$\nu_d$	Coefficiente adimensional de compressão

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>33</b>
<b>1.1</b>	<b>Considerações iniciais.....</b>	<b>33</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivos .....</b>	<b>36</b>
<b>1.2.1</b>	<b>Objetivo geral .....</b>	<b>36</b>
<b>1.2.2</b>	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>36</b>
<b>1.3</b>	<b>Justificativa.....</b>	<b>37</b>
<b>1.4</b>	<b>Metodologia .....</b>	<b>37</b>
<b>1.5</b>	<b>Estrutura e organização da dissertação .....</b>	<b>37</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>39</b>
<b>2.1</b>	<b>Histórico.....</b>	<b>39</b>
<b>2.1.1</b>	<b>Antigo sistema de paredes de concreto e políticas habitacionais nas décadas de 60 a 80 .....</b>	<b>39</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Utilização em outros países.....</b>	<b>44</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Concretização do sistema através de políticas habitacionais atuais ....</b>	<b>49</b>
<b>2.2</b>	<b>Atual situação do sistema no Brasil .....</b>	<b>55</b>
<b>2.3</b>	<b>Estudos comparativos com outros sistemas construtivos do ponto de vista econômico .....</b>	<b>61</b>
<b>2.3.1</b>	<b>Wendler Filho (2017) .....</b>	<b>61</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Residencial Belvedere (2013) .....</b>	<b>63</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Nacimba (2009) .....</b>	<b>65</b>
<b>2.3.4</b>	<b>Santos (2013) .....</b>	<b>67</b>
<b>2.4</b>	<b>Referências relevantes de paredes de concreto .....</b>	<b>68</b>
<b>2.4.1</b>	<b>Embasamento teórico e de projeto .....</b>	<b>69</b>
<b>2.4.1.1</b>	<b><i>Fusco (1981 e 1995).....</i></b>	<b>69</b>
<b>2.4.1.2</b>	<b><i>Leonhardt e Mönning (1973 e 1974) .....</i></b>	<b>74</b>
<b>2.4.1.3</b>	<b><i>Wight e MacGregor (2012) .....</i></b>	<b>80</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Trabalhos experimentais .....</b>	<b>84</b>
<b>2.4.2.1</b>	<b><i>Leonhardt e Walther (1966).....</i></b>	<b>84</b>
<b>2.4.2.2</b>	<b><i>Cardenas e Magura (1973) .....</i></b>	<b>88</b>
<b>2.4.2.3</b>	<b><i>Oberlender and Everard (1977).....</i></b>	<b>89</b>

2.4.2.4	<i>Doh (2002, 2005), Fragomeni e Loo (2005)</i> .....	91
2.4.2.5	<i>Furnas (2007 e 2008)</i> .....	94
2.4.3	<b>Análises numéricas</b> .....	96
2.4.3.1	<i>Nunes (2011)</i> .....	96
2.4.3.2	<i>Braguim (2013)</i> .....	98
2.4.3.3	<i>Vieira (2014)</i> .....	100
2.4.3.4	<i>Farias (2018)</i> .....	102
2.4.3.5	<i>Patrício (2019)</i> .....	106
2.5	<b>Comentarios acerca de normas de projeto</b> .....	107
2.5.1	<b>ACI 318:2019</b> .....	108
2.5.2	<b>EN 1992 Eurocode 2:2014</b> .....	110
2.5.3	<b>AS 3600:2018</b> .....	112
2.5.4	<b>ABNT NBR 16055:2012</b> .....	113
2.6	<b>Outros tipos de estruturas de paredes de concreto com diferentes aspectos teóricos</b> .....	122
2.6.1	<b>Paredes de concreto pré-moldado</b> .....	122
2.6.2	<b>Pilares-Parede</b> .....	123
2.6.3	<b>Paredes de contenções</b> .....	124
2.6.4	<b>Chapas solicitadas axialmente</b> .....	125
3	<b>SISTEMA CONSTRUTIVO DE PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO</b> .....	126
3.1	<b>Materiais</b> .....	126
3.1.1	<b>Concreto</b> .....	126
3.1.2	<b>Formas</b> .....	130
3.1.2.1	<i>Forma de plástico</i> .....	130
3.1.2.2	<i>Forma de madeira</i> .....	131
3.1.2.3	<i>Forma de aço</i> .....	131
3.1.2.4	<i>Forma de alumínio</i> .....	131
3.1.2.5	<i>Forma de polipropileno</i> .....	131
3.1.3	<b>Desmoldante</b> .....	132
3.1.4	<b>Aço</b> .....	133
3.1.4.1	<i>Indicações para o detalhamento</i> .....	135
3.1.5	<b>Instalações elétricas e hidráulicas</b> .....	139

3.2	Tipologias estruturais .....	141
3.3	Elementos estruturais .....	142
4	<b>BOAS PRÁTICAS VISANDO A DURABILIDADE DA ESTRUTURA.....</b>	<b>144</b>
4.1	Classe de agressividade ambiental.....	144
4.2	Juntas.....	144
4.3	Concretagem .....	145
4.4	Adensamento.....	145
4.5	Desforma e cura .....	146
4.6	Acabamento.....	148
4.7	Conforto térmico e acústico .....	148
4.8	Orientações quanto ao projeto estrutural.....	149
4.9	Manifestações patológicas .....	150
5	<b>COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....</b>	<b>152</b>
5.1	Carregamento vertical.....	152
5.1.1	Ações nas lajes.....	153
5.1.2	Espalhamento do carregamento vertical e interação entre as paredes .....	155
5.1.3	Importância da uniformização de cargas.....	157
5.2	Ações horizontais.....	158
5.2.1	Ação do vento.....	160
5.2.2	Desaprumo.....	161
5.2.3	Empuxo e Sismo.....	162
5.3	Combinações de carregamento .....	162
5.4	Instabilidade e efeitos de segunda ordem.....	163
5.5	Modelos de cálculo .....	168
5.5.1	Paredes isoladas .....	168
5.5.2	Grupos isolados de paredes.....	169
5.5.3	Grupos de paredes com interação .....	170
5.5.4	Modelo do pórtico tridimensional .....	170
5.5.5	Método dos Elementos Finitos (MEF) .....	174
5.6	Método para obtenção de esforços nas lajes: Wood e Armer .....	177
6	<b>ANÁLISES NUMÉRICAS.....</b>	<b>181</b>

<b>6.1</b>	<b>Análises numéricas realizadas .....</b>	<b>181</b>
<b>6.1.1</b>	<b>Análise 01: Comparativo em um edifício de 5 pavimentos em paredes de concreto moldadas in loco: concreto convencional versus concreto celular .....</b>	<b>182</b>
<b>6.1.2</b>	<b>Análise 02: Comparativo em um edifício de 15 pavimentos em paredes de concreto moldadas in loco versus alvenaria estrutural....</b>	<b>184</b>
<b>6.1.3</b>	<b>Análise 03: Comportamento estrutural de um edifício de 45 pavimentos em paredes de concreto moldadas in loco .....</b>	<b>186</b>
<b>6.2</b>	<b>Propriedades mecânicas dos materiais utilizados nas análises .....</b>	<b>188</b>
<b>6.3</b>	<b>Elementos estruturais .....</b>	<b>189</b>
<b>6.4</b>	<b>Pavimento estudado .....</b>	<b>190</b>
<b>6.5</b>	<b>Cargas verticais.....</b>	<b>193</b>
<b>6.5.1</b>	<b>Subdivisão das paredes.....</b>	<b>194</b>
<b>6.5.2</b>	<b>Cálculo do carregamento vertical .....</b>	<b>195</b>
<b>6.5.2.1</b>	<b>Análise 01.....</b>	<b>195</b>
<b>6.5.2.2</b>	<b>Análise 02.....</b>	<b>198</b>
<b>6.5.2.3</b>	<b>Análise 03.....</b>	<b>200</b>
<b>6.6</b>	<b>Ações horizontais.....</b>	<b>201</b>
<b>6.6.1</b>	<b>Ação do vento.....</b>	<b>201</b>
<b>6.6.2</b>	<b>Ação devido o desaprumo .....</b>	<b>206</b>
<b>6.7</b>	<b>Combinações de carregamento utilizadas .....</b>	<b>211</b>
<b>7</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>213</b>
<b>7.1</b>	<b>Análise 01: comparativo entre edifício de 5 pavimentos em paredes de concreto armado moldadas in loco convencional e paredes de concreto celular .....</b>	<b>214</b>
<b>7.1.1</b>	<b>Esforço normal: Espalhamento e uniformização de cargas verticais.....</b>	<b>214</b>
<b>7.1.2</b>	<b>Momento fletores.....</b>	<b>222</b>
<b>7.1.3</b>	<b>Esforço Cortante .....</b>	<b>225</b>
<b>7.1.4</b>	<b>Tensões normais e de cisalhamento .....</b>	<b>228</b>
<b>7.1.5</b>	<b>Deslocamentos máximos das paredes do modelo .....</b>	<b>236</b>
<b>7.1.5.1</b>	<b>Paredes .....</b>	<b>236</b>
<b>7.1.5.2</b>	<b>Lajes.....</b>	<b>238</b>

7.1.6	Área de aço necessária nos elementos estruturais .....	238
7.1.6.1	<i>Paredes</i> .....	239
7.1.6.2	<i>Lajes</i> .....	243
7.1.7	Verificação da estabilidade global .....	243
7.1.8	Verificações relativas ao dimensionamento .....	244
7.2	Análise 02: comparativo entre edifício de 15 pavimentos em paredes de concreto armado moldadas in loco e paredes de alvenaria estrutural .....	246
7.2.1	Esforço normal: Espalhamento e uniformização de cargas verticais .....	247
7.2.2	Momentos fletores .....	253
7.2.3	Esforço Cortante .....	256
7.2.4	Tensões normais e de cisalhamento .....	258
7.2.5	Deslocamentos máximos das paredes .....	263
7.2.6	Área de aço necessária nos elementos estruturais .....	264
7.2.7	Verificação da estabilidade global .....	267
7.2.8	Verificações relativas ao dimensionamento .....	268
7.3	Análise 03: análise do comportamento de um edifício de 45 pavimentos em paredes de concreto moldado in loco .....	270
7.3.1	Esforço normal: Espalhamento e uniformização de cargas verticais .....	271
7.3.2	Momentos fletores .....	276
7.3.3	Esforços cortantes .....	278
7.3.4	Tensões normais e de cisalhamento .....	280
7.3.5	Deslocamentos máximos das paredes .....	284
7.3.6	Área de aço necessária nos elementos estruturais .....	285
7.3.7	Verificação da estabilidade global .....	287
7.3.8	Verificações relativas ao dimensionamento .....	289
8	CONCLUSÃO .....	290
	REFERÊNCIAS .....	294

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações iniciais

O crescimento demográfico nos grandes centros urbanos do Brasil vem exigindo da construção civil soluções cada vez mais diversificadas, as quais avançam tecnologicamente de uma maneira vertiginosa, exigindo mais qualificação profissional dos mais diversos setores que a compõem. O sistema de paredes de concreto moldadas in loco desempenha um papel importante no avanço tecnológico da construção civil, pois a sua rápida execução e diminuição de perdas, permitem que este sistema tenha ganhado cada vez mais espaço no mercado imobiliário brasileiro.

O sistema de Parede de Concreto oferece vantagens em sua metodologia construtiva que favorecem a produção em larga escala, pois sua viabilidade está entrelaçada com a quantidade de repetições e a velocidade de sua linha de produção. Tudo isto deve estar bem atrelado as etapas de concepção, projeto e execução, devendo-se nestas etapas ter uma boa definição dos materiais a serem utilizados e o controle tecnológico dos mesmos.

Em empreendimentos como condomínios residenciais o qual irá existir construções com edificações semelhantes, e que exigem prazos de conclusão e entrega reduzidos, a viabilidade do sistema se torna muito alta, sendo altamente competitivo com sistemas tradicionais, encontrando-se por muitas vezes mais rentável que os demais, como será abordado em tópico específico neste trabalho.

Do ponto de vista histórico este sistema construtivo pode-se dizer que teve suas primeiras obras na década de 70, com a criação de programas habitacionais da época, porém o entrave tecnológico não permitiu maiores avanços em seu desenvolvimento e conseqüentemente em sua disseminação em território nacional. Porém em diversos países, o sistema já encontra em maior utilização, tanto do ponto de vista de escala, quanto do ponto de vista de destinação da obra, isso se deve ao fato principalmente do sistema possuir alta produtividade, como também ter uma linha de aprendizado exponencial. Outro fator importante é que devido a estrutura possuir elevado peso próprio, como também as ligações entre paredes gerarem sistemas de contraventamento que contribuem para sua rigidez global, estas

estruturas possuem um bom desempenho perante ações horizontais, como no caso de sismos, problemática presente em vários países.

A norma brasileira que trata da temática abordada neste trabalho é a ABNT NBR 16055:2012 – Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos. Com a criação da mesma, o sistema construtivo passou a poder ser financiado por programas habitacionais do Governo Federal, assim a sua utilização passou a ser mais disseminada, estando presente em diversos empreendimentos no território nacional. Também existiu por parte da academia um maior interesse em seu estudo com surgimento de trabalhos publicados e cursos a respeito do tema. Normatizações deste sistema já existiam em outros países, e serão abordadas neste trabalho também.

Para que exista êxito em sua utilização, o sistema construtivo de paredes de concreto moldadas in loco exige que sejam cumpridas prescrições normativas, como também o atendimento a boas práticas de sua utilização, definindo-se ações a serem tomadas na fase de projeto e execução. Visto que o consumo de concreto é bastante elevado, e que o mesmo é disposto em grandes superfícies, o controle tecnológico deve ser rigoroso, para o um bom atendimento de desempenho durante sua vida útil. Um trabalho para estudo do tipo de forma a ser utilizado também deve ser realizado, pois as mesmas possuem um custo elevado, e afetarão diretamente no valor final da obra.

Neste presente trabalho, além do tocante de materiais e construção civil, será abordado como tema principal o comportamento estrutural das paredes de concreto, trazendo prescrições da bibliografia sobre a resposta destas estruturas quando submetidas a solicitações, e os modelos de cálculo usualmente empregados nas mesmas. Será abordado sobre os carregamentos que devem ser considerados em projetos, como também tratando-se de maneira especial para o espalhamento de cargas verticais e a uniformização de tensões normais de compressão.

Os resultados serão obtidos através de modelagem em software com base no método dos elementos finitos, no qual a saída de dados será exposta através de mapas de contorno, que permitem verificar em cada região de determinada parede, o seu comportamento perante esforços, deslocamentos, tensões e área de aço necessária para seu dimensionamento. Será tratado explicitamente de que consiste cada modelagem como também suas etapas, em capítulo específico.

O sistema estrutural de paredes de concreto moldadas in loco é o chamado sistema de paredes autoportantes. Em relação a metodologia de cálculo de paredes de concreto, é definido na bibliografia que sejam utilizados os mesmos procedimentos que aos já consagrados para alvenaria estrutural, fazendo-se devidas adaptações intrínsecas de cada sistema. Com o objetivo de verificar esta compatibilidade, será analisado um mesmo edifício em paredes de concreto e em alvenaria estrutural através de modelagem em software citado anteriormente.

Uma outra análise que será realizada neste trabalho, é o comportamento estrutural de edificação de paredes de concreto celular, a qual existe divergências no meio técnico quanto a sua utilização, devido principalmente a fatores como suas características mecânicas, como também seu comportamento em relação solidarização com armaduras de aço e durabilidade deste tipo de obra. Será realizada análise de obra deste tipo, em comparação com parede de concreto convencional. Estas análises levarão em conta apenas o comportamento mecânico, e serão análises lineares elásticas.

Por fim será analisado o comportamento estrutural de obra de 45 pavimentos utilizando o sistema construtivo definido na ABNT NBR 16055:2012, visto que este é o limite atualmente alcançado para este tipo de obras no Brasil, e que já existe com certa frequência em países como Coreia do Sul. Esta análise assim como as demais será realizada em software com base em elementos finitos.

Espera-se com este trabalho trazer para o meio técnico contribuições com um estudo de paredes de concreto que aborde desde seu histórico de utilização e bibliográfico, como também informações acerca de sua metodologia construtiva, e análise estrutural de edificações com diferentes números de pavimentos, comparando-se também com metodologias construtivas concorrentes. Desta maneira trazendo mais uma contribuição de estudos deste sistema estrutural em constante crescente no mercado da construção civil brasileira.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo geral**

Apresentar conceitos e procedimentos adotados para edificações em paredes de concreto, principalmente no que diz respeito a norma ABNT NBR 16055:2012, como também práticas que vem sendo adotadas no mercado para edificações desse sistema. Discutir a partir de resultados via modelagem numérica se os procedimentos citados anteriormente são válidos, buscar soluções de situações ainda não resolvidas para o sistema, objetivos os quais tem por finalidade a potencialização do sistema construtivo.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Realizar uma conceituação histórica do sistema construtivo;
- Expor a situação que o sistema se encontra no Brasil;
- Comentar sobre estudos de caso da viabilidade do sistema do ponto de vista econômico;
- Apresentar trabalhos fruto de pesquisas realizados sobre o tema do ponto de vista estrutural;
- Discutir sobre materiais e métodos construtivos que vem sendo adotados no sistema paredes de concreto no Brasil;
- Apresentar as manifestações patológicas mais comuns no sistema;
- Discutir sobre o comportamento estrutural e métodos de cálculo;
- Analisar se a utilização de concreto celular para paredes estruturais é viável do ponto de vista estrutural;
- Realizar estudo comparativo com o sistema de alvenaria estrutural de blocos de concreto;
- Analisar um edifício de múltiplos andares que utiliza do sistema, com número de pavimentos compatível com o limite atual utilizado no Brasil.

### **1.3 Justificativa**

A justificativa para estudo do tema é que o mesmo ainda possui bibliografia escassa, sendo muitas vezes tendo que se recorrer a prescrições de empresas ou de associações ligadas ao mercado, sendo pouquíssimo falado num curso de graduação. Por o sistema está em constante crescimento por conta dos programas habitacionais, é de extrema importância que toda cadeia da construção civil se qualifique para ter conhecimento nesta área de atuação.

Daí a importância de se realizar pesquisas sobre o tema do ponto de vista estrutural, para que se potencialize o sistema como outros já consagrados, e se possam esclarecer problemas ainda não resolvidos no sistema.

### **1.4 Metodologia**

Se fazer um levantamento do que existe disponível na bibliografia técnica sobre paredes de concreto para uma etapa inicial, em sequencia realizar análises em software com base em elementos finitos para modelar este elemento estrutural obtendo-se os esforços, deslocamentos e tensões, e através destes resultados procurar se fazer uma análise crítica com o objetivo de verificar se está atendendo a bibliografia e prescrições normativas, tendo como produto final uma potencialização do sistema.

### **1.5 Estrutura e organização da dissertação**

Este trabalho é composto por oito capítulos. No Capítulo 1 é apresentada uma introdução ao tema abordado na dissertação, consistido de considerações iniciais, objetivos gerais e específicos, justificativa, metodologia e estrutura e organização da dissertação.

No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica sobre o tema, serão abordados uma conceituação histórica, a atual situação do sistema no Brasil, como também estudos apresentados na bibliografia técnica e prescrições normativas.

No Capítulo 3 é exposto o sistema construtivo em si, e são apresentados os materiais, as tipologias e elementos estruturais.

No capítulo 4 são feitos comentários sobre boas práticas do sistema visando um melhor desempenho e maior durabilidade de suas edificações.

No Capítulo 5 será descrito o comportamento estrutural de paredes de concreto moldadas in loco, como também serão apresentados os métodos de cálculo utilizados para o sistema, métodos os quais são consagrados para alvenaria estrutural.

No capítulo 6 serão descritas de que consistirão as análises numéricas, fazendo toda a sua caracterização, como também serão definidas as ações que irão atuar nos modelos estruturais e as combinações de carregamento.

No capítulo 7 serão expostos os resultados obtidos nas análises numéricas, como também comentários acerca dos mesmos, fazendo-se comparações entre os modelos estudados.

E por fim no capítulo 8 serão feitas as conclusões deste trabalho acerca dos resultados obtidos, levando em conta prescrições definidas na bibliografia, expondo a importância do estudo e contribuições que o mesmo irá permitir para comunidade técnica.

## **2 REVISÃO DA LITERATURA**

### **2.1 Histórico**

Neste tópico será apresentado o contexto histórico da utilização de paredes de concreto no Brasil e no mundo, como também será apresentado o desenvolvimento das políticas habitacionais locais, as quais estão atreladas a este método construtivo, que devido às características próprias do mesmo, necessitam de grande escala para garantir a sua viabilidade.

#### **2.1.1 Antigo sistema de paredes de concreto e políticas habitacionais nas décadas de 60 a 80**

Segundo a Fundação João Pinheiro – FJP, (2009) o déficit habitacional pode ser compreendido como a necessidade de construção de novas moradias para a solução de problemas sociais e específicos de habitação. Nos países subdesenvolvidos esta problemática foi proeminente desde décadas passadas e persiste até os dias atuais. Ao longo dos anos ações governamentais são criadas na concepção de promover condições de habitabilidade.

Souza e Ávila (2014) enfatizam que O problema da habitação popular no Brasil ao longo dos anos muitas vezes não foi tratado de maneira que ressaltasse o aspecto da desigualdade social, mas sim que privilegiasse os aspectos econômicos da produção, de maneira que apenas atenderia aos interesses políticos, e de certa maneira privados.

Em 1964, com a edição da lei nº 4.380/64, foram instaurados no Brasil o Sistema Financeiro de Habitação – SFH e o Banco Nacional da Habitação – BNH. Desta maneira, era vigorada a correção monetária nos contratos imobiliários de interesse social, e pela primeira vez estaria sendo criada a iniciativa de uma política habitacional de abrangência nacional com objetivos e metas definidos, fontes de recursos permanentes e mecanismos próprios de financiamento.

O desenvolvimento das diretrizes da política nacional de habitação assim como a coordenação das ações públicas e privadas que estimulariam a construção e financiamento de habitações de interesse social passariam a ser atribuições do

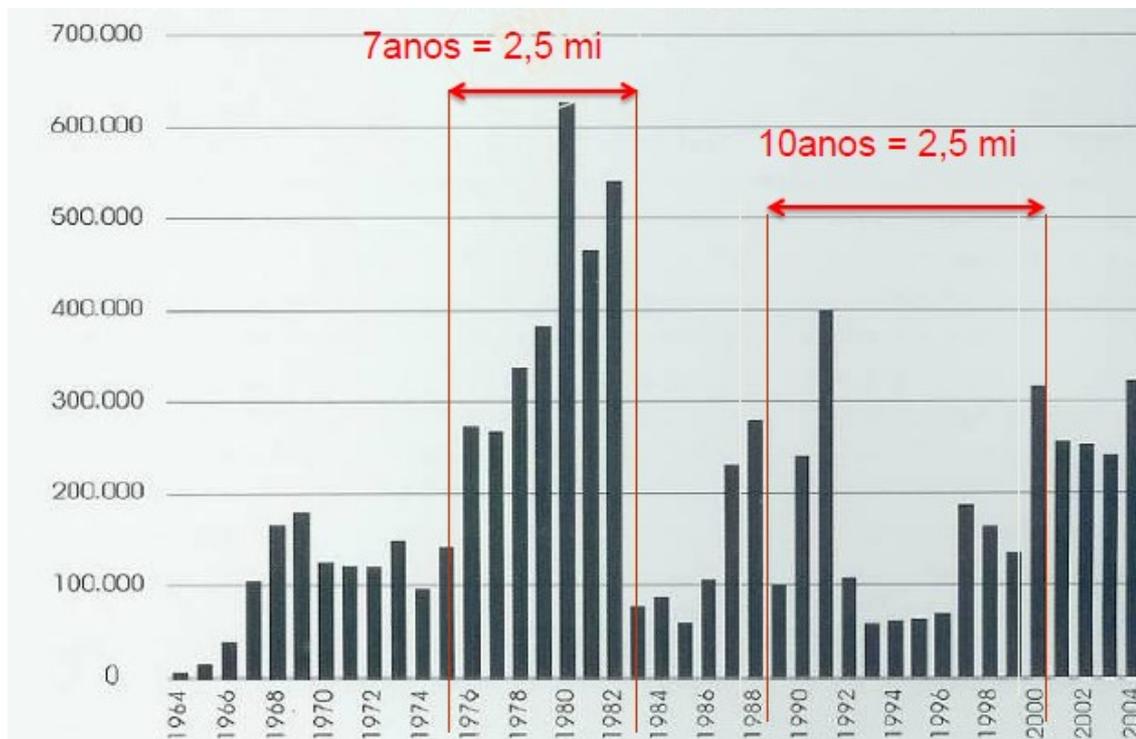
Governo Federal. Dessa forma o BNH detinha o controle do Sistema Financeiro de Habitação. As habitações destinadas para famílias de média renda eram financiadas pelo Sistema Brasileiro de Poupança e Empréstimo – SBPE, enquanto que para famílias de baixa renda o financiamento era concedido pelo Fundo de Garantia por Tempo de Serviço – FGTS, ambos eram instrumentos de financiamento de habitações do SFH (ARRETCHE, 1990).

Motta (2011) afirma que ainda na década de 60 são criadas as Companhias de Habitação Popular (COHABs) em diversas cidades do país. Estas são empresas públicas ou de capital misto que tinham como objetivo principal atuar na concepção e execução de políticas para redução do déficit habitacional, sobretudo através de recursos oriundos do BNH.

Segundo Azevedo (1982) e Coelho (2002), o BNH havia atribuído para as COHABs o papel de agente para construção das habitações destinadas para famílias de baixa renda (até três salários mínimos), porém as mesmas acabaram concentrando seus investimentos em habitações para famílias com rendas superiores a três salários mínimos.

Impulsionada pelos programas habitacionais, a década de 70 até o início dos anos 80 despontaria como um período bastante intenso do ponto de vista da construção civil, assim como pode ser observado na figura 01, num período de sete anos foi construído cerca de 2,5 milhões de unidades habitacionais.

Figura 1 — Unidades habitacionais financiadas pelo SFH no período de 1964 a 2004.



Fonte: ABCP (2019), adaptado da Caixa Econômica Federal e Banco Central do Brasil.

Segundo Taschner (1997), a questão da moradia mudaria de foco, tendo a provisão de empregos como meta e a produção de moradia com meio que forneceria um subproduto politicamente desejável. Verificava-se então a importação de novas tecnologias e o interesse crescente de construtoras e fabricantes de materiais pelos processos construtivos não convencionais (NUNES, 2011).

Assim para atender a crescente demanda na época era necessário o mercado da construção civil buscar avanços, nos quais se voltassem para a industrialização e a pré-fabricação, com o uso de mecanização intensiva, empregando-se, de modo geral, novos processos com a filosofia da “industrialização” ou “produção em massa” (FARAH, 1998). Com tais necessidades, tornou-se propício para o desenvolvimento e utilização de metodologias construtivas que eram inviáveis no país, até este dado momento, como no caso de edificações em estruturas de paredes de concreto.

Neste período vale-se destacar empresa Gethal, fundada em 1946 em Caxias do Sul-RS, que em 1980 desenvolveu a tecnologia de paredes e lajes em concreto celular moldadas no local. Produto que para este sistema propagandeava uma boa eficiência, pois apresentava maior fluidez e menor custo em sua produção que o

concreto convencional. Vale ressaltar também que o sistema de formas desenvolvido pela empresa (figura 02.b) já permitia nesta ocasião a execução de paredes e lajes em um dia (GETHAL, 2020).

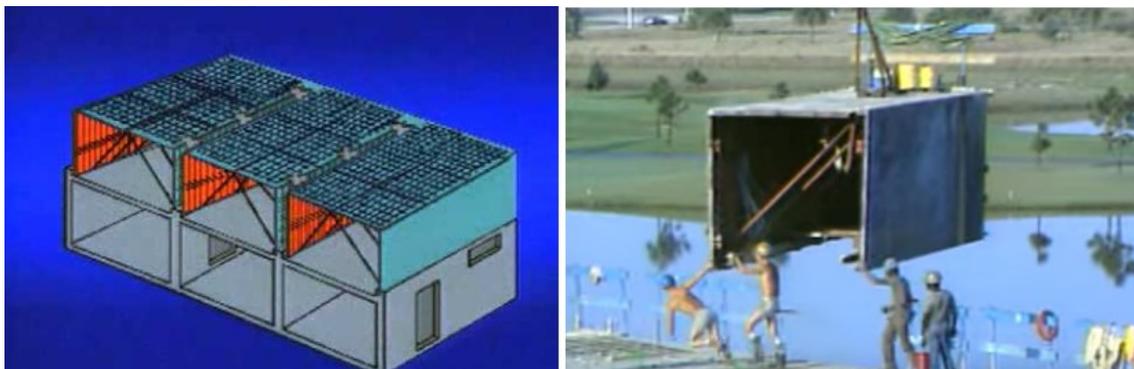
Figura 2 — Sistema de formas de madeira Gethal para edificações térreas (a) e assobradadas (b).



Fonte: Gethal (2006).

Paralelamente nestes anos, e com visão de destaque na industrialização da construção, era importado para o Brasil o sistema de formas metálicas tipo túnel da Outinord, sistema o qual era possível se fazer a concretagem conjunta de paredes e lajes, demonstrada na figura 03. Ainda em destaque nesta época, pode-se citar o sistema de fôrmas metálicas e de madeira de Geo-sistem e Preford (COHABS, 1977 *apud* LORDESLEEM JUNIOR *et al.*, 1998) além de várias obras com painéis de formas deslizantes ou trepantes (ABCP, 2008).

Figura 3 — Sistema Outnord: (a) armação das lajes, (b) transporte da forma tipo túnel.



Fonte: Whitehall by Burg & Di Vosta an Outnord Case History (1988).

Sacht (2008) afirma que as paredes de concreto foram utilizadas pela primeira vez no Brasil em 1979, na cidade de Santa Luzia, em Minas Gerais, onde a Companhia de Habitação, COHAB – MG construiu 46 casas no Conjunto Habitacional Carreira Comprida. Foi observado que o método construtivo apresentava vantagens do ponto de vista econômico e produtivo, como no caso da pintura que poderia ser aplicada diretamente nas paredes, das instalações que poderiam ser embutidas além da redução de desperdício de material. Como desvantagem as edificações apresentavam fissuras, que poderiam se dever ao fato do pouco desenvolvimento da tecnologia na época. Ainda assim, a COHAB – MG construiu em 1980 o Conjunto Habitacional Dr. Pedro Afonso Junqueira, em Poços de Caldas, utilizando o mesmo método.

Na década de 80 foram construídas em várias cidades das regiões Norte e Nordeste do Brasil edificações habitacionais em paredes de concreto moldadas in loco. Ainda no início da década de 90 foram construídos edifícios de múltiplos pavimentos utilizando este sistema em Manaus-AM (SACHT, 2008).

A crise econômica iniciada no final dos anos 70 provocou inflação, desemprego, queda dos níveis salariais, o que gerou um forte desequilíbrio no SFH em decorrência das seguidas alterações nas regras de correção monetária, dentre outros fatores. Tal cenário resultou na extinção do BNH, pelo Decreto-Lei 2.291/86, de novembro de 1986 cujas funções foram redistribuídas por vários órgãos de governo (CEF, 2011). Ainda segundo a CEF (2011), poucas medidas foram tomadas para o atendimento das necessidades habitacionais no Brasil por iniciativa direta do governo federal durante o período de 1986 a 2002, como pode ser visto na figura 01.

Desta maneira, a metodologia construtiva de paredes de concreto moldadas in loco da época acabou não se consolidando no mercado brasileiro, apesar de ser inovador para este período, devido à falta de escala e de continuidade de obras nesses padrões. As limitações financeiras do período o inviabilizaram principalmente por seu alto custo inicial e a pouca flexibilidade do sistema. A ABCP (2002) afirma que até o ano de 2002 haviam sido construídas 40000 casas utilizando este sistema construtivo no Brasil.

### **2.1.2 Utilização em outros países**

O sistema de paredes de concreto moldadas in loco no conceito que é utilizado atualmente no Brasil já era amplamente usado em países latino-americanos, como exemplo de Chile, Equador, República Dominicana, Colômbia e México. Estes que mais a frente serviriam como inspiração de “cases de sucesso” para utilização na construção civil brasileira, pois são países com economias equivalentes e que possuem problemáticas semelhantes com as que acontecem no Brasil, como no caso do déficit habitacional.

Por se tratarem de países em desenvolvimento, para resolver o problema de moradias, a construção de larga escala torna-se uma realidade, situação a qual, quando comparado com outros concorrentes, o sistema de paredes de concreto moldadas in loco apresenta vantagens no que diz respeito a cumprimento de prazos, diminuição de custos, e qualidade na entrega de obra.

Por esta tecnologia, com seu novo conceito de utilização, ter sido desenvolvido antes nesses países que no Brasil, obras residenciais de grandes magnitudes são corriqueiras, além de edificações nas mais diversas finalidades como hotéis (figura 04 (a), (b) e (c)), indústrias (figura 04 (d)) e penitenciárias (figura 04 (e)).

Figura 4 — Estruturas de paredes de concreto nas mais diversas finalidades: Hotéis (a), (b), e (c), indústrias (d), penitenciária (e) e comercial (f).

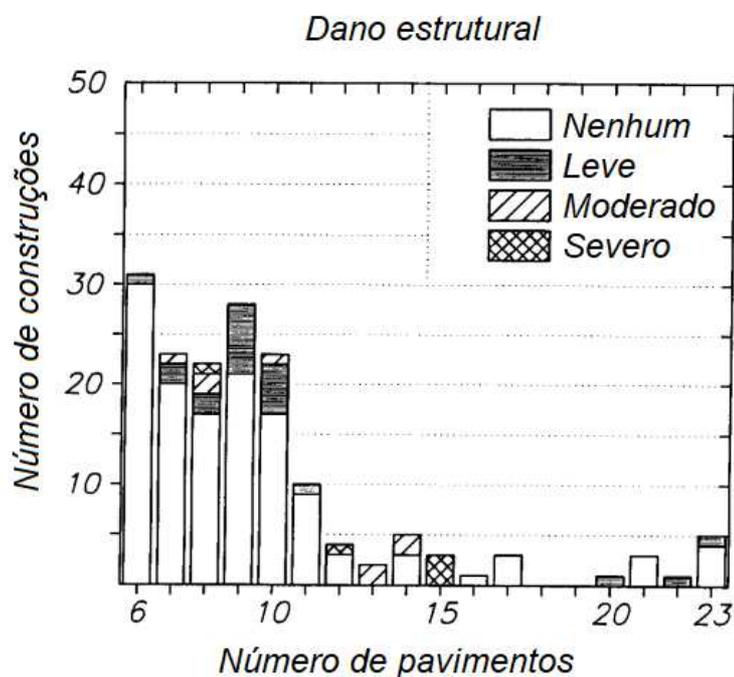


Fonte: IBTS (2018)

Outro fator de bastante importância na escolha deste sistema para estes países é que se trata de um sistema estrutural monolítico (NUNES, 2011) além de conferir alta rigidez e possuir peso próprio elevado, características essenciais para garantir a estabilidade das edificações, que para essas áreas possui uma grande relevância por sofrerem problemas com sismos com certa periodicidade. No Chile, por exemplo, a mais de 40 anos paredes estruturais são utilizadas em edificações para aumentar a rigidez lateral dos edifícios. Segundo Massone e Wallace (2004), além das paredes de concreto serem preferência por reduzir os danos causados pelos abalos sísmicos, elas também são utilizadas na reabilitação de estruturas debilitadas.

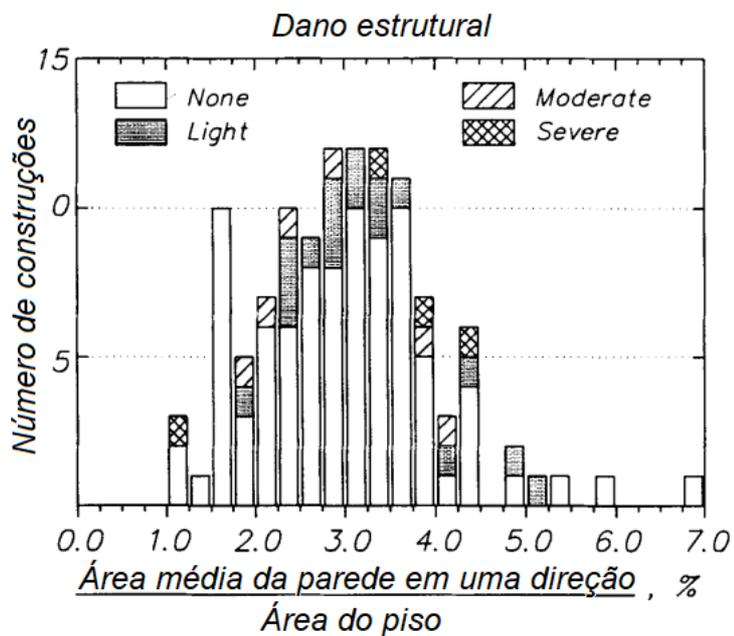
Wood *et al.* (1987, 1991) realizou estudo no qual verificou a integridade estrutural de uma amostra de 230 edifícios em estrutura de concreto armado (entre 6 e 23 pavimentos) localizados na cidade de Viña del Mar, no Chile, que sofreram com abalos sísmicos em 1985 ( $M_s = 7,8$ ). Foi observado que de 117 edificações que possuíam projetos disponíveis, 114 possuíam paredes estruturais para resistir às ações horizontais. O autor conclui que a utilização de paredes de concreto nas edificações é uma alternativa razoável para resistir a terremotos, pois menos de 10% das edificações analisadas sofreram danos estruturais graves, assim como pode ser observado nas figuras 05 e 06, que estão em função do número de pavimentos e da razão entre área da parede por uma direção pela área do piso, respectivamente.

Figura 5 — Danos estruturais nas edificações analisadas em Viña del Mar em função do número de pavimentos.



Fonte: Adaptado, Wood (1991).

Figura 6 — Danos estruturais nas edificações analisadas em Viña del Mar em função da razão entre a área média das paredes em uma direção pela área do piso.



Fonte: Adaptado, Wood (1991).

Após a II Guerra Mundial, diversas áreas na Europa necessitavam serem totalmente reconstruídas, cidades inteiras estavam reduzidas ao “pó”. Iniciou o processo de construções em mutirão, nas quais são recebidos subsídios governamentais, e o que se tiver sido pago deverá ser a preço de custo, além de que a mão de obra serão as próprias pessoas que irão residir o imóvel. A partir deste momento, várias metodologias construtivas foram desenvolvidas, para atenderem a abrigar grande parte da população que estava sem lar. Lajes do tipo voltterra, alvenaria de adobe, assim como paredes de concreto. Onde o sistema perdura até hoje em grande parte dos países constituintes. A título de exemplo, na Espanha, como pode ser visto na figura 04 (f) citada anteriormente, e o sistema italiano Condor na figura (07).

Figura 7 — Sistema italiano de paredes de concreto COMAX.

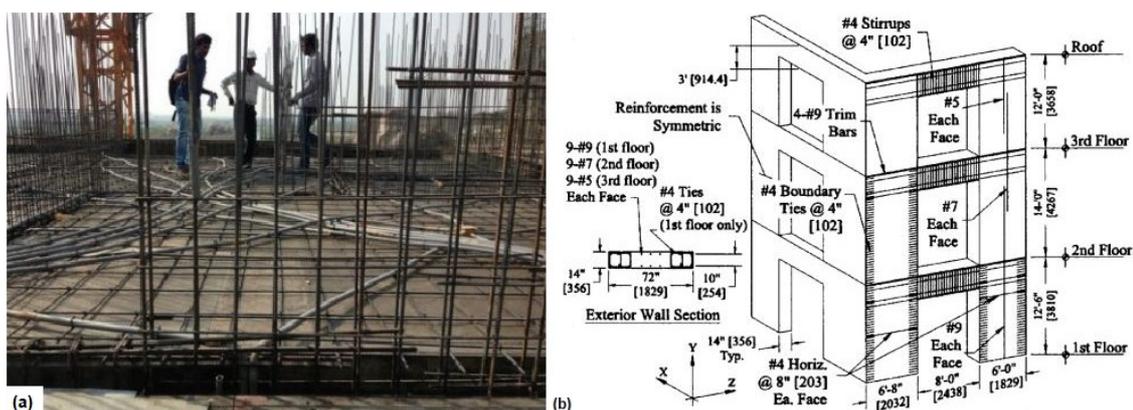


Fonte: Condor (2020).

Silveira (2019) cita que a partir de 1940 construções em paredes de concreto passaram a ser preferidas por americanos por reduzir significativamente os custos e prazos. Pesquisa do Institute for Business & Home Safety - IBHS explicita que casas construídas em Wood Frame não resistem a tornados que abrangem vendavais entre 117 km/h e 180 km/h. Em documento publicado em 2016, contando com a assessoria técnica do ACI (American Concrete Institute), a IBHS passou a defender a construção de casas com paredes de concreto, em fundações de radiers de concreto armado ou protendido. Vale ressaltar também que nos Estados Unidos existe a problemática de frequentes sismos. Observa-se na figura 08 a seguir que a

disposição de armaduras difere da maneira como comumente é utilizado no Brasil. Será abordado esta questão mais a frente ao se abordar de prescrições da ACI-318:2019.

Figura 8 — Estrutura de parede de concreto nos EUA: Execução de edificação (a) e Disposição construtiva das armaduras (b).



Fonte: Hamakareem (2015) (a), Naito e Wheaton (2006) (b).

Na Ásia, no âmbito de construções de paredes de concreto moldadas in loco, destaca-se a Coreia do Sul, país o qual possui ritmo de construção acelerada, e o sistema se adaptou bem a construção civil local. Com tecnologia mais desenvolvida em paredes de concreto, utiliza-se de formas mano portáteis de alumínio com períodos de montagem de 18 horas. Segundo artigo da Revista Grandes Construções (2017), a utilização deste sistema de formas tem como benefício números estimados de redução de 15% o valor dos custos e 25% o prazo de entrega de uma obra, quando comparada com os demais tipos de forma. Na figura a seguir é mostrado o residencial Suwon Honors Ville Wiz (Figura 09), com duas torres de 150 metros de altura, 47 andares, paredes de 25 cm de espessura, num total de 147 mil m<sup>2</sup> de área construída.

Figura 9 — Residencial Suwon Honors Ville Wiz: Fachada frontal (a) e vista em perspectiva (b).



Fonte: Imagens da Internet.

### 2.1.3 Concretização do sistema através de políticas habitacionais atuais

Está previsto no artigo 6º da Constituição Federal de 1988, através da Emenda Constitucional nº 90 de 2015, que a moradia, assim como outros benefícios, é um direito de todos os cidadãos. Sendo assim, o problema do déficit habitacional no Brasil, deve-se tratar como uma demanda a ser enfrentada pelo poder público. Segundo Sousa e Ávila (2014), a problemática é complexa, e que ao longo dos anos muitas vezes não foi tratada ressaltando o aspecto da desigualdade social, e sim privilegiando os aspectos econômicos da produção, desta forma apenas atendendo aos interesses políticos.

Segundo a CEF (2011), o estudo mais difundido no Brasil e que se tornou referência em estudos voltados para as políticas habitacionais no país, trata-se da metodologia desenvolvida pela Fundação João Pinheiro - FJP, órgão do Governo do Estado de Minas Gerais, que elaborou o documento Déficit habitacional no Brasil, pela primeira vez em 1995.

Esta metodologia conceitua o déficit habitacional como as deficiências do estoque de moradias. Considerando neste cálculo as moradias em estado precário que precisam ser repostas e as novas que representam um incremento do estoque, em função da coabitação familiar ou da moradia em locais inadequados.

A FJP (2018) indica que, no ano de 2015, o déficit habitacional estimado corresponde a 6,355 milhões de domicílios, dos quais 5,572 milhões, ou 87,7%, estão localizados nas áreas urbanas e 783 mil unidades encontram-se na área rural.

A FJP ainda aponta que em relação ao estoque de domicílios particulares permanentes e improvisados do país, o déficit habitacional corresponde a 9,3%.

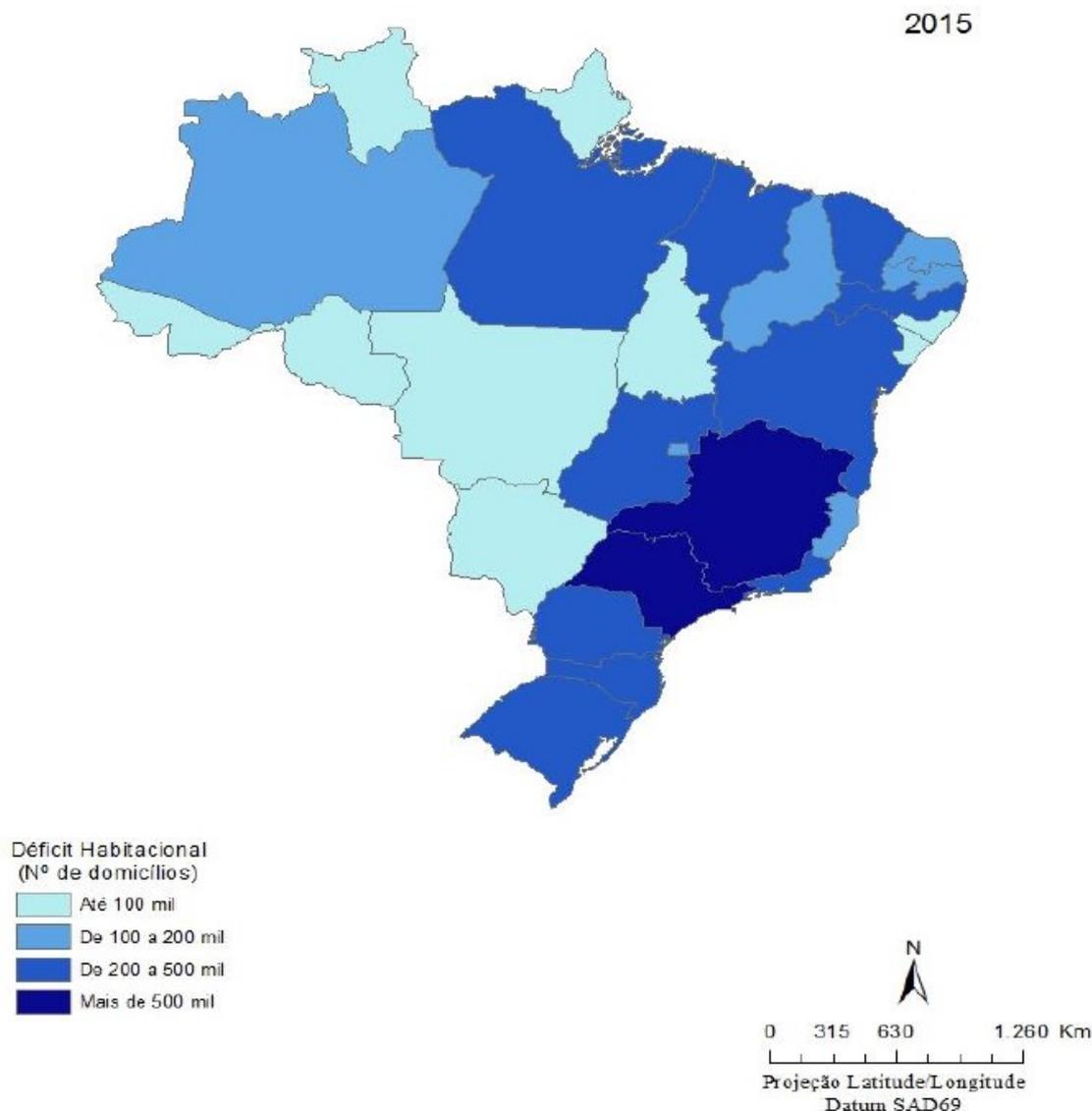
Vale salientar também que a região com maior déficit habitacional é a sudeste, com 39% (correspondente a 2,482 milhões de moradias), logo em seguida é a região Nordeste com 31% (correspondente a 1,971 milhões de moradias). Em relação as nove áreas metropolitanas do país (Belém, Fortaleza, Recife, Salvador, Belo Horizonte, Rio de Janeiro, São Paulo, Curitiba e Porto Alegre), possuem 1,829 milhão de domicílios classificados como déficit, o que representa 29% das carências habitacionais do país. Os dados podem ser observados nas figuras 10 e 11 a seguir.

Figura 10 — Déficit Habitacional por situação do domicílio e Déficit Habitacional relativo aos domicílios particulares permanentes e improvisados, segundo regiões geográficas, unidades da federação e regiões metropolitanas – Brasil – 2015.

Especificação	Total	Urbana	Rural	Total Relativo
<b>Norte</b>	<b>645.537</b>	<b>504.966</b>	<b>140.570</b>	<b>12,6</b>
Rondônia	50.924	46.284	4.640	8,6
Acre	27.238	19.906	7.332	11,7
Amazonas	151.658	134.950	16.707	14,5
Roraima	22.101	20.075	2.026	14,2
Pará	314.643	217.128	97.515	13,3
<i>RM Belém</i>	101.835	99.434	2.400	15,3
Amapá	29.248	27.556	1.692	14,2
Tocantins	49.726	39.068	10.658	9,9
<b>Nordeste</b>	<b>1.971.856</b>	<b>1.442.690</b>	<b>529.166</b>	<b>11,0</b>
Maranhão	392.308	172.333	219.975	20,0
Piauí	104.215	74.410	29.805	10,9
Ceará	302.623	224.740	77.883	10,7
<i>RM Fortaleza</i>	147.111	144.057	3.055	12,3
Rio Grande do Norte	115.558	97.833	17.724	10,6
Paraíba	123.358	109.275	14.083	9,8
Pernambuco	285.251	240.811	44.440	9,6
<i>RM Recife</i>	130.142	127.299	2.843	10,2
Alagoas	96.669	79.829	16.840	9,2
Sergipe	90.173	74.829	15.344	12,8
Bahia	461.700	368.630	93.071	10,1
<i>RM Salvador</i>	139.173	137.016	2.158	9,2
<b>Sudeste</b>	<b>2.482.855</b>	<b>2.435.307</b>	<b>47.548</b>	<b>8,4</b>
Minas Gerais	575.498	540.722	34.776	8,1
<i>RM Belo Horizonte</i>	158.839	158.396	443	9,0
Espírito Santo	109.535	107.358	2.177	8,0
Rio de Janeiro	460.785	459.063	1.721	7,8
<i>RM Rio de Janeiro</i>	340.083	340.083	0	7,7
São Paulo	1.337.037	1.328.164	8.874	8,8
<i>RM São Paulo</i>	639.839	638.763	1.076	8,9
<b>Sul</b>	<b>734.115</b>	<b>684.502</b>	<b>49.613</b>	<b>7,0</b>
Paraná	290.008	273.179	16.829	7,5
<i>RM Curitiba</i>	76.305	71.663	4.641	6,2
Santa Catarina	204.648	190.369	14.279	8,4
Rio Grande do Sul	239.458	220.953	18.505	5,8
<i>RM Porto Alegre</i>	96.614	94.831	1.783	6,3
<b>Centro-Oeste</b>	<b>521.381</b>	<b>505.235</b>	<b>16.145</b>	<b>10,0</b>
Mato Grosso do Sul	88.054	83.961	4.093	9,7
Mato Grosso	90.299	82.863	7.435	8,1
Goiás	210.125	206.874	3.251	9,4
Distrito Federal	132.903	131.537	1.366	13,5
<b>Brasil</b>	<b>6.355.743</b>	<b>5.572.700</b>	<b>783.043</b>	<b>9,3</b>
<i>Total das RMs</i>	1.829.941	1.811.542	18.400	8,9
Demais áreas	4.525.802	3.761.158	764.643	9,5

Fonte: FJP (2018)

Figura 11 — Déficit Habitacional total, segundo unidades da federação – Brasil – 2015.



Fonte: FJP (2018)

Em 2007, o Governo Federal Brasileiro lançava o Programa de Aceleração do Crescimento - PAC, planejado para os quatro anos seguintes, no qual englobava um conjunto de políticas econômicas com o objetivo de potencializar o desenvolvimento do país de maneira vertiginosa e acelerada. Como prioridades tinha-se a execução de obras de infraestrutura social, urbana, logística e energética do país. A CEF (2011) aponta que como medida para minimizar os efeitos da crise financeira internacional de 2008, o governo toma uma série de medidas para dar continuidade ao crescimento do país, estimulando notadamente o setor da construção civil. Neste contexto foi concebido o Programa Minha Casa Minha Vida – PMCMV, operado pela

CEF, que representa um marco na política de acesso à moradia, articulando ações do Governo Federal em parceria com os Estados, municípios e iniciativa privada. O PMCMV promoveu a construção de unidades habitacionais, contemplando expressivos subsídios, principalmente para a faixa de 0 a 3 salários mínimos.

Em 2011, o PAC entrou na sua segunda fase, com o mesmo pensamento estratégico, e desta vez com mais recursos e mais parcerias com estados e municípios, para a execução de obras estruturantes (PAC-MP). Desta maneira, o programa toma maiores proporções e então, a CEF, através do PMCMV, tem intensificado financiamentos para famílias com renda mensal de até R\$ 6,5 mil, tirando a população dos locais de risco e realizando o sonho da casa própria de milhões de brasileiros.

Neste cenário, buscava-se construir em escala e garantir prazos de obras. E assim como houve a experiência nos anos 70 e 80, em que o país vivia uma situação semelhante de programas habitacionais, no que tange principalmente na necessidade de construção em escala para unidades residenciais, buscava-se sistemas construtivos que atendessem a esta demanda. Neste contexto, para este determinado tipo de obra, metodologias construtivas em paredes autoportantes acabam sendo a preferência por ganho de produtividade acarretando um maior custo benefício. O sistema construtivo em alvenaria estrutural parecia ser a solução mais factível, visto que houvera nas décadas passadas casos de insucessos da construção em paredes de concreto, principalmente por limitações financeiras e tecnológicas da época.

Daí houve a necessidade de se buscar experiências de sucesso em países vizinhos, que estivessem passando por necessidades parecidas, e aplicar as mesmas no mercado da construção civil no Brasil. O sistema com paredes de concreto vinha sendo amplamente utilizando em países latino-americanos, desta vez com nova metodologia em relação à experiência de décadas passadas, principalmente no que diz respeito a novas tecnologias, desde os materiais utilizados, sistemas de formas utilizados de maneira racional e produtiva, como também a organização do canteiro de obras.

Corsnini (2012) aponta que apesar da simplicidade do sistema, que consiste basicamente em jogo de formas, tela de aço e o concreto que irá compor a parede, o mesmo não se limita somente para obras residenciais, embora seja bastante indicado para as mesmas.

Devido possuir uma sistemática simples, esta metodologia tinha um alto potencial para se firmar no Brasil. Daí as construtoras, juntamente com associações, calculistas e pesquisadores ligados a cadeia da construção civil, formaram grupos com o objetivo de buscar diretrizes para a implantação de uma metodologia viável para a utilização do sistema paredes de concreto, que com resultados positivos poderia chegar a ser normatizado. Daí então foi formado em 2007, o Grupo Parede de Concreto – Velocidade com Qualidade, como mostrado na figura 12.

Figura 12 — Grupo Parede de Concreto e principais entidades fundadoras.



Fonte: Silveira (2015)

Os estudos tiveram bons resultados, no qual o sistema parede de concreto se apresentava como um método construtivo de elevada produtividade, qualidade e economia quando se comparado com demais sistemas. Nesta nova concepção, utiliza-se de conceitos de linha de montagem da engenharia de produção, no qual a

velocidade e repetitividade de processos, alinhados com uma eficiente gestão dos mesmos, passam a ser diferenciais numa obra.

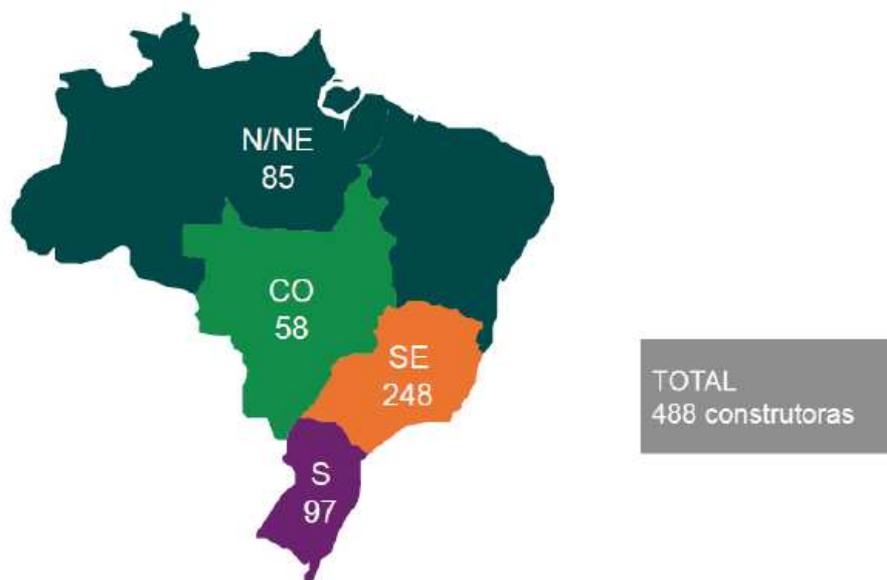
O sistema chega ao Brasil, e as empresas que passaram a utilizar de paredes de concreto moldadas in loco teriam que apresentar Documento de Avaliação Técnica (DATec) para o Sistema Nacional de Avaliações Técnicas (Sinat), que é um órgão pertencente do Ministério das Cidades. Esse que ao ser aprovado, para sua utilização em obras, deveria seguir as diretrizes do Sinat, que na ausência de normas vigentes, garante o desempenho e qualidade na construção. Por se tratar de um processo lento, muitas vezes inviabilizava a utilização do sistema construtivo, e como havia bastante interesse dos envolvidos na cadeia construtiva, havia grande necessidade da criação de uma norma.

Em 2012 foi homologada a ABNT NBR 16055 - Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações — Requisitos e procedimentos, assim pode-se dar início de suas atividades financiadas pelo programa Minha Casa Minha Vida de uma maneira mais ativa, popularizando-se o sistema no Brasil.

## **2.2 Atual situação do sistema no Brasil**

Em 2015, promovido pelo Grupo Parede de Concreto, foi realizada pesquisa com objetivo de entender os parâmetros para a tomada de decisão das empresas, conhecer pontos positivos e negativos do sistema e previsão de obras futuras (SILVEIRA, MAYOR e SILVA, 2018). Foram ouvidas 488 construtoras de diversas partes do Brasil, conforme pode ser visto na figura 13.

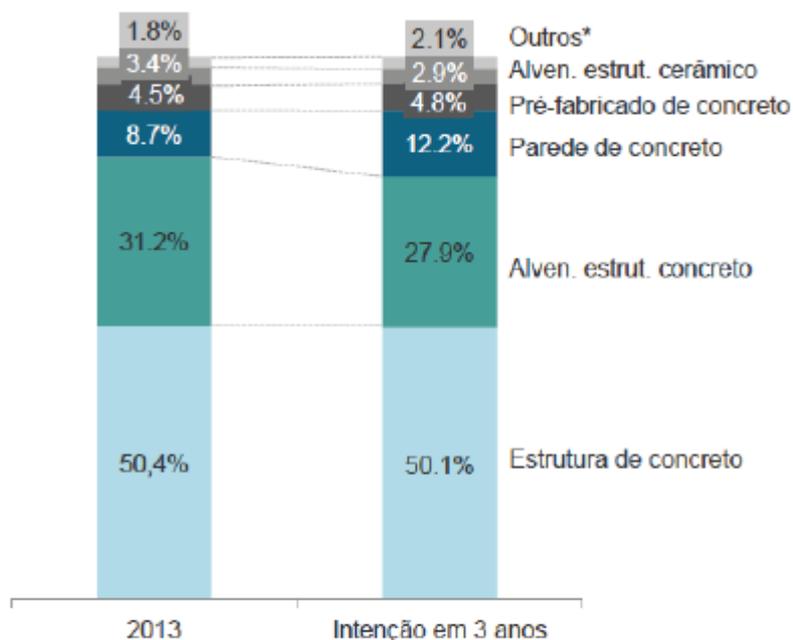
Figura 13 — Número de construtoras entrevistadas na pesquisa por região.



Fonte: ABCP (2019).

Em relação a metodologia utilizada pelas construtoras entrevistadas, pode-se observar nos gráficos da figura 14, que ainda existia uma preferência por alvenaria estrutural em bloco de concreto (31,2%) em relação a paredes de concreto moldadas in loco (8,7%). Porém pode-se observar que a intenção das construtoras em três anos seria aumentar a produção de paredes de concreto (12,2%), e o sistema de alvenaria estrutural em bloco de concreto teria uma pequena redução (27,9 %).

Figura 14 — Sistemas construtivos utilizados pelas construtoras entrevistadas.



\*Estrutura metálica e *Steel frame*  
 Amostra: 457 construtoras

Fonte: ABCP (2019).

Pode-se observar também nesta pesquisa, na figura 15 a seguir, que o aumento da produtividade é uma unanimidade tanto para as construtoras que trabalham com paredes de concreto (35%), como as que pretendem utilizar o sistema (19,7%). Em relação aos construtores que já trabalham com a metodologia, o segundo fator de maior importância (27%) do sistema seria a redução de mão de obra, que devido ao aprendizado ser bastante rápido, existe a redução de trabalhadores com o desenvolver da obra, diminuindo diretamente nos custos. Para os entrevistados que pretendem migrar para o sistema, o fator mais proeminente seria a construção em grande escala (36,4). Isso se deve ao fato de muitas construtoras naquele momento terem a intenção de trabalhar em obras do PMCMV.

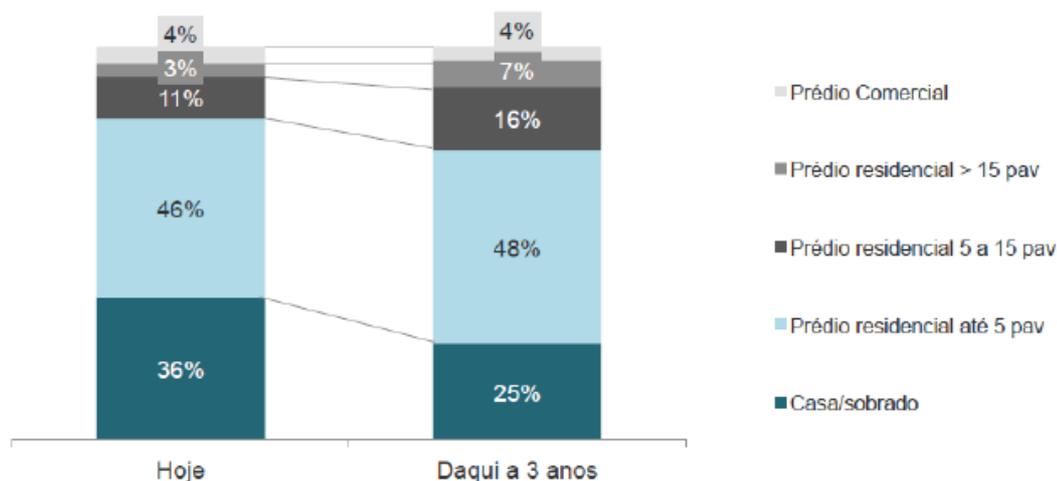
Figura 15 — Motivação para utilização de paredes de concreto moldadas in loco pelas construtoras entrevistadas.



Fonte: ABCP (2019).

Outro fator importante é, que de acordo com as construtoras entrevistadas que trabalham utilizando o sistema, as tipologias mais utilizadas até o ano da pesquisa seriam casas/sobrados (36%) e prédios residenciais de até 5 pavimentos (que dependendo da legislação local, seria o limitador para não utilização de elevadores). Porém observa-se que a perspectiva do sistema, é que em termos de porcentagem do total de edificações em paredes de concreto, a utilização em casas/sobrados reduza para 25% em decorrência do aumento para outras tipologias como prédios de até 15 pavimentos (16%) e maiores que 15 pavimentos (7%). Isso se deve ao fato que devido ao sistema está em crescente, a confiança das construtoras em sua utilização, assim como desenvolvimento do meio técnico aumentem nos próximos anos. Esses números são demonstrados nos gráficos da figura 16.

Figura 16 — Tipologias de obras adotadas e pretendidas pelas construtoras entrevistadas.

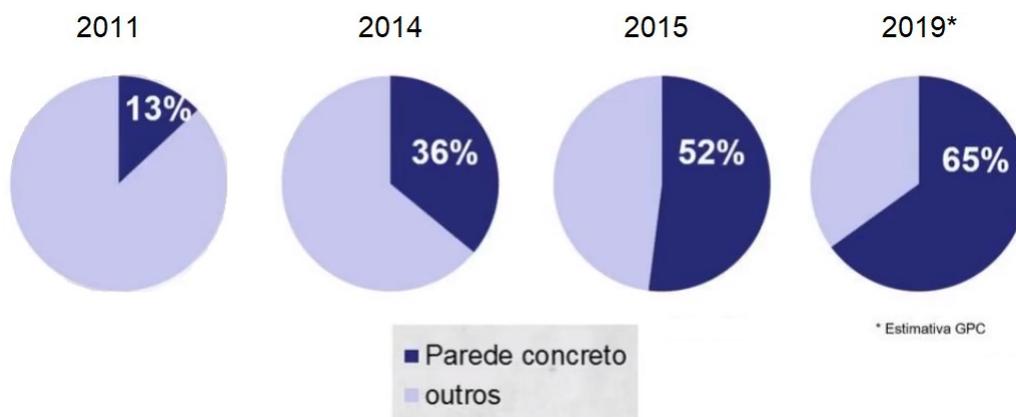


Fonte: ABCP (2019).

Em relação à utilização de paredes de concreto moldadas in loco no Programa Minha Casa Minha Vida – PMCMV, que se tratam de construções populares, com destinação a famílias de baixa e média renda, observa-se na figura 17 um rápido crescimento ao longo dos anos. Como citado anteriormente no item 2.1.1, nas décadas de 70 e 80, haviam construções utilizando o sistema antigo, que devido a limitações econômicas e tecnológicas da época não se desenvolveu como o esperado no país. De lá até por volta de 2007 o sistema estava praticamente estagnado no Brasil, e sua utilização era em casos bem pontuais. Portanto em 2011, que já ocupava 13% das construções do PMCMV já demonstrava o potencial que tinha no Brasil. Vale salientar que até o ano de 2012, não existia nenhuma norma que contemplasse o sistema.

Segundo dados da CEF, em 2015 já era a metodologia construtiva mais utilizada no programa habitacional. Segundo dados do Grupo Parede de Concreto, ABCP (2020), em 2019 é estimado que 65% das construções do PMCMV, utilizaram do sistema de paredes de concreto moldadas in loco, mostrando a relevância do mesmo para o mercado brasileiro de edificações populares em grande escala.

Figura 17 — Crescimento do sistema de paredes de concreto no PMCMV.



Fonte: ABCP (2020).

Um exemplo do avanço do sistema no Brasil é o empreendimento Grand Reserva Paulista (figura 18), localizado na região de Pirituba em São Paulo-SP. A obra foi realizada pela construtora MRV, e conta com 51 edifícios, sendo 48 deles com 18 pavimentos (em paredes de concreto moldadas in loco) e três deles com 16 (em alvenaria estrutural), totalizando 7296 unidades habitacionais. O empreendimento ainda contará com parque, ciclovia, comércio e ruas planejadas. Os apartamentos contarão com financiamento pelo PMCMV e serão destinados para classe “C”.

Figura 18 — Grand Reserva Paulista, maior empreendimento da história da MRV.



Fonte: Revista OE (2020).

## **2.3 Estudos comparativos com outros sistemas construtivos do ponto de vista econômico**

A seguir serão apresentados alguns estudos presentes na bibliografia no qual as paredes de concreto moldadas in loco são postas em situações de comparação com outros sistemas construtivos para determinadas obras, de diferentes tipologias.

### **2.3.1 Wendler Filho (2017)**

Wendler Filho (2017) realizou estudo comparativo baseado no projeto real do Edifício Residencial Melina, com o objetivo de verificar a viabilidade do sistema estrutural executado. O empreendimento é um conjunto residencial de dez torres, com doze pavimentos, e foi projetado inicialmente utilizando o sistema de paredes de concreto moldadas in loco com 11 cm de espessura. Para realizar a comparação foram realizados projetos em alvenaria estrutural e de estrutura reticulada de concreto armado convencional, como também foi gerado memorial de acabamento coerente com cada metodologia construtiva.

Numa primeira análise o orçamento levou em conta duas situações, a primeira com a situação hipotética de apenas um edifício, e a segunda levando em conta a situação real de 10 torres. Para este orçamento foi considerado apenas uma equipe básica de produção, ou seja:

- Sistema construtivo de concreto armado convencional: apenas uma equipe de formas;
- Sistema construtivo de alvenaria estrutural: apenas uma equipe de bloqueiros;
- Sistema construtivo de paredes de concreto: somente um jogo de formas.

Os resultados obtidos para situação hipotética de uma torre expõe que as metodologias construtivas de paredes de concreto e alvenaria estrutural tem aproximadamente o mesmo custo, sendo os dois cerca de 20% mais barato que o sistema convencional, na figura 19 a seguir são expostos os resultados, como também o prazo em meses e as diferenças em termo de percentagem entre os sistemas. Já para situação real, com construção de 10 torres, o sistema de paredes

de concreto aparece mais vantajoso, pois possui um custo menor que 35% em relação ao sistema convencional reticulado de concreto armado, e 20% menos oneroso que alvenaria estrutural, como pode ser visto na figura 20 a seguir, com prescrições semelhantes às citadas para a figura 19.

Figura 19 — Resultados obtidos para simulação de apenas uma torre.

Sistema construtivo	Custo por uh	prazo	Diferença	PC/AE
concreto armado	R\$ 99.219,71	12	100	
alvenaria estrutural	R\$ 80.732,76	8	81,4	100
parede de concreto	R\$ 79.014,54	6	79,6	97,9

Fonte: Wendler Filho (2017).

Figura 20 — Resultados obtidos para simulação de dez tores.

Sistema construtivo	Custo por uh	prazo	Diferença	PC/AE
concreto armado	R\$ 101.719,05	46	100	
alvenaria estrutural	R\$ 83.191,43	36	81,8	100
parede de concreto	R\$ 66.279,39	24	65,2	79,7

Fonte: Wendler Filho (2017).

Para se verificar a influência que o jogo de formas tem no sistema de paredes de concreto, foram simuladas também quatro situações, que estavam intrinsicamente ligadas a eficiência do jogo de formas em seu número de repetições:

- 1000 utilizações (toda sua vida útil);
- 500 utilizações (meia vida);
- 240 utilizações (somente um empreendimento);
- venda das formas pelo valor residual.

Ao observar a figura 21, as paredes de concreto em comparação ao sistema de alvenaria estrutural variariam de 13% mais barato (1000 utilizações) até 14,5% mais caro (240 utilizações).

Figura 21 — Resultados obtidos para simulações em função do número de repetições das formas no sistema de paredes de concreto.

Sistema construtivo	1000	500	240	residual
concreto armado	100	100	100	100
alvenaria estrutural	84,7	84,7	84,7	84,7
parede de concreto	75,1	82,0	97,0	90,1

Fonte: Wendler Filho (2017).

Outro fator que afeta o custo total é a velocidade do ciclo de produção, estimada em uma concretagem por dia, que foi comparado com um ciclo de uma concretagem cada dois dias. Isto alonga o cronograma total para mais 20 meses, totalizando 44 meses (WENDLER FILHO, 2017). Considerando o custo financeiro, o ciclo de concretagem a cada dois dias acarretaria num valor aproximadamente igual ao de alvenaria estrutural, como pode ser observado na figura 22.

Figura 22 — Resultados obtidos para simulações em função do número de ciclos de concretagem no sistema de paredes de concreto.

Sistema construtivo	custo total	custo financ
concreto armado	100	117,4
alvenaria estrutural	84,7	96
PC , ciclo 1 dia	70,4	76,5
PC , ciclo de 2 dias	81,7	95,2

Fonte: Wendler Filho (2017).

### 2.3.2 Residencial Belvedere (2013)

Em artigo publicado no ano de 2013, na revista Construção Mercado - Negócios de Incorporação e Construção, é tratado da escolha da metodologia construtiva que foi aplicada no Residencial Belvedere, localizado em Betim-MG. O empreendimento possui 34 blocos com quatro andares cada, sendo quatro unidades por pavimento, totalizando 544 unidades, como mostrado na figura 23.

Figura 23 — Residencial Belvedere



Fonte: Romário Ferreira (2013).

A construtora responsável realizou estudo de análise de custos entre alvenaria estrutural de blocos de concreto e laje treliçada, e o sistema com paredes e lajes de concreto moldadas in loco utilizando-se de formas de alumínio. Os resultados obtidos de custo por apartamento foram R\$ 15838,27 e R\$ 17988,78 respectivamente. A solução em paredes de concreto apresentou custo mais elevado (cerca de R\$ 2000,00 a mais por apartamento), mas mesmo assim foi escolhida para construção do Residencial Belvedere.

A escolha foi motivada principalmente pela redução do prazo de execução, o sistema em paredes de concreto levaria 15 meses para ser construído, e com alvenaria estrutural levaria 19 meses. Um dos problemas citados no sistema de alvenaria estrutural é a dificuldade em estocar as lajes pré-moldadas, pois muitas vezes a alvenaria não estava pronta.

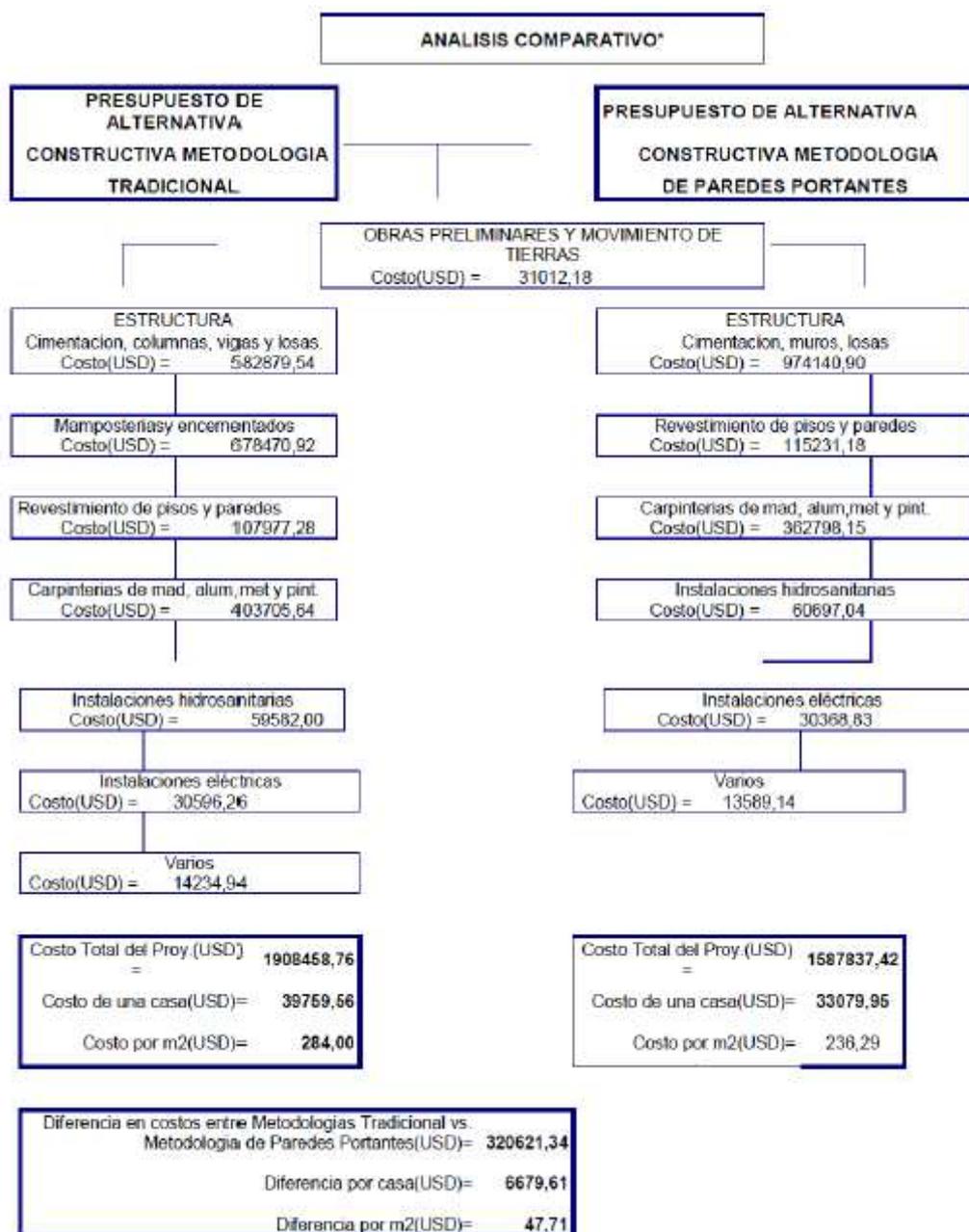
Por terem utilizado formas de alumínio, as mesmas possuem um elevado custo inicial, isso justifica o valor mais elevado em comparação com a alvenaria estrutural. Porém, por serem neste material, poderão ser reutilizadas em outro empreendimento, mostrando que este valor será diluído em próximos trabalhos. Como a curva de aprendizado é alta, a tendência é diminuir a quantidade de mão de obra nos próximos empreendimentos, demonstrando outra vantagem nesta escolha.

### **2.3.3 Nacimba (2009)**

O estudo de Nacimba (2009) trata-se de uma análise comparativa do ponto de vista econômico entre os sistemas construtivos de concreto armado convencional e paredes de concreto moldadas in loco, para definição de qual sistema deveria ser utilizado no projeto habitacional Orión, localizado a oeste do distrito metropolitano de Quito, Equador. O conjunto habitacional consiste em 48 casas térreas de 140,0 m<sup>2</sup>.

Foi encontrado um valor por m<sup>2</sup> de 47,71 dólares americanos a menos no sistema parede de concreto em comparação com o convencional, conforme mostrado no organograma da figura 24. Concluindo-se que o sistema de paredes de concreto seria mais viável que o convencional.

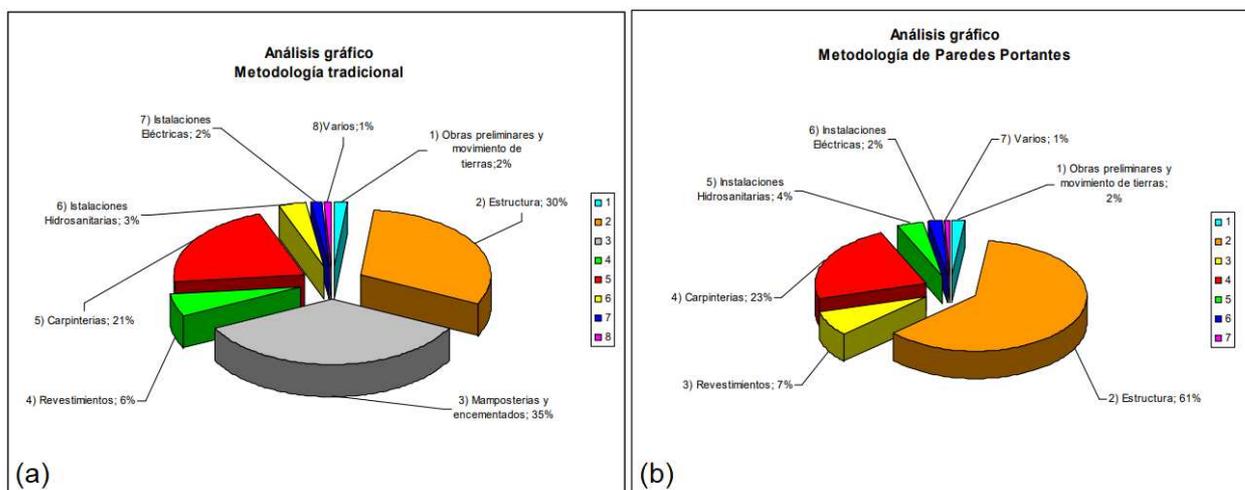
Figura 24 — Resumo de custos conjunto habitacional Órion.



Fonte: Nacimba (2009).

O autor ainda elaborou em gráficos (figura 25) a percentagem sobre o total que cada item construtivo teria em seu respectivo sistema construtivo. Observa-se que no sistema convencional o maior custo se devia ao sistema de alvenarias de vedação 35% do valor total. Enquanto que em paredes de concreto, o maior custo deve-se a estrutura, visto que esta exerce também função de vedação.

Figura 25 — Percentagem sobre o valor total em cada respectivo método construtivo: (a) Concreto armado convencional, (b) paredes de concreto moldadas in loco.



Fonte: Nacimba (2009).

### 2.3.4 Santos (2013)

Santos (2013) realizou um estudo comparativo de viabilidade entre alvenaria de blocos cerâmicos e paredes de concreto moldada no local em um conjunto habitacional em Campo Mourão – PR, com 460 unidades de residências unifamiliares. As análises para coletar os quantitativos foram feitas a partir dos projetos de uma unidade habitacional. Foram acrescentados benefícios e despesas indiretas – BDI de 16%, assim como estabelecido que o prazo para execução do empreendimento em ambos os casos fosse de um ano, sendo estes parâmetros estabelecidos pela CEF. Na tabela da figura 26 é exposto o custo total do empreendimento para cada uma das metodologias construtivas.

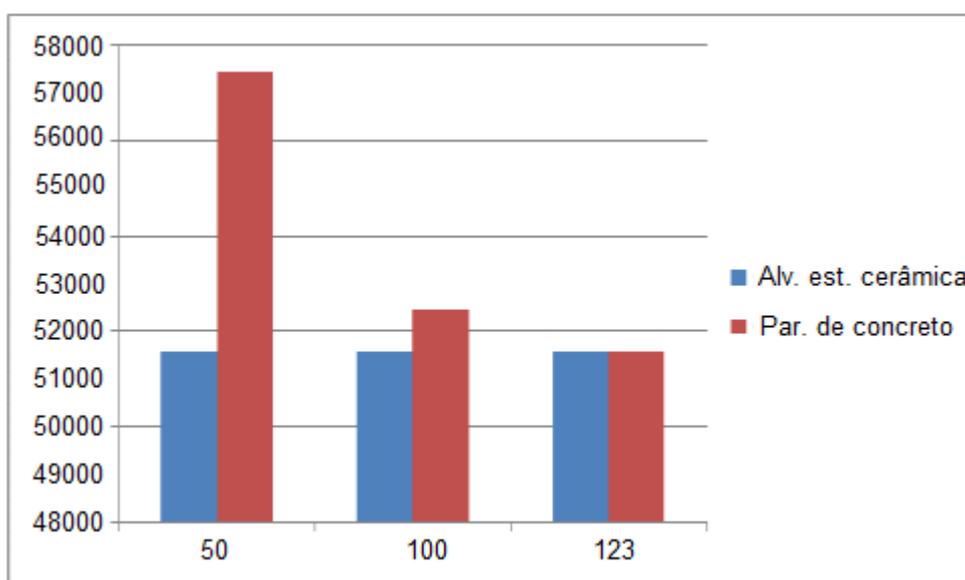
Figura 26 — Custo final do empreendimento para cada metodologia construtiva.

MÉTODO EXECUTIVO	PREÇO TOTAL	UH	M <sup>2</sup>	PREÇO TOTAL / M <sup>2</sup>
UH em alvenaria de blocos cerâmicos	23.584.868,15	51.571,45	40,79	1.264,31
UH em paredes de concreto	23.295.655,04	50.642,72	40,79	1.241,54

Fonte: Santos (2013).

Observa-se que a diferença em termos percentuais foi baixa, na qual o sistema de paredes de concreto apresentou-se 1,8% mais econômico, que representa um valor de R\$ 289.213,11. Vale salientar que na composição de custos a grande diferença trata-se das paredes, pois foram utilizados os mesmos materiais e a mesma mão de obra. Devido ao alto valor das fôrmas metálicas (R\$ 165452,00) o sistema de paredes de concreto só se torna viável quando atinge um número alto de repetições, que para neste estudo foi de 123 unidades, como pode ser observado no gráfico da figura 27.

Figura 27 — Custo por unidade x número de repetições.



Fonte: Santos (2013).

## 2.4 Referências relevantes de paredes de concreto

Neste tópico serão abordadas referências técnicas relevantes de paredes de concreto, do ponto de vista estrutural, através de trabalhos presentes na bibliografia nacional e internacional. Serão expostos estudos referentes a embasamento teórico de projetos, experimentais e modelagens numéricas.

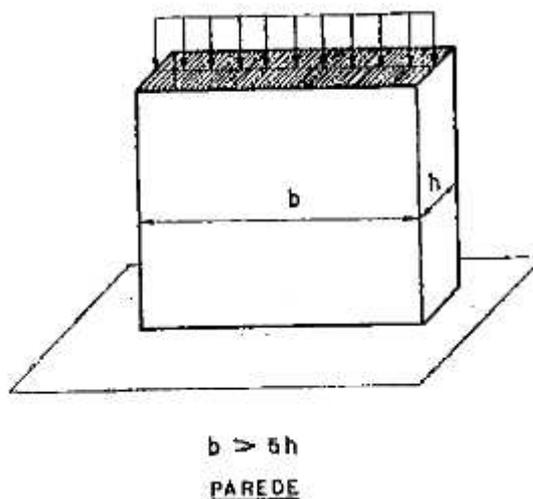
## 2.4.1 Embasamento teórico e de projeto

O objetivo deste sub-tópico é trazer prescrições de autores que trataram da temática do ponto de vista teórico de cálculo para sua abordagem em projetos e de conceitos normativos locais da época dos estudos.

### 2.4.1.1 Fusco (1981 e 1995)

O autor define paredes estruturais (figura 28) como estruturas laminares planas verticais, apoiadas de modo contínuo em toda sua base, com comprimento “b” maior que cinco vezes a espessura “h”, solicitadas predominantemente por cargas contidas no seu plano médio.

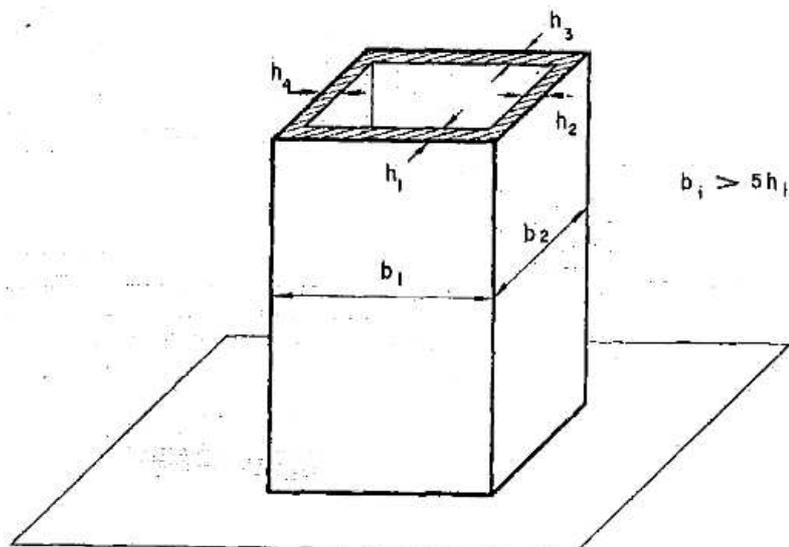
Figura 28 — Definição de parede estrutural por Fusco (1981).



Fonte: Fusco (1981).

Fusco (1981) ainda fala que para efeito de dimensionamento, as paredes devem ser tratadas da mesma forma que pilares, alterando apenas alguns detalhes particulares. Um caso que merece ser citado é o caso de pilares de grande dimensão de seção celular, demonstrado na figura 29. No qual o mesmo deve ser calculado como um pilar para representar o conjunto (global), e se dar o tratamento de parede estrutural em cada face para considerações construtivas como armaduras e cobrimentos para as paredes que compõe este pilar.

Figura 29 — Pilar de seção celular.

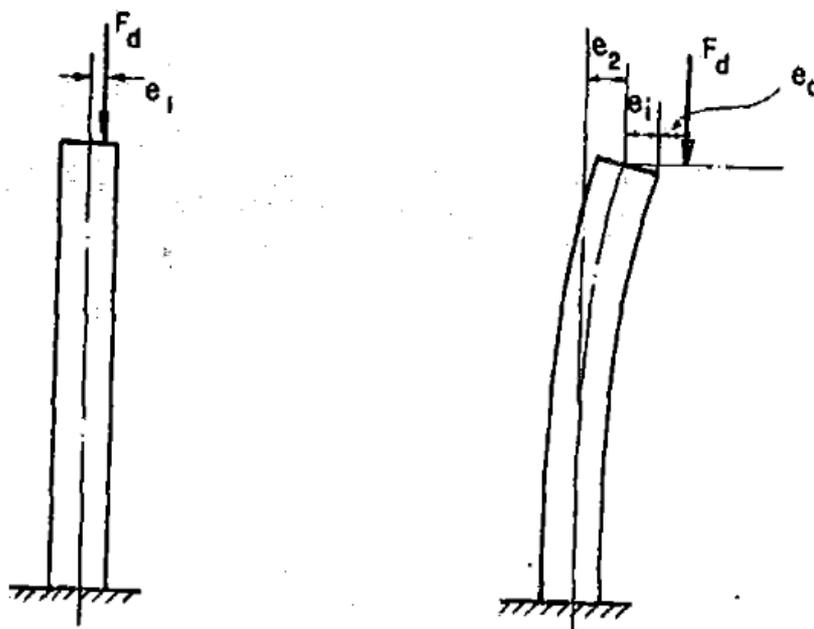


Fonte: Fusco (1981).

No dimensionamento das paredes estruturais será considerado que a carga tenha uma excentricidade em relação ao plano médio da peça. Esta que será a soma das seguintes parcelas, e pode ser vista na figura 30:

- Excentricidade inicial ( $e_i$ ): corresponde ao ponto de aplicação prevista das cargas;
- Excentricidade acidental ( $e_a$ ): devido a imprecisões de execução;
- Excentricidade de 2ª ordem ( $e_2$ ): correlatas às deformações devido a de flexão em plano perpendicular à parede.

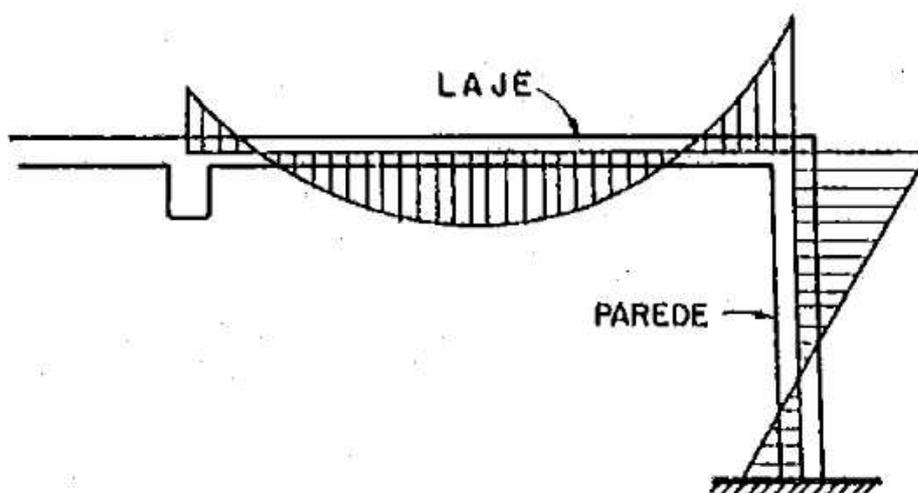
Figura 30 — Excentricidade do carregamento das paredes.



Fonte: Fusco (1981).

A excentricidade inicial ( $e_i$ ) deve considerar a interação das paredes com as lajes, as quais estão monoliticamente ligadas. Esta interação é de grande importância principalmente em paredes dispostas paralelas à borda da construção, a seguir demonstrado na figura 31.

Figura 31 — Interação laje-parede.



Fonte: Fusco (1981).

Os momentos fletores de 2ª ordem, em paredes fixadas no topo e no pé, podem ser calculados adotando-se o processo simplificado do equilíbrio:

$$M_{2d} = F_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (1)$$

Com:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,0035 + f_{yd}/E_s}{(\nu d + 0,05)h} \quad (2)$$

E:

$$\nu d = \frac{F_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (3)$$

Atendendo ao limite de:

$$\nu d + 0,5 \geq 1,0 \quad (4)$$

Sendo:

$M_{2d}$ : Momento fletor de cálculo de segunda ordem;

$F_d$ : Esforço normal de cálculo;

$l_e$ : Comprimento equivalente de flambagem;

$\frac{1}{r}$ : Curvatura;

$f_{yd}$ : valor de cálculo para tensão de escoamento do aço;

$E_s$ : Módulo de deformação longitudinal do aço;

$\nu d$ : Coeficiente adimensional de compressão;

$A_c$ : Área bruta da seção transversal de concreto;

$f_{cd}$ : Valor de projeto para resistência à compressão do concreto.

Para determinação do comprimento de flambagem  $l_e$ , a NB-1 admitia os seguintes valores aproximados, determinados em função da altura da parede "l" e da relação:

$$\beta = \frac{\text{altura da parede}}{\text{largura da parede}} \quad (5)$$

Podendo corresponder a uma das seguintes situações de acordo com sua vinculação:

a) Topo e pé articulados fixos, bordas verticais livres:  $l_e = l$  (6)

b) Topo e pé articulados fixos, uma borda vertical livre e outra engastada:

$$l_e = \frac{l}{1 + \left(\frac{\beta}{3}\right)^2} > 0,3l \quad (7)$$

c) Topo e pé articulados fixos, bordas verticais fixas, para  $\beta \leq 1,0$ :

$$l_e = \frac{l}{1 + \beta^2} \quad (8)$$

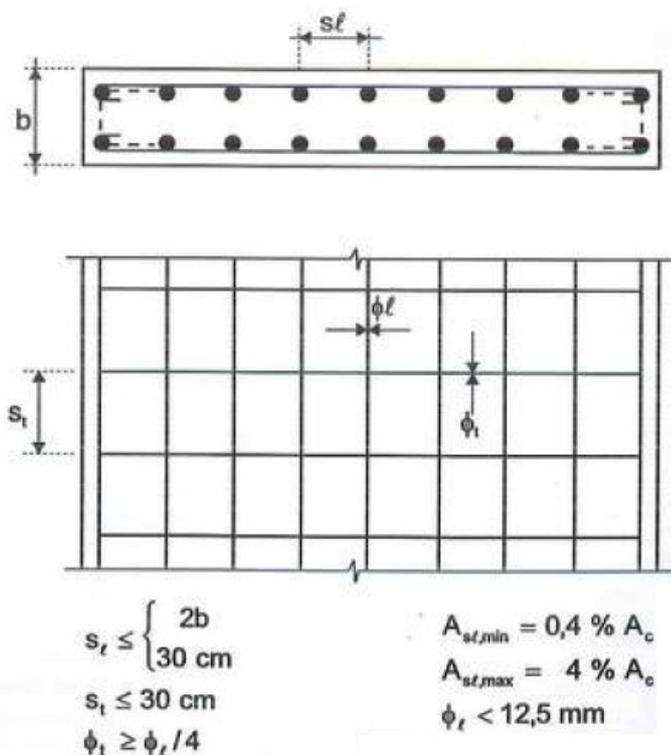
Para  $\beta > 1,0$ :

$$l_e = \frac{l}{2\beta} \quad (9)$$

d) Topo e pé engastados, com " $\beta$ "  $\leq 1,0$ , adotam-se os valores de a, b e c multiplicando por 0,85.

Fusco (1995) ainda cita que a parede deve possuir 15 cm de espessura, todavia, quando executada com cuidados especiais poderá ter a espessura mínima de 12 cm. Fusco também demonstra os arranjos longitudinais e transversais das armaduras das paredes respeitando diâmetro longitudinal das barras " $\phi_l$ " menores que 12,5 mm, e diâmetro das barras transversais " $\phi_t$ " de no mínimo um quarto das longitudinais, como exposto na figura 32 a seguir.

Figura 32 — Indicações para detalhamento de paredes de concreto armado.



Fonte: Fusco (1995).

Fusco (1995) ainda indica que para armaduras longitudinais com diâmetros maiores ou iguais a 12,5 mm, devem ser adotados os critérios de pilares alongados. O autor salienta que, apesar de serem fisicamente semelhantes, deve-se ter cuidado especial nos edifícios altos para não considerar como paredes os pilares alongados que tem como função a estabilidade global da estrutura.

#### 2.4.1.2 Leonhardt e Mönning (1973 e 1974)

Os autores apresentam uma abordagem para boas práticas em projetos estruturais de paredes de concreto armado. A princípio é indicado que se deve verificar a necessidade da utilização de armadura, a qual deve ser verificada em função da esbeltez, da excentricidade e da carga. É proposta uma maneira de aumentar a capacidade resistente do elemento estrutural centrando a carga na parede junto a laje, conforme mostrado na figura 33.

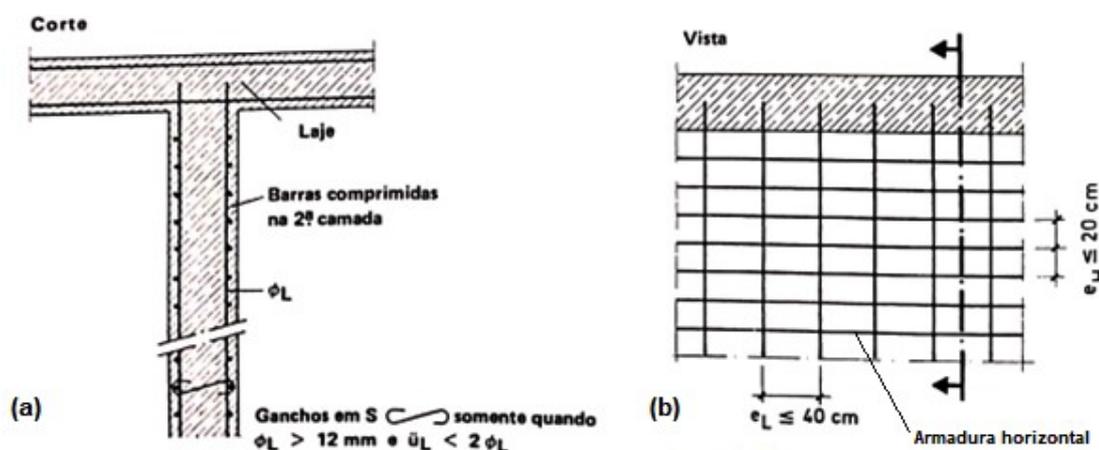
Figura 33 — Centragem de cargas de paredes junto a laje de piso entre lances.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1974).

Ainda é chamada atenção que em paredes com comprimentos superiores a 3 metros existe o risco de surgimento de fissuras provenientes de tensões de retração e de temperatura. Nas paredes armadas estas fissuras podem se manterem pequenas dispendo de armadura horizontal pouco espaçada, como indicado na figura 34 (b). As barras verticais, cuja função é aumentar a capacidade resistente da parede, devem ser posicionadas na segunda camada, para que não seja necessário as garantir contra a flambagem, isto é mostrado na figura 34 (a). No caso de uso de malhas soldadas, as barras verticais não precisam estar na segunda camada.

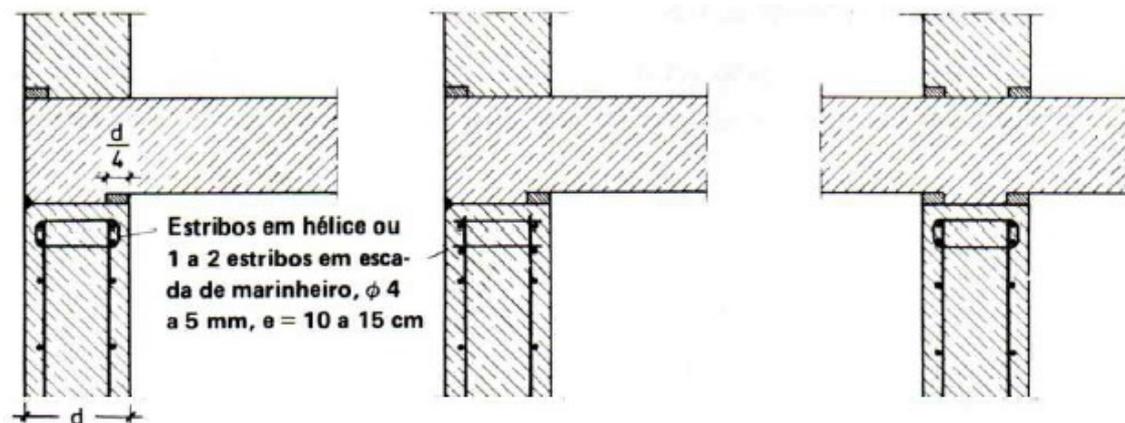
Figura 34 — Armadura de paredes de concreto armado: (a) Em corte, (b) em vista.



Fonte: Adaptado, Leonhardt e Mönning (1974).

Em paredes fortemente carregadas é indicado o uso de leve armadura transversal nas faces superior e inferior, conforme a figura 35 a seguir, pois segundo ensaios estas regiões são menos resistentes devido à sedimentação, além de que a introdução da carga provoca uma tração transversal.

Figura 35 — Proteção da região superior de paredes fortemente carregadas.

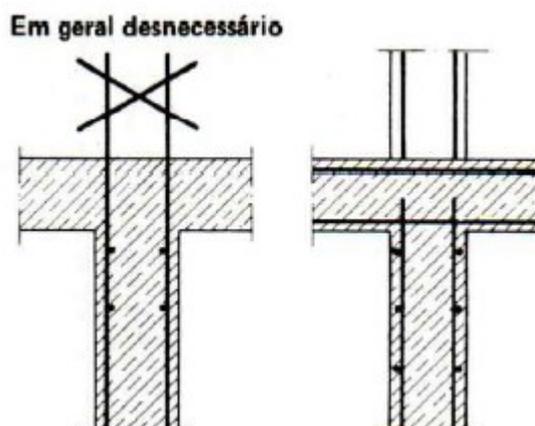


Fonte: Leonhardt e Mönning (1974).

Assim como demonstrado na figura 36, os autores indicam que não há a necessidade de armadura de espera de uma parede para outra em pavimentos distintos. O que é necessário é que a parede superior esteja exatamente em cima inferior.

Esta armadura é necessária apenas quando exista a necessidade de transmissão de uma tração vertical às paredes, ou riscos eminentes de explosão e terremotos.

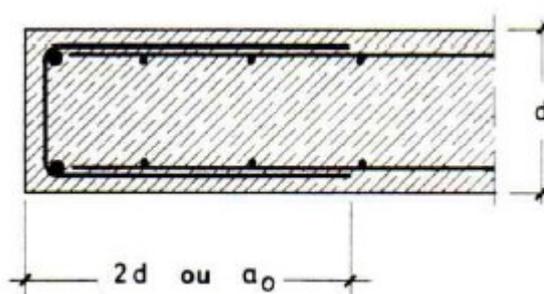
Figura 36 — Barras de espera entre pavimentos.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1974).

Em relação aos bordos verticais das paredes, é indicado uma armadura complementar composta de estribos em forma de “U”, ou malhas emendadas à armadura por traspasse. Deve atender a uma distância de duas vezes a espessura da parede ou o valor do comprimento de ancoragem básico. O detalhe pode ser observado na figura 37.

Figura 37 — Reforço em bordos verticais.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1974).

Os autores também realizaram pesquisas no que diz respeito a concretos leves. Dentre os tipos de concretos leves, existe o concreto celular, o qual foi bastante utilizado no sistema paredes de concreto. Leonhardt e Monning (1973) agruparam os tipos concretos leve em cinco categorias distintas, as quais se classificavam de acordo com a resistência esperada, massa específica, textura e agregados utilizados.

O concreto celular atual, categorizado de acordo com a classificação citada pelos autores, seria a classe 4, que trata-se de um concreto leve sem agregados graúdos, constituído por uma argamassa de granulometria fina com poros uniformemente distribuídos, sua textura pode ser observada na figura 38. A massa específica varia de  $400 \text{ kg/m}^3$  a  $1000 \text{ kg/m}^3$ , enquanto a resistência varia de 1,0 a 10,0 MPa. Como exemplares desta classe estão o concreto gasoso e o concreto obtido com espuma (muito utilizada para produção do concreto celular).

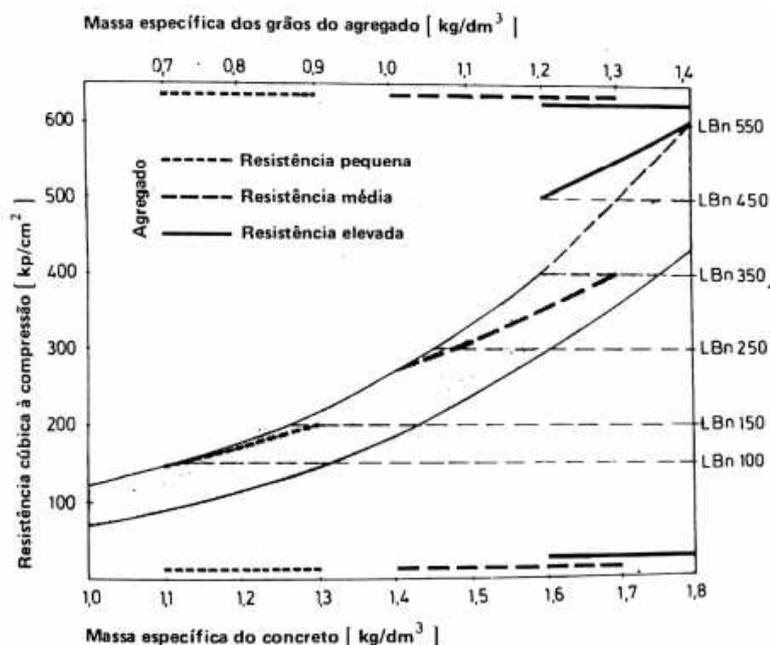
Figura 38 — Concreto leve da classe 4.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1973).

A maioria dos ensaios realizados pelos autores foi com o concreto leve obtido com agregados porosos (classe 3) como argila expandida e ardósia expandida. Que não são utilizados em obras de paredes de concreto, apenas a critério de informação, no gráfico da figura 39 é mostrado a correlação entre as massas específicas dos concretos leves e resistência cúbica a compressão. Conclui-se que existe forte relação entre a massa específica dos agregados (e conseqüentemente a do concreto) com a resistência a compressão do mesmo, são diretamente proporcionais.

Figura 39 — Correlação entre as massas específicas dos agregados e dos concretos com a resistência cúbica à compressão de concreto leve com textura densa.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1973).

Os autores ainda citam algumas prescrições em relação a utilização de concretos leves em paredes de concreto, citando que paredes deste tipo dispensam reboco, geram economia nas armaduras devido o baixo peso próprio e proporcionam isolamento térmico.

É indicado que para paredes estruturais armadas a utilização de concreto leve não menor que 10,0 MPa, e no caso das não armadas, devido sua utilização nestes casos possuem baixas solicitações, admite-se a utilização de concreto leve com resistência de 10,0 MPa. Deve ser frisado que o dimensionamento de peças comprimidas é igual ao do concreto normal, desde que não haja perigo de flambagem, pois é preciso considerar a influência desfavorável do baixo módulo de elasticidade destes concretos.

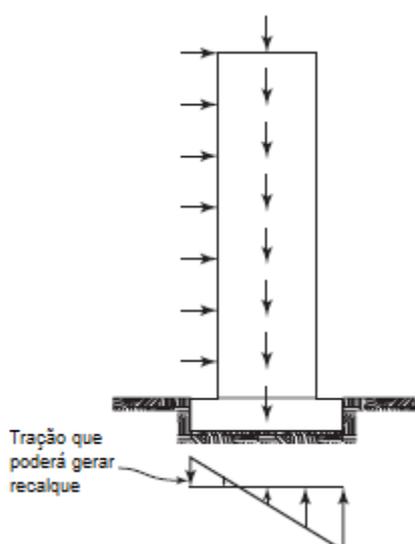
Ainda é deixado alerta em relação à durabilidade, pois como os poros podem ocupar grande parte do cobrimento, permite a entrada de gás carbônico, tornando-se um passivo de manifestações patológicas devido a carbonatação e íons cloretos.

### 2.4.1.3 Wight e MacGregor (2012)

Segundo os autores as paredes estruturais são elementos estruturais lateralmente vinculados e apoiados pelo restante da estrutura, e resiste principalmente a cargas verticais no plano. A carga vertical pode agir excêntrica em relação à espessura da parede, causando flexão do eixo de menor rigidez. Os principais fatores num projeto de paredes estruturais de múltiplos pavimentos são:

- a) A função estrutural da parede em relação ao restante da estrutura;
- b) Os tipos de cargas as quais a parede irá resistir;
- c) A localização e quantidade de armadura;
- d) o edifício deve ter rigidez suficiente para suportar as cargas de serviço sem deflexões ou vibrações excessivas;
- e) É desejável que a parede seja solicitada com carga vertical suficiente para resistir a qualquer elevação de partes das fundações da parede devido a ações horizontais, como demonstrado na figura 40;

Figura 40 — Fundação em parede isolada.



Fonte: Wight e MacGregor (2012).

- f) Realizar uma boa distribuição das paredes na planta de formas, para que se evitem efeitos de torção;

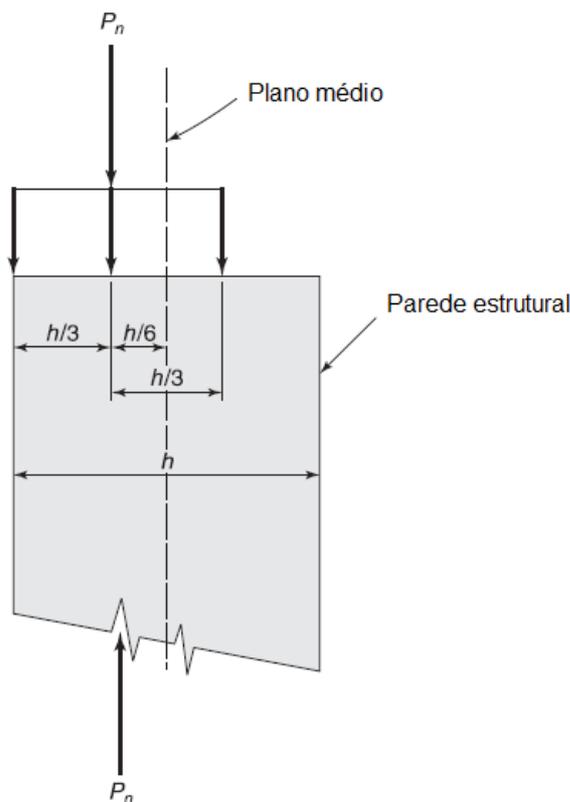
- g) As paredes devem ser projetadas adequadamente para resistir esforços normais, cisalhantes e flexão composta;
- h) A espessura da parede ( $h$ ) e dos cobrimentos pode ser definidos de acordo com as normas de incêndio locais.

As paredes de concreto são vinculadas horizontalmente e restringidas na base e no topo (com exceção do lance de parede do ultimo pavimento). A terminologia unidirecional e bidirecional utilizada para lajes é também aplicada em estruturas de chapas, como no caso de paredes. No caso de estruturas de paredes autoportantes, seja alvenaria estrutural ou paredes de concreto, devem ser consideradas como chapas ou paredes unidirecionais, pois as mesmas podem ser concebidas como barras de pilares com devidas adaptações (como será visto adiante no método do pórtico tridimensional). Paredes apoiadas em 3 ou quatro lados, como no caso de tanques, reservatórios e silos transferem cargas em mais de uma direção e são os casos de chapas bidirecionais.

No projeto de paredes de concreto estruturais, deve ser necessário prever e definir os grupos de paredes que deverão supostamente solidárias entre si, com carregamento uniformizado em cada grupo. É necessário considerar a transferência de forças de cisalhamento dos segmentos de parede que servem como teias dos conjuntos, para segmentos de parede que agirem como flanges.

Segundo os autores, o tópico 14.5 da ACI 318, é o tópico específico que trata do projeto de paredes estruturais, e a base de cálculo do mesmo é levada em conta considerando estes elementos estruturais sujeitos a cargas axiais e momentos causados por cargas axiais ( $P_n$ ) que atuam a uma excentricidade de um sexto da espessura da parede a partir do plano médio da mesma, ver figura 41. Os momentos resultantes estão atuando no eixo fraco da peça (sentido de menor rigidez). Este procedimento é o chamado método empírico para dimensionamento de paredes de concreto estruturais, e será tratado na sequencia. Vale salientar que a ACI 318 permite também que se dimensione pelos critérios de pilares unidirecionais, utilizando os requisitos de flexibilidade da norma.

Figura 41 — Seção transversal na parte superior da parede mostrando a zona comprimida da flexão.



Fonte: Wight e MacGregor (2012).

Este caso de carga pode ser aproximado para um carregamento distribuído retangular que se estende da face comprimida da parede por uma distância de dois terços da espessura da parede mesma, como mostrado na figura 41. A força por comprimento horizontal de parede,  $l_w$  é:

$$P_{n,short} = 0,85f'_c \cdot \frac{2}{3}h \cdot l_w \quad (10)$$

Kripanarayanan (1977) verificou a necessidade de modificar o termo que levava em consideração a esbeltez da parede que era proposto pela ACI-318:71, o qual em seu trabalho chamou de  $F_2$ . Para se permitir uma ampla gama de aplicações e que estivessem em conformidade com as evidências experimentais da época. Propondo então que este termo fosse reajustado para:

$$F_2 = \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \quad (11)$$

Multiplicando o  $P_{n,short}$  pelo termo entre colchetes da equação (11) para considerar a esbeltez da parede, é definido então a equação do método empírico de projeto da ACI 318 para determinação da capacidade resistente da parede estrutural de concreto armado:

$$\phi P_n = 0,55\phi f'_c \cdot A_g \cdot \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \quad (12)$$

Onde:

$l_c$ : Distância livre vertical entre vinculações;

$k$ : Fator de comprimento efetivo de uma parede, que para paredes restringidas nas bordas superior e inferior contra translações laterais e:

Restrito à rotação em uma ou nas duas extremidades (superior, inferior ou ambos):  $k = 0,8$ ;

Sem restrição a rotação em nenhuma das extremidades:  $k = 1,0$ ;

Para paredes sem restrições para translações laterais:  $k = 2,0$ ;

$\phi$ : é o fator de minorador de força para seções governadas por compressão, considerado igual a 0,65;

$f'_c$ : valor de cálculo da resistência à compressão do concreto.

A equação (12) não é afetada pela quantidade de armadura, e não é considerado o efeito da fluência.

Em relação ao sistema de contraventamento dessas edificações, as próprias paredes devem resistir aos efeitos de flexão das ações laterais, e deslocarem como uma barra vertical em balanço. As cargas laterais são transferidas para o sistema de contraventamento pelas lajes do piso e do teto, servindo como diafragmas horizontais rígidos. Entalhes ou outras discontinuidades devem ser evitados no pavimento de lajes para melhor distribuição do carregamento.

Segundo os autores é uma prática recorrente de projeto limitar os deslocamentos horizontais relativos da parte superior e inferior de um lance até uma fração da altura do mesmo, expressa como  $\Delta = h_s/(200 \text{ a } 500)$ , onde  $\Delta/h_s$  é chamado de desvio do lance. Este limite é expresso em termos da inclinação da parede em relação à vertical em qualquer pavimento ao longo da altura do construção.

## 2.4.2 Trabalhos experimentais

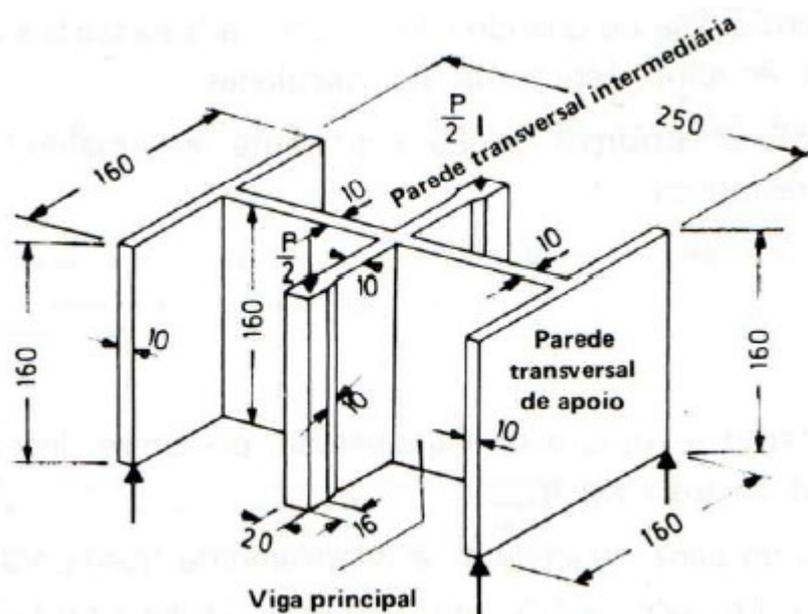
Neste sub-tópico serão expostos trabalhos de caráter experimental realizados em estruturas de paredes de concreto, que trouxeram importantes contribuições para elementos estruturais desta natureza. Os trabalhos de Leonhardt e Walther (1966) e Cardenas e Magura (1973), apesar de tratarem de estrutura de viga-parede e paredes de cisalhamento, serão citados, pois trouxeram importantes contribuições para o estudo de estruturas bidimensionais do tipo chapa.

### 2.4.2.1 Leonhardt e Walther (1966)

Neste estudo foi avaliado o comportamento estrutural de vigas-parede carregadas em toda sua altura por outra parede, apoiando as mesmas de forma indireta. Foram realizados ensaios para verificar o comportamento das mesmas até a ruptura.

O modelo adotado nos experimentos está apresentado na figura 42 a seguir:

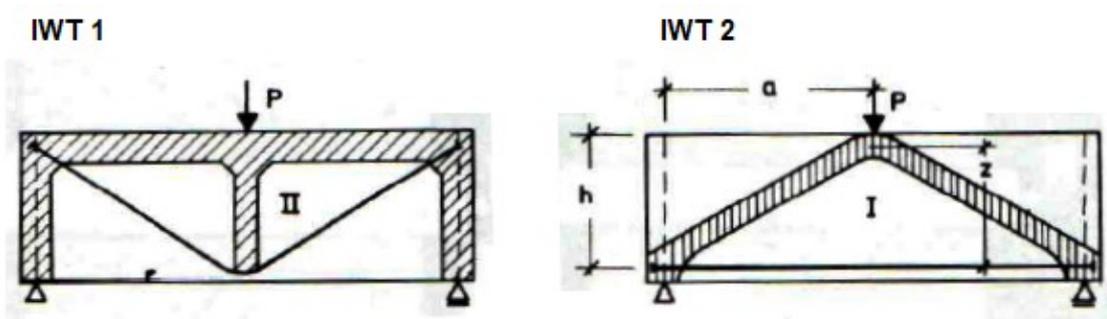
Figura 42 — Dimensões e arranjo do modelo de ensaio de viga-parede com apoio indireto e carregada indiretamente.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1973).

O ensaio foi realizado em duas situações, denominadas IWT 1 e IWT 2. Na viga principal do IWT 1 a armadura era ortogonal com grande parte das barras dobradas a aproximadamente  $60^\circ$ , como parte da armadura de suspensão necessária para absorver os esforços no cruzamento. No caso do IWT 2, toda a armadura da viga principal era composta de barras retas, com estribos para servirem de suspensão. Na figura 43 a seguir, é demonstrado o fluxo de tensões de compressão nas vigas principais, mostrando a diferença de ambas de acordo com a disposição da armadura longitudinal.

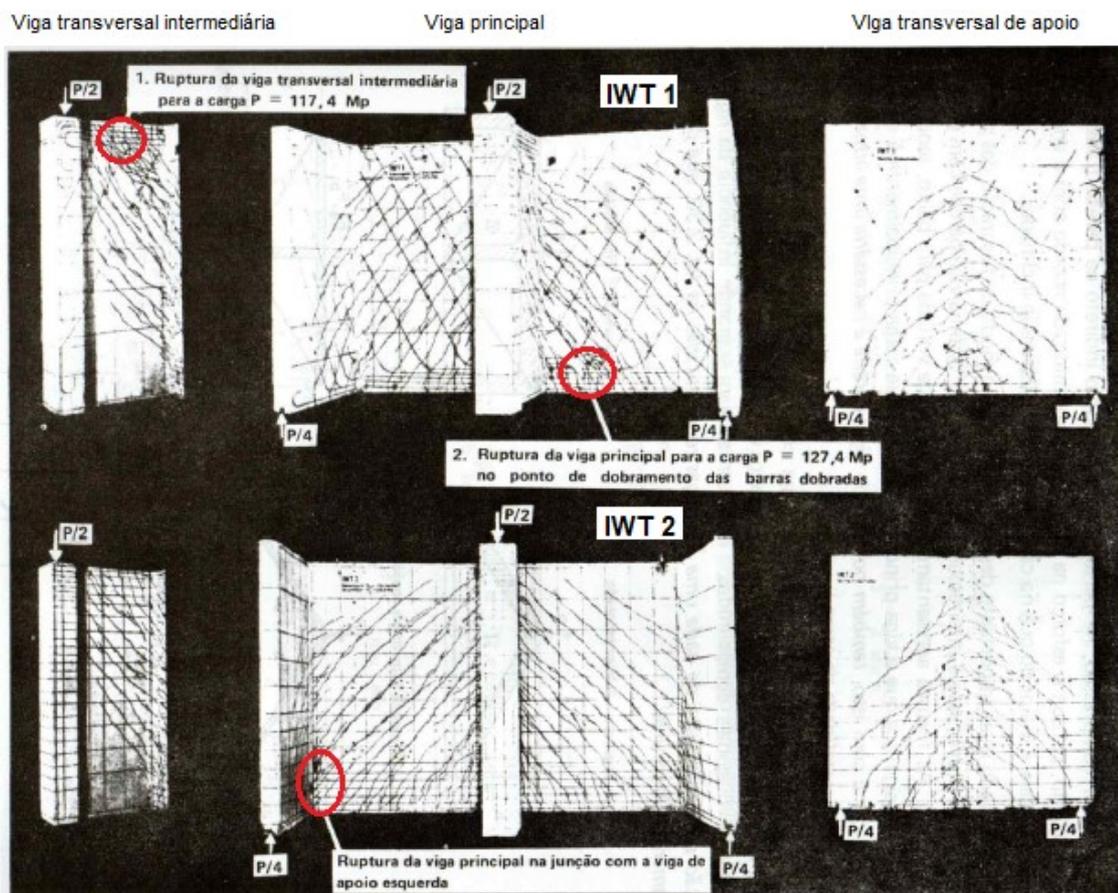
Figura 43 — Esquematisação das vigas principais: fluxo de tensões de compressão.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1973).

Na figura 44 a seguir são expostas as situações finais de ensaio. Na viga IWT 1, a ruptura ocorreu no ponto de dobramento de uma barra dobrada de  $\phi = 8$  mm devido ao fendilhamento do concreto. A viga IWT 2 rompeu por compressão, na parte inferior do apoio indireto na parede transversal.

Figura 44 — Vigas dos ensaios IWT 1 e IWT2 após a ruptura.



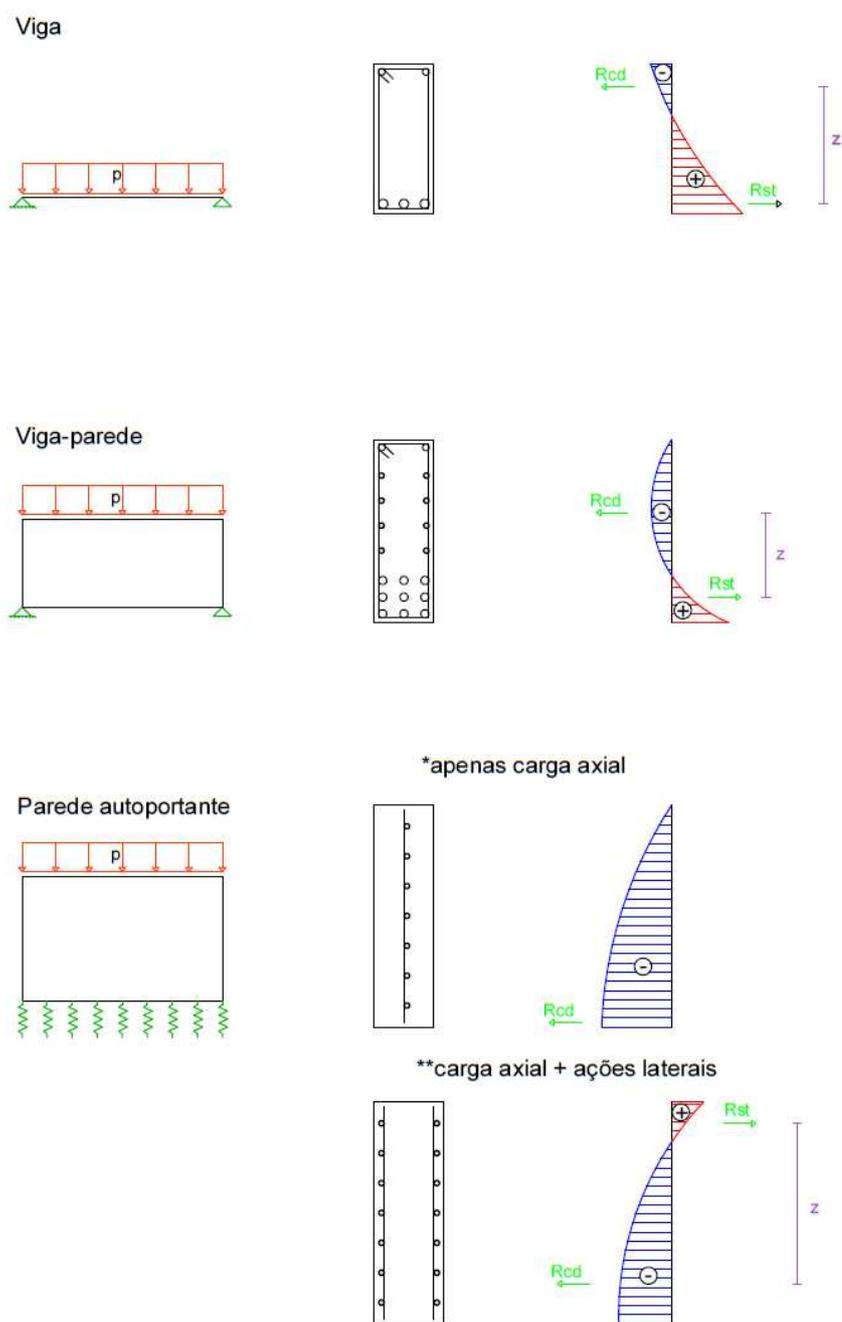
Fonte: Leonhardt e Mönning (1973) adaptado de Leonhardt e Walther (1966).

Os autores consideraram como de relevante importância a maneira que fissuraram as paredes transversais da extremidade, que são as vigas-parede de apoio. As fissuras se apresentaram com concavidade voltada para baixo, sendo horizontais a meia altura, comportando-se como se existisse uma carga pendurada na parte inferior, mostrando a necessidade de armadura de suspensão nestas vigas-parede.

Vale salientar que apesar de não se tratar da concepção de paredes estruturais de concreto, objetivo desta pesquisa, o trabalho de Leonhardt e Walther (1966) trouxe importantes contribuições para o estudo de estruturas bidimensionais do tipo chapa. Pode-se dizer que vigas-parede são elementos estruturais que estão na transição entre uma viga convencional (estrutura unidimensional reticulada na qual há predominância de esforços de flexão simples e cisalhamento) e uma estrutura de parede estrutural (estrutura bidimensional com predominância de esforços normais e de flexão composta).

Na figura 45 a seguir é representado de maneira simplificada o comportamento dos elementos estruturais citados no parágrafo anterior, demonstrando como seriam suas distribuições de tensões normais ao longo de suas respectivas alturas, sendo estes compostos de apenas um vão, e submetidos a carregamento linear distribuído em sua face superior.

Figura 45 — Representação simplificada do comportamento de viga, viga-parede e parede autoportante.

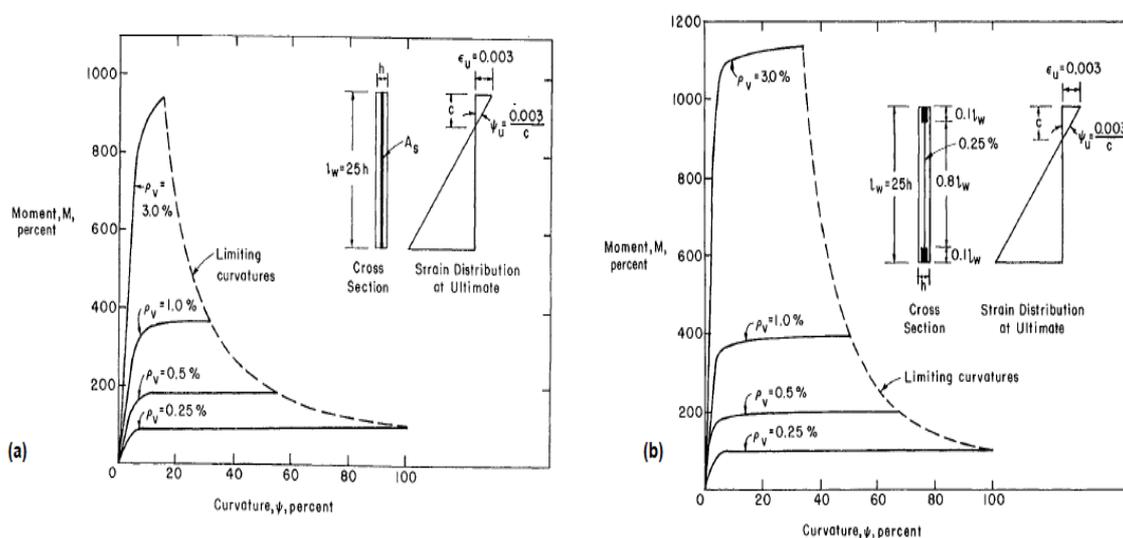


Fonte: Autoria própria (2020).

### 2.4.2.2 Cardenas e Magura (1973)

Neste estudo foram realizados experimentos com seis amostras de paredes de cisalhamento de concreto armado (serão tratadas mais detalhadamente no item 2.6), submetidas a carregamentos que simulassem sua situação real em serviço, tendo como variáveis de análise a quantidade e a distribuição da armadura vertical (figura 46) como também a relação momento/cortante.

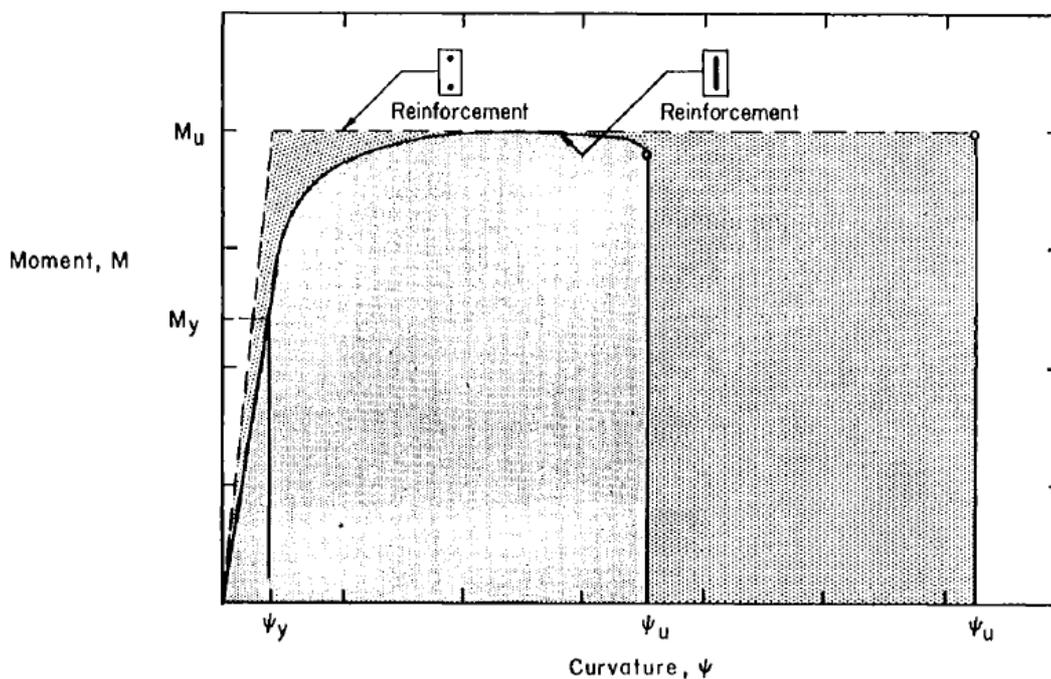
Figura 46 — Relação momento-curvatura das paredes de cisalhamento: (a) armadura uniformemente distribuída, (b) armadura concentrada nas extremidades.



Fonte: Cardenas e Magura (1973).

Através destas análises, foi concluído que maiores ductilidades poderiam ser alcançadas utilizando armadura nas extremidades das paredes ao invés de armadura uniformemente distribuída, assim como mostrado na figura 47.

Figura 47 — Absorção de energia de paredes de cisalhamento.



Fonte: Cardenas e Magura (1973).

Os resultados indicaram que a resistência à flexão de paredes de cisalhamento pode ser calculada utilizando as mesmas premissas que de vigas de concreto armado, e que a resistência de paredes de cisalhamento, que possuam armadura horizontal mínima de cisalhamento, é controlada por flexão.

#### 2.4.2.3 Oberlender and Everard (1977)

O trabalho aborda pesquisa realizada na qual foram ensaiadas 54 paredes de concreto, com diferentes índices de esbelteza, na iminência de ruptura, com o objetivo de obterem-se dados comparativos com os métodos analíticos para cálculo de paredes estruturais presentes na norma ACI 318:71 (método empírico e método de projetar paredes como pilares). Foram verificadas razões altura/espessura ( $l_c / h$ ) variando de 8 a 28, razões altura/largura ( $l_c / t_w$ ) variando de 1 a 3,5

Os ensaios foram realizados submetendo as paredes a cargas axiais e cargas excêntricas uniformemente distribuídas. A excentricidade da carga foi aplicada a 1/6 da espessura, contado a partir do plano médio da parede (assim como na figura 41). A espessura das paredes era de 7,5 cm, e a resistência do concreto variando de 28 a 42 MPa.

A armadura foi disposta em duas camadas de telas soldadas de espaçamentos uniformes, com taxas de armadura vertical variando de 0,33 a 0,47%, e armadura horizontal de 0,22 a 0,24%. A tensão de escoamento do aço variando entre 512 a 600 MPa.

Como resultados os autores puderam observar o comportamento estrutural destes elementos estruturais na ruptura. As amostras de teste com carga centrada com  $l_c / h = 28$  e as amostras com carga excêntrica com relação  $l_c / h = 16$  ou mais apresentaram falhas de flambagem. As paredes com carga centrada com valores de  $l_c / h$  inferiores a 20 falharam por esmagamento. Houve reduções na capacidade resistente das paredes devido à excentricidade da carga na ordem de 18 a 50% para variação das razões de  $l_c / h$ .

Após os resultados, os autores propuseram uma equação (13) para determinação da carga de ruptura última de paredes de concreto armado, que agora possuía um coeficiente minorador da resistência ( $\phi$ ):

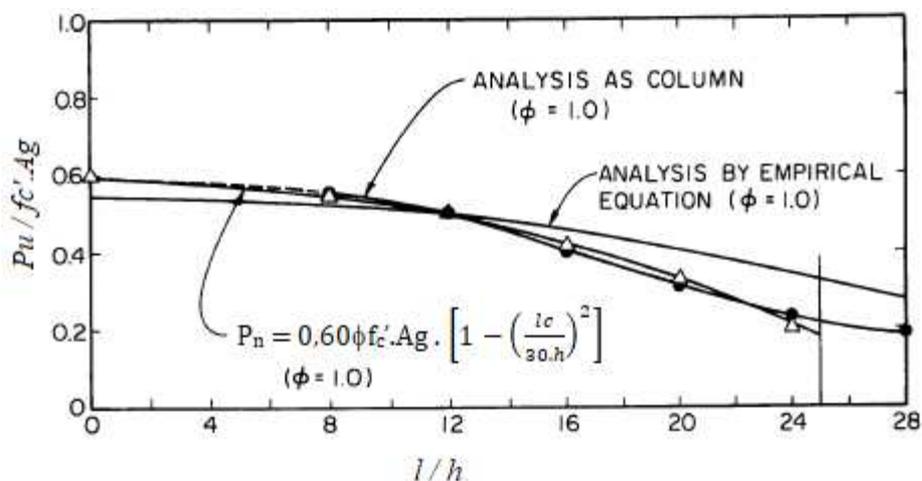
$$P_n = 0,60\phi f'_c \cdot A_g \cdot \left[ 1 - \left( \frac{l_c}{30 \cdot h} \right)^2 \right] \quad (13)$$

A Equação do método empírico da ACI 318:71, foi baseada nos estudos de Leabu (1959), com algumas ajustes:

$$P_n = 0,55 \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[ 1 - \left( \frac{l_c}{40 \cdot h} \right)^2 \right] \quad (14)$$

Ainda fizeram uma comparação (figura 48) utilizando os métodos utilizados na ACI-318-71, com o método proposto na equação 14 citada anteriormente. Concluíram que apesar do método de projetar paredes como pilares (presente no capítulo 10 da ACI-318:71) seja mais robusto que o método empírico de dimensionamento de paredes (capítulo 14 da ACI-318:71), o primeiro não deve ser aplicado para projetar paredes sem usar determinadas disposições do capítulo 14. Indicando que todas as premissas de projetos de paredes de concreto armado devem está presentes no capítulo 14.

Figura 48 — Comparação entre o método empírico, o método de análise da parede como um pilar, e o método proposto da equação 12.

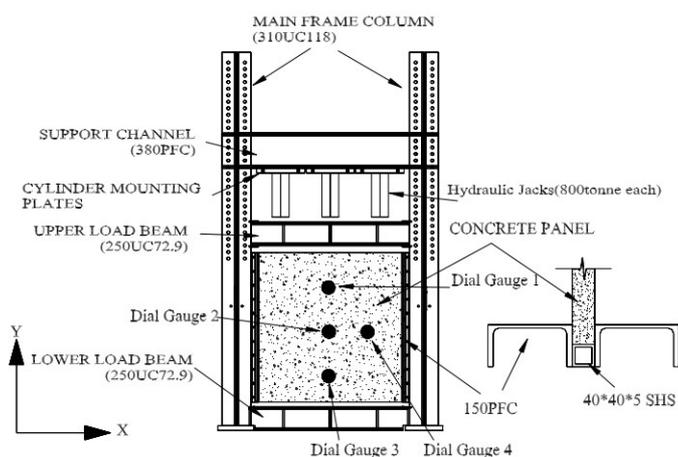


Fonte: Adaptado de Oberlender and Everard (1977).

#### 2.4.2.4 Doh (2002, 2005), Fragomeni e Loo (2005)

Neste trabalho o autor propunha novas metodologias para projetos de paredes estruturais de concreto armado, no qual as mesmas iriam ser analisadas pela primeira vez com restrições laterais e moldadas em concretos de alta resistência.

Figura 49 — Pórtico utilizado nas análises das paredes bidirecionais.



Fonte: Doh (2002).

Foi realizado um programa experimental para fomentar formulações e verificação de metodologias analíticas a partir de prescrições presentes na bibliografia. Na pesquisa desenvolvida, considerou o comprimento efetivo, excentricidade e esbeltez para paredes de concreto unidirecionais e bidirecionais moldadas com concretos de normal e alta resistência. Os resultados experimentais foram comparados com análise computacional via método dos elementos finitos - MEF.

As simulações numéricas do autor tiveram resultados muito satisfatórios quando comparados com os resultados experimentais, como pode ser observado na tabela 01 e nas figuras 50 e 51. Sendo expostos os resultados das seguintes paredes:

- OWNS2: Parede de concreto armado, com sistema unidirecional de tensões, de resistência normal;
- OWHS2: Parede de concreto armado, com sistema unidirecional de tensões, de alta resistência;
- TWNS2: Parede de concreto armado, com sistema bidirecional de tensões, de resistência normal;
- TWHS2: Parede de concreto armado, com sistema bidirecional de tensões, de alta resistência.

Tabela 1 — Comparação dos resultados experimentais com os resultados modelados pelo método dos elementos finitos.

<b>Modelo</b>	<b>Espessura (mm)</b>	<b>fck (MPa)</b>	<b>Pu-EXP (kN)</b>	<b>v</b>	<b>Pu-MEF (kN)</b>	<b>MEF/EXP</b>
OWNS2	41,6	35,7	253,1	0,151	331,8	1,31
OWHS2	41,6	78,2	482,85	0,129	546	1,13
TWNS2	41,4	37	735,75	0,415	1050	1,43
TWHS2	41,9	64,8	1177,2	0,379	1134	0,96

Fonte: Adaptado de Doh (2002).

Sendo:

Pu-EXP: carga de ruptura nos ensaios experimentais;

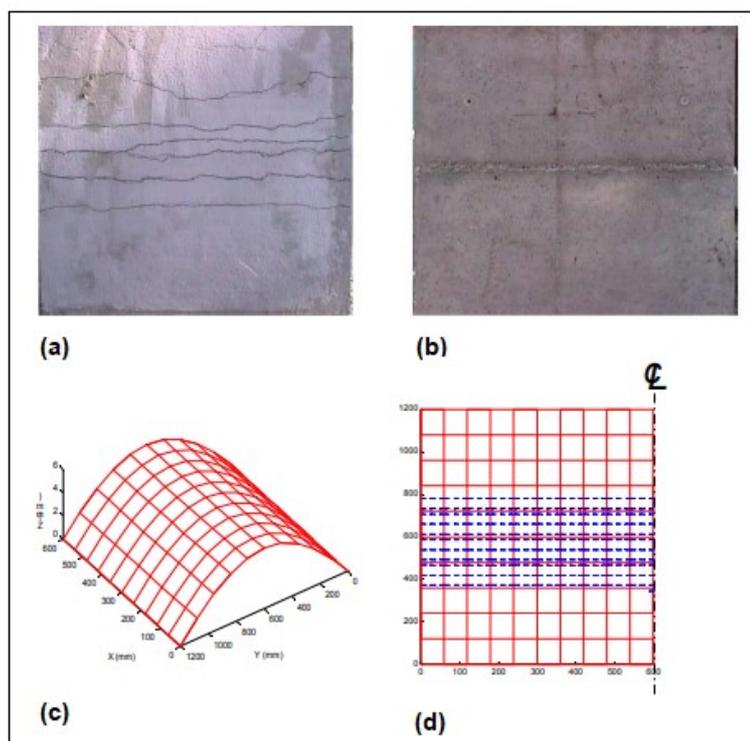
PU-MEF: carga de ruptura obtida por modelagem utilizando método dos elementos finitos;

$\nu$ : coeficiente adimensional de compressão medido com Pu-EXP;

MEF/EXP: Razão entre a carga de ruptura obtida em modelagem via método dos elementos finitos pelo resultado da carga de ruptura nos ensaios experimentais.

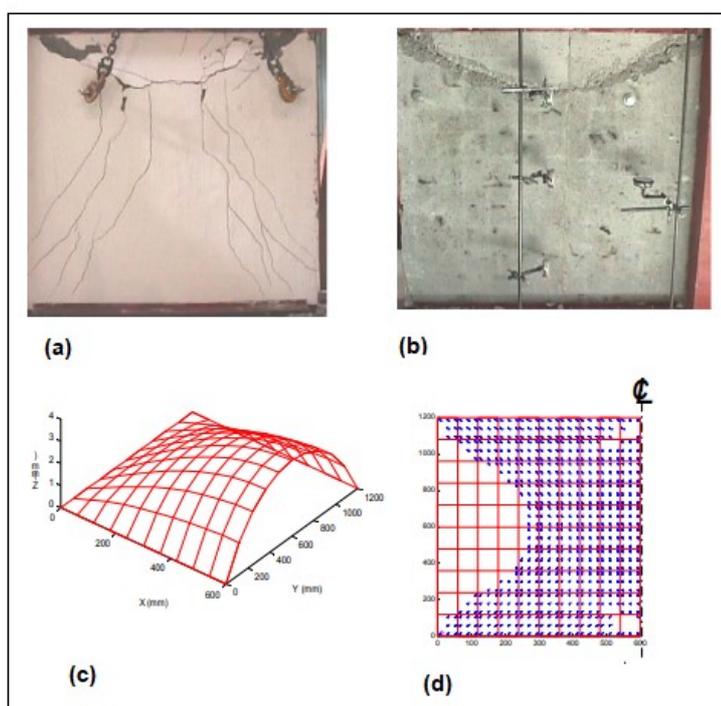
Observa-se na tabela que a maior discrepância entre os resultados das metodologias experimentais e MEF ocorreu na TWNS2, com um valor de 43% de diferença. Observa-se também em ambas as paredes selecionadas na tabela 01 houve um aumento substancial na carga de ruptura quando utilização de concreto de alta resistência, cerca de 91% na parede unidirecional e 60% na parede bidirecional.

Figura 50 — Experimentos da OWNS2: (a) face tracionada, (b) face comprimida, (c) deformada e (d) padrão de fissuração.



Fonte: Adaptado de Doh (2002).

Figura 51 — Experimentos da TWHS2: (a) face tracionada, (b) face comprimida, (c) deformada e (d) padrão de fissuração.



Fonte: Adaptado de Doh (2002).

O estudo demonstrou que os apoios laterais (ação bidirecional) alteram bastante a resistência das paredes, pois foram testados com diferentes parâmetros dimensionais e materiais.

#### 2.4.2.5 FURNAS (2007 e 2008)

Por solicitação da Caixa Econômica Federal e da Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem – ABESC, o Departamento de Apoio e Controle Técnico (DCT.C) de FURNAS elaborou relatórios que descrevem as conclusões das avaliações de desempenho de edificações térreas com paredes de concreto celular (FURNAS, 2003) e sistemas construtivos que utilizam paredes de concreto armado moldado in loco ou tilt-up (FURNAS, 2008).

A abordagem feita buscava avaliar a adequação ao uso destas tecnologias e incluir exigências relativas, sobretudo ao desempenho dos seguintes pontos:

- Segurança estrutural;
- Segurança ao fogo;

- Adequação de projeto;
- Durabilidade e manutenção;
- Conforto térmico e acústico;
- Estanqueidade;
- Gestão da qualidade e custos.

A Comunidade da Construção (2008), responsável pela autoria de ativos que serviram como textos base da ABNT NBR 16055:2012, frisou que o sistema construtivo com paredes de concreto demonstrou um bom desempenho nos testes, com certa superioridade em alguns itens aos sistemas convencionais. Em seus diferentes tipos de execução o sistema atingiu os valores exigidos pela ABNT NBR 15575:2013, possibilitando o seu uso de diferentes tipologias e em diferentes regiões geográficas.

Figura 52 — Alguns dos ensaios realizados por Furnas (2008): (a) posicionamento do corpo mole para impacto, (b) avaliação do isolamento sonoro, (c) medida de temperatura e deformação na face não exposta ao fogo e (d) verificação da estabilidade estrutural com carregamento vertical.



Fonte: Adaptado de Furnas (2008).

### **2.4.3 Análises numéricas**

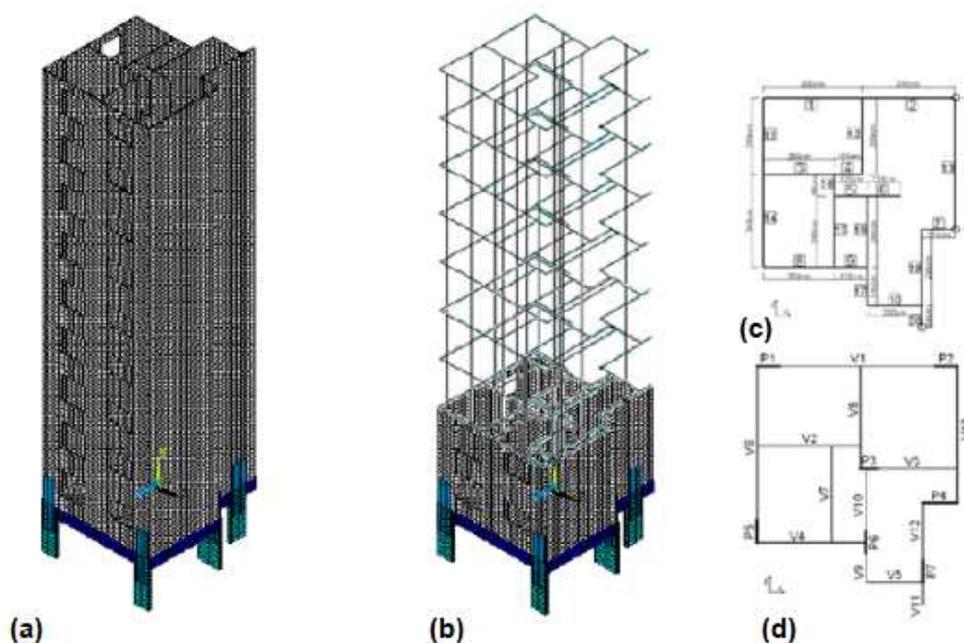
Neste sub-tópico serão apresentados trabalhos que contribuíram para o estudo de paredes de concreto moldadas in loco, do ponto de vista de análise numérica computacional. Trabalhos os quais abordaram problemáticas importantes desta metodologia construtiva e forneceram dados relevantes para a concepção atual que se tem hoje de projetos deste sistema estrutural no Brasil.

#### **2.4.3.1 Nunes (2011)**

O autor, utilizando de simulações numéricas computacionais, investigou o comportamento estrutural global de edifício de parede de concreto solicitado por carregamentos verticais e ações horizontais, verificando a distribuição de esforços e tensões ao longo da edificação, como também de estrutura de transição (pilotis) a qual a edificação estava apoiada.

O autor utilizou do método dos elementos finitos para realizar as análises, e propôs o uso de um modelo misto composto por elementos finitos planos de casca e elementos lineares de barra, utilizando do artifício de cálculo do modelo de pórtico tridimensional - MPT. O elemento de casca do modelo proposto foi utilizado apenas nas paredes dos dois primeiros pavimentos como pode ser observado na figura 53 a seguir:

Figura 53 — Simulações realizadas por Nunes (2011): (a) MEF, (b) modelo proposto híbrido, (c) planta de formas do pavimento tipo, (d) planta de formas do pavimento da transição.



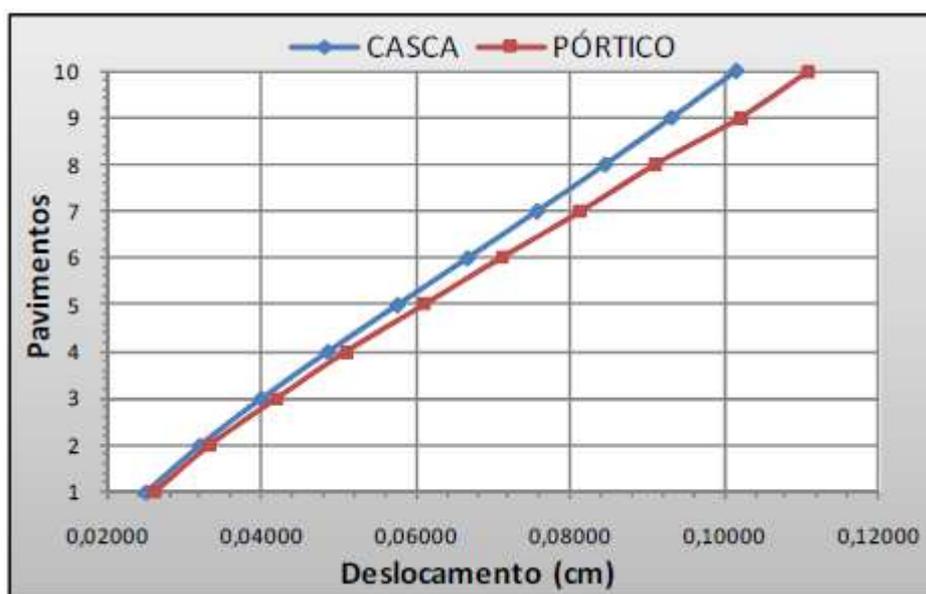
Fonte: Braguim (2013), adaptado de Nunes (2011).

Analisando os resultados nos dois modelos, de força normal obtida na base do terceiro pavimento obtidas apenas por carregamento vertical, observou-se que os resultados foram bem próximos, com valores que diferiram no máximo 9%, afirmando que o MPT é válido para análise de esforços normais em paredes de concreto. Os valores obtidos para momento fletor e esforço cortante ao nível do terceiro pavimento, considerando apenas carregamento horizontal foram bem próximos, mostrando mais uma vez a eficiência do MPT.

Com o objetivo de analisar o caminhamento das tensões do edifício para transição, Nunes (2011) analisou os pilares do pilotis perante ao carregamento horizontal nos dois modelos, obtendo-se valores de esforço normal, cortante e momento fletor. Os valores para esforço normal diferiram em até 51%. O autor realizou outra análise considerando as combinações de ações verticais e horizontais, e desta vez, os valores para o esforço normal diferiam em 4%. Concluindo assim que a diferença de valor relativo alto (51%) encontrada considerando apenas as ações horizontais não possui relevância, pois o edifício é projetado considerando a combinação dos carregamentos, ainda salienta que deve se tomar cuidado maior em casos de edifícios esbeltos.

A máxima diferença de translação horizontal ao longo dos pavimentos entre os dois modelos foi de 9%, sendo o MPT mais flexível, estando a favor da segurança, ver figura 54. Concluído que há bastante semelhança entre os dois modelos quando analisados na combinação de cargas verticais e horizontais, e indicando que o MPT é válido para utilização em projetos.

Figura 54 — Comparação de deslocamentos do edifício: casca x pórtico tridimensional.



Fonte: Nunes (2011).

#### 2.4.3.2 *Braguim (2013)*

Neste estudo foram verificadas por meio da comparação de resultados quatro metodologias de cálculo para utilização no sistema de parede de concreto moldado em loco. Estas metodologias de cálculo já eram consagradas para utilização em projetos estruturais de alvenaria estrutural, são elas:

- Paredes Isoladas;
- Grupo isolado de paredes;
- Modelo do pórtico tridimensional;
- Método dos elementos finitos.

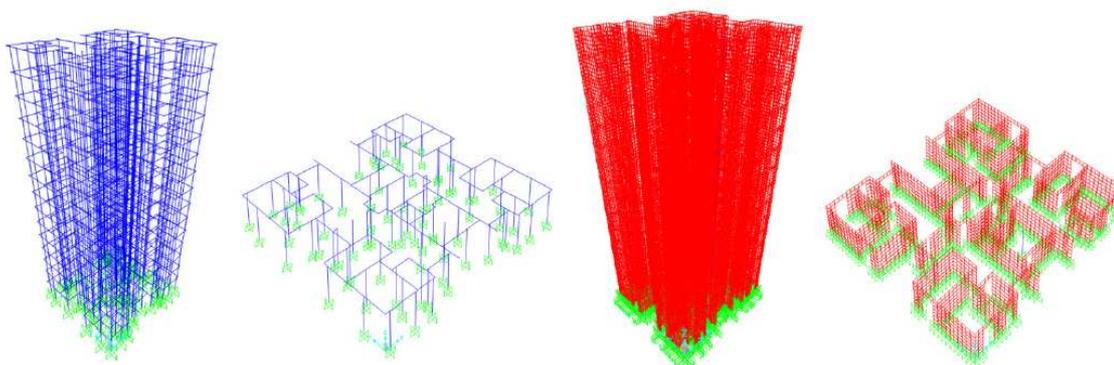
Os modelos numéricos (MPT e MEF) foram simulados em software baseado no método dos elementos finitos, considerando análise elástica linear. Discretizando

para o MEF as paredes como elementos de cascas planas quadradas, e para o MPT como barras. A interação solo-estrutura não foi considerada, e as verificações no que diz respeito ao dimensionamento e análise do estado limite de serviço foram baseadas nas prescrições das normas ABNT NBR 16055:2012 e ABNT NBR 6118:2007 respectivamente.

Os métodos de paredes isoladas e grupo isolado de paredes permitem apenas verificar a estrutura perante o carregamento vertical, inviabilizando muitas vezes a utilização dos mesmos em edificações altas devido a possuírem ações horizontais significativas. Devido a simplicidade dos mesmos, são extremamente válidos em etapas iniciais de projeto como pré-dimensionamento.

Foi feita comparação da análise estrutural de um edifício de 16 pavimentos em parede de concreto pelo MPT e MEF, em ambos os modelos a laje não foi discretizada, sendo utilizado a ferramenta de diafragma rígido. Como também ambos os modelos foram considerados sobre apoios fixos, demonstrados na figura 55.

Figura 55 — Edifício analisado por Braguim (2013): representado por (a) MPT e (b) MEF.



Fonte: Braguim (2013).

A comparação dos esforços foi realizada em modelos preliminares considerando e desconsiderando a interação entre as paredes. Foram verificados momentos fletores, esforços normais e cortantes, tensões, deslocamentos e dimensionamento dos elementos. O autor concluiu que o MPT é confiável desde que se considere a interação entre as paredes.

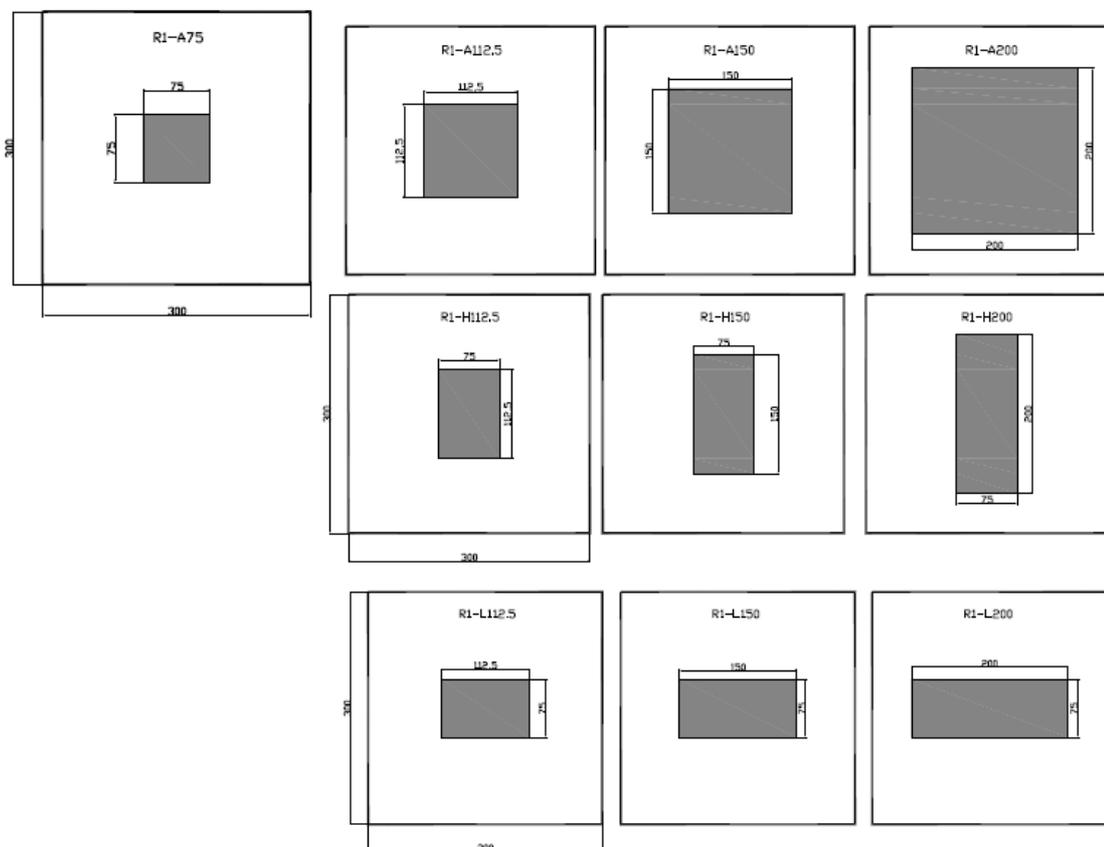
Assim como Nunes (2011), na análise dos esforços perante a carga horizontal ocorreram diferenças na ordem de 50%, porém para efeito de dimensionamento essa diferença pouco influencia, devindo a combinação de carregamentos.

#### **2.4.3.3 *Vieira (2014)***

Este trabalho trouxe importantes contribuições no que diz respeito a avaliação de aberturas no comportamento estrutural de paredes de concreto moldadas in loco. Com base em estudos teóricos e modelagens numéricas, procurou-se apresentar a configuração da distribuição de esforços para determinadas situações de localização e dimensão de aberturas e paredes, avaliando de que forma esses parâmetros influenciam nas tensões e deformações. Além de, verificar se as recomendações normativas satisfaziam as situações de aberturas analisadas.

As análises foram realizadas em software com base em elementos finitos. Várias paredes nas quais, tanto as dimensões, quanto as aberturas foram variadas, com valores usualmente executados na prática. Na figura 56 a seguir são expostas as configurações das paredes com comprimento de 300 cm. A configuração de aberturas é mantida, assim como a altura de 300 cm, o que foi variado nas análises foi o comprimento para 375, 450, 525 e 600 cm.

Figura 56 — Modelos de paredes com aberturas analisadas por Vieira (2014).

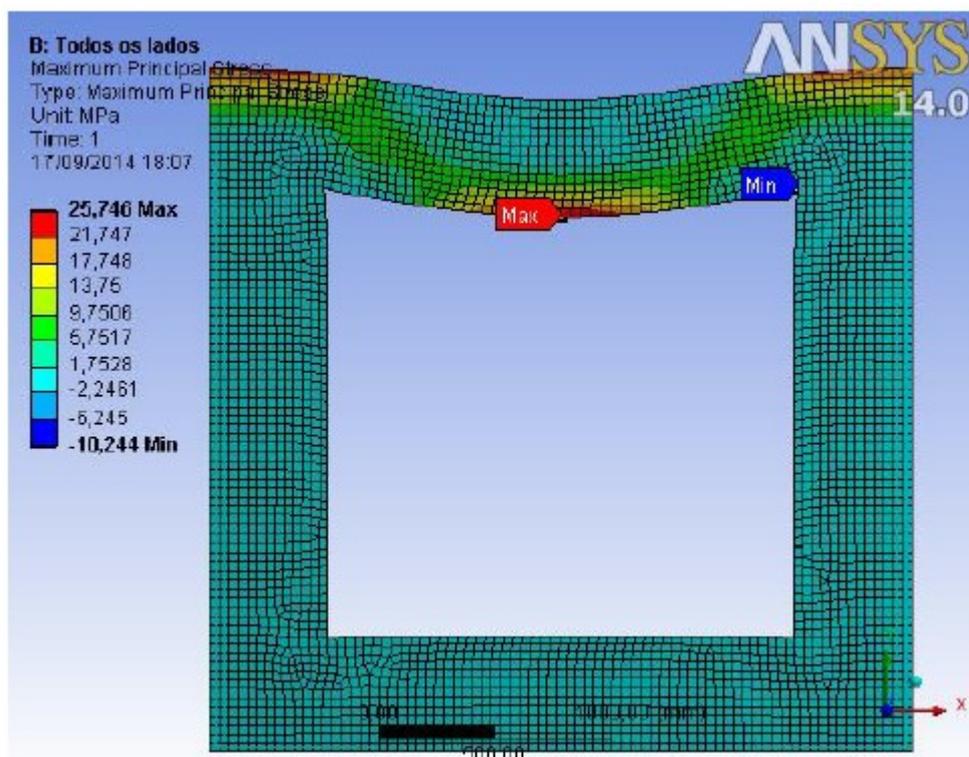


Fonte: Vieira (2014).

Para todas as paredes, observou-se que, quanto maior a abertura, maiores foram às máximas tensões de tração e compressão e o deslocamento. A variação da área da abertura se mostrou mais impactante e foi procedida pelo aumento da largura e pelo crescimento da altura da abertura. Com isso, a recomendação da ABNT NBR 16055:2012 de utilizar telas soldadas nas paredes de concreto se mostrou bastante coerente e necessária devido as tensões de tração.

Áreas logo acima e abaixo das aberturas ocorrem um acúmulo de tensões nos cantos superiores da parede, ou seja, pode ser necessária a utilização de armadura de reforço nessa região, como mostrado na figura 57.

Figura 57 — Distribuição das tensões de tração da parede R1-A75.



Fonte: Vieira (2014).

De forma geral, o comportamento e a distribuição das tensões ao longo das paredes retangulares se mantiveram em relação às paredes quadradas, com os valores máximos ocorrendo na mesma região. A autora conclui que a norma deveria expandir as opções de aberturas na parede, indicando de que forma a armadura de reforço deve ser dimensionada para o caso de aberturas muito grandes, sendo assim os parâmetros deveriam ser determinados em função da abertura.

#### 2.4.3.4 *Farias (2018)*

O autor neste trabalho trouxe grande contribuição para simulação do comportamento de estruturas de paredes de concreto de uma maneira mais realista, pois foram considerados os efeitos das fases construtivas, além da interação solo-estrutura (ISE) que pode ser fomentada com dados reais de obra.

A simulação numérica foi realizada utilizando software de base em elementos finitos, sendo a tipologia da edificação baseada em edifícios já construídos em São Lourenço da Mata, no estado de Pernambuco. O edifício possui 8 pavimentos e

fundação do tipo radier (figura 58). O autor utilizou dados de monitoramento de recalque para aferição do das propriedades constitutivas do solo.

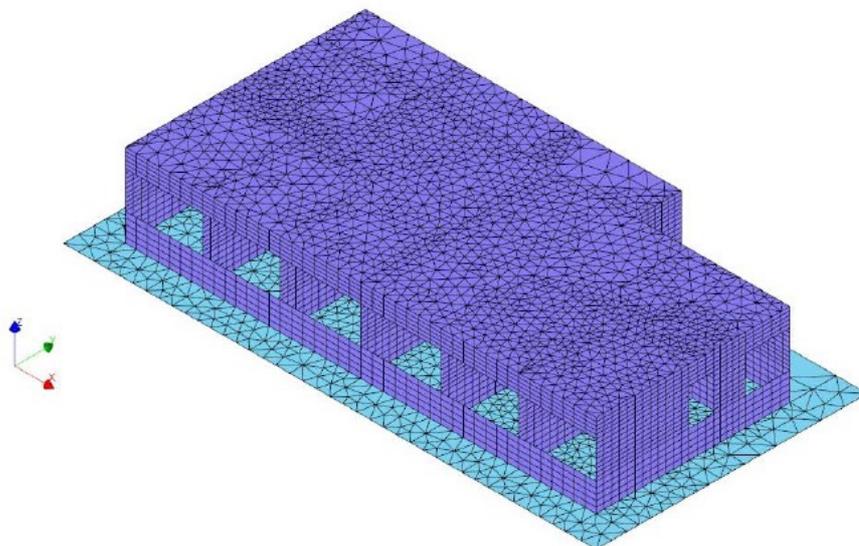
Figura 58 — Superestrutura do Edifício estudado por Farias (2018).



Fonte: Farias (2018).

As paredes foram simuladas com elementos de membrana. Segundo o autor a utilização de elementos de casca também é possível, mas o gasto computacional é maior. Na modelagem das lajes e do radier foi utilizado elementos de placa com base na teoria de “Mindlin–Reissner”, ideal para elementos de placa de grande espessura. Estes elementos estão presentes na figura 59.

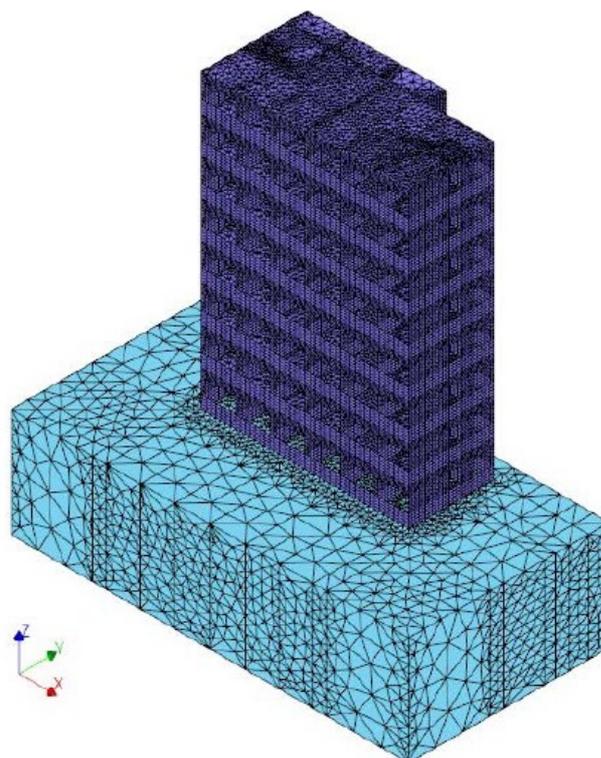
Figura 59 — Primeiro pavimento da edificação e fundação radier.



Fonte: Farias (2018).

O maciço de solo foi discretizado com elementos finitos sólidos gerados de forma não estruturada por meio do algoritmo do software baseado na “Triangulação de Delaunay”.

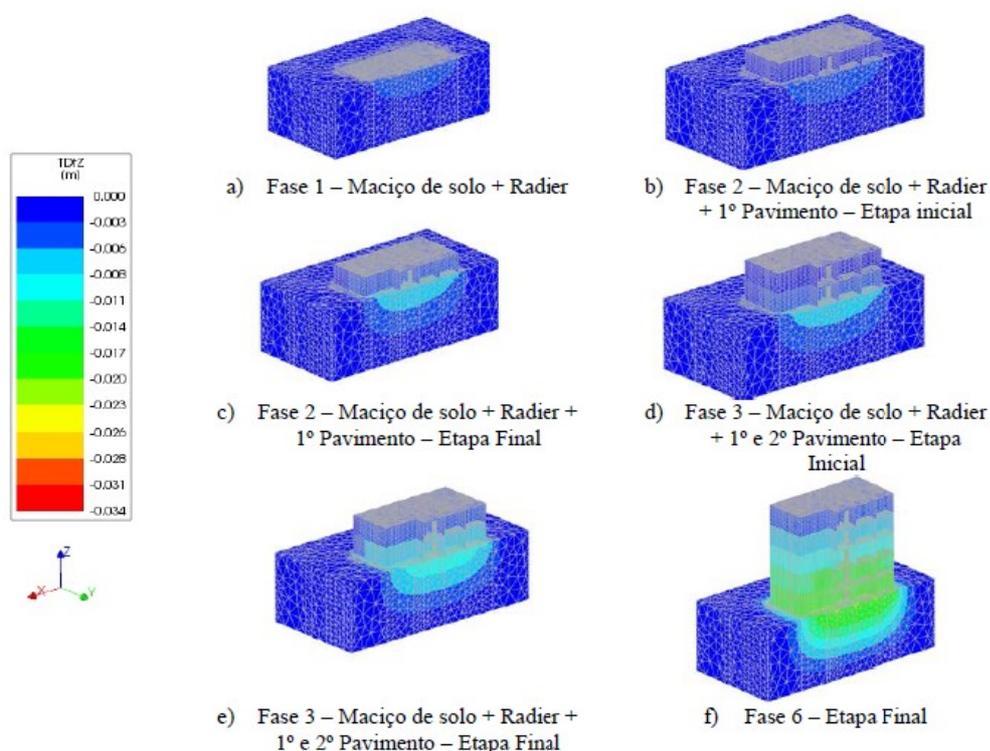
Figura 60 — Modelo numérico do edifício com maciço de solo discretizado.



Fonte: Farias (2018).

Conforme pode ser observado na figura 61, foram analisadas 9 fases sequenciais da estrutura, onde a primeira corresponde a execução do radier, considerando o peso próprio e as ações permanentes do pavimento térreo. Da segunda a nona fase, correspondeu a construção do 1º pavimento ao 8ª pavimento. Em cada fase foi obtido as configurações de deslocamentos, tensões e deformações do radier e do maciço do solo.

Figura 61 — Sequência da construção adotada e deslocamento vertical da estrutura.



Fonte: Farias (2018).

O autor concluiu que os efeitos da ISE na estrutura têm uma maior dependência da rigidez relativa estrutura-solo ( $K_{rpar}$ ). Assim, através dos estudos realizados, propôs um coeficiente específico de rigidez relativa estrutura-solo para edifícios de paredes de concreto ( $\gamma_n$ ), mostrado na tabela 02 a seguir:

Tabela 2 — Coeficiente adicional majorador de esforços devido a ISE em edifícios de paredes de concreto sobre radier

$K_{rpar} \leq$	0,1	0,01	0,001	0,0001
$\gamma_n$	1,25	1,20	1,15	1,10

Fonte: Farias (2018).

#### 2.4.3.5 Patrício (2019)

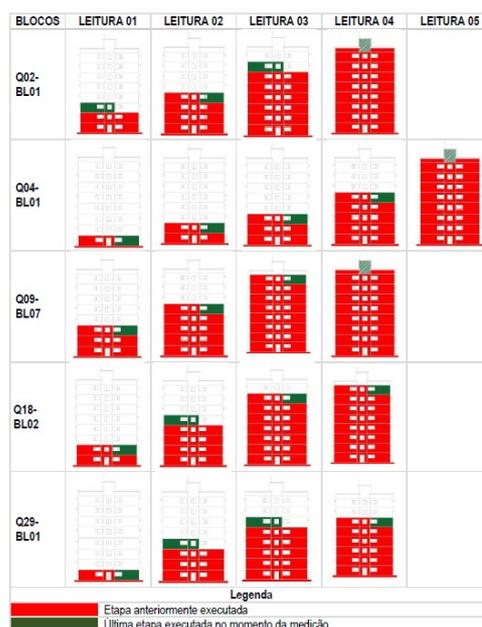
Foram estudados 63 blocos residenciais com 8 pavimentos em estrutura em parede de concreto, localizados no município de São Lourenço da Mata - PE, com soluções em fundações em radier (figura 62) por meio de monitoramento de recalques durante fase construtiva. Com os dados coletados na medição dos recalques, pode-se fazer retroanálise do módulo de elasticidade do solo, e determinar parâmetros geotécnicos utilizados na previsão de recalque por meio da teoria da elasticidade. A distribuição do carregamento nas leituras de recalque pode ser observada na figura 63.

Figura 62 — Empreendimento estudado por Patrício (2019).



Fonte: Patrício (2019).

Figura 63 — Distribuição de carregamento nas leituras de recalque.



Fonte: Patrício (2019).

A partir da modelagem numérica em software de elementos finitos, pode-se simular a metodologia construtiva com caso de carga em estágio construtivo não linear. Os resultados mostraram que a principal variável que contribui para o desenvolvimento dos recalques foram os movimentos de terraplanagem.

O autor concluiu que a execução modular das paredes de concreto interferiu no desenvolvimento dos recalques e na análise da interação solo estrutura. Mostrando que a simulação do efeito construtivo contribuiu para redução recalques diferenciais e distorções angulares, sendo esta uma metodologia mais realista.

## 2.5 Comentários acerca de normas de projeto

Neste tópico serão abordadas prescrições de normas de estruturas de concreto armado que tratam sobre projeto estrutural de paredes de concreto. As normas ou códigos internacionais podem possuir distinções entre elas, e em determinados aspectos algumas podem tratar de uma temática de maneira mais conservadora. Vale salientar que a prática da engenharia varia bastante de um país para outro, e assim como vários outros fatores técnicos as normas se adaptam ao meio que estão inseridas.

As normas aqui apresentadas serão a ACI 318:2019 dos Estados Unidos da América, a EN 1992 Eurocode 2:2014 utilizada em vários países da União Europeia, a AS 3600:2018 da Austrália, e por fim a norma brasileira ABNT NBR 16055:2012.

### **2.5.1 ACI 318:2019**

A norma americana permite que o projeto estrutural de paredes de concreto armado, submetidas a compressão axial ou flexo-compressão, seja realizado por dois caminhos. O primeiro seria projetar como pilares desde que os adaptando a requisitos de esbeltez e armações. O segundo é com a utilização do método empírico, já citado no item 2.4.1.2.

Para utilização do método empírico a norma limita espessuras mínimas da parede para  $1/25$  do vão livre de altura ou comprimento, utilizando o menor entre os dois, desde que não seja menor que 4" (aproximadamente 10 cm). Espessuras de paredes externas de subsolos ou de fundações não devem ser inferiores a 7,5" (aproximadamente 19 cm).

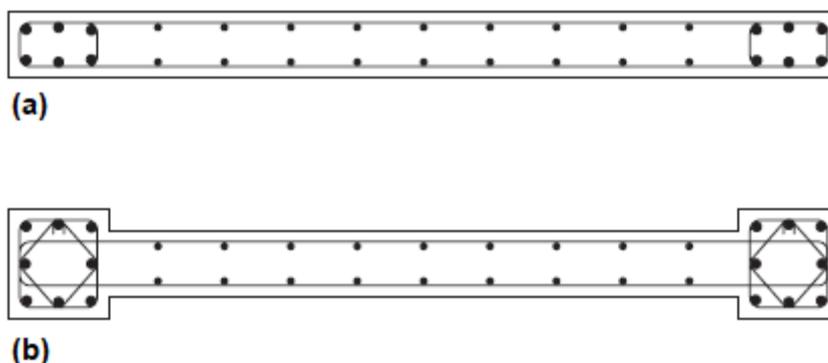
- Paredes com mais de 10" (aproximadamente 25 cm) devem possuir armadura em ambas as direções dispostas em duas camadas paralelas junto as faces, obedecendo as seguintes indicações:
- Uma camada deve conter não menos que a metade e não mais que dois terços que a armadura necessária em ambas as direções. Esta deve ser disposta em não menos que 2" (aproximadamente 5 cm) e não mais que um terço da espessura da parede contada a partir da face exterior.

A outra camada, que consiste no restante necessário para cada direção, deve ser disposta em não menos que 0,75" (aproximadamente 2 cm) e não mais que um terço da espessura da parede contada a partir da face interior.

As armaduras vertical e horizontal não devem estar espaçados mais do que três vezes a espessura da parede, não ultrapassando 18" (aproximadamente 45 cm). A norma especifica também que a armadura vertical não precisa ser contraventada se sua área não for maior que 1% da seção bruta de concreto, ou se a armadura vertical não for requerida como reforço à compressão.

Analisando este item da norma, a partir de estudos de Corrêa (2016), Leonhardt e Mönning (1974), e Wight e MacGregor (2012), pode-se concluir que embora a ACI-318 não cita maneiras de garantir o contraventamento das barras comprimidas, poderia ser utilizado a prática que é feita para pilares. Ensaios realizados pela DIN 1045:1978 comprovaram que a utilização dos grampos seria inútil quando as barras verticais possuísem menos de 14 mm, o qual é um diâmetro superior ao utilizado em telas soldadas, além de existir o entrave da grande dificuldade de se executar este contraventamento consistido de estribos ou grampos em telas. O mais indicado seria dispor as armaduras conforme a figura 34(a) com as barras verticais dispostas na segunda camada e garantir um cobrimento necessário para evitar o perigo de flambagem. E em casos que as barras estejam solicitadas a esforços altos de compressão, reforçar os cantos de paredes de contorno com armadura concentrada composta por vergalhões de maior diâmetro (figura 64(a)), e em situações mais extremas aumentar área de concreto nessas regiões (figura 64(b)).

Figura 64 — Reforço em canto de parede de contorno: (a) com seção constante, (b) com aumento de seção na região de armadura concentrada.



Fonte: Wight e MacGregor (2012).

Em relação a comprimento de armadura mínima a norma indica as seguintes taxas de armaduras verticais ( $\rho_v$ ) e horizontais ( $\rho_t$ ):

- $\rho_v$ : 0,12% para barras de aço deformáveis com diâmetro menor ou igual a 16 mm, ou 0,15% para barras de aço deformáveis com diâmetro maior que 16 mm.

- $\rho_t$ : 0,20% para barras de aço deformáveis com diâmetro menor ou igual a 16 mm, ou 0,25% para barras de aço deformáveis com diâmetro maior que 16 mm.

Observa-se que a exigência para a armadura horizontal é maior que para armadura vertical. Isso se deve ao fato de uma maior possibilidade de existirem fissuras verticais devido a retração e variação de temperatura do que fissuras horizontais causadas por restrição ao carregamento vertical. Em relação a retração que venha a ocorrer na vertical, essas tensões serão dissipadas pelas tensões de compressão na parede.

A norma indica que para abertura de portas e janelas deve-se utilizar barras de diâmetro não menor que 16 mm, sendo no caso de uso de armadura em duas camadas, deve existir duas camadas também da armadura de reforço em aberturas.

### 2.5.2 EN 1992 Eurocode 2:2014

A norma europeia indica que o índice de esbeltez de paredes não deve exceder o valor de 86, que representa um valor da razão altura por espessura de 25.

Esta norma também prevê um método empírico para calcular a capacidade resistente de uma parede de concreto armado plana, submetida a carregamento axial. A equação deste método simplificado é apresentado a seguir (equação 15), e esta admite a hipótese que a parede possui vinculações nas quatro bordas:

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd} \cdot \phi \quad (15)$$

Onde:

$N_{Rd}$ : carga axial última;

$b$ : comprimento da parede em planta;

$h_w$ : espessura da parede;

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

$\phi$ : fator que leva em conta as excentricidades, incluindo a de segunda ordem, definido pela equação 16:

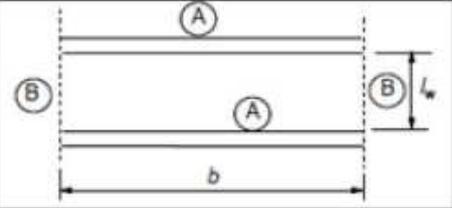
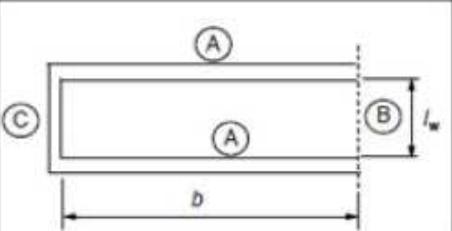
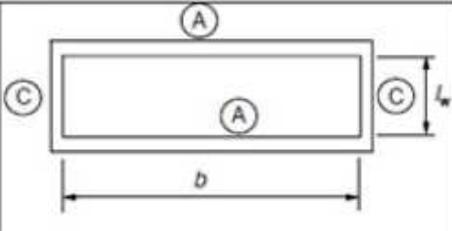
$$\phi = 1,14 \cdot (1 - 2e_{\text{tot}}/h_w) - 0,2 \cdot l_0/h_w \leq (1 - 2e_{\text{tot}}/h_w) \quad (16)$$

Sendo:

$e_{\text{to}}$ : excentricidade total;

$l_0$ : altura efetiva da parede, obtido pela multiplicação da altura livre da parede ( $l_w$ ) pelo fator  $\beta$  que depende das vinculações da parede, conforme apresentado na figura 65:

Figura 65 — Cálculo de  $\beta$  em função das vinculações da parede.

VINCULAÇÃO TIPO I																					
Vinculação em dois bordos			$\beta = 1,0$ para qualquer razão de $l_w/b$																		
VINCULAÇÃO TIPO II																					
Vinculação em três bordos		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>b/l_w</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,26</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,59</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,76</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,85</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,90</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,95</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,97</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>1,00</td></tr> </tbody> </table>	$b/l_w$	$\beta$	0,2	0,26	0,4	0,59	0,6	0,76	0,8	0,85	1,0	0,90	1,5	0,95	2,0	0,97	5,0	1,00
$b/l_w$	$\beta$																				
0,2	0,26																				
0,4	0,59																				
0,6	0,76																				
0,8	0,85																				
1,0	0,90																				
1,5	0,95																				
2,0	0,97																				
5,0	1,00																				
VINCULAÇÃO TIPO III																					
Vinculação em quatro bordos		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ if $b \geq l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$ if $b < l_w$	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>b/l_w</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,10</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,20</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,30</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,40</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,50</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,69</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,60</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>0,96</td></tr> </tbody> </table>	$b/l_w$	$\beta$	0,2	0,10	0,4	0,20	0,6	0,30	0,8	0,40	1,0	0,50	1,5	0,69	2,0	0,60	5,0	0,96
$b/l_w$	$\beta$																				
0,2	0,10																				
0,4	0,20																				
0,6	0,30																				
0,8	0,40																				
1,0	0,50																				
1,5	0,69																				
2,0	0,60																				
5,0	0,96																				

LEGENDA

Ⓐ - piso de laje    Ⓑ - bordo livre    Ⓒ - parede na transversal

Fonte: Braguim (2013) adaptado da EN 1992:2004.

Em relação as armaduras mínimas nas direções vertical ( $\rho_l$ ) e horizontal ( $\rho_t$ ) para paredes, a norma estipula os valores de 0,20% e 0,10% respectivamente. Diferenciando da norma americana que determina taxas de armaduras maiores na direção horizontal devido a problemas com retração e variação de temperatura.

### 2.5.3 AS 3600:2018

Na norma australiana, assim como a ACI 318:2019 além de permitir o cálculo de paredes de concreto armado por método de projeto de pilares também existe uma equação empírica para o cálculo e dimensionamento de paredes de concreto armado com resistência característica à compressão entre 20 e 100 MPa. Assim como na EM 1992 Eurocode 2:2014, é permitida a consideração das vinculações nas quatro bordas para o cálculo da carga axial última, como segue na equação 17:

$$\phi N_u = \phi \cdot (t_w - 1,2 \cdot e - 2 \cdot e_a) \cdot 0,6 \cdot f_c' \quad (17)$$

Onde:

$N_u$  : carga vertical última por unidade de comprimento;

$\phi$  : fator de minoração da resistência, sendo 0,6 para elementos comprimidos;

$t_w$  : espessura da parede;

$f_c'$  : resistência característica à compressão do concreto;

$e$  : excentricidade inicial de 1ª ordem;

$e_a$  : excentricidade inicial de 2ª ordem, definido na equação 18 em função da altura efetiva ( $H_{we}$ ) determinada pelo menor valor entre o resultado obtido nas equações 19 e 20.

$$Ea = \frac{(H_{we})^2}{2500 \cdot t_w} \quad (18)$$

$$H_{we} = k \cdot H_w \quad (19)$$

$$H_{we} = k \cdot L \quad (20)$$

Sendo  $H_w$  a altura livre entre pisos e  $L$  o vão livre entre paredes transversais. A norma limita a esbeltez da parede ( $H_w / t_w$ ) em no máximo 30. O fator  $k$  considera o tipo de vinculação da parede. Quando se tratado de paredes unidirecionais o valor de  $k$  será 1,0 quando estas vinculações impedem translações horizontais na base e no topo, e de 0,75 quando além destas impedem também as rotações na base e no topo.

No caso de paredes bidirecionais (dois planos de flexão), será determinado em função do número de vinculações. Para três vinculações utilizará a equação 21

para obter o valor de  $k$ , já para paredes com quatro vinculações será obtido pela equação 22 se  $H_w$  for menor que  $L$ , em caso contrário será obtido pela equação 23.

$$K = \frac{1}{1 + \left(\frac{H_w}{3L}\right)^2} \geq 0,3 \quad (21)$$

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{H_w}{L}\right)^2} \quad (22)$$

$$k = \frac{L}{2.H_w} \quad (23)$$

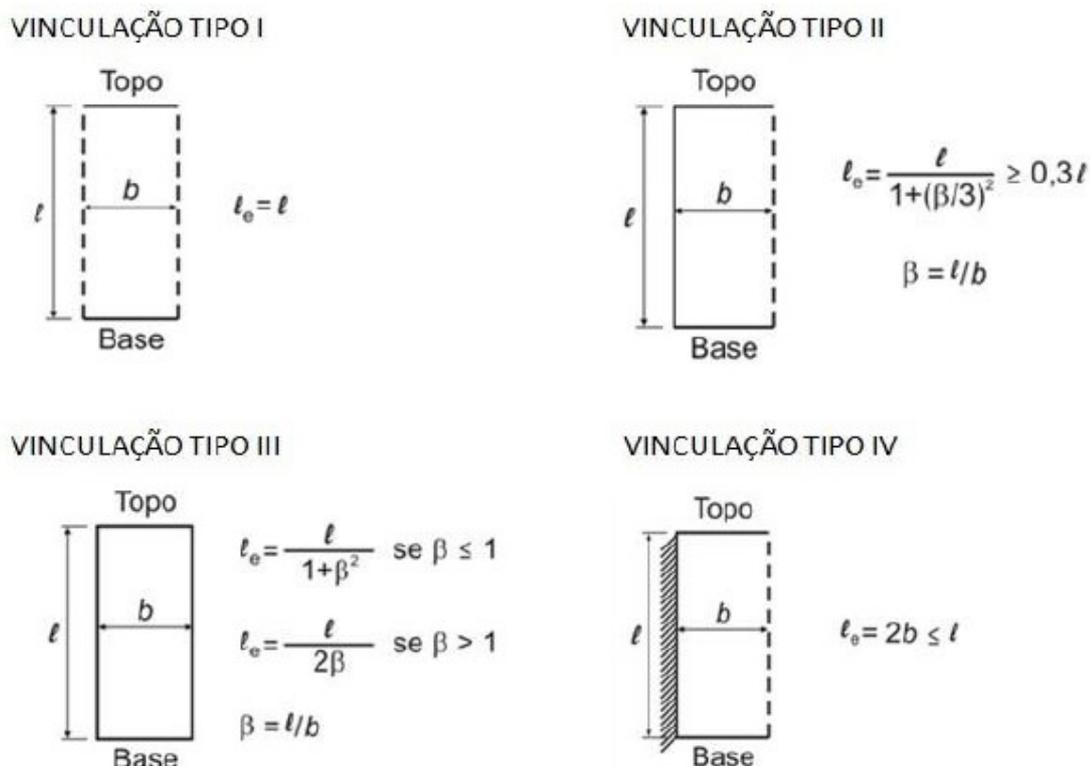
Com relação as armadura mínimas, a norma estipula os valores de 0,15% para armadura vertical ( $\rho_l$ ) e de 0,25% para armadura horizontal ( $\rho_t$ ), demonstrando uma tendência semelhante a ACI 318:2019, com taxas maiores para armadura transversal.

#### 2.5.4 ABNT NBR 16055:2012

Neste subtópico será tratado dos aspectos estruturais da norma brasileira que define os requisitos e procedimentos para edificações em paredes de concreto moldadas no local. Será tratado com mais detalhes, que subtópicos das outras normas, devido ser esta a que será utilizado nas análises numéricas.

É definido como elemento estrutural de parede de concreto aquele em que o comprimento é maior ou igual a dez vezes a espessura, caso contrário deverá ser dimensionado com pilar parede. A norma não limita quanto ao número de pavimentos utilizados, mas restringe a utilização de concretos com resistência característica a compressão maiores que 40 MPa, e por seguir as prescrições da ABNT NBR 6118:2007 (que foi atualizada em 2014) para requisitos de durabilidade, a resistência característica a compressão do concreto não pode ser menor que 20 MPa. Assim como os requisitos de durabilidade, os requisitos de estado limite de serviço (ELS) devem obedecer as prescrições da atual ABNT NBR 6118:2014.

Em relação à espessura das paredes ( $t$ ) com altura de até 3 m, devem ser maiores ou iguais a 10 cm, salvo caso de paredes internas de edificação de até dois pavimentos. No caso de paredes com alturas maiores, a espessura mínima deve ser obtida pela relação  $l_e / 30$ , com  $l_e$  sendo a altura efetiva ou comprimento equivalente, definida de acordo com a figura 66:

Figura 66 — Definição do comprimento equivalente  $l_e$ 

Fonte: ABNT NBR 16055:2012.

Sendo:

l: altura livre entre pisos;

b: vão livre entre paredes transversais;

$\beta$ : razão entre o a altura livre entre pisos e o vão livre entre paredes transversais.

A norma trata em seu escopo do chamado “*edifício simplificado*”, o qual possui exigências mais brandas em alguns tópicos nela mencionados. Este grupo trata-se de edifício com:

- No máximo 5 pavimentos;
- Lajes de vão livre máximo de 4 m e sobrecarga máxima de 300 kgf/m<sup>2</sup> (e que não sejam pré-moldadas);
- Máxima distância entre pisos de 3 m;
- Dimensões em planta de no mínimo 8 metros.

A norma salienta que os edifícios devem ser contraventados de maneira que não ocorram deslocamentos relativos entre topo e a base do edifício que ultrapassem os limites da ABNT NBR 6118:2014. A estabilidade lateral do edifício deve ser garantida por uma boa distribuição das paredes na planta de formas como também da contribuição da laje funcionando como diafragma rígido, que deverá solidarizar com as paredes, transferindo os esforços horizontais para as mesmas. A reação das lajes pode ser calculada por diafragma rígido e os esforços devido a flexão devem ser determinados de forma que garanta a monoliticidade do diafragma com a conexão com as paredes. As lajes, como qualquer outro elemento estrutural que não se enquadre como parede, deverão seguir os critérios da ABNT NBR 6118:2014.

Em relação ao carregamento vertical as paredes podem ser calculadas como estrutura de casca plana, podendo seus esforços característicos serem obtidos em regime elástico, desde que obedeça a premissas da norma. Quanto as ações horizontais, existe a obrigatoriedade da consideração das ações do vento e do desaprumo.

Os efeitos de segunda ordem e parâmetros de instabilidade devem está de acordo com critérios da ABNT NBR 6118:2014. A interação solo-estrutura é obrigatória para edifícios com mais de 5 pavimentos e edificações em níveis diferentes. Para edificações com menos de 5 pavimentos deve ser considerada no mínimo a flexibilidade relativa entre paredes e vigas. Para efeito deste trabalho, a interação solo-estrutura não será considerada.

A norma indica que as paredes devem ser dimensionadas à flexocompressão para os esforços atuantes no sentido de menor inércia, considerando uma excentricidade mínima. A seguir será apresentada a equação (24) empírica de cálculo sob compressão axial da ABNT NBR 16055:2012.

Nesta equação está incorporada a excentricidade mínima transversal ao plano médio da parede que deverá ser o maior valor entre  $(1,5 + 0,03t)$  ou a excentricidade obtida pela pressão lateral do vento de  $0,1 \text{ tf/m}^2$ , sendo o primeiro critério válido para todas as paredes, e o segundo apenas para as paredes externas. É também considerado coeficiente de minoração da resistência do concreto ( $\gamma_c$ ) no valor de 1,68.

$$n_{d, \text{resist}} = \frac{(0,85.f_{cd} + \rho.f_{scd}).t}{k_1.[1+3.k_2.(2-k_2)]} \leq \frac{(0,85.f_{cd} + \rho.f_{scd}).t}{1,643} \leq 0,4.f_{cd}.A_c \quad (24)$$

Onde:

$n_{d, \text{resist}}$ : normal resistente de cálculo por unidade de comprimento no pavimento da parede;

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

$A_c$ : Área da seção transversal de concreto da parede;

$f_{scd}$ : Valor de cálculo da resistência do aço à compressão, expresso por:

$$f_{scd} = \frac{E_s.0,002}{\gamma_s} \quad (25)$$

Sendo:

$E_s$ : módulo de elasticidade longitudinal do aço;

$\gamma_s$ : coeficiente de minoração da resistência do aço, tomado como valor de 1,15.

A taxa geométrica de armadura é definida com limites iguais as prescrições da ACI-318:2019 ( $\rho \leq 1\%$ ). Como citado no item 2.5.1 deste trabalho, isso se deve ao fato de tentar-se garantir o contraventamento das barras verticais apenas com o confinamento do concreto, evitando a utilização de grampos ou estribos horizontais.

Os coeficientes  $k_1$  e  $k_2$  são coeficientes que dependem do índice de esbeltez da parede ( $\lambda$ ), que é definido pela equação (26):

$$\lambda = \frac{l_e.\sqrt{12}}{t} \quad (26)$$

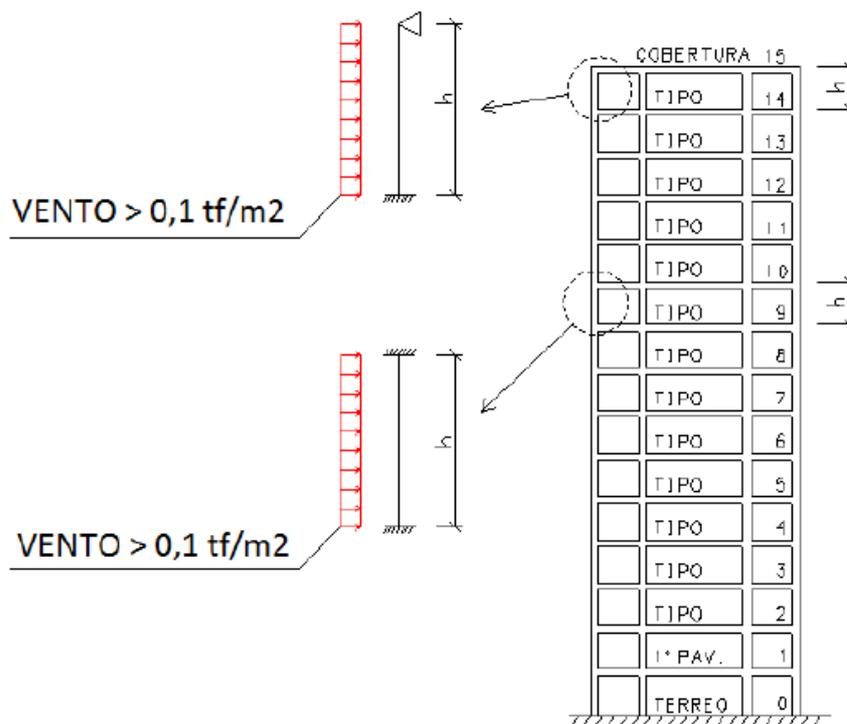
O coeficiente  $k_1$  é obtido calculando-se  $\lambda/35$ . Caso  $\lambda$  for maior ou igual a 35 e menor igual a 86, o coeficiente  $k_2$  terá valor nulo. Na situação em que  $\lambda$  e for maior que 86 e menor ou igual a 120, o valor de  $k_2$  será obtido por:

$$k_2 = \frac{\lambda - 86}{35} \quad (27)$$

Para pressões de vento superiores a 0,1 tf/m<sup>2</sup>, devem-se verificar as paredes externas à flexão simples. As paredes do ultimo pavimento podem ser consideradas

como engastadas na base e apoiadas na laje, quanto as paredes dos demais pavimentos devem ser consideradas bi-engastadas. Como foi ilustrado por Braguim (2013) na figura 67:

Figura 67 — Verificação à flexão simples em paredes externas submetidas á pressão do vento maior que 0,1 tf/m<sup>2</sup>.

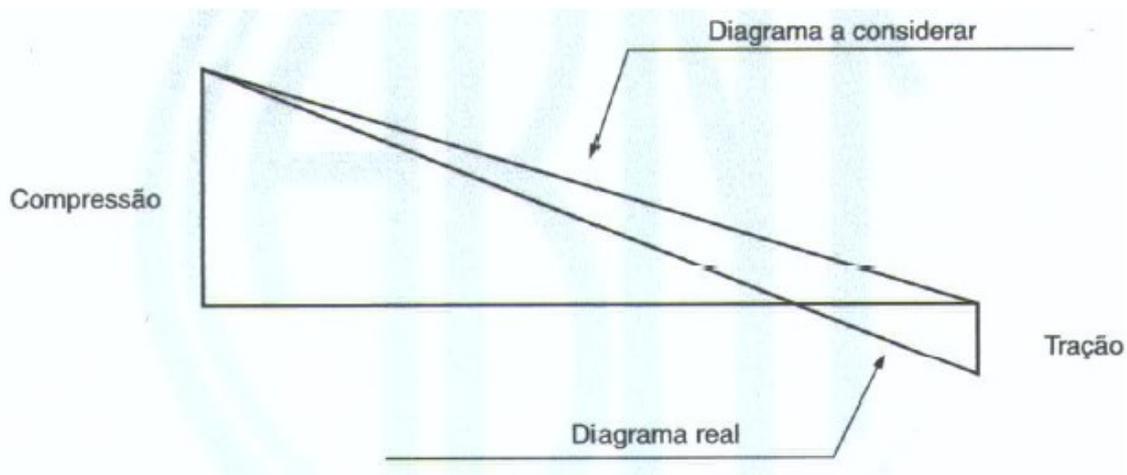


Fonte: Braguim (2013).

Pressupondo que todos os casos e combinações de carregamento estão sendo contemplados e analisados para cada trecho de parede, haverá diferenças de maior importância entre a sollicitação normal na base e no topo da parede. Verificando-se assim nas extremidades um valor máximo do esforço ( $n_{d,max}$ ) e um valor mínimo ( $n_{d,min}$ ), conforme demonstrado na figura 68. Deste modo norma permite considerar que a segurança ao estado limite ultimo (ELU) foi atendida para sollicitações normais se:

$$n_{d,resist} \geq \frac{3.n_{d,max} + n_{d,min}}{4} \quad (28)$$

Figura 68 — Diagrama dos esforços de compressão.



Fonte: ABNT NBR 16055:2012.

Para este diagrama os sinais dos valores devem permanecer constantes, e quando existir tração no  $n_{d,min}$  deve-se considerar o seu valor igual a zero. Na equação 29 é demonstrado como calcular a armadura que deverá absorver os esforços de tração que ocasionalmente aconteçam:

$$A_{s,par} = \frac{F_{d,tração}}{f_{yd}} \quad (29)$$

Onde:

$A_{s,par}$ : Área de aço necessária na parede para resistir a força resultante das tensões normais de tração;

$F_{d,tração}$ : Força de tração de cálculo, resultante da tensão normal de tração;

$f_{yd}$ : valor de cálculo para tensão de escoamento do aço.

A norma também indica maneira de se verificar as tensões tangenciais nas paredes de contraventamento a partir da obtenção do esforço solicitante total em uma direção que é distribuído nas mesmas. Este esforço ( $V_d$ ) deve ser obtido a partir de considerações de casos e combinações de carregamento para efeito deste cálculo, e não deve superar a força cortante resistente de cálculo ( $F_{vd}$ ) conforme a equação 30 a seguir:

$$F_{vd} = 0,3 \cdot f_{ct,d} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot \sigma_{cmd}}{f_{ck}}\right) \cdot t \cdot L \quad (30)$$

Sendo:

$$\left(1 + \frac{3 \cdot \sigma_{cmd}}{f_{ck}}\right) \leq 2,0 \quad (31)$$

Onde:

$\sigma_{cmd}$ : é a tensão média de cálculo no concreto comprimido, expressa em megapascals (MPa);

$L$ : comprimento da parede em planta;

$f_{ct,d}$ : valor de cálculo para resistência a tração do concreto, expresso por:

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} \quad (32)$$

Caso o esforço cortante solicitante de cálculo ( $V_d$ ) superar o valor do esforço cortante resistente de cálculo ( $F_{vd}$ ) deve-se armar a parede ao cisalhamento com área de aço para as direções vertical ( $A_{s,v}$ ) e horizontal ( $A_{s,h}$ ) conforme descrito nas equações 33 e 34 respectivamente:

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{\left(V_d - \frac{nd}{2}\right)}{f_{yd}} \quad (33)$$

$$\frac{A_{s,h}}{s} = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad (34)$$

Estando a força cortante solicitante de cálculo ( $V_d$ ) e força normal solicitante de cálculo ( $n_d$ ) por unidade de comprimento.

Braguim (2013) indica que outra verificação importante que deve ser realizada perante tensões tangenciais é a análise na interface vertical no encontro de paredes. Nessas regiões para que seja garantida a interação entre as paredes, é necessário que no encontro das mesmas seja capaz de resistir a tensões de cisalhamento oriundas da transferência de forças nessa região, causadas tanto por ações horizontais como cargas verticais. Esta verificação é definida pelas equações 35 e 36 a seguir:

$$\tau_{d,med} = \frac{V_{d,int}}{A_{int}} \quad (35)$$

$$\tau_{d,resist} = \frac{F_{vd,int}}{A_{int}} \quad (36)$$

Onde:

$V_{d,int}$ : Força cortante solicitante de cálculo na interface;

$F_{vd,int}$ : Força cortante resistente de cálculo na interface;

$A_{int}$ : Área da interface vertical.

A força cortante resistente de cálculo ( $F_{vd,int}$ ) difere-se da força cortante resistente ( $F_{vd}$ ) pelo fato de não haver cargas permanentes que causam compressão na parede na direção horizontal, que é a direção da alma da mesma. Sendo assim para o  $F_{vd,int}$  não é considerado a tensão média de cálculo no concreto comprimido ( $\sigma_{cmd}$ ) (BRAGUIM, 2013). Vale salientar que na norma não é citada esta prescrição, mas serve como uma observação para projetistas.

Em relação a tensões de contato de cargas localizadas causadas por elementos não contínuos ( $\sigma_{cont,d}$ ), a ABNT NBR 16055:2012 indica que não pode superar o valor estipulado pela equação 37 a seguir:

$$\sigma_{cont,d} \leq 0,85.f_{cd} \quad (37)$$

A norma estabelece que mesmo em casos onde não estiver havendo esforços de tração, a parede deverá ser armada nas duas direções, utilizando preferencialmente tela soldada de aço CA-60 disposta no plano médio da parede. Os limites estabelecidos para a taxas de armadura em relação a seção transversal de concreto para as direções vertical ( $\rho_l$ ) e horizontal ( $\rho_t$ ) são:

- $\rho_l = 0,09\%$  ;
- $\rho_{l,2p} = 0,06\%$  ;
- $\rho_t = 0,15\%$  ;
- $\rho_{t,parint} = 0,09\%$  ;
- $\rho_{t,parext6} = 0,09\%$ ;

Sendo

$\rho_{l,2p}$ : Taxa de armadura em relação a seção transversal de concreto na direção vertical para edificações de até 2 pavimentos;

$\rho_{t,parint}$ : Taxa de armadura em relação a seção transversal de concreto na direção horizontal para paredes internas de qualquer comprimento;

$\rho_{t,parext6}$ : Taxa de armadura em relação a seção transversal de concreto na direção horizontal para paredes externas com até 6 m de comprimento horizontal entre juntas de controle.

A norma ainda permite utilização de armadura mínima horizontal no valor de 40% das prescrições citadas anteriormente, quando trata-se de edificação de até 2 pavimentos. Nas ligações entre paredes transversais devem ser respeitados os limites mínimos de armadura horizontal, e nas ligações de continuidade de paredes entre pavimentos deve ser respeitada a armadura mínima vertical.

A norma também indica que em determinados casos, deverão ser utilizadas telas duplas, como em paredes com espessura superior a 15 cm, paredes de pavimentos sujeitos a choques de veículos e paredes que engastam elementos em balanço. Em casos que a parede tiver espessura maior ou igual a 15 cm, a armadura vertical pode ser reduzida em 67% dos valores mínimos estabelecidos, devendo este valor ser disposto em cada face. Isto se deve a uma maior eficiência da armadura para estas espessuras de paredes. e o cálculo deverá ser feito por face de parede. No caso de paredes com espessura menor que 15 cm armada com telas duplas, poderá ser considerada 50% do valor mínimo em cada face. No caso da armadura horizontal, para ambos os casos, devem-se manter os limites estabelecidos anteriormente.

A norma ainda indica que em caso de utilização de tela dupla, deve ser considerado para critérios de dimensionamento apenas a parcela da armadura tracionada. Segundo Corrêa (2016), esta indicação da norma parece bastante razoável, visto a ABNT NBR 16055:2012 impôs limites rigorosos para o nível de compressão nas paredes (40% do  $f_{cd}$ ). O autor reitera que, a norma brasileira, ao exigir o desprezo da armadura comprimida se a mesma estiver localizada junto à face da parede, foi mais rigorosa que a ACI-318:2019 neste ponto, pois a mesma abre a possibilidade de utilização de barras como reforço à compressão.

Mais aspectos em relação a utilização desta norma em projetos e execução de paredes de concreto, serão descritos nos próximos capítulos deste trabalho.

## **2.6 Outros tipos de estruturas de paredes de concreto com diferentes aspectos teóricos**

Neste presente tópico serão tratados de estruturas de parede de concreto armado que apesar de se assemelharem fisicamente com o sistema de paredes de concreto moldados in loco, temática principal abordada neste trabalho, diferenciam quanto a sua concepção perante a finalidade de sua utilização, materiais e metodologias construtivas e no embasamento teórico de cálculo.

### **2.6.1 Paredes de concreto pré-moldado**

Os painéis em concreto pré-moldado de paredes autoportantes ou de estruturas de contraventamento são dimensionados a partir dos esforços de compressão e de flexão obtidos na análise estrutural. Enquanto que os painéis de fechamento são projetados para transferir o seu peso próprio e a ação do vento para a estrutura principal, desde que o projetista tenha feito uma escolha correta dos movimentos liberados e do posicionamento das ligações entre o elemento de fechamento e a estrutura principal (EL DEBS, 2017).

Esse assunto é melhor tratado na norma ABNT NBR 16475:2017, que trata de requisitos e procedimentos a serem atendidos no projeto, na produção e na montagem destes elementos estruturais. Na figura 69 a seguir é exibida a montagem de um painel de parede de concreto pré-moldada autoportante com sistema construtivo do tipo *tilt up*.

Figura 69 — Montagem de painel de parede pré-moldada autoportante do sistema construtivo do tipo *tilt up*.



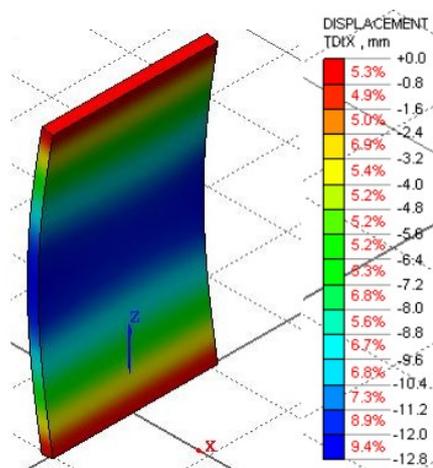
Fonte: ACE/AVANT Concrete Construction CO., INC. (2020).

### 2.6.2 Pilares-Parede

Os pilares-parede ou *shear walls* funcionam como estruturas de contraventamento da edificação, fornecendo de maneira global rigidez lateral para o restante da estrutura. Estes elementos estruturais resistem a esforços horizontais de vento ou carregamentos oriundos de abalos sísmicos, que atuam paralelamente ao seu plano (do eixo de maior inércia), além de cargas verticais dos pavimentos e/ou sistemas de coberturas que neles estão apoiados. Em muitas vezes, estes elementos estruturais ficam localizados nas caixas de escadas e nos poços dos elevadores dos edifícios altos.

A na figura 70 a seguir, é mostrado simulação numérica realizada por Campos (2016), trabalho com importantes contribuições no estudo de pilares-parede. No trabalho foi analisado o processo simplificado da ABNT NBR 6118:2014 no que diz respeito ao dimensionamento da armadura longitudinal e especificações para a armadura transversal.

Figura 70 — Deslocamento em mm de pilar-parede estudada, com índice de esbeltez ( $\lambda$ ) de 90 e coeficiente adimensional de momento fletor em torno do eixo de menor inércia ( $\mu_{bd}$ ) de 0,029.

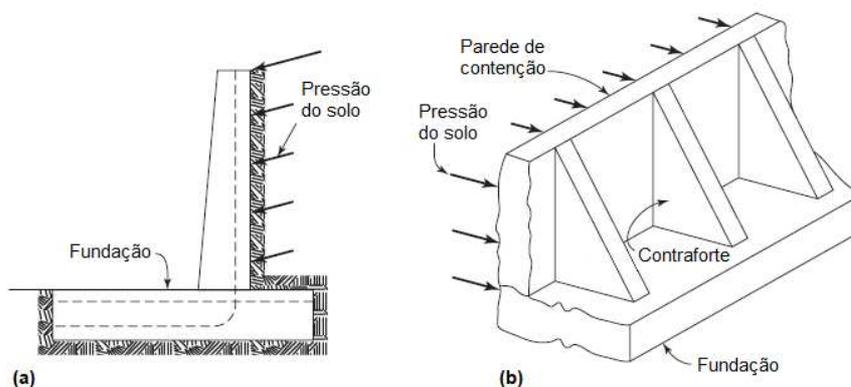


Fonte: Campos (2016).

### 2.6.3 Paredes de contenções

Wight e MacGregor (2012) definem que são paredes que não suportam cargas gravitacionais em seu plano que não seja o peso próprio. Essas paredes podem resistir ao cisalhamento e momentos devido a pressões ou cargas agindo em um ou nos dois lados da parede. Exemplos são paredes enterradas de subsolos e muros de contenção usados para resistir às pressões laterais do solo (figura 71).

Figura 71 — Paredes de contenção: (a) muro de arrimo, (b) muro com contraforte.

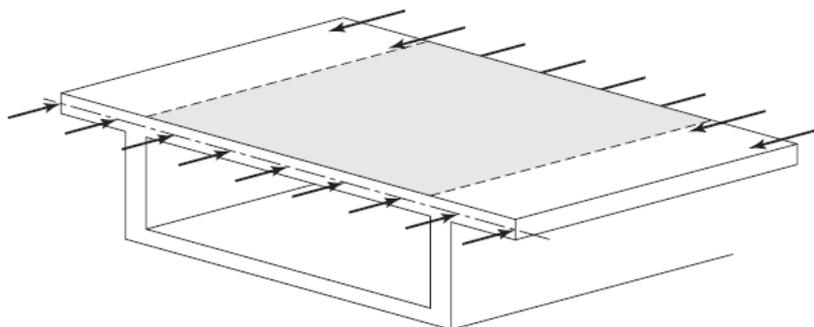


Fonte: Wight e MacGregor (2012).

#### 2.6.4 Chapas solicitadas axialmente

Wight e MacGregor (2012) apontam que embora não sejam paredes, as chapas que resistem à compressão no seu plano, como as mesas de compressão ou tabuleiros das pontes de vigas de caixão, exibem algumas das características das paredes.

Figura 72 — Painel de compressão em tabuleiro de ponte.



Fonte: Wight e MacGregor (2012).

### **3 SISTEMA CONSTRUTIVO DE PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO**

Neste presente capítulo será abordado do que consiste o sistema construtivo de paredes de concreto moldadas in loco na atual conjuntura que vem sendo utilizado no Brasil, que como citado no texto do capítulo 2 foi baseado nas metodologias adotadas em países latino-americanos que já adotavam o sistema a mais tempo, e o mesmo já estava consolidado no mercado.

Os materiais utilizados, detalhes construtivos, como também as tipologias de estruturas construídas no Brasil e seus respectivos elementos estruturais serão assuntos abordados neste capítulo.

#### **3.1 Materiais**

Neste tópico serão tratados os materiais essenciais que formam o sistema de paredes de concreto moldadas in loco, os quais que quando realizada uma má definição dos mesmos, como também a sua má utilização durante a execução, pode causar prejuízos no produto final.

Vale salientar que os materiais apesar de serem bem próximos (ou os mesmos, em alguns casos) dos que foram utilizados no antigo sistema no Brasil, principalmente entre as décadas de 70 e 80, diferem principalmente pelo avanço tecnológico da construção civil e da indústria de materiais. Com este avanço foi idealizado como benefícios um aumento da durabilidade, produtividade, e consequentemente do custo benefício desta metodologia construtiva.

##### **3.1.1 Concreto**

Em relação as obras de paredes de concreto no Brasil, podem ser encontradas com a utilização dos seguintes tipos de concreto demonstrados na tabela 03:

Tabela 3 — Concretos utilizados em obras do sistema paredes de concreto moldado in loco no Brasil.

Tipo	Descrição	Massa Específica kg/m <sup>3</sup>	Resistência Mínima à Compressão MPa	Norma ABNT ou Diretriz SINAT
L1	Concreto Celular	1500 - 1600	4	Diretriz SINAT
L2	Concreto com Agregado Leve	1700 - 1800	35	
M	Concreto Aerado	1900- 2000	6	
N	Concreto Comum / Autoadensável	2300 - 2400	20	NBR 16.055

Fonte: Ferraz (2019).

Como pode ser observado na tabela 03, para utilização de concretos leves deve seguir diretrizes da Sinat, com apresentação de DATEc, pois este tipo de concreto não são contemplados por norma para utilização nesta metodologia construtiva, procedimento que já fora citado no capítulo 2.

O concreto utilizado na moldagem das paredes e lajes deve conferir alta fluidez, para que preencha em totalidade as formas. Desta forma, é recomendada a utilização de agregado graúdo de diâmetros menores, e assim contribuir para esta característica. Outro fator importante é a utilização de aditivos superplastificantes, os quais não se tinha a mesma disponibilidade atual quando o sistema foi introduzido no Brasil na década de 70.

Estes aditivos possuem fundamental importância na dosagem do concreto, pois garantem uma boa fluidez com relações água/cimento (a/c) baixas. Estes aditivos estão cada vez mais acessíveis no mercado e vem contribuindo bastante com a qualidade de obras em paredes de concreto moldadas in loco. O lançamento dos aditivos pode ser feito por empresa de concretagem, mas é indicado que feito em obra para que a fluidez esperada seja alcançada no momento da concretagem. Em relação a sua classe de espalhamento (*slump-flow*), conforme ensaio da ABNT NBR 15823-2:2017, é indicado que esteja com valores compreendidos na SF2, de acordo com a tabela 04 a seguir.

Tabela 4 — Classes de espalhamento conforme ensaio da ABNT NBR 15823-2.

Classes de espalhamento (Slump-flow)		
Classe	Espalhamento (mm)	Método de ensaio
SF1	550 a 650	ABNT NBR 15823-2
SF2	660 a 750	
SF3	760 a 850	

Fonte: Silveira (2019).

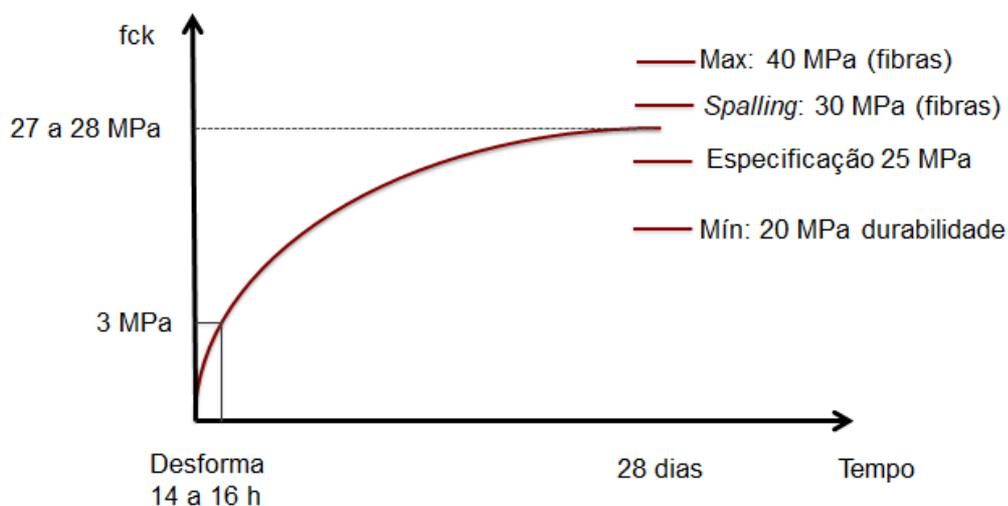
Quando utilizado concreto comum, para medir sua consistência deve-se realizar o ensaio de abatimento do tronco de cone (*slump test*), o mesmo para utilização em paredes de concreto deve está compreendido entre 180 mm e 230 mm.

A utilização do cimento CPV é bastante atrativa, pois devido os ciclos (paredes de um pavimento mais a laje concretados) serem muito rápidos, a necessidade da desforma é iminente, e por esse concreto possuir altas resistências iniciais, conseqüentemente afetando positivamente o módulo de elasticidade em idades iniciais, é bastante recomendado por projetistas e profissionais de tecnologia do concreto.

Como citado no capítulo 2, a norma recomenda a utilização de concretos com resistência característica à compressão de até 40 MPa, porém deve-se ter cuidado com concretos de resistências maiores que 30 MPa, pois concretos com alta resistência, devido possuírem matriz bastante compacta e de porosidade reduzida, induzem a ter um comportamento explosivo chamado de “*spalling*” quando submetidos a elevadas temperaturas como situações de incêndio. Daí é recomendado que nestes concretos a adição de fibras plásticas, que além de contribuir para redução deste fenômeno atuarão na redução da retração inicial.

No gráfico da figura 73 a seguir, adaptado da ABCP (2019), é demonstrando indicações para resistência característica à compressão versus o tempo, com prescrições citadas neste subtópico até este momento, admitindo-se que o projetista especificou um concreto com  $f_{ck} = 25$  MPa.

Figura 73 —  $f_{ck}$  x tempo: concreto especificado com 25 MPa, indicações da ABCP (2019).



Fonte: Adaptado de Ferraz (2019).

Uma variação do concreto comum muito utilizada é o chamado “superfluido”. Este vem sendo adotado como alternativa ao autoadensável, por ser menos oneroso. Como desvantagem este concreto apresenta a utilização de uma maior quantidade de água na mistura (valores por volta de 0,7 a 0,75 de  $a/c$ ), podendo acarretar vazios de concretagem, comprometendo a durabilidade da construção principalmente em regiões costeiras.

O concreto celular do tipo espumoso ainda é bastante utilizado em obras de pequeno porte e são normatizadas pelas normas ABNT NBR 12644:2014, ABNT NBR 12645:1992, e ABNT NBR 12646:1992. A única motivação para sua utilização é a economia. Este concreto atinge resistências baixas, na ordem de 5 a 10 vezes menor que na utilização do concreto convencional, e em nenhuma passagem destas normas trata que estas paredes devem ser utilizadas para fins estruturais.

A viabilidade da utilização deste sistema é motivo de discussões no meio técnico, pois questões como a resistência das peças fletidas. Uma vez que as lajes e escadas devem seguir recomendações da ABNT NBR 6118:2014, a resistência mínima que estas peças deveriam possuir seria de 20 MPa (para o caso de classe de agressividade ambiental rural). Outro fator importante é que a aderência é prejudicada, devido aos vazios que esse tipo de concreto proporciona. Assim a utilização de barras de aço para o combate das resultantes de tração deve ser mais

bem justificada e ponderada adequadamente. Ainda existe o fator da durabilidade, que nestas obras também é prejudicada.

### **3.1.2 Formas**

O sistema de formas utilizados para a metodologia construtiva de paredes de concreto está diretamente ligado com a produtividade e ganhos futuros, como foi citado no item 2.3 deste trabalho, no qual pode-se observar que o sistema se torna cada vez mais viável quanto maior for o número de repetições, principalmente devido ao alto custo inicial das formas. Segundo Silveira (2019), diversos fatores devem ser avaliados par escolha do sistema de formas, dentre os citados estão:

- Escala (número de unidades a construir);
- Peso dos painéis;
- Número de peças;
- Modulação dos painéis;
- Durabilidade da forma;
- Flexibilidade de utilização;
- Manutenções;
- Segurança;
- Transporte.

Segundo Silveira (2019) os tipos (materiais) mais utilizados para formas do sistema de paredes de concreto moldadas in loco serão descritos a seguir:

#### **3.1.2.1 Forma de plástico**

Os quadros e as chapas são feitas de plástico reciclável, para estruturação de seus painéis. Deve possuir estrutura de contraventamento de aço. Como vantagens possuem o baixo peso, a fácil adequação a dimensões e a reciclabilidade. Como desvantagens possuem o alto número de peças, problemas de esquadro, e o baixo índice de utilização: 30 a 50 usos (figura 74 (a)).

### **3.1.2.2 Forma de madeira**

As chapas são feitas de madeira e necessitam de estrutura de aço mais robusta para suportar os painéis, atualmente é a forma menos utilizada. Tem como vantagem possuir uma produtividade maior que a forma de plástico. Como desvantagens tem seu alto peso (maior que as demais), problemas em relação a reflorestamento, e o baixo índice de utilização: 30 a 50 usos (figura 74 (b)).

### **3.1.2.3 Forma de aço**

Utilizam-se chapas e quadros de aço com estrutura de contaventamento no mesmo material. Como vantagens possui a sua boa resistência à impactos, boa durabilidade conseqüentemente um maior índice de utilização: 500 a 800 usos. Como desvantagens está o peso alto dos painéis e um maior custo de compra (Figura 74 (c)).

### **3.1.2.4 Forma de alumínio**

A estrutura como também as chapas são feitas de alumínio. Como vantagens possui o baixo peso, precisão em prumo e alinhamento, reciclabilidade, dependendo do fornecedor permitem fazer concretagem de paredes e lajes simultaneamente, e a alto índice de utilização: 1500 a 1800 usos. Como desvantagem possui a baixa resistência a choques e o maior custo de compra (figura 74 (d)).

### **3.1.2.5 Forma de polipropileno**

As chapas e quadros são feitas de polipropileno e necessitam contaventamento de estrutura de aço. Como vantagens possui baixo peso, proporciona melhor acabamento na parede que as demais, precisão em prumo e alinhamento e alto índice de utilização: 1000 a 1500 usos. Como desvantagem possui custo elevado para ser adquirida (figura 74 (e)).

Figura 74 — Formas utilizadas no sistema construtivo: (a) forma de plástico, (b) forma de madeira, (c) forma de aço, (d) forma de alumínio e (e) forma de polipropileno.



Fonte: Silveira (2015).

### 3.1.3 Desmoldante

A ABNT NBR 16055:2012 indica que deve ser dada atenção especial para escolha do desmoldante, pois o mesmo precisa ser adequado para a superfície do sistema de formas a ser utilizado, mantendo a integridade do mesmo e prolongando a sua vida útil. A norma ainda indica que o desmoldante não deve alterar das características químicas e físicas do concreto, como também não deixar resíduos que comprometam a aderência entre o revestimento final e a parede.

A quantidade de desmoldante a ser utilizado está ligada a superfície e a permeabilidade da forma, quanto mais lisa e menos permeável for a forma, menor quantidade de desmoldante será necessário. Os desmoldantes a base de óleos por produzirem um filme homogêneo e contínuo são mais indicados para formas de alumínio, aço e madeira. Enquanto que desmoldantes a base de emulsões são indicados para utilização em formas de madeira. As formas de plástico e polipropileno conferem superfície mais lisa que as demais e uma baixa permeabilidade, assim necessitam de menor quantidade de desmoldante, sendo indicado diluir os mesmos para sua aplicação.

### 3.1.4 Aço

A definição das armaduras é função do projetista estrutural, as mesmas devem ser determinadas em função dos esforços solicitantes da estrutura, controle de retração e variação de temperatura. Em nenhum caso devem-se empregar aços de qualidades diferentes que a determinada no projeto estrutural. A ABNT NBR 16055:2012 permite que sejam empregados as seguintes variações de aço:

- Telas soldadas conforme a ABNT NBR 7481:1990;
- Barras conforme a ABNT NBR 7480:2007;
- Treliças eletrossoldadas conforme ABNT NBR 14862:2002, a qual foi cancelada e atualmente esta compreendida pela ABNT NBR 14859:2017.

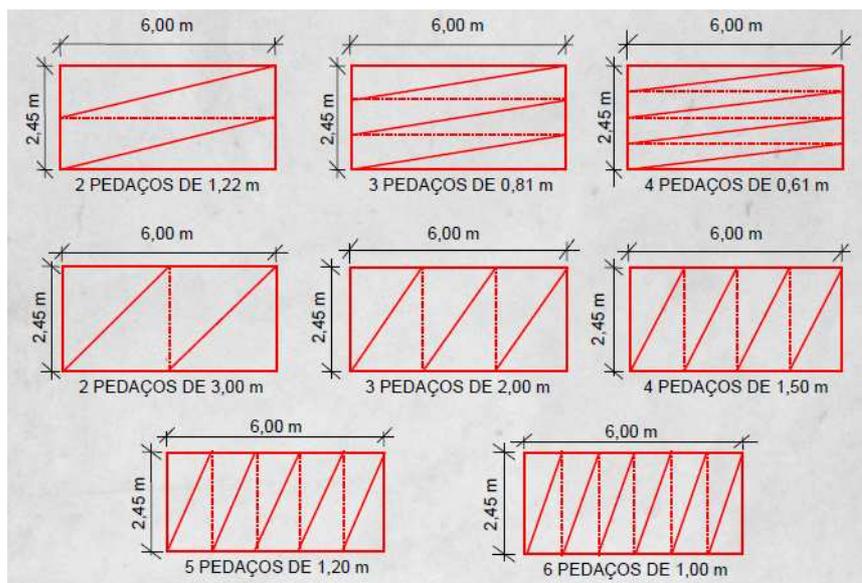
Por questões ligadas a produtividade, as telas soldadas são as mais utilizadas como armadura principal de lajes e paredes de concreto moldado in loco. Por se tratarem de estrutura de superfície, na qual a armadura tende a se apresentar como malha, a tela soldada acaba se tornando imbatível para garantir a produtividade, uma vez que a mesma já vem disposta pronta em painéis, que poderão já virem cortados ou cortados em obra. Nas paredes, como citado anteriormente, as telas podem ser dispostas em uma camada (na proximidade do centro médio) ou em duas camadas (duas telas) arranjadas em cada face. No caso das lajes, as mesmas irão corresponder a armadura positiva.

Barras de aço podem ser utilizadas amarradas às telas com o intuito de reforçar regiões onde sejam propícias a concentração de tensões, evitando assim o aparecimento de futuras fissuras, como no caso de aberturas de portas e janelas. Também poderão ser utilizadas em arranques, e na armação negativa de lajes. As mesmas deverão está bem detalhadas no projeto estrutural.

Um fator muito importante é a racionalização de cortes para uso de telas soldadas, uma vez que esse tipo de armadura tende a ser mais produtivo quando é bem pensado desde a etapa de projeto até a disposição nas paredes. Deve-se sempre consultar fornecedores e entender os padrões disponíveis, tentando-se utilizar o menor numero de tipos de telas possíveis. Ao chegar ao canteiro, deve-se preparar áreas bem definidas para planos de cortes, para disposição e marcação das telas a serem usadas em seus respectivos painéis, como também questão de transporte horizontal e vertical das armaduras em obra. Fatores que salientam a

importância de um bom projeto de canteiro de obras como também de gestão dos mesmos, que deve-se aplicar conceitos de engenharia de produção. Na figura 75 é mostrado exemplo de plano de cortes de tela, para o caso de painel padrão de 2,45 x 6,00 m.

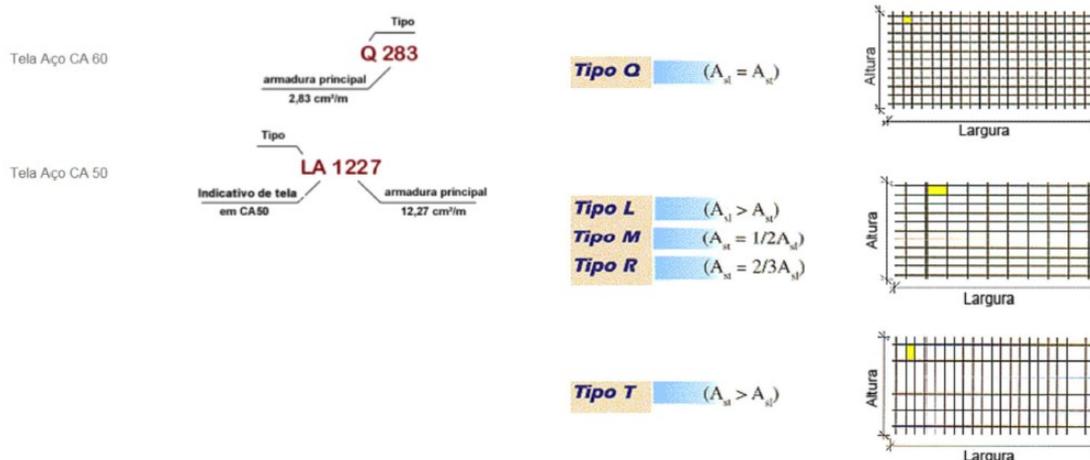
Figura 75 — Otimização de cortes de painel de tela padrão.



Fonte: Silveira (2019).

As telas soldadas de aço são designadas basicamente por uma letra inicial que corresponde ao tipo de tela, podendo ser seguido por outra letra que corresponde ao tipo de aço e após por um número que condiz com sua área de aço em milímetros quadrados por metro, como pode ser observado na figura 75. O tipo de tela depende da maneira como são distribuídas áreas de aço nas duas direções, podendo ser da mesma nas duas direções (tipo Q), a armadura longitudinal maior que a vertical (tipos L, M e R), e a armadura transversal maior que a longitudinal (tipo T). O tipo de aço mais utilizado para o sistema de paredes de concreto é o aço CA-60, e quando se trata do mesmo, a segunda letra fica oculta. Em relação as telas mais utilizadas são a Q92 ou Q159 (para edificações de maior altura), e a Q61 para edificações de até dois pavimentos.

Figura 76 — Designação das telas soldadas de aço.

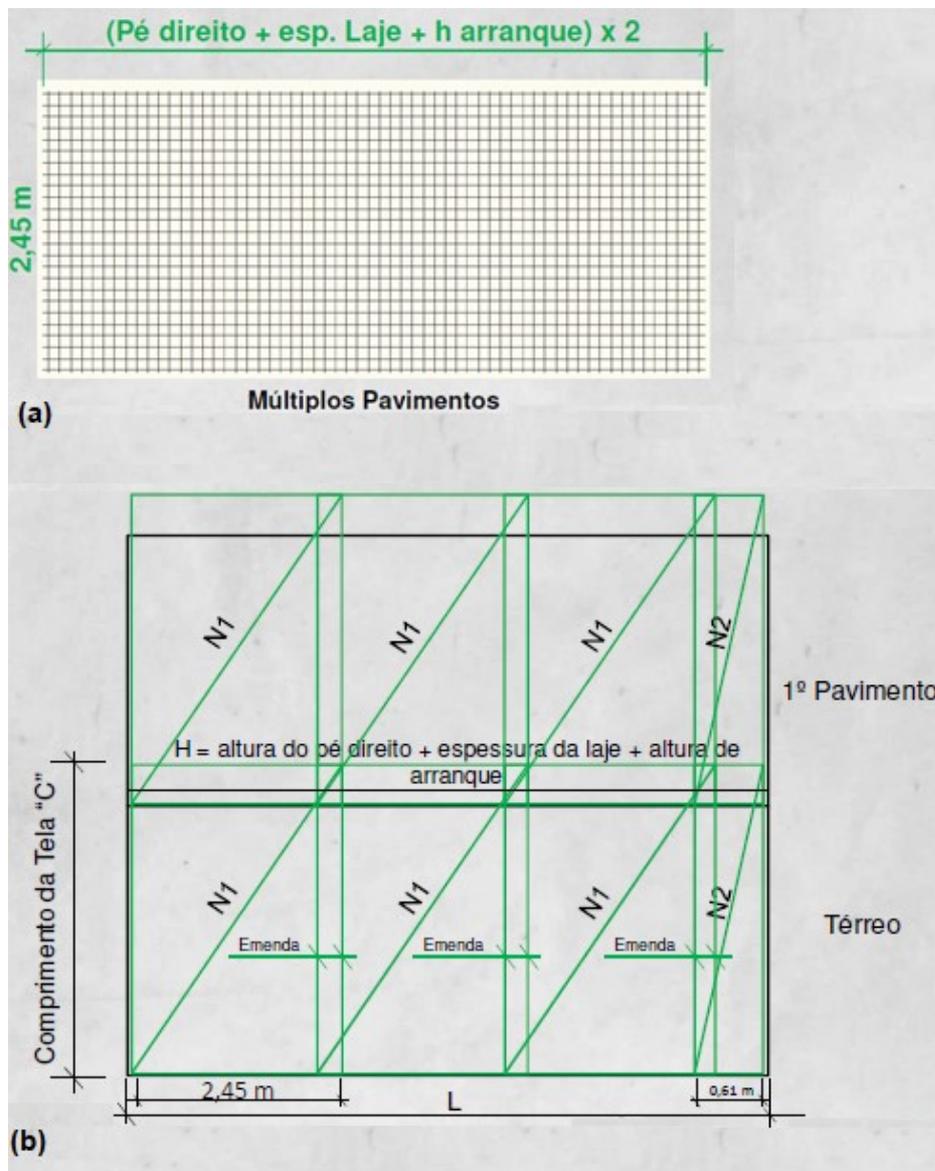


Fonte: Adaptado de Carvalho (2012).

### 3.1.4.1 Indicações para o detalhamento

Assim como citado anteriormente o detalhamento deve contemplar a capacidade de resistir todos aos esforços previstos no projeto estrutural, como também a produtividade do sistema construtivo (facilidade de execução e plano de cortes de tela). O Instituto Brasileiro de Telas Soldadas – IBTS, indica maneiras de se realizar o detalhamento de estruturas de paredes de concreto, na qual para edificações de múltiplos pavimentos utiliza da premissa que o corte deverá contemplar a soma do pé direito com a espessura da laje e o arranque para o próximo pavimento (figura 77(a)). No caso de edificações térreas deve contemplar a soma do pé direito mais metade da espessura da laje. Também devem ser previstos comprimentos de emendas por traspasse horizontais entre cortes de telas adjacentes (figura 77(b)).

Figura 77 — (a) Indicação do IBTS para plano de cortes de edificações de múltiplos pavimentos, (b) disposição da armadura entre pavimentos.

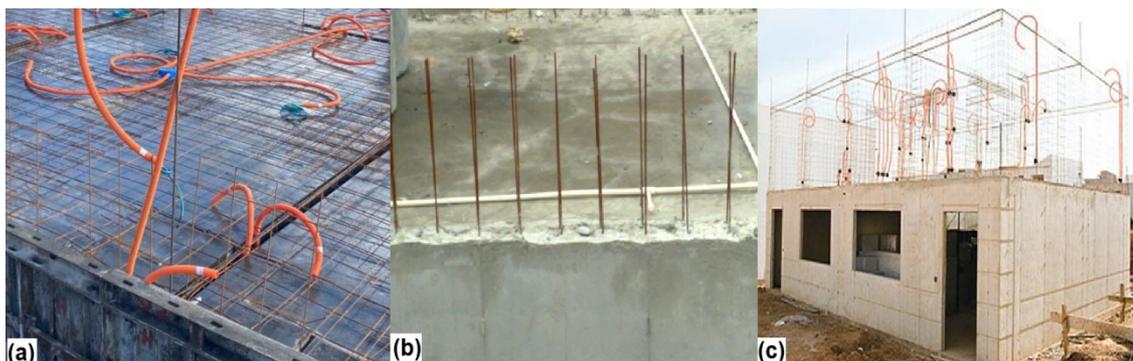


Fonte: IBTS (2018).

No caso dos arranques, poderão ser executados com a tela padrão (figura 78 (a)) ou tela com detalhes de arranques prontos, conhecida como “franção” (figura 78 (b)). A desvantagem da utilização da tela padrão é que nessas regiões, a amarração com as paredes transversais fica de difícil execução devido a armadura horizontal da tela do arranque, que muitas vezes acaba tendo que ser cortada, diminuindo assim a produtividade. A alternativa dos “franções” apesar de válida tem como entrave ser mais onerosa. Uma solução que vem sendo adotada é interrupção dos arranques entre paredes de um pavimento para outro, mantendo apenas a ancoragem com a laje, e realizando procedimento de furo nas paredes do pavimento inferior, para a

posterior aplicação de barras para o arranque e preenchimento com epóxi, semelhante ao demonstrado no capítulo 2 na figura 36. Outra solução possível é a disposição de vergalhões amarrados como esperas nas telas antes da concretagem (figura 78(c)).

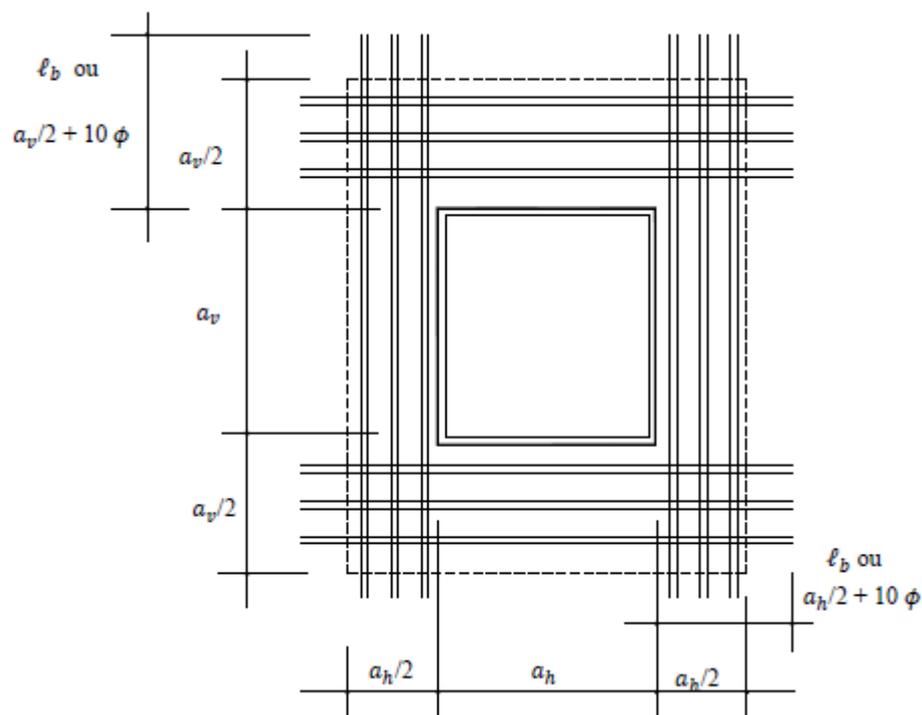
Figura 78 — Arraques no sistema paredes de concreto: (a) padrão, (b) franjão e (c) com vergalhão antes da concretagem.



Fonte: Ferraz (2019).

Os cantos de portas e janelas por serem regiões de concentração de tensões deverão ser reforçados com barras para evitar o futuro aparecimento de fissuras nestas regiões. Similar a finalidade que as vergas e contravergas possuem em outros sistemas construtivos. A ABNT NBR 16055:2012 indica como devem ser distribuídas as armaduras de reforço nestas regiões, conforme demonstrado na figura 79, sendo  $a_h$  e  $a_v$  as dimensões horizontais e verticais da abertura respectivamente,  $l_b$  o comprimento de ancoragem das barras de reforço e  $\phi$  o diâmetro das barras de reforço.

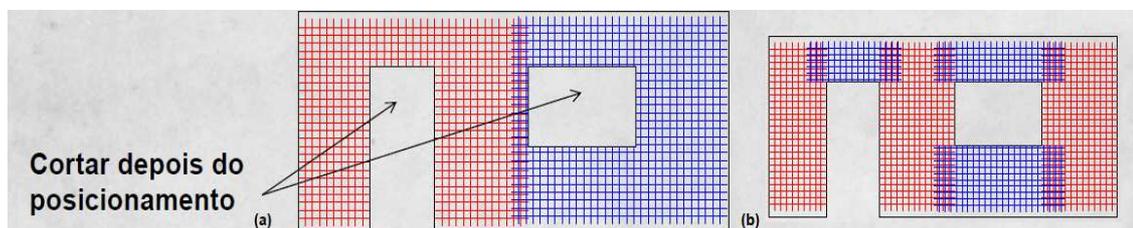
Figura 79 — Armaduras de reforço.



Fonte: Vieira (2014) adaptado da ABNT NBR 16055:2012.

O corte das aberturas de portas e janelas deve ser feito após o posicionamento das telas, e o gabarito das esquadrias está devidamente posicionado. Essa armadura que foi cortada poderá ser reaproveitada em determinados locais como reforços de cantos e vãos, conforme demonstrado na figura 80, demonstrando ser uma maneira de se ter reforço adicional nestas regiões.

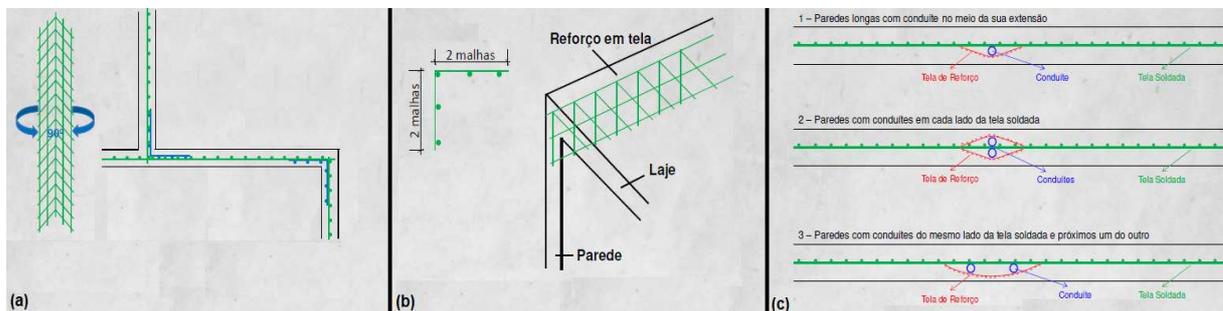
Figura 80 — Aproveitamento de cortes de portas e janelas.



Fonte: Silveira (2019).

Outras regiões que devem ser previstos cortes de tela para reforço são na ligação entre paredes e lajes, entre paredes transversais formando cantos, e em locais onde se passarão conduítes, conforme a figura 81 a seguir.

Figura 81 — Reforços em (a) ligação entre paredes, (b) ligação entre parede e laje e (c) locais onde passarão conduítes.



Fonte: IBTS (2018).

### 3.1.5 Instalações elétricas e hidráulicas

A montagem da armação das paredes de concreto deve ser feita um dia antes da montagem de formas, é durante este momento que deve-se posicionar as instalações elétricas exatamente no local de uso, pois as telas ajudam a fixar elementos de instalações embutidos nas paredes (figura 82). Deve-se tomar cuidado no posicionamento dos eletrodutos nas caixas para evitar serem carreados durante a concretagem. Os eletrodutos mais utilizados no sistema são os corrugados de cor laranja, pois possuem uma maior resistência.

Figura 82 — Instalações elétricas fixadas em telas antes da montagem das formas.



Fonte: MODULAR, acesso em 2020.

As caixas devem ser dotadas de tampas impermeáveis para evitar a entrada de concreto, e deve-se evitar o posicionamento da mesma encostada em outra, pois eletrodutos sobrepostos funcionam como indutor de fissuras nas paredes, assim deverá ser previsto reforço conforme o tipo 2 da figura 81(c), comprometendo além da integridade estrutural a produtividade. Os quadros devem ser preferencialmente posicionados longe de quartos, e preferencialmente em paredes mais espessas, pois os mesmos comprometem a acústica.

As instalações hidrossanitárias devem preferencialmente ser embutidas nas paredes e lajes, utilizando preferencialmente shafts e forros, previamente deixados respectivamente em paredes e lajes como aberturas (figura 83). A tubulação de esgoto deve ser locada antes da fundação, devendo-se ter cuidados especiais com a impermeabilização nesta região.

Figura 83 — Shafts para tubulações de instalações hidrossanitárias.



Fonte: Ferraz (2019).

A ABNT NBR 16055:2012 ainda permite que as tubulações verticais sejam embutidas nas paredes desde que aprovadas pelo projetista estrutural, e que atenda simultaneamente as seguintes condições:

- Quando a diferença de temperatura no contato entre a tubulação e o concreto não ultrapassar  $15^{\circ}\text{C}$ ;
- Quando a pressão interna na tubulação for menor que 0,3 MPa;
- Quando o diâmetro máximo for de 50 mm;

- Quando o diâmetro da tubulação não ultrapassar 50% da espessura da parede, restando espaço suficiente para o cobrimento e a armadura de reforço. É permitido ainda utilizar 66% da espessura da parede desde que previsto a utilização de telas dos dois lados da tubulação e respeitados cobrimentos mínimos;
- Tubos metálicos desde que não se encostem às armaduras para evitar a corrosão galvânica.

A norma ainda indica que em relação a tubulações horizontais, o máximo permitido é em trechos de até um terço do comprimento da parede desde que não ultrapasse 1 metro. Esse trecho não deve ser considerado como estrutural. E em nenhuma hipótese são permitidas tubulações verticais ou horizontais em encontro de paredes.

Mesmo com as indicações de norma é importante salientar a problemática de se fazer estas tubulações verticais em paredes, pois intervenções mais severas podem ser necessárias quebras ou recorte de paredes.

### **3.2 Tipologias estruturais**

Em relação as tipologias construtivas, o sistema é adaptado para qualquer tipo de edificação, como mostrado exemplos no capítulo 2. No Brasil sua utilização ainda trata-se para uso residencial, sendo muitas vezes edificações térreas, assobradadas ou prédios de quatro ou cinco pavimentos, o máximo que permite a dispensa de elevadores de acordo com a legislação local.

O sistema como citado no capítulo 2, já vem sendo bastante utilizado em edificações de múltiplos pavimentos, tendo uma crescente nesta tipologia principalmente em grandes cidades. Vale ressaltar que este sistema construtivo ainda está bastante atrelado a programas habitacionais governamentais, que viabilizam a sua construção em escala.

Figura 84 — Tipologias de edificações em paredes de concreto moldadas in loco.



Fonte: Silveira (2015).

### 3.3 Elementos estruturais

Além das paredes de concreto, contempladas pela ABNT NBR 16055:2012, esta metodologia construtiva ainda engloba outros elementos estruturais como lajes, escadas, fundações e eventualmente vigas e pilares, elementos que devem seguir prescrições de dimensionamento da ABNT NBR 6118:2014, e no caso de fundações também da ABNT NBR 6122:2019.

As lajes devem ser preferencialmente serem maciças, concretadas junto com as paredes, também podem ser pre-moldadas, porém comprometerão a monoliticidade e a produtividade do sistema. Mesma observação é válida para as escadas. Muitos dos fabricantes de formas já possuem sistemas integrados que contemplam as lajes e escadas (figura 85) do conjunto de formas.

Figura 85 — Forma de escada para o sistema de paredes de concreto moldado in loco.



Fonte: Silveira (2017).

As fundações mais utilizadas nesta metodologia construtiva são o radier, vigas baldrames, e a incorporação de estacas nos mesmos quando necessário por questões geotécnicas. Estes tipos de fundações são as mesmas utilizadas no sistema construtivo de alvenaria estrutural, visto que se trata também de um sistema estrutural de paredes autoportantes.

## **4 BOAS PRÁTICAS VISANDO A DURABILIDADE DA ESTRUTURA**

Este presente capítulo terá como objetivo potencializar o desempenho das estruturas de paredes de concreto moldadas in loco. Serão abordadas metodologias de boas práticas durante a suas fases de projeto e execução para se evitar problemas futuros e aparecimento de manifestações patológicas.

### **4.1 Classe de agressividade ambiental**

Os requisitos de durabilidade da estrutura como identificação da classe de agressividade ambiental, resistência característica à compressão, relação água/cimento e cobrimentos deverão obedecer a prescrições da ABNT NBR 6118:2014.

Quando utilizado armaduras com cobrimentos maiores que os especificados na ABNT NBR 6118:2014, pode-se utilizar as prescrições de uma classe de agressividade ambiental mais branda, desde que seja verificado o estado-limite de abertura de fissuras em uma eventual face tracionada atendendo a esta norma.

### **4.2 Juntas**

Segundo a ABNT NBR 16055:2012, na ausência de uma avaliação mais precisa devem ser dispostas juntas de controle verticais com espaçamentos máximos de 8 m entre juntas para paredes internas e 6 m para paredes externas. As juntas podem ser passantes ou não passantes, pré-formadas ou serradas. As juntas de controle horizontais são previstas na última laje, seguindo os mesmos procedimentos da junta de controle vertical.

Quanto a juntas de dilatação, que deverão auxiliar contra a deformação por efeito de variação de temperatura, na ausência de uma análise mais precisa, recomenda-se seu uso a cada 25 m da estrutura em planta, como também em variações bruscas de geometria ou de esforços verticais.

### 4.3 Concretagem

Para início da concretagem as formas devem estar montadas, limpas, com o desmoldante aplicado e devidamente conferidas, assim como as armaduras e instalações posicionadas e verificadas. Como na maioria das vezes tratam-se de obras de grande escala é recomendado que a produção de concreto seja feita em centrais próximas ao local de concretagem, ou até mesmo localizadas na obra. O transporte é feito por caminhões betoneira e a utilização de bombas para o lançamento diminui a probabilidade de falhas.

Misurelli e Massuda (2009) indicam que o tempo decorrido entre o início da mistura e a entrega do concreto no canteiro deve ser inferior a 90 minutos; e o tempo decorrido entre o início da mistura na central de produção e o final da descarga do concreto na obra não deve ultrapassar 150 minutos. Não deve haver interrupções que ultrapassem 30 minutos. No caso da utilização de concreto auto adensável, o bombeamento e lançamento devem ocorrer no máximo 40 minutos após a colocação do aditivo superplastificante, e no caso de utilização de concreto celular, o mesmo deve ser lançado na fôrma em até 30 minutos após a conclusão do processo de mistura da espuma.

Segundo Ferraz (2019), o lançamento do concreto deve ser iniciado de modo que este acabe próximo a saída do poço da escada. Deve-se criar mecanismos com mestras metálicas para o nivelamento da laje acabada, que também irá auxiliar na marcação do posicionamento das paredes do pavimento superior. O Autor ainda indica que em caso de chuvas intensas, deve-se proteger a concretagem da chuva direta, ou interrompê-la protegendo o trecho já concretado com lona plástica.

### 4.4 Adensamento

Devido as formas de paredes serem estreitas, a utilização do concreto auto adensável é a mais indicada, pois o mesmo confere fluidez e plasticidade, e sua alta viscosidade sana problemas de segregação dos materiais. Vale ressaltar que como vantagens a seu favor o mesmo dispensa a atividade de adensamento, a fluidez atingida através de aditivos não prejudica sua resistência final e o mesmo é normatizado.

O concreto celular também apresenta boa fluidez e pode dispensar o adensamento, porém a sua resistência é baixa, e para sua utilização em paredes de concreto moldadas in loco deve apresentar DATEc e obedecer prescrições do Sinat. O concreto superfluido apresenta como uma alternativa, porém o mesmo tem maior possibilidade de apresentar nichos de concretagem, como citado no capítulo 3, daí para potencializar seu uso o adensamento torna-se uma atividade relevante.

Na utilização do concreto comum, ou qualquer outra variação que necessite de adensamento o mesmo deve ser realizado imediatamente após a concretagem. Segundo Misurelli e Massuda (2009) é necessário prever furos nas fôrmas (com cerca de  $\frac{3}{4}$ " de diâmetro) nas regiões logo abaixo das janelas ou outros em locais propícios à formação de vazios (janelas de inspeção). O acompanhamento do enchimento das formas deve ser feito por meio de leves batidas com martelo de borracha nos painéis.

Deve-se evitar a vibração da armadura, para que não se formem vazios ao seu redor, comprometendo a aderência da mesma. Na utilização de vibradores de imersão (figura 86) as camadas devem ser iguais a  $\frac{3}{4}$  do comprimento da agulha, e quando for feito adensamento manual as camadas de concreto não devem exceder a 20 cm (MISURELLI E MASSUDA, 2009).

Figura 86 — Vibrador de imersão típico com motor elétrico.



Fonte: Mello (1997).

#### 4.5 Desforma e cura

A desforma deve ser realizada quando o concreto atingir resistência à compressão e módulo de elasticidade, definidas pelo projetista de estruturas para

esta etapa executiva, com acompanhamento de ensaios e controle e aceitação do concreto, conforme prescrições da ABNT 12655:2015. Ferraz (2019) indica que em muitas obras, o estabelecido para a resistência para desforma é de no mínimo 3,0 MPa.

A desforma deve ser iniciada com a retirada de alinhadores, travamentos das portas e de uma parte do escoramento, mantendo-se apenas o escoramento permanente. Assim pode fazer o desmonte das formas de parede retirando-se pinos, cunhas e barra de ancoragem com ferramentas adequadas, trabalho que deverá ser feito com cautela, pois choques podem causar fissuras por ações mecânicas. Após a desforma dos painéis de parede deve ser feita a remoção dos painéis das lajes (mantendo-se painéis com escoras permanentes), e por fim retirando os painéis de canto que fazem a junção de paredes e lajes (FERRAZ, 2019).

Após finalizado processo de desforma os painéis devem ser posicionados ao lado da fundação da próxima frente de trabalho para passar por processo de limpeza. A limpeza consiste na remoção da película de argamassa que fica aderida as formas como também possíveis incrustações, devendo ter cuidado para que não danifique as formas neste processo de limpeza. Ao finalizada limpeza, as formas receberão desmoldantes para serem novamente utilizadas.

A ABNT NBR 16055 (2012) indica que a cura deve ser realizada o mais cedo possível para evitar o surgimento de fissuras superficiais devido a grande área exposta. Sendo assim esta deve ser realizada logo após a retirada das formas da estrutura.

A cura pode ser úmida, segundo Silva (2011) devendo ser executada durante três dias após a retirada das formas com aspensão de água por pelo menos três vezes ao dia. Ou pode ser por agentes químicos, sendo aplicadas uma demão por toda a superfície de paredes e lajes (figura 87), devendo-se atentar nestes casos se não irá comprometer a aderência entre a parede e posteriores revestimentos.

Figura 87 — Aplicação de cura química na parede de concreto.



Fonte: Silveira (2019).

#### **4.6 Acabamento**

Após a desforma devem ser feitas correções de imperfeições nas paredes e tamponamentos de furos, para assim ser realizada a cura e em posteriori iniciar o acabamento das paredes. Não existem restrições quanto ao uso de qualquer revestimento, segundo Misurelli e Massuda (2009) os materiais mais empregados nas obras são massa corrida, revestimentos cerâmicos, texturas e argamassas industrializadas sendo, nesses casos, aplicados diretamente sobre as paredes, sem necessidade da feltragem.

Também se devem tomar os devidos cuidados antes da concretagem para não comprometer a aplicação de revestimentos. Assim deve-se verificar se não existem sujeiras ou ondulações superfícies de painéis, como também cuidados para o desmoldante não deixar resíduos nas paredes.

#### **4.7 Conforto térmico e acústico**

Estes requisitos devem atender aos limites estabelecidos na norma de desempenho ABNT NBR 15575:2013.

Conforme citado no item 2.4.2.5, foram realizados testes para adequação ao uso do sistema de parede de concreto moldado in loco e incluir exigências relativas ao desempenho, as quais estavam inclusas o conforto térmico e acústico.

Em relação ao conforto acústico foram analisados os parâmetros para o isolamento interno (conforme ISO 140-4), isolamento externo (conforme ISO 140-5), em paredes com espessuras de 8 e 10 cm respectivamente. Foi verificado que atendeu a todos os limites mínimos de desempenho para as 3 diferentes classes de ruído da ABNT NBR 15575-4:2013.

Para a avaliação do conforto térmico optou-se pela opção do método da simulação computacional previsto pela ABNT NBR 15575-1:2013. Na maioria das zonas bioclimáticas o desempenho mínimo foi atingido. Em apenas uma zona bioclimática não foi atingida, a zona Z1, com uma cobertura de 0,8% do território nacional, representado por regiões mais frias.

Segundo Corrêa (2019) trata-se de uma análise muito particularizada, pois é restringida a planta do protótipo, já indicada com a orientação solar norte voltada para sala que apresenta uma abertura de janela inferior à comumente empregada, tendo assim uma menor incidência solar.

#### **4.8 Orientações quanto ao projeto estrutural**

Serão citadas a seguir, prescrições importantes da norma ABNT NBR 16055:2012 direcionadas ao projetista de estruturas, as quais devem ser obedecidas para que não ocorram falhas no sistema estrutural e não comprometam a sua vida útil:

- O sistema estrutural deve resistir a todas as ações que sobre ele produzam efeitos significativos tanto na sua construção quanto durante a sua vida útil;
- Deve ser utilizado de modelo de cálculo que seja compatível com este sistema construtivo;
- Devem ser especificados os materiais de acordo com o dimensionamento verificado;
- Requisitos complementares podem ser requisitados pelo projetista como módulo de elasticidade em idades inferiores e a retração do concreto;
- Os projetos de fôrma, escoramentos, detalhes embutidos ou vazados, aberturas, intolerâncias dimensionais, e os projetos de instalações devem ser validados pelo projetista da estrutura;

- Quando for exigido documento de qualidade da estrutura, deverá ser elaborado por projetista de estrutura em comum acordo com construtor;
- Dependendo da velocidade da execução da estrutura, o projeto deverá contemplar as etapas construtivas com as respectivas idades e resistências do concreto, tendo em vista a capacidade resistente das lajes junto com as escoras e a fissuração oriunda do processo construtivo;
- Para avaliação de tensões devidas a retração, aplica-se o que estabelece na NBR 6118:2014;
- A interação solo-estrutura deve ser considerada em edifícios com mais de 5 pavimentos, e em casos de fundação em níveis diferentes.

#### **4.9 Manifestações patológicas**

A maior parte de obras no sistema de paredes de concreto moldadas in loco estão inseridas em programas governamentais de habitações populares, dentro deste cenário muitas vezes as edificações são construídas em velocidades excessivas devido a cumprimento de prazos, como também com metodologias não tão corretas de racionalização de custos, tornando-se um passivo para aparecimento de manifestações patológicas que muitas vezes apresentam-se antes da entrega da obra para o consumidor final, que são milhares de famílias brasileiras.

Segundo Lima (2005) a ineficiência de obras relacionadas a programas habitacionais está relacionada à consideração dos seguintes parâmetros: quantidade, qualidade, custo e durabilidade. A quantidade diz respeito ao déficit habitacional, a qualidade abrange outros conceitos como desempenho e construtibilidade, além de estar diretamente relacionado com custo e durabilidade.

Na tabela 05 a seguir serão expostas as manifestações patológicas mais comuns no sistema de paredes de concreto moldado in loco, as quais foram encontradas nos seguintes trabalhos presentes na bibliografia.

Tabela 5 — Principais manifestações patológicas encontradas na bibliografia.

Autor	Principais manifestações patológicas				
	Fissuras e trincas	Defeitos superficiais devido má utilização de formas	Vazios de concretagem	Infiltrações	Problemas ligados aos eletrodutos
Sousa (2013)	x	x		x	
Miotto (2014)	x	x	x	x	x
Pontes (2016)	x	x	x		
Sampaio et al (2016)	x	x	x		x
Macedo et al (2018)	x	x	x		x
Filgueira Filho et al (2018)	x		x		x

Fonte: Autoria própria (2020).

As principais causas para o aparecimento de fissuras e trincas são deformações excessivas, variações volumétricas causadas pela variação de temperatura, retração e mau detalhamento de armaduras em cantos de portas e janelas. Os defeitos superficiais causados pela má utilização de formas estão principalmente ligados ao manuseio e limpeza das mesmas causando acabamentos grosseiros nas paredes. A problemática dos vazios de concretagem está ligada à má dosagem dos concretos e a falhas no adensamento, devendo-se preferencialmente optar por concretos que não necessitem realizar esta atividade. As infiltrações encontradas nas obras dos trabalhos citados foram causadas por falhas na impermeabilização da laje de coberta e por acúmulo de água da chuva em regiões defeituosas. Os problemas ligados aos eletrodutos são causados pelo entupimento dos mesmos durante a concretagem e pelo mau posicionamento dos mesmos, não sendo fixados corretamente e colocados um sobre outro.

Para que se evitem fissuras deve-se primeiramente ser realizado um bom projeto estrutural que contemplem todas as ações atuantes e detalhes construtivos, além de executar o mesmo seguindo todas as suas indicações. A cura tem importante papel neste processo e não deve ser dispensada evitando problemas causados por retração. Os demais problemas estão ligados principalmente a boas práticas da execução, daí a importância de se ter uma equipe bem treinada e que execute todas as etapas de maneira correta. É importante salientar que os materiais devem ser bem definidos e utilizados em compatibilidade com o sistema, assim como foi citado no tópico 3.1.

A realização dos reparos deve ser feita sempre consultando o projetista estrutural, devido tratar-se de um sistema composto de paredes autoportantes qualquer modificação ou intervenção feita poderá comprometer a estrutura.

## **5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL**

O objetivo deste capítulo é tratar do comportamento estrutural de edifícios em paredes de concreto moldado in loco, dando-se maior atenção a etapa da análise estrutural. Serão abordadas as metodologias de cálculo que atualmente são utilizadas no sistema, as ações e combinações a serem consideradas no projeto estrutural, como também de premissas importantes a serem abordadas num projeto estrutural deste sistema construtivo.

Vale ressaltar que do ponto de vista da análise estrutural, os modelos de cálculo utilizados para o sistema de paredes de concreto armado são os mesmos já consagrados pelo sistema construtivo de alvenaria estrutural, desde que seja levado em conta devidas considerações. Como citado nos trabalhos de Nunes (2011) e Braguim (2020).

Serão tratadas também importantes premissas que devem ser levadas em conta no projeto deste sistema construtivo, como no caso de espalhamento e uniformização do carregamento, como também da flambagem. Vale ressaltar que será dado maior enfoque para as temáticas a serem contempladas nos capítulos 6 e 7 deste trabalho, que se referem a análise numérica e discussão de seus resultados.

### **5.1 Carregamento vertical**

Segundo a ABNT NBR 16055:2012 as cargas gravitacionais são admitidas como linearmente distribuídas sobre as paredes de concreto, e estas podem ser tratados como elementos de chapa.

As cargas verticais em edificações residenciais (maior utilização de paredes de concreto armado) são compostas pelo peso próprio dos elementos estruturais (lajes, paredes e outros elementos quando o caso), pelas cargas permanentes e pelas cargas variáveis, ambos podem ser determinadas a partir de prescrições da ABNT NBR 6120:2019 – Cargas para o Cálculo de estruturas de edificações.

Segundo Corrêa e Ramalho (2003), para uma adequada análise de edifício em paredes estruturais, deve-se estabelecer com precisão como irá se determinar a reação das lajes nas paredes que a apoiam, e como sucedem as interações entre as paredes. Nunes (2011) indica que apesar do carregamento transmitido pelas lajes

para as paredes não ser uniforme, essas diferenças tendem a desaparecer com o distanciamento da região de aplicação do mesmo. Isso se deve ao fato da uniformização de cargas, que será descrito em tópico específico a seguir.

### 5.1.1 Ações nas lajes

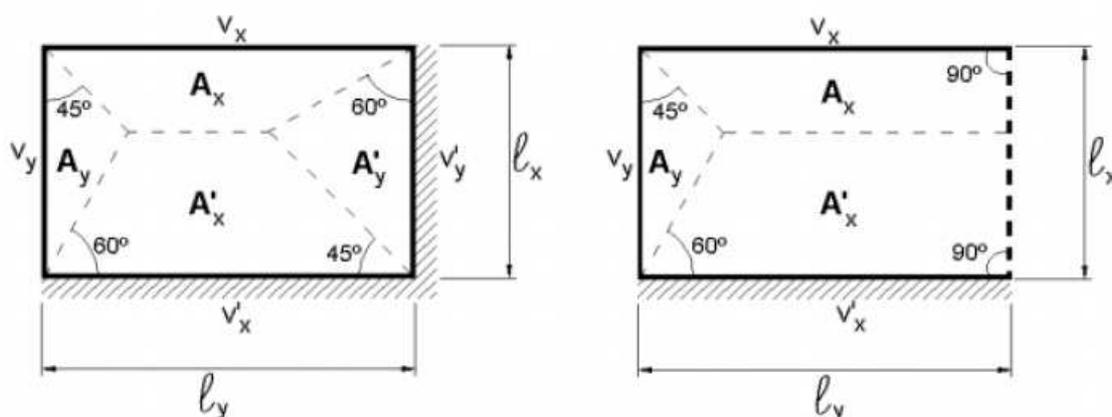
A ação das lajes nas paredes, no estado elástico, ocorre por meio de um carregamento com intensidade variável ao longo de seu comprimento e não uniforme, o que não é simples de determinar, dificultando o cálculo dos esforços nas paredes. No entanto, de maneira simplificada, pode-se adotar para cálculo que estes se façam de maneira uniforme, assim como permitido pela ABNT NBR 6118:2014 para a reação de lajes em vigas.

A ABNT NBR 16055:2012 permite que o cálculo da reação das lajes nas paredes seja feito utilizando o método das charneiras plásticas, o qual se baseia na posição aproximada da teoria das linhas de ruptura, assim definindo a área de influência das lajes sobre as paredes, conforme definido por Johansen (1962).

Segundo Carvalho (2014), as charneiras, quando não for realizada análise plástica, podem ser aproximadas por retas inclinadas a partir dos vértices com os seguintes ângulos (figura 88):

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

Figura 88 — processo de obtenção das áreas para cálculo de reações das lajes armadas em duas direções pelo método das charneiras plásticas.

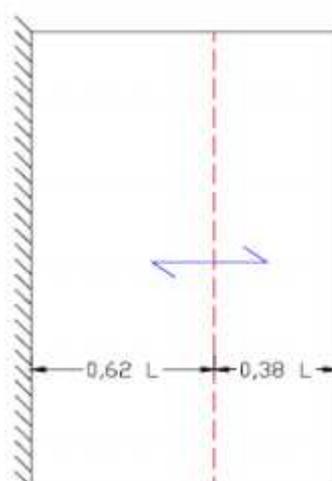


Fonte: Pinheiro (2003).

Oliveira (2009) *apud* Correa e Ramalho (2007), ainda indica que caso a laje seja armada em uma direção, deve-se adotar os seguintes critérios:

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

Figura 89 — processo de obtenção das áreas para cálculo de reações das lajes armadas em uma direção pelo método das charneiras plásticas.



Fonte: Oliveira (2009) *apud* Corrêa e Ramalho (2007).

Outra alternativa para obter as ações das lajes sobre a parede a qual está a apoiando, é a utilização de métodos numéricos, comumente utilizado em escritórios

de estruturas, com auxílio de softwares especializados para este fim. Diferente do processo de obtenção das reações de lajes por quinhões de carga citado anteriormente, o processo de método dos elementos finitos e analogia de grelha (para o caso de utilização em conjunto com Método do Pórtico Tridimensional-MPT) permitem considerar a flexibilidade da estrutura que apoia a laje, seja de vigas, ou paredes.

Na solução pelo Método dos Elementos Fintos, é possível considerar as paredes de apoio em conjunto com o modelo de lajes discretizado em malhas e analisar todo o conjunto. No caso de vigas de apoio para lajes, este efeito é mais importante, devido a sua menor rigidez a flexão quando comparado a esta propriedade no eixo do plano da parede. No caso de lajes contínuas apoiadas em vigas, através deste modelo pode-se obter importantes resultados, pois a configuração de esforços e deslocamentos é mais próxima da situação real no regime elástico. Mazzilli (1988), Carbonari e Souza (1991) realizaram importantes estudos em relação a este problema proposto em caso de vigas.

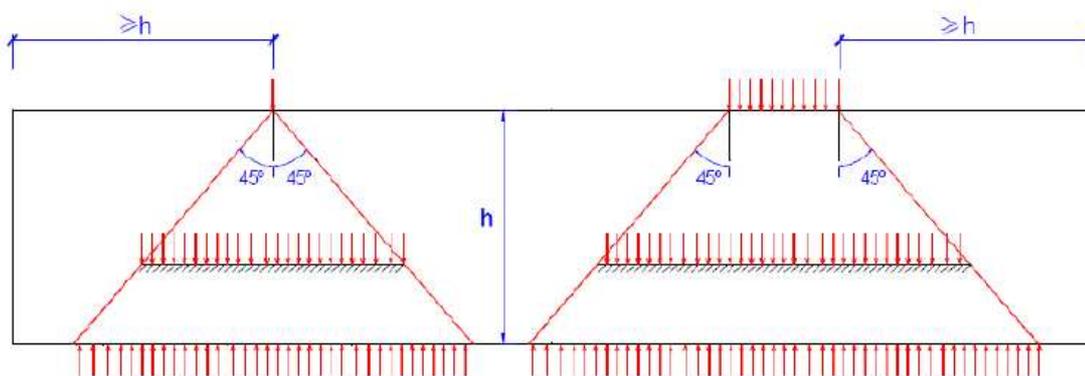
Como citado no parágrafo anterior, a rigidez a flexão das paredes em seu plano, é bastante alta devido a sua forma da seção transversal (grandes dimensões de base e altura), daí a utilização do modelo de charneiras plásticas por quinhões de carga torna-se uma solução viável, pois além deste fator citado, a carga tende a uniformizar com o distanciamento do local de aplicação devido à uniformização de cargas que vai crescendo em sentido ao pavimento inferior.

Para este trabalho será utilizado o método dos elementos finitos para discretização das lajes.

### **5.1.2 Espalhamento do carregamento vertical e interação entre as paredes**

A ABNT NBR 16055:2012 indica que em paredes estruturais, ao se aplicar uma carga concentrada ou parcialmente distribuída, pode-se supor que a mesma será repartida uniformemente em seções horizontais ao longo da altura da parede, seguindo um ângulo de  $45^\circ$ , que pode ser definido no plano da parede por uma linha vertical passando pelo ponto de aplicação da carga, como pode ser observado na figura 90.

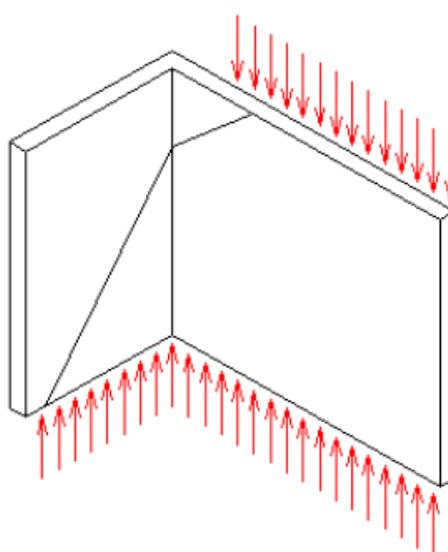
Figura 90 — Espalhamento de cargas concentradas ou parcialmente distribuídas.



Fonte: Braguim (2013) adaptado da ABNT NBR 12655:2012.

A uniformização de cargas também pode ocorrer em paredes adjacentes, conforme exposto na figura 91. Em determinadas situações as cargas podem assumir caminhamento inclinado, transferindo forças na interface em comum. Segundo Braguim (2013), as forças de interação se devem ao deslocamento relativo na interface vertical, e ocorrem para carregamentos diferenciados. A ABNT NBR 16055:2012 indica que nesta condição deve ser verificado as tensões de cisalhamento nas paredes na interface em comum, pois esta interação só é possível se as tensões de cisalhamento resistentes forem superiores que as solicitantes.

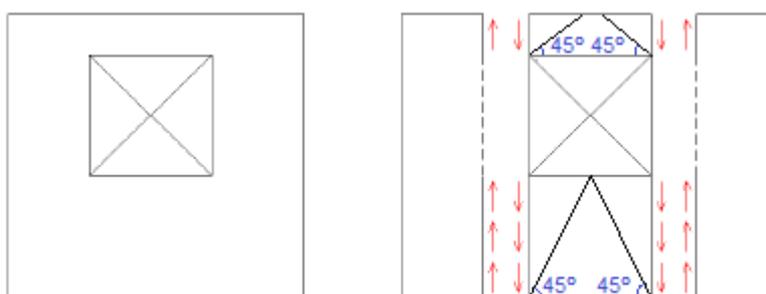
Figura 91 — Distribuição do carregamento vertical entre paredes adjacentes.



Fonte: Nunes (2011).

Segundo Corrêa e Ramalho (2003), costuma-se haver interação entre diferentes elementos de paredes com aberturas, e, portanto haverá o espalhamento e a uniformização de cargas. As regiões acima e abaixo de aberturas, chamados de lintéis, segundo Braguim (2013) também contribuem para o espalhamento de cargas verticais desde que atendido verificações das tensões de cisalhamento na interface em comum. A ABNT NBR 16055:2012 indica que nos lintéis a distribuição de carga deve ser feita excluindo as zonas limitadas por planos a 45° tangentes as bordas da abertura, conforme demonstrado na figura 92.

Figura 92 — Interação de paredes em região de janela.



Fonte: Adaptado de Braguim (2013).

### 5.1.3 Importância da uniformização de cargas

A parede mais solicitada de um edifício é muitas vezes irá determinar a resistência característica a compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) e a espessura de todas as paredes da obra, ou quando isso não acontece, a mesma determinará pelo menos de um pavimento ou de conjunto de pavimentos. Isso se deve a tentativa de se reduzir entraves ligados a produtividade e erros durante a fase de execução que poderiam acarretar em problemas sérios a estabilidade da estrutura.

Quanto maior a uniformização das cargas verticais ao longo da altura da edificação, maiores serão os benefícios para a economia, pois haverá uma tendência a uma redução das resistências como também da espessura nas paredes de pavimentos superiores. Porém, caso a uniformização de cargas não seja alcançada, poderá acarretar em sérios problemas para segurança estrutural.

Corrêa e Ramalho (2003) salientam que a uniformização de cargas sempre irá acontecer, seja em maior ou menor grau, reforçando a importância do projetista,

que deve ter em mente parâmetros para quantificar esta uniformização de modo que não encareça o custo da obra como também não comprometa a segurança estrutural.

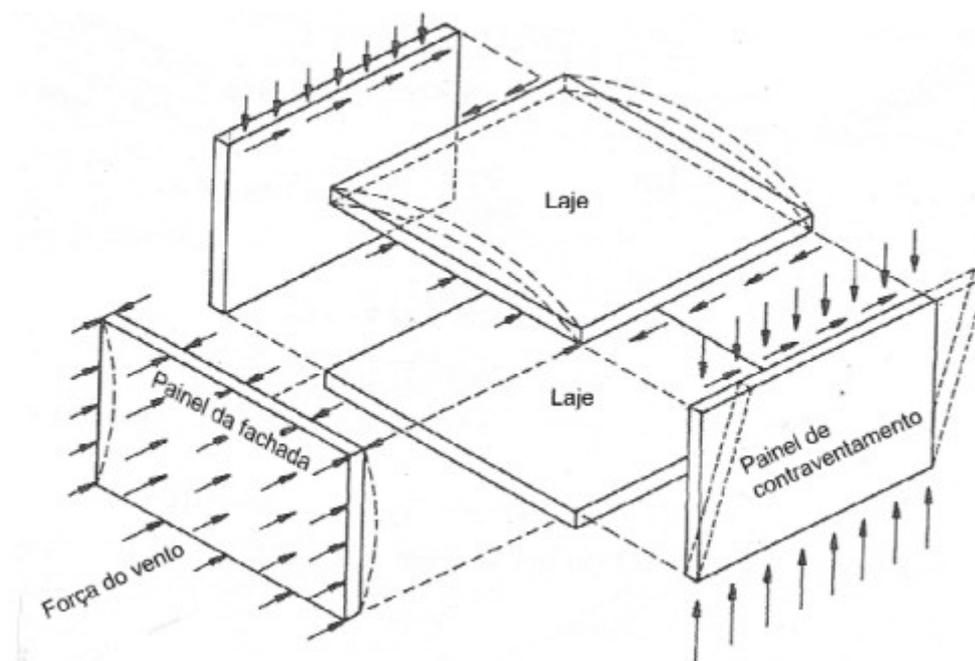
Fatores importantes para contribuição na uniformização de cargas devem ser definidos em projeto, como sistemas de contraventamento, amarrações entre paredes de canto, ligação entre paredes e lajes, vãos com mesma ordem de grandeza, eixo de simetria na edificação. Vale salientar que deve-se ter um trabalho conjunto nesta etapa com a arquitetura, pois muitos destes fatores irão depender desta variável.

## **5.2 Ações horizontais**

A quantificação e a distribuição das ações horizontais em uma estrutura são atividades de extrema importância para análise e o dimensionamento da mesma. As ações habitualmente consideradas em projeto para edificações são o vento, o desaprumo, e em determinadas situações o empuxo e o sismo. A ABNT NBR 16055:2012 indica que as ações horizontais que devem ser obrigatoriamente consideradas são as oriundas do vento e do desaprumo, não devendo prescindir das demais ações quando possam produzir efeitos relevantes. No presente trabalho as ações levadas em conta serão apenas as obrigatórias pela norma brasileira de estruturas de paredes de concreto.

Os sistemas de contraventamento são de extrema importância para garantir segurança e estabilidade de edificações submetidas a ações horizontais. Em sistemas estruturais reticulados convencionais o contraventamento é garantido por pórticos pilares-parede, já para sistemas estruturais de paredes auto portantes, o contraventamento é garantido pelos painéis de paredes. As lajes agindo como diafragma rígido distribui as ações horizontais para as paredes de contraventamento de acordo com as suas rigidezes (figura 93), e para que isso ocorra deve-se que as interfaces entre paredes e lajes sejam capazes de resistir a tensões de cisalhamento oriundas das ações horizontais (BRAGUIM, 2013).

Figura 93 — Distribuição de ações horizontais em edificação de paredes estruturais.



Fonte: Paes (2008).

Um fator que deve ser evitado, quando a arquitetura permitir, é a falta de simetria da estrutura, pois poderá acarretar efeitos relevantes de torção, sendo necessário verificar as paredes de contraventamento para este esforço. Por nestes casos as ações horizontais ocasionarem translação e rotação na estrutura, são necessários utilizar recursos mais sofisticados para esta análise. Para este trabalho, esse efeito não foi levado em conta, pois a planta de forma da edificação analisada possui simetria em um dos eixos, e no outro é bem próximo desta propriedade, assim o centro geométrico da estrutura é bem próximo do centro geométrico de torção.

A seguir serão apresentadas as ações horizontais que foram utilizadas no trabalho e a maneira de como são obtidas para utilização em edificações desta natureza. No sub-tópico 5.2.3 serão expostos brevemente casos de ações horizontais que podem agir sobre estas estruturas, porém não serão analisadas neste trabalho.

### 5.2.1 Ação do vento

As ações devido ao vento são calculadas seguindo as prescrições da ABNT NBR 6123:1988. Em que, a velocidade característica do vento é definida pela equação 38:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (38)$$

Em que:

$V_0$ : Velocidade básica do vento, que representa uma velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano;

$S_1$ : Fator topográfico;

$S_2$ : Fator de rugosidade do terreno, que leva em conta localização da edificação, sua altura e dimensões em planta;

$S_3$ : Fator estatístico.

A pressão dinâmica do vento ( $q_v$ ) em função da velocidade característica do vento pode ser obtida conforme a seguir:

$$q_v = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (39)$$

A força de arrasto que é a componente da força global do vento numa determinada direção ( $F_a$ ) é definida pela equação (40):

$$F_a = C_A \cdot q_v \cdot A_e \quad (40)$$

Sendo:

$C_A$ : Coeficiente de arrasto conforme a direção do vento;

$A_e$ : Área efetiva de atuação das força de arrasto na direção do vento.

Os coeficientes de arrasto podem ser obtidos por relações que envolvem a geometria da edificação por ábacos da ABNT NBR 6123:1988, para ventos de alta e baixa turbulência. Para este trabalho será considerando vento como não turbulento.

### 5.2.2 Desaprumo

O desaprumo é causado por excentricidades oriundas do processo de execução, e é considerado na análise da estrutura por meio de ações horizontais. Conforme a ABNT NBR 16055:2012, para edifícios de múltiplos andares deve ser considerado um desaprumo global através de um ângulo de desaprumo, calculado pela equação (41):

$$\theta = \frac{1}{170 \cdot \sqrt{H}} \quad (41)$$

Em que:

$\theta$  : ângulo de desaprumo, expresso em radianos (rad);

H : altura total do edifício expressa em metros (m).

Através do ângulo  $\theta$ , pode-se determinar uma ação horizontal equivalente, a ser aplicada ao nível de cada pavimento (figura 94). A equação 42 a seguir, representa o efeito do desaprumo, em função do ângulo de desaprumo, em uma força horizontal equivalente:

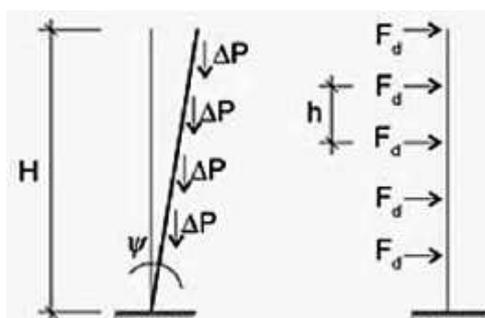
$$F_{dp} = \Delta P \cdot \theta \quad (42)$$

Em que:

$F_{dp}$ : Força horizontal equivalente;

$\Delta P$ : Carga vertical total do pavimento.

Figura 94 — Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo.



Fonte: Corrêa e Ramalho (2003).

Corrêa e Ramalho (2003) propõem que as forças oriundas do desaprumo podem ser somadas com as do vento. Desta forma poderá ser permitido verificar a estrutura de forma segura e mais próxima da realidade, pois estes efeitos não agem de forma separada na estrutura. Para este trabalho, será verificada a ação do vento concomitantemente com o desaprumo, aplicado os coeficientes de ponderação conforme item que abordará este tema adiante.

### **5.2.3 Empuxo e Sismo**

O empuxo é a ação produzida pelo maciço de solo ou coluna de água sobre as estruturas que com eles estão em contato. Para conter esta ação lateral usualmente são utilizadas estruturas complementares, como muros de arrimo para o caso de empuxo de solo, e reservatórios para empuxo de água. Os sismos também podem ser considerados através de forças horizontais, e no Brasil este efeito na maioria das regiões tem pouca relevância. Para definição destas forças deve-se consultar normas complementares, para o caso do Brasil é a norma ABNT NBR 15421:2006 - Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Para este trabalho estas ações serão desconsideradas.

### **5.3 Combinações de carregamento**

Para o dimensionamento de edificações em paredes de concreto é utilizado o método dos estados limites, o qual trata-se de uma metodologia semi-propabilística que leva em consideração a variabilidade das resistências e ações atuantes através de combinações com a aplicação de coeficientes de ponderação, respeitando-se sempre a consideração que os esforços solicitantes devem ser menores ou iguais as resistências. Os valores utilizados para combinações de carregamento devem seguir normas vigentes.

A norma brasileira que trata deste conteúdo mais detalhadamente é a ABNT NBR 8681:2004 – Ações e Segurança nas Estruturas. A ABNT NBR 16055:2012 no que se trata da segurança e estados limites, impõe que devem ser consideradas todas as ações horizontais a que a parede possa ser submetida, inclusive o desaprumo. A norma também estabelece que deve-se utilizar as combinações de

ações previstas na ABNT NBR 8681:2004 (combinações rara, frequente, e quase permanente) para combinações em serviço e as relativas à segurança, estabelecidas na ABNT NBR 6118:2014. No capítulo 6 serão descritas mais detalhadamente as combinações utilizadas neste trabalho.

#### 5.4 Instabilidade e efeitos de segunda ordem

A ABNT NBR 6118:2014 em sua seção relativa à instabilidade e efeitos de segunda ordem, indica que os princípios nela presentes podem ser aplicados em além de pilares, em elementos de cascas, paredes e vigas-parede. Tanto é que a ABNT NBR 16055:2012 remete as respectivas seções para análises relativas a instabilidades globais, locais e localizadas.

Estas verificações caracterizam o estado-limite último de Instabilidade, que corresponde a uma situação em que capacidade resistente da estrutura é inferior ao aumento da intensidade das solicitações à medida que as deformações aumentam.

Para este trabalho será verificado a estabilidade global através do coeficiente  $\gamma_z$ , que é definido pela equação 43 a seguir:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (43)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ : é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

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

O coeficiente  $\gamma_z$  é utilizado para verificar a estabilidade global de um edifício, e quantificar de maneira aproximada quanto seriam os acréscimos nos efeitos de 1ª ordem provocados por efeitos globais de 2ª ordem.

A norma, classifica uma estrutura de nós fixos, em aquela em que as translações horizontais são pequenas e, portanto desprezíveis, com valores inferiores a 10% para o acréscimo dos efeitos de 1ª ordem decorrentes do efeito global de 2ª ordem, por tanto um valor do coeficiente  $\gamma_z$  for menor ou igual a 1,1.

Segundo Corrêa e Ramalho (2003), a avaliação do acréscimo de esforços devido à efeitos de segunda ordem deve ser obtida através de processos iterativos. Existem procedimentos que podem ser chamados de rigorosos, nos quais são feitas alterações na matriz de rigidez e no vetor de cargas, dentro de programa computacional específico. Pode-se ainda utilizar de processos simplificados, como, por exemplo, o chamado processo P- $\Delta$ .

Uma solução aproximada para obtenção dos esforços globais de 2ª ordem, para estruturas de nós móveis de  $\gamma_z \leq 1,3$ , pode ser obtida através da majoração dos esforços horizontais de 1ª ordem por  $0,95\gamma_z$ .

Verificações quanto a instabilidade local e localizada não serão realizadas neste trabalho.

A NBR 16055:2012 não indica nenhuma verificação quanto à carga crítica para ruína de uma parede por flambagem. No entanto pode-se observar em Timoshenko e Gere (1961) e Wight e MacGregor (2012), que para placas delgadas bidirecionais uniformemente comprimidas em seu plano (que é aplicável para o caso de paredes, pois se trata de uma chapa), o valor da tensão crítica de compressão que causaria falha por flambagem é definido pela equação 44:

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \frac{h^2}{b^2} \quad (44)$$

Onde:

$\sigma_{cr}$ : tensão crítica de compressão relativa a falha por flambagem;

E: módulo de elasticidade longitudinal;

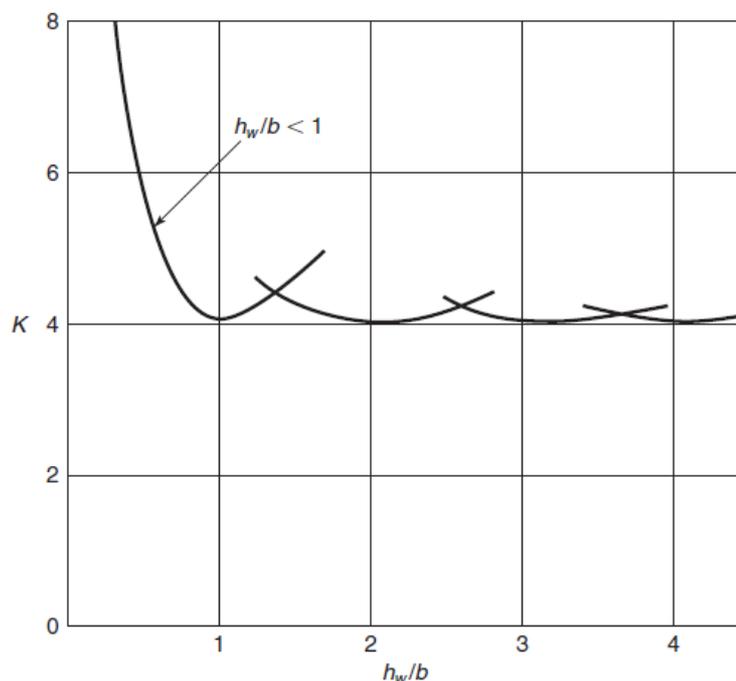
$\nu$ : Coeficiente de Poisson;

h: espessura da parede;

b: largura efetiva da parede, tomado como o menor valor entre a altura ( $h_w$ ) e o comprimento da parede ( $l_w$ ) entre vinculações laterais;

k: fator de restrição de borda, obtido através do gráfico da figura 95 a seguir:

Figura 95 — Fator de restrição de borda para flambagem de paredes.



Fonte: Wight e MacGregor (2012).

Araujo (2006) apresentou formulação teórica para flambagem local em pilares-parede de concreto armado, propondo melhorias em projeto para quando esses elementos estruturais estiverem suscetíveis a este risco. O autor chegou a seguinte formulação para o índice de esbeltez crítico:

$$\lambda_{cr} = \sqrt{\frac{12 \cdot \pi^2 \cdot \sigma_{sd2} \cdot \sum \rho_i \cdot \beta_i^2}{\varepsilon_0 \cdot (\rho \cdot \sigma_{sd2} + \sigma_{cd})}} \quad (45)$$

Onde:

$\sigma_{sd2}$ : tensão no aço para a deformação  $\varepsilon_0$ ;

$\varepsilon_0$ : deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

$\sigma_{cd}$ : tensão de cálculo no concreto referente ao estado-limite ultimo;

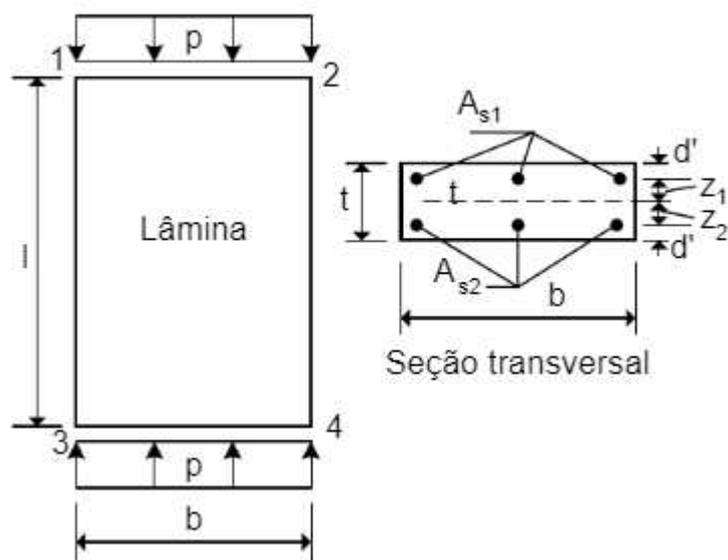
$\rho_i$ : taxa geométrica de aço por largura de lâmina do pilar-parede;

$\beta_i$ : razão entre braço de alavanca com a espessura da lâmina.

Na figura 96, apresentam-se as curvas deformação crítica de flambagem versus índice de esbeltez ( $\varepsilon_{cr}-\lambda$ ) para duas classes de resistência do concreto. Foi

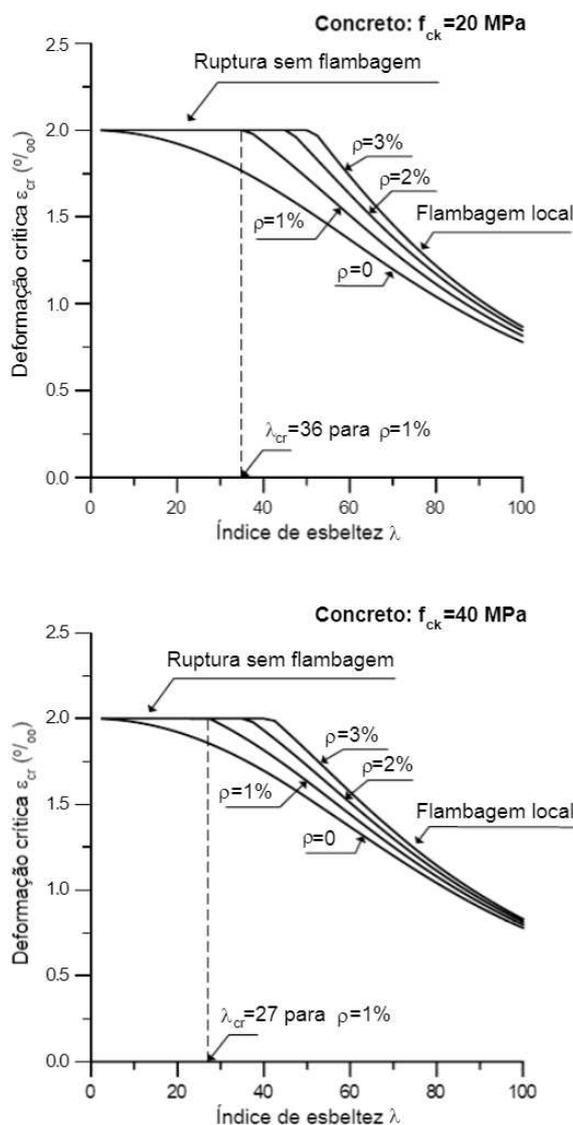
considerado uma placa com duas camadas de armadura, como na figura 96, e os seguintes dados:  $E_s = 200 \text{ GPa}$ ,  $\nu = 0,20$  e  $\delta = 0,20$ , em que  $\delta$  é a razão entre o  $d'$  (distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal para a face mais próxima) e a espessura da parede ( $t$ ).

Figura 96 — Lâmina típica de pilar-parede.



Fonte: Araújo (2006).

Figura 97 — Deformação crítica de flambagem x índice de esbelte: (a) concreto de 20 MPa, (b) concreto de 40 MPa



Fonte: Araújo (2006).

Apesar de esta metodologia ter sido aplicado a pilares-parede, e destes elementos estruturais serem diferentes quanto a sua concepção perante a finalidade de sua utilização, materiais, metodologias construtivas e teoria de cálculo da temática abordada neste presente trabalho, a ABNT NBR 16055:2012 remete a ABNT NBR 6118:2014 aos itens relativos a instabilidade, os quais Araújo (2006) buscava contribuições em seu estudo, portanto, com as devidas adaptações, estes procedimentos são válidos para o sistema de paredes de concreto armado moldados in loco.

## 5.5 Modelos de cálculo

Neste tópico serão abordados os modelos de cálculo que são utilizados para o sistema de paredes de concreto armado. Os modelos de cálculo são os mesmos que os válidos para alvenaria estrutural, os quais estão expostos em Corrêa e Ramalho (2003).

Vale ressaltar que para as análises numéricas realizadas neste trabalho foi utilizado apenas o método dos elementos finitos – MEF, as outras metodologias serão discutidas brevemente apenas para expor suas características e potencialidades. Para mais informações da aplicação destes demais métodos é recomendado à leitura dos trabalhos de Nunes (2011), Carvalho (2012), Braguim (2013) e Ribeiro Junior (2017).

### 5.5.1 Paredes isoladas

Neste procedimento as paredes são consideradas isoladas, não interagindo com os demais elementos da estrutura. O procedimento de cálculo trata-se de um somatório das cargas atuantes sobre determinada parede, considerando o carregamento aditivo do último pavimento até o nível em análise, que será uniforme para toda extensão da parede.

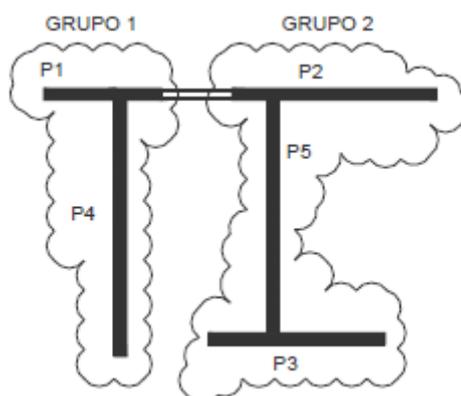
Tem como vantagens ser um método simples e rápido, além de promover uma boa segurança para as paredes, pois como não considera a interação entre as mesmas, não será avaliada a uniformização de cargas, assim acarretará na necessidade de uma maior resistência do concreto para as paredes, e em alguns casos no aumento da espessura.

Como desvantagens, está justamente em ir de contra a economia, pois concretos de maiores resistências são mais onerosos, assim como paredes mais espessas. Outra desvantagem está ligada ao procedimento está mais distante da realidade, podendo causar estimativas inverídicas para as cargas atuantes nas estruturas de suporte das paredes. Este procedimento não leva em conta o carregamento horizontal, por esse e os fatores citados anteriormente, é indicado utilizar este procedimento apenas para edificações de pequeno porte.

### 5.5.2 Grupos isolados de paredes

Um grupo é um conjunto de paredes interligadas, limitadas por aberturas, nas quais se presumem que está ocorrendo a solidarização entre as mesmas (figura 98). Neste método de cálculo considera-se que o carregamento é uniforme entre as paredes do mesmo grupo, desta maneira supõe-se que as forças de interação de canto e de borda são suficientes para que ocorra o espalhamento e uniformização total em uma pequena altura. Como a limitação de cada grupo ocorre nas aberturas, as forças de interação entre os grupos são desconsideradas, assim cada grupo trabalhará isolado (CORRÊA e RAMALHO, 2003).

Figura 98 — Grupos de paredes limitados por abertura de janela.



Fonte: Carvalho (2012).

No procedimento de cálculo as cargas aplicadas em uma determinada parede, devem ser somadas e posteriormente distribuídas com o restante do grupo, e o procedimento para encontrar o carregamento de um grupo em um determinado pavimento é análogo ao método de paredes isoladas, desde que já tenha-se obtido o carregamento relativo a um pavimento.

Também trata-se de uma metodologia segura, e tende a ser mais econômico que o método de paredes isoladas, porém vale salientar que a potencialidade de sua utilização está condicionada a uma boa definição das paredes que formarão um grupo. Nesta metodologia também não é levado em conta as ações horizontais. É uma metodologia bastante utilizada em escritórios de engenharia de estruturas, e quando a utilização de um método sofisticado, este método pode ser de grande feitio para a fase de pré-dimensionamento da estrutura.

### **5.5.3 Grupos de paredes com interação**

Este método de cálculo consiste em um melhoramento do anterior, pois neste além de considerar as interações de canto e borda, serão considerados também a interação entre grupo de paredes, antes limitados por aberturas. Corrêa e Ramalho (2003) salientam que neste procedimento não consiste simplesmente em somar o carregamento total de um pavimento e dividir pela extensão das paredes, mas sim definir uma taxa de interação, na qual será representado o quanto da diferença de carga entre grupos que interagem entre si deve ser uniformizada em cada nível.

A grande vantagem deste método é que apresenta resultados mais próximos da realidade, quando feita sua boa utilização, que comparado aos demais métodos citados anteriormente. Neste procedimento também o fator econômico é mais proeminente, pois como considera a interação de todas as paredes de um pavimento, o espalhamento de cargas e a uniformização são mais bem representados e conseqüentemente poderá ter redução nas resistências e nas espessuras das paredes.

Este processo exige maiores análises, e conseqüentemente maior tempo de trabalho. O papel do projetista é de extrema importante, pois a definição de taxas de interação devem ser feitas criteriosamente, e subsidiada por resultados experimentais. Corrêa e Ramalho (2003) ainda indicam que é importante para se ter produtividade, quando este método for empregado, a utilização de softwares de planilhas eletrônicas. Corrêa e Ramalho (1994 e 1998) apresentam um algoritmo para considerar a interação entre grupos.

### **5.5.4 Modelo do pórtico tridimensional**

O modelo do pórtico tridimensional permite a distribuição tanto de cargas verticais como ações horizontais. Esta metodologia de cálculo foi idealizada por Nascimento Neto (1999), baseado no modelo proposto por Yagui (1971), no qual discretiza-se núcleos rígidos em elementos de barra, travados horizontalmente pelas lajes, que atuam como diafragma rígido. Vale salientar que para sua utilização também deve ser utilizado com auxílio de programas específicos devido a complexidade em sua modelagem.

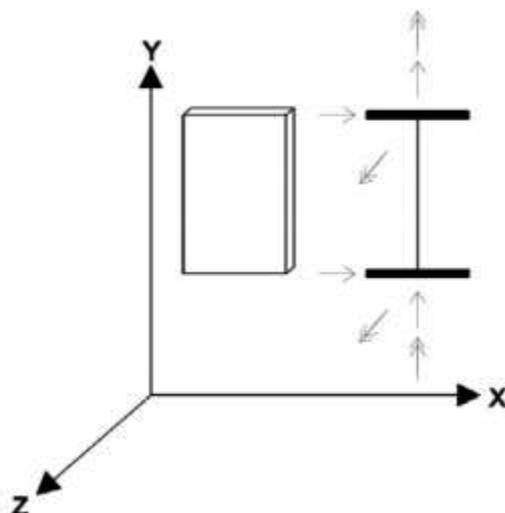
O modelo idealizado por Yagui (1971) foi proposto para se aplicar em núcleos rígidos, como casos de pilares-parede em edifícios altos, e consiste na modelagem de cada parede como uma barra de pórtico plano mantendo-se as mesmas características elásticas e geométricas (para o caso das barras verticais). A interação entre as paredes é permitida através de barras horizontais rígidas à flexão no plano da parede engastadas ao pilar (barra vertical, posicionada no centroide da seção da parede) e rotuladas nas extremidades comuns entre paredes (CORELHANO e CORRÊA, 2010).

As principais características do modelo de Yagui (1971) são:

- Por se tratarem de paredes delgadas, são desprovidas de rigidez à flexão atuantes segundo seus planos transversais;
- As lajes representadas como diafragma rígido, impedirão distorções nas seções transversais do núcleo rígido;
- Devido à baixa rigidez à flexão, as interações entre os diafragmas rígidos e as paredes são reduzidas aos esforços contidos nos planos horizontais ao longo das interseções entre eles;
- As barras horizontais ao nível do pavimento possuem rigidez infinita à flexão no plano da parede, e tem como função simular o comprimento das paredes e as interações entre elas;
- As únicas interações a serem consideradas nas interseções entre paredes são as forças de cisalhamento longitudinais;
- Considera-se a deformação por cisalhamento da barra vertical;
- O comprimento das paredes deve ser constante ao longo da altura, podendo-se variar somente a espessura.

Na figura 99 é demonstrado a discretização de parede em modelo de barras da metodologia proposta por Yagui (1971), mostrando também os graus de liberdade deste elemento idealizado.

Figura 99 — Graus de liberdade de modelo idealizado por Yagui (1971).

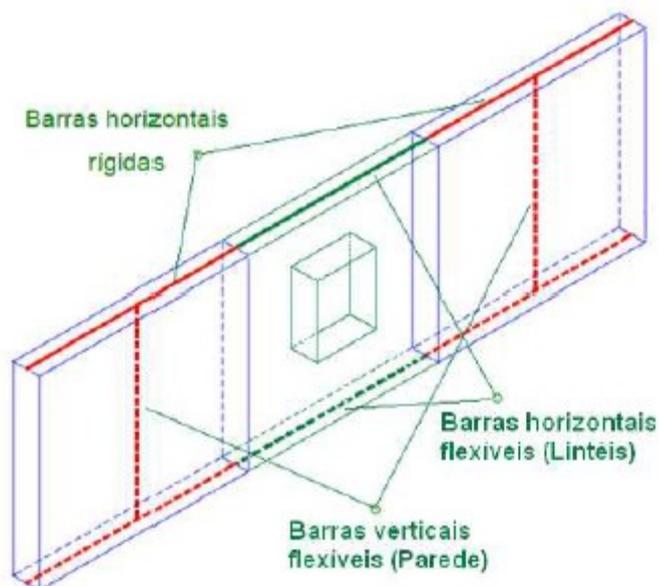


Fonte: (CORELHANO e CORRÊA, 2010).

O modelo de pórtico tridimensional proposto por Nascimento Neto (1999), difere-se principalmente do modelo de Yagui (1971), pelo fato de por se tratar de pórtico espacial, as extremidades de cada elemento possui 6 graus de liberdade, e assim o mesmo considera a rigidez à flexão no eixo de menor rigidez da parede. O autor utilizou o modelo para analisar edifícios de alvenaria estrutural submetidos à ação do vento. Segundo Nunes (2011), nas paredes horizontais não se considera sua composição com abas ou flanges, pois essa contribuição está incorporada ao modelo.

As barras de lintéis, horizontais e flexíveis, devem ser ligadas de forma contínua às barras rígidas horizontais (figura 100). Quando o nó de extremidade de uma barra rígida for ligado à outra barra rígida horizontal colinear, também deve-se adotar continuidade.

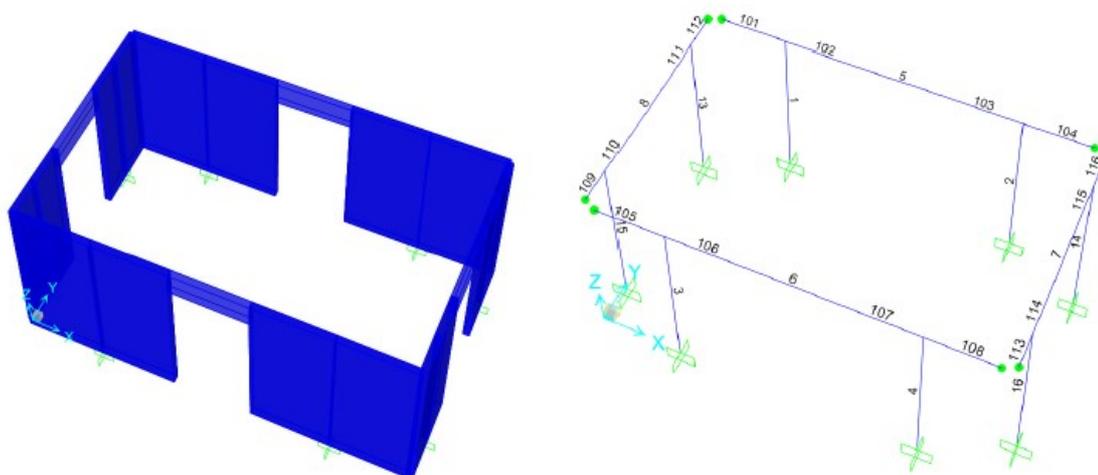
Figura 100 — Representação de parede com abertura no modelo de pórtico tridimensional.



Fonte: Nunes (2011).

Braguim (2013) faz a observação que, ao se modelar utilizando este método, deve-se desconsiderar o peso próprio das barras horizontais, pois ao se fazer isto estaria erroneamente contabilizando o peso da parede duas vezes. O autor em seu trabalho expôs figura na qual demonstra como discretizar uma estrutura de paredes estruturais no modelo de pórtico tridimensional, na qual pode-se observar características que foram citadas ao longo deste sub-tópico:

Figura 101 — Discretização do modelo de pórtico tridimensional: (a) painéis com seção “cheia” e (b) modelo discretizado por barras.



Fonte: Braguim (2013).

Pode-se observar que:

- Extremidades rotuladas de barras horizontais não-colineares;
- Continuidade entre barras horizontais rígidas e barras horizontais flexíveis de lintéis;
- Continuidade de barras verticais com barras horizontais.

### 5.5.5 Método dos Elementos Finitos (MEF)

Neste método de cálculo a estrutura é discretizada em malha de elementos finitos, nos quais suas formulações representam um adequado comportamento estrutural para estrutura modelada, também trata-se de uma metodologia que devido a sua complexidade, para utilização em modelagens de edifícios é inviável quando a não utilização de programas computacionais voltados para este fim.

Vaz (2011) indica que a ideia básica do modelo em elementos finitos aplicados em estruturas consiste em aplicar formulações aproximadoras, para descrever os campos de deslocamentos da estrutura, assim as distribuições de cargas verticais e ações horizontais ocorrem de forma automática pelo fluxo de tensões e compatibilidade de deslocamentos nodais. Os elementos são interconectados pelos nós onde uma solução aproximada pode ser adotada e as equações de equilíbrio são estabelecidas.

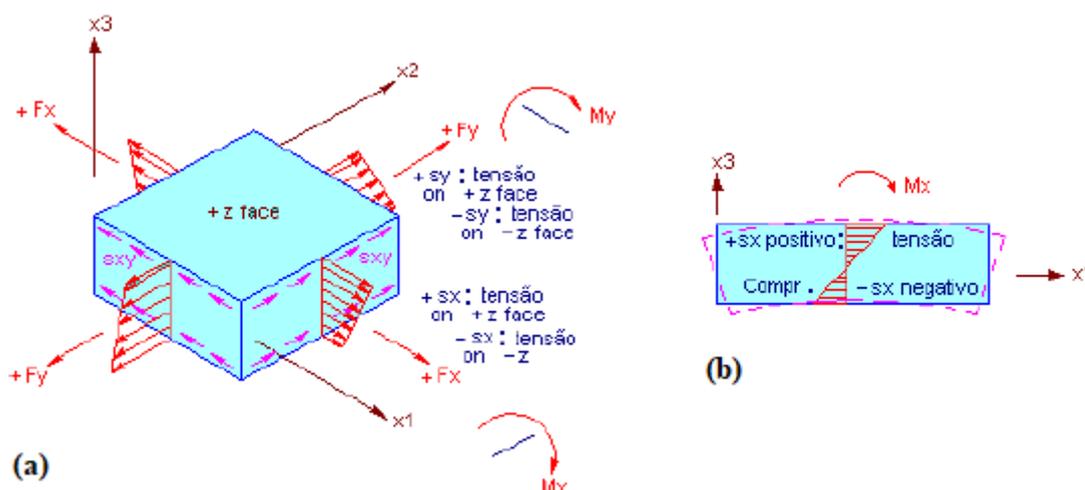
Corrêa e Ramalho (2003) indicam que para o caso de paredes estruturais, estas deverão ser modeladas em elementos de chapa ou membrana. Os autores ainda salientam que este método apresenta como inconvenientes a dificuldade na montagem e na interpretação dos resultados.

Ao modelar uma estrutura por este método, quanto menor for o elemento finito, mais precisos serão os resultados, porém este refinamento da malha acarretará em um maior esforço computacional, pois terá aumento significativo na matriz de rigidez da estrutura. É necessário que seja escolhida uma malha que conduza a bons resultados e que quando exista um menor refinamento da mesma não acarrete diferenças significativas nos resultados em análise. Portanto é importante salientar que para análises mais precisas ou locais são mais indicado malhas mais refinadas.

Assim como citado no item 5.5, o método dos elementos finitos – MEF, foi o recurso de cálculo definido para utilização nas análises deste trabalho. As modelagens foram realizadas via o software comercial Strap (Structural Analysis Program) versão 2017, que é um programa de análise estrutural com base em elementos finitos (barras, parede, planos e sólidos), que dispõe de recursos para a elaboração de diversos tipos de modelos estruturais.

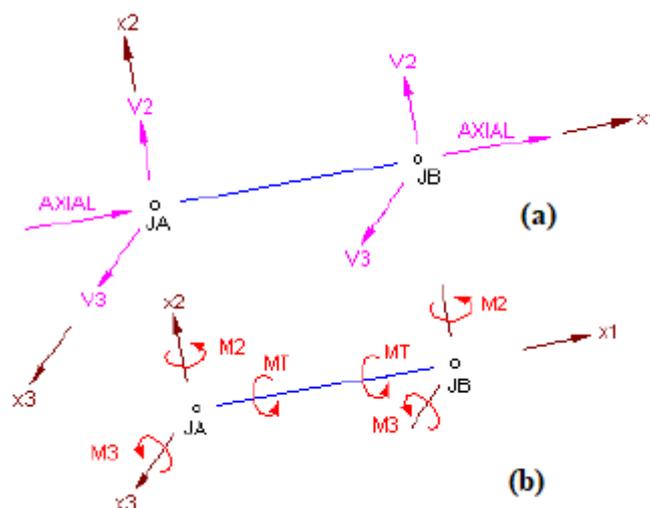
Nas análises numéricas, o método dos elementos finitos foi utilizado para modelagem das paredes (elementos de chapa) e das lajes (elementos de placa). Em ambos os casos foram utilizados elementos finitos planos, na figura 102 é mostrado como é o elemento finito plano utilizado pelo programa, e a critério de informação na figura 103 é mostrado como é definido o elemento de barra pelo programa.

Figura 102 — Elemento finito plano utilizado no programa: (a) perspectiva e (b) vista lateral  $x_1, x_3$ .



Fonte: Adaptado, ATIR Engineering Software Development LTD. (2018).

Figura 103 — Convenções de Sinais - Elementos de barras: (a) forças; (b) momentos.



Fonte: Adaptado, ATIR Engineering Software Development LTD. (2018).

Para este trabalho, foi utilizada malha quadrada de 40 cm para os elementos finitos planos das paredes e das lajes, visto que é um valor bem utilizado na bibliografia para análises globais de elementos placa de concreto armado, e Braguim (2013) obteve bons resultados comparados com os de malha quadrada de 20 cm.

## 5.6 Método para obtenção de esforços nas lajes: Wood e Armer

Wood (1968) e Armer (1968) propuseram um dos mais conhecidos métodos para projeto de lajes de concreto armado, no qual os momentos volventes são considerados no detalhamento. Este método foi desenvolvido para considerar o critério de ruptura do momento normal, idealizado por Johansen (1962), também conhecido como critério das linhas de ruptura ou charneiras plásticas. O método das linhas de ruptura tem como objetivo evitar a ruptura em todas as direções.

Em qualquer ponto da laje, o momento normal em uma direção resulta nos momentos de flexão  $M_x$  e  $M_y$ , e no de torção  $M_{xy}$ . Estes que não devem ser maiores que o momento normal resistente último nessa direção. O momento normal resistente último é normalmente fornecido pelos momentos  $M_x^*$  e  $M_y^*$ , ou ainda pelo  $M_\alpha^*$  para o caso em direções oblíquas.

Os momentos fletores ( $M_x$  e  $M_y$ ) e torsões ( $M_{xy}$ ), usualmente podem ser obtidos por programas de análises em elementos finitos ou analogia de grelha.

Em que:

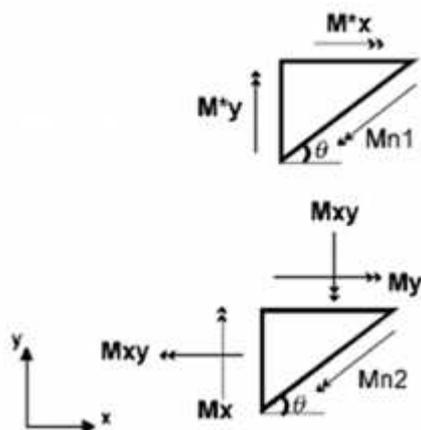
$M_x$  e  $M_y$ : momentos fletores normais às direções X e Y;

$M_{xy}$ : momento volvente;

$M_x^*$  e  $M_y^*$ : momentos fletores equivalentes normais as direções x e y, e a ser resistido pela armadura nestas respectivas direções;

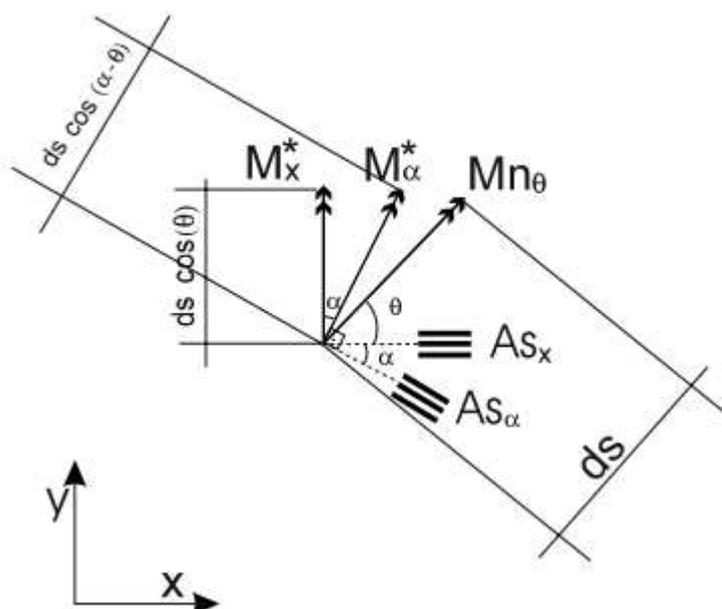
$M_\alpha^*$ : momento fletor equivalente normal a ser resistido pela armadura paralela a um ângulo  $\alpha$  entre a armadura e o eixo x.

Figura 104 — Momentos normais desenvolvidos a partir de  $M_x$ ,  $M_y$  e  $M_{xy}$  e de  $M_x^*$  e  $M_y^*$ .



Fonte: Parsekian e Corrêa (1998).

Figura 105 — Momento a ser resistido pela armadura na direção  $\alpha$ .



Fonte: Parsekian e Corrêa (1998).

Primeiramente o programa calcula os momentos  $M_x$ ,  $M_y$  e  $M_{xy}$  em relação ao Sistema de Coordenadas de Resultados de Elementos e assume que a direção da armadura  $X^*$  é paralela ao eixo de resultados  $X$  e que a direção da armadura  $Y^*$  faz um ângulo  $\alpha$  (de  $90^\circ$ ) com o eixo  $X$ .

A figura abaixo mostra a convenção de sinais utilizada nas equações dos momentos de dimensionamento:

Figura 106 — Convenção de sinais utilizada para o momento de dimensionamento das lajes.



Fonte: Adaptado, ATIR Engineering Software Development LTD. (2018).

As equações utilizadas no método são expressas na figura a seguir:

Figura 107 — Equações para o método de momentos equivalentes do Wood e Armer no software Strap.

Momentos:

Armadura:

Ortogonal (X,Y)

a. Face Inferior

$$M_x^+ = M_x + |M_{xy}|$$

$$M_y^+ = M_y + |M_{xy}|$$

Se  $M_x^+ < 0$

$$M_x^+ = 0$$

$$M_y^+ = M_y + \left| \frac{M_{xy}^2}{M_x} \right|$$

Se  $M_y^+ < 0$

$$M_y^+ = 0$$

$$M_x^+ = M_x + \left| \frac{M_{xy}^2}{M_y} \right|$$

b. Face Superior

$$M_x^+ = M_x - |M_{xy}|$$

$$M_y^+ = M_y - |M_{xy}|$$

Se  $M_x^+ > 0$

$$M_x^+ = 0$$

$$M_y^+ = M_y - \left| \frac{M_{xy}^2}{M_x} \right|$$

Se  $M_y^+ > 0$

$$M_y^+ = 0$$

$$M_x^+ = M_x - \left| \frac{M_{xy}^2}{M_y} \right|$$

Esconso (X,α)

a. Face Inferior

$$M_x^+ = M_x + 2 M_{xy} \cot \alpha + M_y \cot^2 \alpha + \left| \frac{M_{xy} + M_y \cot \alpha}{\sin \alpha} \right|$$

$$M_\alpha^+ = \frac{M_y}{\sin^2 \alpha} + \left| \frac{M_{xy} + M_y \cot \alpha}{\sin \alpha} \right|$$

Se  $M_x^+ < 0$

$$M_x^+ = 0$$

$$M_\alpha^+ = \frac{1}{\sin^2 \alpha} \left( M_y + \left| \frac{(M_{xy} + M_y \cot \alpha)^2}{M_x + 2 M_{xy} \cot \alpha + M_y \cot^2 \alpha} \right| \right)$$

Se  $M_\alpha^+ < 0$

$$M_\alpha^+ = 0$$

$$M_x^+ = M_x + 2 M_{xy} \cot \alpha + M_y \cot^2 \alpha + \left| \frac{(M_{xy} + M_y \cot \alpha)^2}{M_y} \right|$$

b. Face Superior

$$M_x^+ = M_x + 2 M_{xy} \cot \alpha + M_y \cot^2 \alpha - \left| \frac{M_{xy} + M_y \cot \alpha}{\sin \alpha} \right|$$

$$M_\alpha^+ = \frac{M_y}{\sin^2 \alpha} - \left| \frac{M_{xy} + M_y \cot \alpha}{\sin \alpha} \right|$$

Se  $M_x^+ > 0$

$$M_x^+ = 0$$

$$M_\alpha^+ = \frac{1}{\sin^2 \alpha} \left( M_y - \left| \frac{(M_{xy} + M_y \cot \alpha)^2}{M_x + 2 M_{xy} \cot \alpha + M_y \cot^2 \alpha} \right| \right)$$

Se  $M_\alpha^+ > 0$

$$M_\alpha^+ = 0$$

$$M_x^+ = M_x + 2 M_{xy} \cot \alpha + M_y \cot^2 \alpha - \left| \frac{(M_{xy} + M_y \cot \alpha)^2}{M_y} \right|$$

Fonte: Adaptado, ATIR Engineering Software Development LTD. (2018).

## **6 ANÁLISES NUMÉRICAS**

O propósito deste capítulo é caracterizar as análises numéricas que são objetivas deste trabalho, que foram fundamentadas em questionamentos propostos até este capítulo.

Serão detalhadas quais análises serão feitas, o propósito de estarem sendo realizadas e quais critérios serão adotados para cada uma delas. Os elementos estruturais serão bem definidos, expondo as características dos materiais, tanto mecânicas quanto geométricas. Será feita uma subdivisão das paredes, nomeando-as de acordo com o pavimento tipo a ser estudado. Será definido as condições de carregamento vertical, como também será exposto um comparativo do carregamento de um pavimento para cada material utilizado na estrutura. Serão calculadas as ações horizontais de maneira manual, para que possam ser lançadas em modelagem computacional. E serão definidas as combinações de carregamento utilizadas.

Vale ressaltar que serão modelados edifícios de 5, 15 e 45 pavimentos, que de acordo com a análise poderão ser modelados com concreto armado convencional, concreto celular e alvenaria estrutural de blocos de concreto.

### **6.1 Análises numéricas realizadas**

Para este trabalho serão realizadas três análises numéricas, com o objetivo de analisar estruturas do sistema construtivo de paredes de concreto moldado no local em diferentes tipologias estruturais, e verificar a potencialidade do sistema comparado com metodologias construtivas análogas com diferentes materiais.

O método de cálculo adotado para todas as análises foi o método dos elementos finitos, utilizando elementos finitos planos de chapa para as paredes e de placa para as lajes.

Nos sub-tópicos a seguir, serão descritas cada análise, que serão denominadas de 01 a 03, expondo o objetivo da realização das mesmas e o que se espera de cada uma.

Para todas as análises serão verificados os esforços solicitantes nas paredes, as máximas tensões de compressão e tração, como também se os deslocamentos

estão atendendo a limites normativos. Será verificado as áreas de aço necessárias para as mesmas, e a estabilidade global dos edifícios. Para a Análise 01, serão verificados também o comportamento das lajes.

As características dos materiais, propriedades geométricas dos elementos estruturais e da edificação como um todo serão tratados em tópicos seguintes.

### **6.1.1 Análise 01: Comparativo em um edifício de 5 pavimentos em paredes de concreto moldadas in loco: concreto convencional *versus* concreto celular**

A utilização de concreto celular em estruturas de paredes moldadas no local aconteceu no Brasil desde à década de 80 como citado no capítulo 2. Como vantagens, o concreto celular apresenta o seu baixo peso próprio, e um bom desempenho térmico e acústico, e sua utilização em edificações de pequeno porte muitas vezes apresenta bons resultados. A maior motivação para a sua utilização em paredes estruturais, como citado no sub-tópico 3.1.1, é a economia, pois o seu desempenho estrutural é bastante inferior que em paredes de concreto convencional, além de por ser um concreto mais poroso (figura 108), compromete bastante a proteção das armaduras, quando presentes, em regiões com exposição a agentes agressivos.

Figura 108 — Textura porosa do concreto celular.



Fonte: Battagin e Helene (2017).

As normas que regem este tipo de concreto não abordam a sua utilização em elementos estruturais, e mesmo assim, muitas vezes, a comunidade técnica o emprega para este fim. Mesmo que se utilize deste sistema para edificações de até dois pavimentos, como era indicado até pouco tempo pela comunidade técnica, o mesmo estará exercendo função de elemento estrutural, pois além de seu peso próprio estas paredes estariam sendo solicitadas por outro pavimento além do sistema de cobertura adotado.

As barras de aço, que além de terem sua proteção prejudicada devido aos vazios presentes neste concreto, terão sua aderência com o concreto comprometida.

Um fator importante a salientar, é que no sistema de paredes de concreto, para que se obtenha a produtividade desejável, é necessário que a concretagem de lajes e paredes aconteçam de maneira simultânea. A utilização de concretos diferentes (criando junta fria) ou lajes pré-moldadas não são indicadas por além de serem danosas a produtividade, irão comprometer a monoliticidade do sistema estrutural. A utilização de lajes em concreto celular estariam fora dos padrões normatizados pela ABNT NBR 6118:2014, pois os mesmos não estariam cumprindo exigências relativas à resistência, mas ainda assim existem casos de sua utilização.

Existiu um projeto de norma promovido por uma Comissão de Estudos Especiais da ABNT, a CEE-185, para a implantação da ABNT NBR 16569 - Parede e laje de concreto celular estrutural moldada no local para a construção de edificações — Projeto, execução e controle — Requisitos e procedimentos. Em seu texto existia a possibilidade de edificações com mais de cinco pavimentos, com resistências do concreto permitidas que variavam de 5 a 20 MPa. Este projeto passou por consulta nacional, e por os motivos citados nesta seção, como também no sub-tópico 3.1.1, acabou não sendo aprovado e o projeto de norma foi excluído.

Isto foi o que motivou a ser realizada a Análise 01, verificar o comportamento de uma estrutura de paredes de concreto celular tendo como parâmetro outra estrutura com mesmas características dimensionais, porém tendo como material definido o concreto convencional. Esta análise consistirá na modelagem de um edifício de 5 pavimentos, que é o valor que uma parte da comunidade técnica acreditava ser possível com a utilização do concreto celular.

Serão modeladas três edificações com características distintas, nomeadas e classificadas de acordo com a tabela 06 a seguir:

Tabela 6 — Características dos modelos da Análise 01.

Análise 01			
Modelo	Concreto adotado		Nº Pav.
	Paredes	Lajes	
A101	Convencional	Convencional	5
A102	Celular	Celular	
A103	Celular	Convencional	

Fonte: Autoria própria.

Como pode ser observado na tabela 06, serão modeladas edificações de cinco pavimentos utilizando em totalidade prescrições propostas pela ABNT NBR 16055:2012 (A101) e pelo projeto de norma ABNT NBR 16569 (A102). O modelo A103 será um modelo híbrido, utilizando lajes em detrimento a ABNT NBR 6118:2014, utilizando concreto convencional com resistência que atenda a sua classe de agressividade ambiental.

Espera-se nestes resultados que as deformações das lajes do modelo A102 sejam um fator que pode impedir a sua utilização, devido ao baixo módulo de elasticidade que este concreto irá conferir. Para solucionar este problema, é proposto o modelo A103, diferenciando do A101 apenas pelo concreto utilizado nas paredes, e devido a baixa solicitação das paredes à ações horizontais, espera-se que esse modelo apresente resultados satisfatórios.

### **6.1.2 Análise 02: Comparativo em um edifício de 15 pavimentos em paredes de concreto moldadas in loco versus alvenaria estrutural**

O sistema construtivo de alvenaria estrutural, assim como o de paredes de concreto moldadas in loco, tratam-se de metodologias nas quais o sistema estrutural é composto por paredes autoportantes.

Pode-se dizer que são concorrentes diretos na maior parte de suas utilizações. Ambas as metodologias construtivas são as preferidas por construtores para edificações construídas em escala, como o que acontece em conjuntos habitacionais de programas governamentais. As principais vantagens destes sistemas são a racionalização do processo, velocidade e reduções no consumo de

materiais. No tópico 2.3 são tratados alguns exemplos de comparativos do ponto de vista econômico entre estes dois sistemas.

No que diz respeito à análise estrutural, por se tratarem de metodologias de paredes estruturais, os modelos de cálculo para ambos os sistemas são os mesmos. Estes modelos foram tratados no item 5.5 deste trabalho, e se dividem em métodos manuais e numéricos. Os primeiros por serem mais simples não permitem a consideração das ações horizontais, enquanto que nos modelos numéricos, por serem indicados a utilização de sistemas computacionais permite uma gama maior de análises.

Corrêa e Ramalho (2003) acreditam que o emprego da alvenaria estrutural não-armada, com blocos de concreto seja, das utilizações deste sistema construtivo, a mais promissora, por conta da economia gerada e pela quantidade de fornecedores de qualidade no mercado. Os autores indicaram que a sua aplicação é mais indicada para edificações residenciais de padrão baixo ou médio com até 12 pavimentos, a qual se enquadra nos programas governamentais de habitação. Para estes casos, a espessura das paredes está por volta de 14 cm, e a resistência dos blocos necessária de uma maneira grosseira pode ser estimada como o produto de 1 MPa pelo número de pavimentos acima do nível considerado.

A alvenaria estrutural para edifícios que ultrapassam 16 pavimentos, começa a se tornar antieconômica, pois as resistências usuais de blocos oferecidas em mercado começam a não ser suficientes, assim é necessário adotar em excesso pontos de grauteamento, além de que com o número de pavimentos elevados, o carregamento horizontal irá aumentar, sendo necessário utilizar armaduras para combater os esforços de tração atuantes nas paredes.

Dessa forma, busca-se na Análise 02 fazer um comparativo do ponto de vista estrutural entre estas metodologias construtivas, com o objetivo de observar como se comportam perante os mesmos esforços solicitantes e mesmas características geométricas, utilizando de características compatíveis as de mercado. As edificações serão modeladas utilizando mesma arquitetura, e mesmo número de pavimentos.

O número de pavimentos desta análise será de 15, devido ser uma limitação econômica para o caso de alvenaria estrutural não armada. As paredes de concreto serão modeladas com mesma espessura que a adotada para alvenaria estrutural, sendo esta de acordo com a família de blocos definida no item 6.3, que estará de

acordo com as especificações da ABNT NBR 6136:2016 - Blocos vazados de concreto simples para alvenaria — Requisitos.

Serão modeladas duas edificações, uma para cada método construtivo, nomeadas e classificadas de acordo com a tabela 07 a seguir:

Tabela 7 — Características dos modelos da Análise 02.

Análise 02		
Modelo	Sistema construtivo	Nº Pav.
A201	Parede de concreto	15
A202	Alvenaria estrutural	

Fonte: Autoria própria.

Vale ressaltar que para o modelo A201, que trata-se de edificação em paredes de concreto moldadas in loco, o concreto adotado para paredes e lajes foi o convencional, assim como as lajes do modelo A202. Será adotado alvenaria de blocos de concreto para o modelo A202.

Nesta análise espera-se ter um bom parâmetro de projeto, pois trata-se de uma situação que limita, do ponto de vista econômico, a alvenaria estrutural, não utilizando armaduras nem excessivos pontos de grauteamento. Assim pode-se obter resultados do máximo de sua potencialidade, e quantificar o quanto é um bom concorrente para o sistema de paredes de concreto moldadas no local.

### **6.1.3 Análise 03: Comportamento estrutural de um edifício de 45 pavimentos em paredes de concreto moldadas in loco**

A utilização no Brasil de paredes de concreto moldadas in loco vem aumentando nos últimos anos, ao passo que também a tipologia das edificações vem crescendo verticalmente. Hoje no país as edificações estão limitadas na faixa de 20 pavimentos, porém existe obra em andamento de edificação que atinge os 50 pavimentos, sendo destes 42 pavimentos tipo em paredes de concreto, trata-se do empreendimento de alto padrão Aurora Exclusive Home, em Balneário Camboriú – SC.

Figura 109 — Maquete eletrônica do Aurora Exclusive Home.



Fonte: EMBRAED Empreendimentos (2020).

Este empreendimento utilizará tecnologia sul-coreana, a qual como citado no item 2.1.2, estão bem avançados na sua utilização para edificações de múltiplos pavimentos de alto padrão.

Visando o crescimento vertical das obras de paredes de concreto no Brasil, e também a aplicação já consolidada de edifícios altos deste sistema em outros países, a Análise 03 tem como objetivo verificar o comportamento estrutural de edifícios altos em paredes de concreto. Será modelado um edifício com 45 pavimentos, valor próximo da aplicação de maior altura que está sendo construída no Brasil, e também das edificações que são construídas em países como a Coreia do Sul. O modelo analisado será chamado de A301, e será constituído de paredes e lajes com concreto convencional, conforme demonstrado na tabela 08.

Tabela 8 — Características dos modelos da Análise 03.

Análise 03		
Modelo	Sistema construtivo	Nº Pav.
A301	Parede de concreto	45

Fonte: Autoria própria.

Espera-se com esta análise compreender o comportamento de um edifício alto de paredes de concreto, verificando se com as atuais conjunturas as quais vem

sendo utilizado, como também das prescrições da ABNT 16055:2012 é possível esta determinada aplicação, visto que tende a ser uma tendência nos próximos anos no mercado da construção civil.

## 6.2 Propriedades mecânicas dos materiais utilizados nas análises

Os materiais utilizados para as modelagens foram o concreto convencional, concreto celular e alvenaria estrutural de blocos de concreto. No caso do concreto convencional, será dividido em dois tipos, o tipo 1 será utilizado para as Análises 01 e 02, e o tipo 2 para a Análise 03.

### *Concreto convencional tipo 1 (CON-1):*

- Resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ): 25 MPa (2500 tf/m<sup>2</sup>);
- Módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ): 2380000 tf/m<sup>2</sup>;
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,2;
- Peso específico ( $\gamma_{con1}$ ): 2,5 tf/m<sup>3</sup>.

### *Concreto convencional tipo 2 (CON-2):*

- Resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ): 40 MPa (4000 tf/m<sup>2</sup>);
- Módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ): 3187576 tf/m<sup>2</sup>;
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,2;
- Peso específico ( $\gamma_{con-2}$ ): 2,5 tf/m<sup>3</sup>.

### *Concreto celular (CEL):*

- Resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ): 10 MPa (1000 tf/m<sup>2</sup>);
- Módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ): 900000 tf/m<sup>2</sup>;
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,2;
- Peso específico ( $\gamma_{cel}$ ): 1,8 tf/m<sup>3</sup>.

### *Alvenaria estrutural em bloco de concreto (BLO):*

- Resistência característica à compressão do bloco ( $f_{bk}$ ): 15 MPa (1500 tf/m<sup>2</sup>);
- Resistência característica à compressão do prisma ( $f_{pk}$ ): 10,5 MPa (1050 tf/m<sup>2</sup>);

- Resistência característica à compressão da alvenaria ( $f_k$ ): 7,35 MPa (735 tf/m<sup>2</sup>)
- Módulo de elasticidade longitudinal (E): 840000 tf/m<sup>2</sup>;
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,2;
- Peso específico bloco vazado ( $\gamma$ ): 1,4 tf/m<sup>3</sup>;
- Peso específico bloco vazado grauteado ( $\gamma_{blo}$ ): 2,4 tf/m<sup>3</sup>

### 6.3 Elementos estruturais

Os blocos de concreto utilizados no modelo A202, da Análise 02, serão classe A da família 15 x 30, definidos na ABNT NBR 6136:2016, com dimensões nominais conforme a tabela 09 e ilustrado pela figura 110.

Tabela 9 — Dimensões nominais da família 15 x 30 de blocos de concreto.

Família 15 x 30						
largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)				
		Inteiro	Meio	Amarração "T"	Canaleta inteira	Meia canaleta
140	190	290	140	440	290	140

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6136:2016.

Figura 110 — Dimensões nominais da família 15 x 30 de blocos de concreto



Fonte: Adaptado de Sahara Tecnologia (2017).

Na tabela 10 a seguir é apresentado um resumo de todas as análises com as características de seus respectivos modelos. Nele será possível identificar as dimensões dos elementos estruturais de concreto convencional ou celular, definidos de acordo com os tópicos 6.1 e 6.2.

Tabela 10 — Resumo das análises.

Resumo das análises						
Análise	Modelo	Nº Pav.	Material		$t_{w,par}$ (cm)	$h_{laje}$ (cm)
			Paredes	Lajes		
01	A101	5	CON-1	CON-1	10	12
	A102		CEL	CEL	10	
	A103		CEL	CON-1	10	
02	A201	15	CON-1	CON-1	15	
	A202		BLO	CON-1	15	
03	A301	45	CON-2	CON-2	25	

Fonte: Autoria própria.

Sendo:

$t_{w,par}$ : espessura da parede;

$h_{laje}$ : espessura da laje.

Neste trabalho não foi modelada a escada prevista na arquitetura como será mostrado mais adiante. No pavimento da cobertura dos modelos de todas as análises, foi considerado mais uma laje, localizada onde para o pavimento tipo seria o poço da escada.

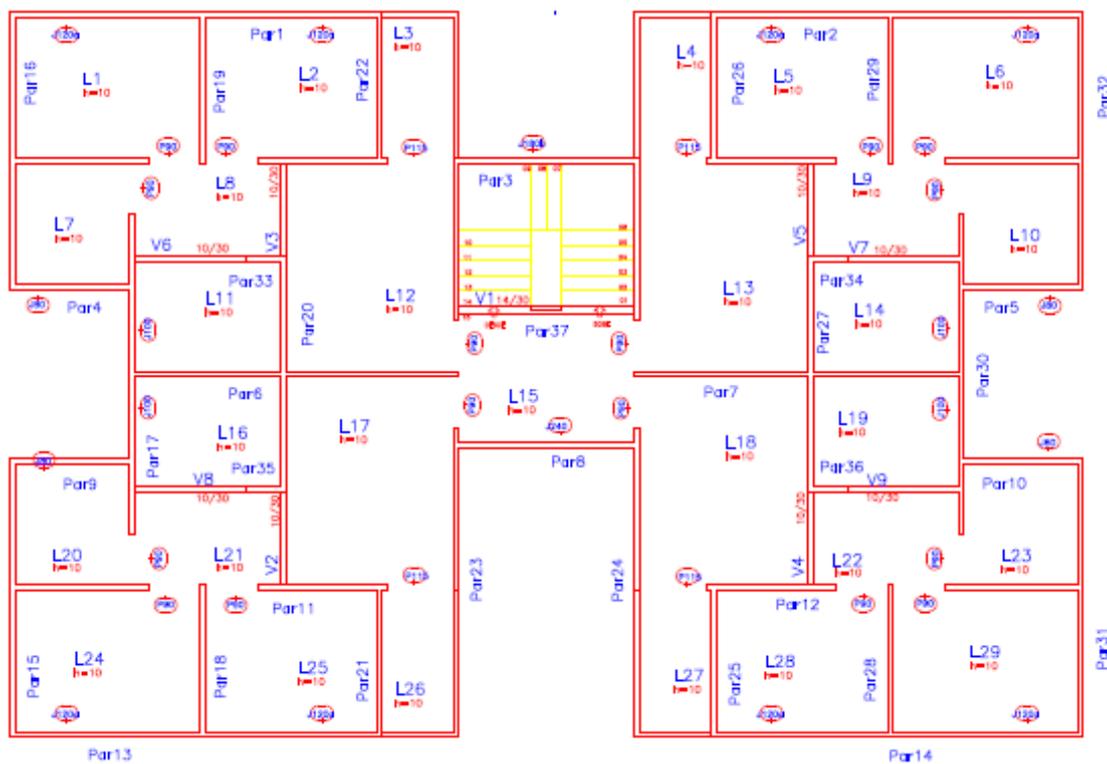
#### 6.4 Pavimento estudado

Na figura 111 a seguir será apresentada a planta de formas do pavimento tipo a ser utilizado nas modelagens. O pavimento é composto de 4 apartamentos e de área comum composta de poço de escada e hall de entrada. É observado que na planta não é contemplado elevador, que em termos práticos não poderia ser utilizada para as análises 2 e 3, sendo assim só poderia ser aplicado em edificações de 4 ou 5 pavimentos de acordo com a legislação local para dispensa deste meio de circulação vertical.

Os apartamentos possuem cerca de 45 m<sup>2</sup>, uma prática bem comum para edificações financiada por programas habitacionais, concluindo assim que este pavimento seria realmente ideal para este tipo de edificação. Para fins desta pesquisa será utilizado para todas as análises, alterando-se apenas o número de

pavimentos, o material dos elementos estruturais e as ações que incidem na estrutura.

Figura 111 — Planta de formas do pavimento utilizado nas análises.



Fonte: IBTS (2018).

As cotas horizontais e verticais das paredes e linteis são apresentadas a seguir nas figuras 112 e 113 respectivamente. Vale ressaltar que as cotas foram medidas a partir do eixo médio das paredes (esqueleto), pois além de ser a maneira correta de se proceder para modelagem das paredes, também em cada análise a espessura das paredes irá variar.



## 6.5 Cargas verticais

As cargas verticais consideradas nas análises foram as cargas permanentes, que consistem no peso próprio dos elementos estruturais e as cargas de revestimento nas lajes. Para a ação variável vertical, foi considerado carga acidental conforme a ABNT NBR 6120:2019, adotando-se o caso de edificação residencial. O carregamento devido ao peso próprio ( $g_1$ ) deverá ser contemplado considerando o peso específico dos materiais contemplados no item 6.2, ressaltando a aplicação para seu elemento estrutural correspondente, conforme a tabela 10. Os demais carregamentos são descritos a seguir:

- Carga devido ao revestimento nas lajes:  $g_2 = 0,10 \text{ tf/m}^2$ ;
- Carga acidental nas lajes:  $q_2 = 0,15 \text{ tf/m}^2$ .

Estes valores serão adotados para todos os cômodos de todos os pavimentos exceto a cobertura, que serão adotados os seguintes valores:

- Carga devido ao revestimento nas lajes:  $g_2 = 0,18 \text{ tf/m}^2$ ;
- Carga acidental nas lajes:  $q_2 = 0,10 \text{ tf/m}^2$ .

O carregamento permanente devido ao revestimento é diferenciado neste pavimento, pois é considerado 10 cm de impermeabilização com manta asfáltica e proteção mecânica com peso específico ( $\gamma_{ap-m}$ ) de  $1,8 \text{ tf/m}^3$ . Enquanto que o carregamento acidental é reduzido devido este pavimento ter acesso apenas para manutenções. Ambas as prescrições previstas na ABNT NBR 6120:2019.

Nos próximos sub-itens irão contemplar o cálculo do carregamento vertical por pavimento, considerado as dimensões e os materiais especificados nos itens 6.2 e 6.3. O objetivo deste cálculo é mensurar o quanto o carregamento vertical para mensurar o carregamento devido ao desaprumo e validar o cálculo utilizado o método dos elementos finitos. Vale ressaltar que quando os modelos forem verificados nas análises pelo método dos elementos finitos, serão levadas em conta as combinações de carregamento, assim o efeito do carregamento horizontal tenderá a ser menos danoso em modelos com maior carregamento vertical.

### 6.5.1 Subdivisão das paredes

As edificações em paredes de concreto geralmente são simétricas, ocasionando em muitas vezes paredes com propriedades geométricas semelhantes. Para facilitar o cálculo do carregamento devido ao peso próprio das paredes, foi subdivido em famílias que contemplassem as características geométricas das mesmas.

Estas famílias foram denominados de dim,N, totalizando em 9 classes que possuíam as mesmas características de paredes, conforme a tabela 11.

O objetivo deste item é fomentar dados suficientes para se obter uma estimativa do carregamento vertical por pavimento composto de paredes estruturais com cada um dos materiais especificados para cada análise. Desta maneira, com o objetivo de facilitar os cálculos, somente para efeito deste item 6.5 serão desconsideradas aberturas de portas e janelas.

Tabela 11 — Subdivisão das paredes em famílias.

dim,N	comp (m)	rep.Ap	rep. Pav	Paredes
dim,1	7,9	2	4	Par1, Par3 (trecho 1 ap. x2), Par2, Par13, Par11, Par14, Par12
dim,2	4,85	1	4	Par16, Par32, Par15, Par31
dim,3	2,5	3	4	Par19, Par22, Par23 (trecho (1) 1 ap. x2), Par29, Par26, Par24 (trecho (1) 1 ap. x2), Par21, Par18, Par25, Par28
dim,4	2,1	1	4	Par4, Par5, Par9, Par10
dim,5	3,7	2	4	Par17 (trecho 1 ap. x2), Par23 (trecho(2) 1 ap. x2), Par30 (trecho 1 ap. x2), Par24 (trecho (2) 1 ap. x2)
dim,6	5,6	1	2	Par6, Par7
dim,7	2,05	1	4	Par20 (trecho 1 ap. x2), Par27 (trecho 2 ap. x2)
dim,8	0,6	1	4	Par33, Par34, Par35, Par36
dim,9	3,1	2	1	Par8, Par3 (trecho área comum)

Fonte: Autoria própria (2020).

A terceira coluna da tabela 11 contempla as repetições que a família vai ter em um apartamento (rep,AP), já a quarta coluna contempla as repetições por pavimento que a terceira coluna terá (rep,Pav). Uma observação é que a parede Par23 foi dividida em dois trechos, (1) e (2), por apartamento apenas para facilitar os cálculos e se enquadrarem nas famílias existentes.

## 6.5.2 Cálculo do carregamento vertical

A seguir será exposto em tabelas o cálculo do carregamento vertical para os modelos das três análises. Vale salientar que todas as paredes possuem pé direito de 2,8 m, e que a espessura varia de acordo com a tipologia da edificação.

Sendo:

$\Delta p_{ppar}$ : peso próprio das paredes em um pavimento;

$\Delta P_{,pav}$ : carregamento vertical total de uma tipologia de pavimento;

$\Delta P_{,tot}$ : carregamento vertical total de um edifício.

### 6.5.2.1 Análise 01

- Modelo A101

Tabela 12 — Peso próprio das paredes do modelo A101.

PP paredes (A101)							
comp (m)	H (m)	tw (m)	V (m <sup>3</sup> )	$\gamma_{con-1}$ (tf/m <sup>3</sup> )	rep,Ap	rep,Pav	Peso (tf)
7,9	2,8	0,1	2,212	2,5	2	4	44,24
4,85	2,8	0,1	1,358	2,5	1	4	13,58
2,5	2,8	0,1	0,7	2,5	3	4	21
2,1	2,8	0,1	0,588	2,5	1	4	5,88
3,7	2,8	0,1	1,036	2,5	2	4	20,72
5,6	2,8	0,1	1,568	2,5	1	2	7,84
2,05	2,8	0,1	0,574	2,5	1	4	5,74
0,6	2,8	0,1	0,168	2,5	1	4	1,68
3,1	2,8	0,1	0,868	2,5	2	1	4,34
<b><math>\Delta p_{ppar} =</math></b>							<b>125,02</b>

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 13 — Carregamento vertical do modelo A101.

Carregamento vertical (A101)								
Pavimento	Área (m <sup>2</sup> )	PP (tf)	revs (tf)	acid (tf)	PP,pav (tf)	$\Delta P,pav$ (tf)	repetições	$\Delta P,tot$ (tf)
coberta	207,18	62,15	37,29	20,71	62,15	120,16	1	<b>1183,8540</b> <b>78</b>
tipo	199,35	59,80	19,93	29,90	184,82	234,66	4	
térreo (paredes)	-	-	-	-	125,02	125,02	1	

Fonte: Autoria própria (2020).

▪ Modelo A102 e A103

Tabela 14 — Peso próprio das paredes do modelo A102 e A103.

PP paredes (A102 E A103)							
comp (m)	H (m)	tw (m)	V (m <sup>3</sup> )	$\gamma_{cel}$ (tf/m <sup>3</sup> )	rep,Ap	rep,Pav	Peso (tf)
7,9	2,8	0,1	2,212	1,8	2	4	31,8528
4,85	2,8	0,1	1,358	1,8	1	4	9,7776
2,5	2,8	0,1	0,7	1,8	3	4	15,12
2,1	2,8	0,1	0,588	1,8	1	4	4,2336
3,7	2,8	0,1	1,036	1,8	2	4	14,9184
5,6	2,8	0,1	1,568	1,8	1	2	5,6448
2,05	2,8	0,1	0,574	1,8	1	4	4,1328
0,6	2,8	0,1	0,168	1,8	1	4	1,2096
3,1	2,8	0,1	0,868	1,8	2	1	3,1248
<b><math>\Delta Pppar =</math></b>							<b>90,0144</b>

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 15 — Carregamento vertical do modelo A102.

Carregamento vertical (A102)								
Pavimento	Área (m <sup>2</sup> )	PP (tf)	revs (tf)	acid (tf)	PP,pav (tf)	$\Delta P$ ,pav (tf)	repetições	$\Delta P$ ,tot (tf)
coberta	207,18 51	44,751 98	37,293 32	20,718 51	44,7519 82	102,7638 1	1	<b>924,4383</b> <b>76</b>
tipo	199,35 76	43,061 24	19,935 76	29,903 64	133,075 64	182,9150 42	4	
térreo (paredes)	-	-	-	-	90,0144	90,0144	1	

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 16 — Carregamento vertical do modelo A103.

Carregamento vertical (A103)								
Pavimento	Área (m <sup>2</sup> )	PP (tf)	revs (tf)	acid (tf)	PP,pav (tf)	$\Delta P$ ,pav (tf)	repetições	$\Delta P$ ,tot (tf)
coberta	207,18 51	62,155 53	37,293 32	20,718 51	62,1555 3	120,1673 58	1	<b>1008,8260</b> <b>78</b>
tipo	199,35 76	59,807 28	19,935 76	29,903 64	149,821 68	199,6610 8	4	
térreo (paredes)	-	-	-	-	90,0144	90,0144	1	

Fonte: Autoria própria (2020).

### 6.5.2.2 Análise 02

- Modelo A201

Tabela 17 — Peso próprio das paredes do modelo A201.

PP paredes (A201)							
comp (m)	H (m)	tw (m)	V (m³)	$\gamma_{\text{con-1}}$ (tf/m³)	rep,Ap	rep,Pav	Peso (tf)
7,9	2,8	0,15	3,318	2,5	2	4	66,36
4,85	2,8	0,15	2,037	2,5	1	4	20,37
2,5	2,8	0,15	1,05	2,5	3	4	31,5
2,1	2,8	0,15	0,882	2,5	1	4	8,82
3,7	2,8	0,15	1,554	2,5	2	4	31,08
5,6	2,8	0,15	2,352	2,5	1	2	11,76
2,05	2,8	0,15	0,861	2,5	1	4	8,61
0,6	2,8	0,15	0,252	2,5	1	4	2,52
3,1	2,8	0,15	1,302	2,5	2	1	6,51
<b><math>\Delta P_{\text{ppar}} =</math></b>							<b>187,53</b>

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 18 — Carregamento vertical do modelo A201.

Carregamento vertical (A201)								
Pavimento	Área (m²)	PP (tf)	revs (tf)	acid (tf)	PP,pav (tf)	$\Delta P_{\text{pav}}$ (tf)	repetições	$\Delta P_{\text{tot}}$ (tf)
coberta	207,18	62,155	37,293	20,718	62,1555	120,1673	1	<b>4468,1708</b>
	51	53	32	51	3	58		
tipo	199,35	59,807	19,935	29,903	247,337	297,1766	14	
térreo (paredes)	-	-	-	-	187,53	187,53	1	<b>78</b>

Fonte: Autoria própria (2020).

- Modelo A202

Tabela 19 — Peso próprio das paredes do modelo A202.

PP paredes (A202)							
comp (m)	H (m)	tw (m)	V (m <sup>3</sup> )	$\gamma_{blo}$ (tf/m <sup>3</sup> )	rep,Ap	rep,Pav	Peso (tf)
7,9	2,8	0,15	3,318	1,4	2	4	37,1616
4,85	2,8	0,15	2,037	1,4	1	4	11,4072
2,5	2,8	0,15	1,05	1,4	3	4	17,64
2,1	2,8	0,15	0,882	1,4	1	4	4,9392
3,7	2,8	0,15	1,554	1,4	2	4	17,4048
5,6	2,8	0,15	2,352	1,4	1	2	6,5856
2,05	2,8	0,15	0,861	1,4	1	4	4,8216
0,6	2,8	0,15	0,252	1,4	1	4	1,4112
3,1	2,8	0,15	1,302	1,4	2	1	3,6456
<b><math>\Delta p_{par} =</math></b>							<b>105,0168</b>

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 20 — Carregamento vertical do modelo A202.

Carregamento vertical (A202)								
Pavimento	Área (m <sup>2</sup> )	PP (tf)	revs (tf)	acid (tf)	PP,pav (tf)	$\Delta P,pav$ (tf)	repetições	$\Delta P,tot$ (tf)
coberta	207,18	62,155	37,293	20,718	62,1555	120,1673		
	51	53	32	51	3	58	1	
tipo	199,35	59,807	19,935	29,903	164,824	214,6634		<b>3230,4728</b>
	76	28	76	64	08	8	14	
térreo (paredes)	-	-	-	-	105,016			<b>78</b>
					8	105,0168	1	

Fonte: Autoria própria (2020).

### 6.5.2.3 Análise 03

- Modelo A301

Tabela 21 — Peso próprio das paredes do modelo A301.

PP paredes (A301)							
comp (m)	H (m)	tw (m)	V (m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{con-2}}$ (tf/m <sup>3</sup> )	rep,Ap	rep,Pav	Peso (tf)
7,9	2,8	0,25	5,53	2,5	2	4	110,6
4,85	2,8	0,25	3,395	2,5	1	4	33,95
2,5	2,8	0,25	1,75	2,5	3	4	52,5
2,1	2,8	0,25	1,47	2,5	1	4	14,7
3,7	2,8	0,25	2,59	2,5	2	4	51,8
5,6	2,8	0,25	3,92	2,5	1	2	19,6
2,05	2,8	0,25	1,435	2,5	1	4	14,35
0,6	2,8	0,25	0,42	2,5	1	4	4,2
3,1	2,8	0,25	2,17	2,5	2	1	10,85
<b><math>\Delta p_{\text{ppar}} =</math></b>							<b>312,55</b>

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 22 — Carregamento vertical do modelo A301.

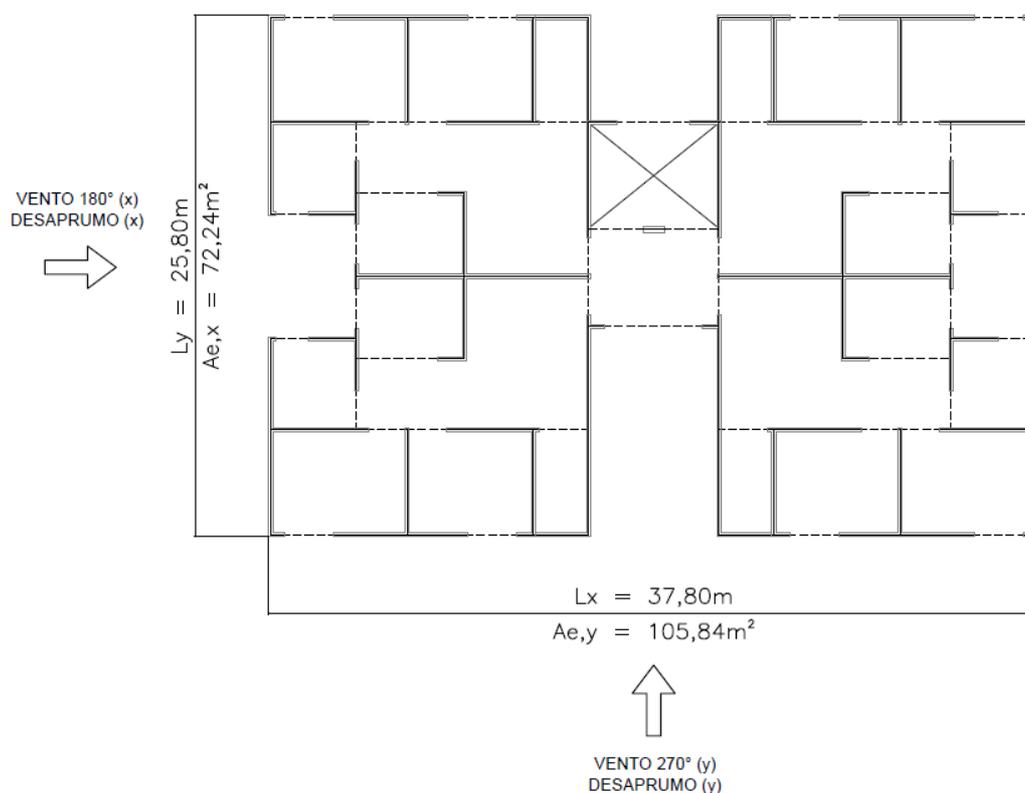
Carregamento vertical (A301)								
Pavimento	Área (m <sup>2</sup> )	PP (tf)	revs (tf)	acid (tf)	PP,pav (tf)	$\Delta P, \text{pav}$ (tf)	repetições	$\Delta P, \text{tot}$ (tf)
coberta	207,18	62,155	37,293	20,718	62,1555	120,1673	1	<b>19009,371</b>
	51	53	32	51	3	58		
tipo	199,35	59,807	19,935	29,903	372,357	422,1966	44	
térreo (paredes)	-	-	-	-	312,55	312,55	1	<b>28</b>

Fonte: Autoria própria (2020).

## 6.6 Ações horizontais

As ações horizontais consideradas contemplam os efeitos causados pelo vento e o desaprumo. A disposição das solicitações de acordo como serão aplicadas na estrutura será demonstrado na figura a seguir:

Figura 114 — Disposição das ações horizontais.



Fonte: Autoria própria (2020).

### 6.6.1 Ação do vento

As ações do vento foram calculadas de acordo com o item 5.2.1, seguindo as prescrições da ABNT NBR 6123:1988. Os coeficientes de arrasto podem ser obtidos por relações que envolvem a geometria da edificação por ábacos da ABNT NBR 6123:1988, para ventos de alta e baixa turbulência. Será considerando como vento de baixa turbulência, e também as seguintes informações a seguir:

Tabela 23 — Informações relativas as ações do vento.

Lx (m)	18,9
Ly (m)	12,9
V0 (m/s)	30,0
Categoria	IV
Classe	A
S1	1,0
S3	1,0
Ae,x (m <sup>2</sup> )	36,12
Ae,y (m <sup>2</sup> )	52,92

Fonte: Autoria própria (2020).

Sendo:

Lx :Comprimento linear da edificação na direção x;

Ly: Comprimento linear da edificação na direção y;

Ae,x : Área efetiva de atuação das forças em x;

Ae,y : Área efetiva de atuação das forças em y.

Os valores de força de arrasto do vento para cada tipologia de edificação estão apresentados nas tabelas a seguir:

- Edifícios modelo com 5 pavimentos (Análise 01)

Tabela 24 — Cálculo das forças de arrasto nas direções x e y para os modelos da Análise 01: A101, A102 e A103.

n° pav	zi (m)	Ae,x (m <sup>2</sup> )	Ae,y (m <sup>2</sup> )	S2	Vk (m/s)	qv (tf/m <sup>2</sup> )	CA,x	CA,y	FA,x (tf)	FA,y (tf)
1	2,8	35,84	52,64	0,738	22,145	0,030	0,99	1,18	1,067	1,867
2	5,6			0,802	24,066	0,036			1,260	2,205
3	8,4			0,842	25,266	0,039			1,388	2,431
4	11,2			0,872	26,153	0,042			1,488	2,604
5	14			0,895	26,863	0,044			0,785	1,374

Fonte: Autoria própria.

- Edifícios modelo com 15 pavimentos (Análise 02)

Tabela 25 — Cálculo das forças de arrasto nas direções x e y para os modelos da Análise 02: A201 e A202.

n° pav	zi (m)	Ae,x (m <sup>2</sup> )	Ae,y (m <sup>2</sup> )	S2	Vk (m/s)	qv (tf/m <sup>2</sup> )	CA,x	CA,y	FA,x (tf)	FA,y (tf)
1	2,8	35,84	52,64	0,710	21,314	0,028	1,16	1,36	1,158	1,994
2	5,6			0,775	23,243	0,033			1,377	2,371
3	8,4			0,815	24,451	0,037			1,524	2,624
4	11,2			0,845	25,347	0,039			1,637	2,819
5	14			0,869	26,063	0,042			1,731	2,981
6	16,8			0,889	26,664	0,044			1,812	3,120
7	19,6			0,906	27,183	0,045			1,883	3,243
8	22,4			0,921	27,641	0,047			1,947	3,353
9	25,2			0,935	28,051	0,048			2,005	3,453
10	28			0,947	28,422	0,050			2,059	3,545
11	30,8			0,959	28,763	0,051			2,108	3,631
12	33,6			0,969	29,078	0,052			2,155	3,711
13	36,4			0,979	29,370	0,053			2,198	3,785
14	39,2			0,988	29,643	0,054			2,239	3,856
15	42			0,997	29,900	0,055			1,139	1,962

Fonte: Autoria própria.

- Edifício modelo com 45 pavimentos (Análise 03)

Tabela 26 — Cálculo das forças de arrasto nas direções x e y para o modelo da Análise 03: A301.

n° pav	zi (m)	Ae,x (m <sup>2</sup> )	Ae,y (m <sup>2</sup> )	S2	Vk (m/s)	qv (tf/m <sup>2</sup> )	CA,x	CA,y	FA,x (tf)	FA,y (tf)
1	2,8	35,84	52,64	0,672	20,160	0,025	1,37	1,57	1,223	2,059
2	5,6			0,738	22,138	0,030			1,475	2,483
3	8,4			0,779	23,383	0,034			1,646	2,770
4	11,2			0,810	24,309	0,036			1,779	2,994
5	14			0,835	25,053	0,038			1,889	3,180
6	16,8			0,856	25,677	0,040			1,984	3,340

n° pav	zi (m)	Ae,x (m <sup>2</sup> )	Ae,y( m <sup>2</sup> )	S2	Vk (m/s)	qv (tf/m <sup>2</sup> )	CA,x	CA,y	FA,x (tf)	FA,y (tf)
7	19,6			0,874	26,217	0,042			2,069	3,482
8	22,4			0,890	26,694	0,044			2,145	3,610
9	25,2			0,904	27,121	0,045			2,214	3,727
10	28			0,917	27,510	0,046			2,278	3,834
11	30,8			0,929	27,866	0,048			2,337	3,934
12	33,6			0,940	28,196	0,049			2,393	4,028
13	36,4			0,950	28,502	0,050			2,445	4,115
14	39,2			0,960	28,788	0,051			2,495	4,199
15	42			0,969	29,058	0,052			2,541	4,278
16	44,8			0,977	29,312	0,053			2,586	4,353
17	47,6			0,985	29,553	0,054			2,629	4,425
18	50,4			0,993	29,782	0,054			2,670	4,493
19	53,2			1,000	30,000	0,055			2,709	4,560
20	56			1,007	30,209	0,056			2,747	4,623
21	58,8			1,014	30,408	0,057			2,783	4,684
22	61,6			1,020	30,600	0,057			2,818	4,744
23	64,4			1,026	30,784	0,058			2,852	4,801
24	67,2			1,032	30,961	0,059			2,885	4,856
25	70			1,038	31,132	0,059			2,917	4,910
26	72,8			1,043	31,298	0,060			2,948	4,962
27	75,6			1,049	31,458	0,061			2,979	5,013
28	78,4			1,054	31,612	0,061			3,008	5,063
29	81,2			1,059	31,762	0,062			3,037	5,111
30	84			1,064	31,908	0,062			3,064	5,158
31	86,8			1,068	32,050	0,063			3,092	5,204
32	89,6			1,073	32,187	0,064			3,118	5,249
33	92,4			1,077	32,321	0,064			3,144	5,292
34	95,2			1,082	32,452	0,065			3,170	5,335
35	98			1,086	32,579	0,065			3,195	5,377
36	100,8			1,090	32,703	0,066			3,219	5,418
37	103,6			1,094	32,824	0,066			3,243	5,458
38	106,4			1,098	32,943	0,067			3,266	5,498
39	109,2			1,102	33,059	0,067			3,289	5,537

n° pav	z <sub>i</sub> (m)	A <sub>e,x</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>e,y</sub> (m <sup>2</sup> )	S2	V <sub>k</sub> (m/s)	qv (tf/m <sup>2</sup> )	CA,x	CA,y	FA,x (tf)	FA,y (tf)
40	112			1,106	33,172	0,067			3,312	5,575
41	114,8			1,109	33,283	0,068			3,334	5,612
42	117,6			1,113	33,391	0,068			3,356	5,649
43	120,4			1,117	33,497	0,069			3,377	5,685
44	123,2			1,120	33,601	0,069			3,398	5,720
45	126			1,123	33,703	0,070			1,709	2,877

Fonte: Autoria própria.

Sendo:

z<sub>i</sub> : Altura do pavimento considerado;

CA,x : Coeficiente de arrasto para o vento na direção x;

CA,y : Coeficiente de arrasto para o vento na direção y;

FA,x : Força de arrasto na direção x;

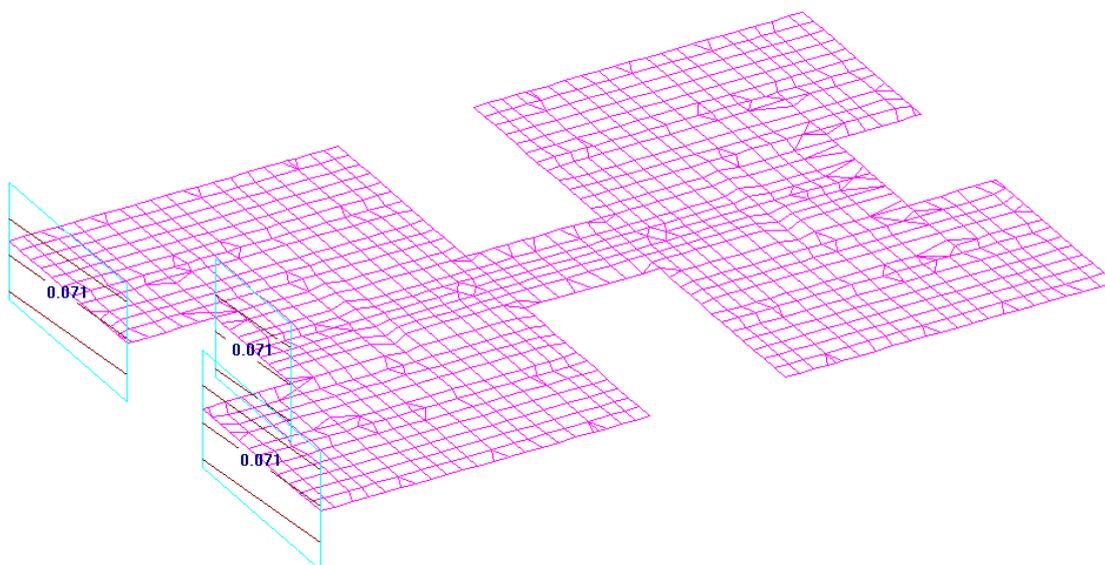
FA,y : Força de arrasto na direção y.

As ações devido ao vento (q<sub>1</sub>) foram definidas no programa como cargas distribuídas por área. A força de arrasto de uma direção foi aplicada ao nível do pavimento, sendo distribuída na área efetiva de atuação das forças (área formada pelo pé direito do pavimento e o comprimento linear da direção que a mesma está atuando). Devido ser um sistema composto por paredes estruturais, esta é uma boa maneira de se aplicar cargas desta natureza. Assim:

$$FA_{x, \text{área}} = \frac{FA_x}{A_{e,x}} \quad (46)$$

$$FA_{y, \text{área}} = \frac{FA_y}{A_{e,y}} \quad (47)$$

Conforme pode ser observado graficamente na figura 115:

Figura 115 — Cálculo do  $FA_{x,área}$  no modelo A301, no nível 42 m.

Fonte: Autoria própria.

### 6.6.2 Ação devido o desaprumo

Os valores das ações gerados pelo desaprumo ( $q_3$ ) são expressas a seguir, seguindo as prescrições da ABNT NBR 16055:2012, conforme a tipologia dos edifícios modelo em análise:

- Edifícios modelo com 5 pavimentos (Análise 01)

Tabela 27 — Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A101.

Desaprumo (A101)					
Nº Pav.	$z_i$ (m)	$\theta$ (rad)	$\Delta P$ (tf)	$F_{\Delta P,x}$ (tf)	$F_{\Delta P,y}$ (tf)
1	2,8	0,001572	234,6667	0,368925	0,368925
2	5,6	0,001572	234,6667	0,368925	0,368925
3	8,4	0,001572	234,6667	0,368925	0,368925
4	11,2	0,001572	234,6667	0,368925	0,368925
5	14	0,001572	120,1674	0,188918	0,188918

Fonte: Autoria própria.

Tabela 28 — Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A102.

Desaprumo (A102)					
Nº Pav.	zi (m)	$\theta$ (rad)	$\Delta P$ (tf)	<b>F<math>\Delta P</math>,x (tf)</b>	<b>F<math>\Delta P</math>,y (tf)</b>
1	2,8	0,001572	182,915	0,287565	0,287565
2	5,6	0,001572	182,915	0,287565	0,287565
3	8,4	0,001572	182,915	0,287565	0,287565
4	11,2	0,001572	182,915	0,287565	0,287565
5	14	0,001572	90,0144	0,141514	0,141514

Fonte: Autoria própria.

Tabela 29 — Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A103.

Desaprumo (A103)					
Nº Pav.	zi (m)	$\theta$ (rad)	$\Delta P$ (tf)	<b>F<math>\Delta P</math>,x (tf)</b>	<b>F<math>\Delta P</math>,y (tf)</b>
1	2,8	0,001572	199,6611	0,313892	0,313892
2	5,6	0,001572	199,6611	0,313892	0,313892
3	8,4	0,001572	199,6611	0,313892	0,313892
4	11,2	0,001572	199,6611	0,313892	0,313892
5	14	0,001572	120,1674	0,188918	0,188918

Fonte: Autoria própria.

- Edifícios modelo com 15 pavimentos (Análise 02)

Tabela 30 — Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A201.

Desaprumo (A201)					
Nº Pav.	zi (m)	$\theta$ (rad)	$\Delta P$ (tf)	<b>F<math>\Delta P</math>,x (tf)</b>	<b>F<math>\Delta P</math>,y (tf)</b>
1	2,8	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
2	5,6	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
3	8,4	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
4	11,2	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
5	14	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
6	16,8	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
7	19,6	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737

Desaprumo (A201)					
Nº Pav.	zi (m)	$\theta$ (rad)	$\Delta P$ (tf)	<b>F<math>\Delta P</math>,x (tf)</b>	<b>F<math>\Delta P</math>,y (tf)</b>
8	22,4	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
9	25,2	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
10	28	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
11	30,8	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
12	33,6	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
13	36,4	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
14	39,2	0,000908	297,1767	0,269737	0,269737
15	42	0,000908	120,1674	0,109072	0,109072

Fonte: Autoria própria.

Tabela 31 — Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A202.

Desaprumo (A202)					
Nº Pav.	zi (m)	$\theta$ (rad)	$\Delta P$ (tf)	<b>F<math>\Delta P</math>,x (tf)</b>	<b>F<math>\Delta P</math>,y (tf)</b>
1	2,8	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
2	5,6	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
3	8,4	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
4	11,2	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
5	14	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
6	16,8	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
7	19,6	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
8	22,4	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
9	25,2	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
10	28	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
11	30,8	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
12	33,6	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
13	36,4	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
14	39,2	0,000908	214,6635	0,194843	0,194843
15	42	0,000908	120,1674	0,109072	0,109072

Fonte: Autoria própria.

- Edifício modelo com 45 pavimentos (Análise 03)

Tabela 32 — Cálculo das forças horizontais equivalentes de desaprumo nas direções x e y para o modelo A301.

Desaprumo (A301)					
Nº Pav.	zi (m)	$\theta$ (rad)	$\Delta P$ (tf)	F $\Delta P_x$ (tf)	F $\Delta P_y$ (tf)
1	2,8	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
2	5,6	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
3	8,4	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
4	11,2	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
5	14	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
6	16,8	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
7	19,6	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
8	22,4	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
9	25,2	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
10	28	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
11	30,8	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
12	33,6	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
13	36,4	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
14	39,2	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
15	42	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
16	44,8	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
17	47,6	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
18	50,4	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
19	53,2	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
20	56	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
21	58,8	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
22	61,6	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
23	64,4	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
24	67,2	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
25	70	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
26	72,8	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
27	75,6	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
28	78,4	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
29	81,2	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249

Desaprumo (A301)					
Nº Pav.	zi (m)	$\theta$ (rad)	$\Delta P$ (tf)	$F_{\Delta P,x}$ (tf)	$F_{\Delta P,y}$ (tf)
30	84	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
31	86,8	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
32	89,6	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
33	92,4	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
34	95,2	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
35	98	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
36	100,8	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
37	103,6	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
38	106,4	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
39	109,2	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
40	112	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
41	114,8	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
42	117,6	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
43	120,4	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
44	123,2	0,000524	422,1967	0,221249	0,221249
45	126	0,000524	120,1674	0,062973	0,062973

Fonte: Autoria própria.

Sendo:

$F_{\Delta P,x}$  : Força horizontal equivalente em x;

$F_{\Delta P,y}$  : Força horizontal equivalente em y.

As cargas geradas pelo desaprumo foram definidas no programa como cargas lineares, distribuindo a força horizontal equivalente de uma direção no comprimento que a mesma está atuando. Devido ser um sistema composto por paredes estruturais, esta é uma boa maneira de se aplicar cargas desta natureza.

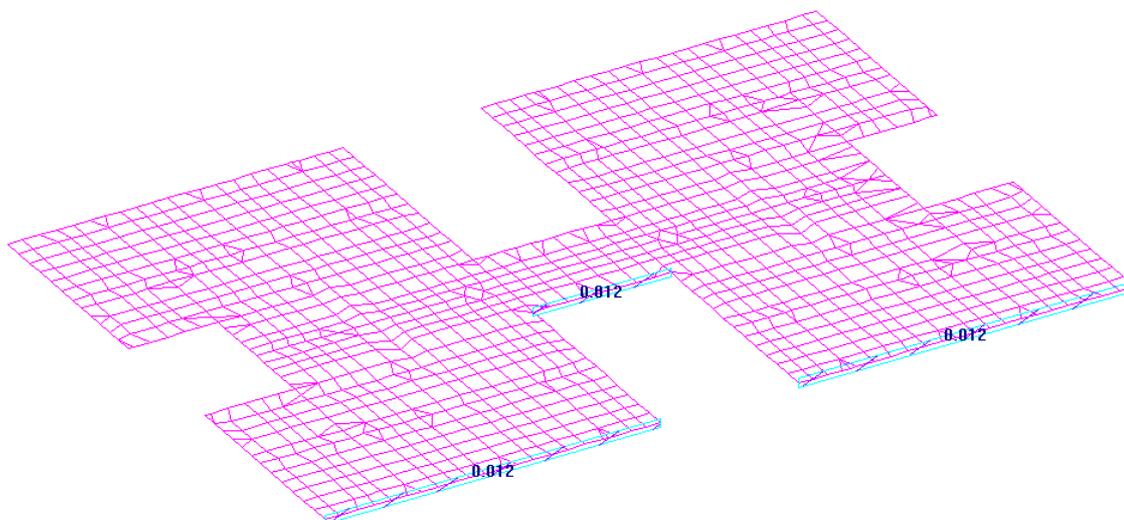
Assim:

$$F_{\Delta P,x,linear} = \frac{F_{\Delta P,x}}{L_y} \quad (48)$$

$$F_{\Delta P,y,linear} = \frac{F_{\Delta P,y}}{L_x} \quad (49)$$

Conforme pode ser observado graficamente na figura 116:

Figura 116 — Cálculo do  $F\Delta P_{y_{linear}}$  no modelo A301, no nível 42 m.



Fonte: Autoria própria.

## 6.7 Combinações de carregamento utilizadas

Para este trabalho a ação do vento será considerada como a ação variável direta principal para combinações de máximas compressões. Vale ressaltar também que as ações permanentes têm efeito desfavorável. As combinações analisadas para máxima compressão serão:

$$C_1 : F_{cd} = 1,4.(g_1) + 1,4.(g_2) + 1,4.(q_{1(x)}) + 0,7.(q_2) + 0,84.(q_{3(x)}) \quad (50)$$

$$C_2 : F_{cd} = 1,4.(g_1) + 1,4.(g_2) + 1,4.(q_{1(y)}) + 0,7.(q_2) + 0,84.(q_{3(y)}) \quad (51)$$

Para as combinações de máxima tração as ações permanentes tem efeito favorável, e o vento será a ação variável principal. No caso do carregamento variável devido à sobrecarga (acidental), por a mesma ter efeito favorável, não será considerada nestas combinações. As combinações analisadas para máxima tração serão:

$$C_3 : F_{td} = 1,0.(g_1) + 1,0.(g_2) + 1,4.(q_{1(x)}) + 0,84.(q_{3(x)}) \quad (52)$$

$$C_4 : F_{td} = 1,0.(g_1) + 1,0.(g_2) + 1,4.(q_{1(y)}) + 0,84.(q_{3(y)}) \quad (53)$$

Também será definida combinação de carregamento referente a verificação de flechas em lajes para a Análise 01. Esta combinação é quase permanente de serviço (CQP) a definida pela ABNT NBR 6118:2014 para verificação do estado limite de serviço de deformações excessivas:

$$C_{\text{ELS-DEF}}: 1,0.(g_1) + 1,0.(g_2) + 0,3.(q_2) \quad (54)$$

Outra combinação de carregamento a ser considerada neste trabalho é a combinação de estado limite de serviço para combinações frequentes (CF), necessária para analisar o movimento lateral de edifícios, que é definida pela ABNT NBR 6118:2014. Pela ação da sobrecarga permanente ter efeito favorável, a mesma não será levada em conta nesta combinação, e será verificada apenas para as ações horizontais na direção y, por gerar maiores deslocamentos, como descrito na equação 55:

$$C_{\text{ELS-FREQ}}: 1,0.(g_1) + 1,0.(g_2) + 0,3.(q_{1(y)}) + 0,3.(q_{3(y)}) \quad (55)$$

Sendo:

$F_{cd}$ : esforço de cálculo que gera situação de máxima tensão normal de compressão;

$F_{td}$ : esforço de cálculo que gera situação de máxima tensão normal de tração;

$g_1$ : Carregamento devido ao peso próprio dos elementos estruturais;

$g_2$ : Carregamento devido ao revestimento das lajes;

$q_{1(x)}$ : Ação do vento na direção x;

$q_{1(y)}$ : Ação do vento na direção y;

$q_2$ : Carregamento devido a sobrecarga acidental;

$q_{3(x)}$ : Ação devido ao desaprumo na direção x;

$q_{3(y)}$ : Ação devido ao desaprumo na direção y.

## 7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão expostos os resultados das análises referentes ao capítulo 6, descritos detalhadamente nos itens que compõe o mesmo. Os resultados foram obtidos por modelagem computacional em software de base em elementos finitos, que como citado anteriormente no tópico 5.5.5 trata-se do programa comercial Strap.

O material gráfico composto de diagramas, mapas de contorno e renderizações geométricas foram retirados de dados de saída do referido software.

Este capítulo pode-se dizer que foi dividido em três seções, que são 7.1, 7.2 e 7.3, as quais referem-se respectivamente as análises 01, 02 e 03, definidas no item 6.1.

Serão expostos resultados obtidos nas paredes modeladas como elementos de chapa, referentes à o esforço normal e ao espalhamento e uniformização de cargas ao longo da altura da edificação, cujo é um fator de grande importância de projeto de construções em paredes autoportantes, como citado nos tópicos do item 5.1. Outros esforços de também importância para o projeto destas edificações serão expostos, o esforço cortante e o momento fletor. Não serão verificados os esforços relativos à torção.

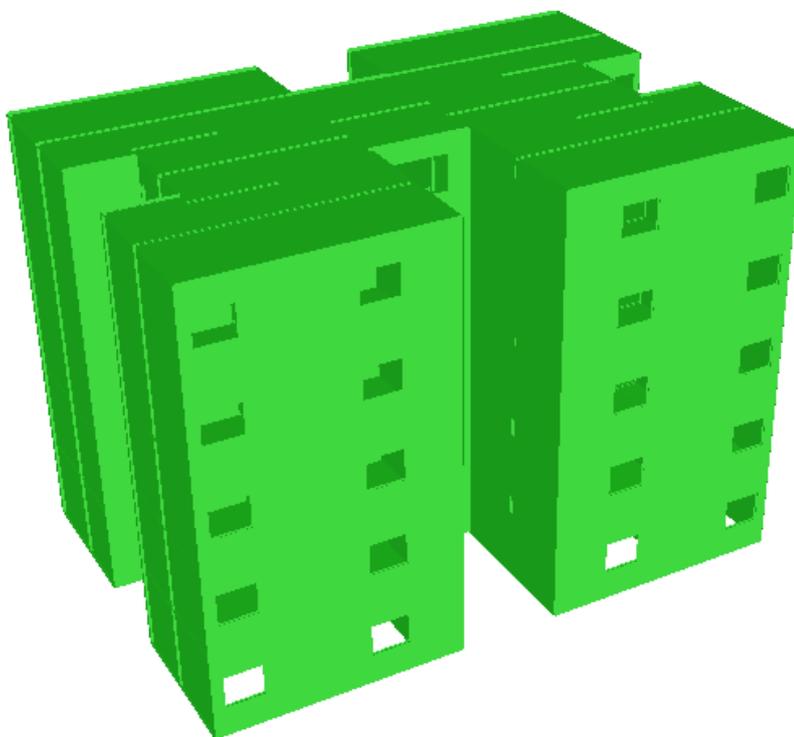
Serão verificadas às máximas tensões nas paredes relativas à compressão e a tração, que deverão ser obtidas através das combinações de carregamento citadas no item 6.7. Será verificado se as dimensões pré-estabelecidas atendem ao esforços solicitantes, como também se as áreas de aço obtidas são compatíveis com o que vem sendo adotado na prática corrente de projetos baseado na ABNT NBR 16055:2012.

Serão verificados os deslocamentos máximos na base e no topo de cada modelo analisado, verificando se os mesmos atendem as prescrições da ABNT NBR 6118:2014. Para cada modelo será verificada a estabilidade global, conforme descrito no item 5.4.

## 7.1 Análise 01: comparativo entre edifício de 5 pavimentos em paredes de concreto armado moldadas in loco convencional e paredes de concreto celular

Serão expostos os resultados comparativos de cada parâmetro referente aos modelos da Análise 01.

Figura 117 — Renderização de modelo estudado na Análise 01.



Fonte: Autoria própria.

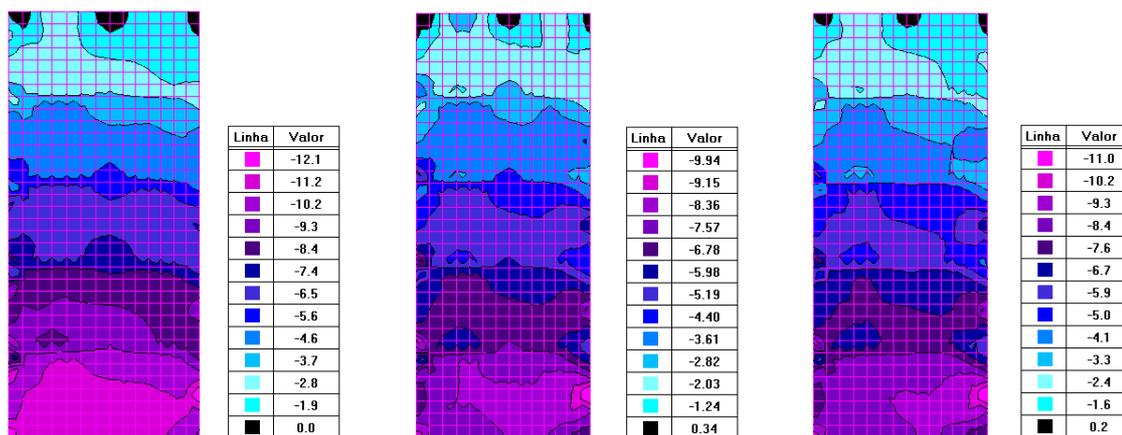
### 7.1.1 Esforço normal: Espalhamento e uniformização de cargas verticais

Para análise deste esforço serão verificadas apenas as paredes mais solicitadas para as combinações para máxima compressão  $C_1$  e  $C_2$ . A parede mais solicitada em ambas as combinações foi a parede PAR 7. Em seguida as paredes mais solicitadas para as combinações  $C_1$  e  $C_2$  foram as PAR 24 e PAR 3 respectivamente.

A parede PAR 7 apresentou um maior esforço normal para a combinação  $C_1$ , relativo aos esforços horizontais na direção x. Na figura 118 e no gráfico 1 a seguir

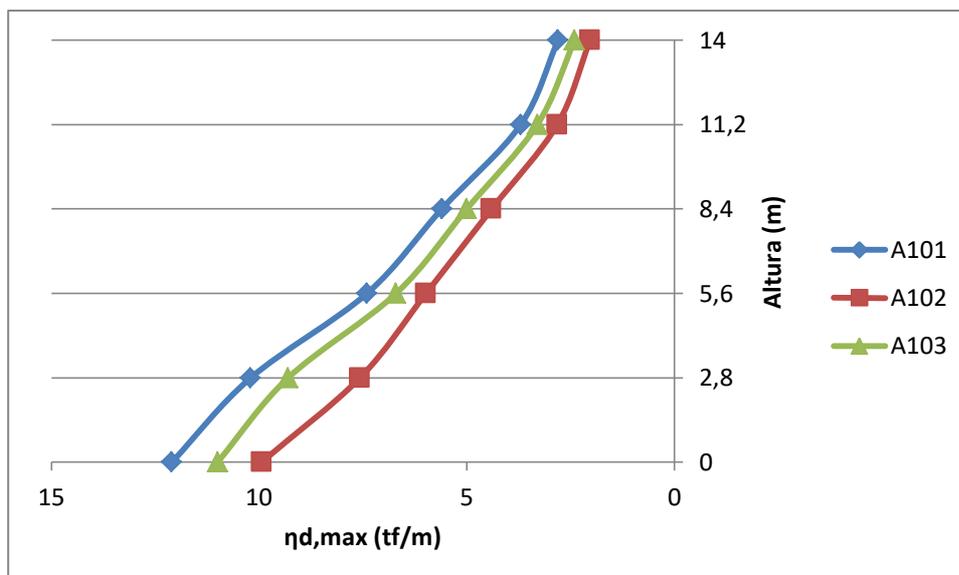
serão expostos os resultados de esforço normal para cada pavimento dos modelos desta análise para a parede PAR 7. Sendo  $\eta_{d,max}$  o valor máximo do esforço normal por unidade de metro por pavimento. O pavimento térreo será chamado de 1, e os restantes seguirão esta numeração em ordem crescente.

Figura 118 — Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 7, nos modelos da Análise 01, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Gráfico 1 —  $\eta_{d,max}$  na base e no topo da parede PAR 7 de cada pavimento dos modelos da Análise 01.



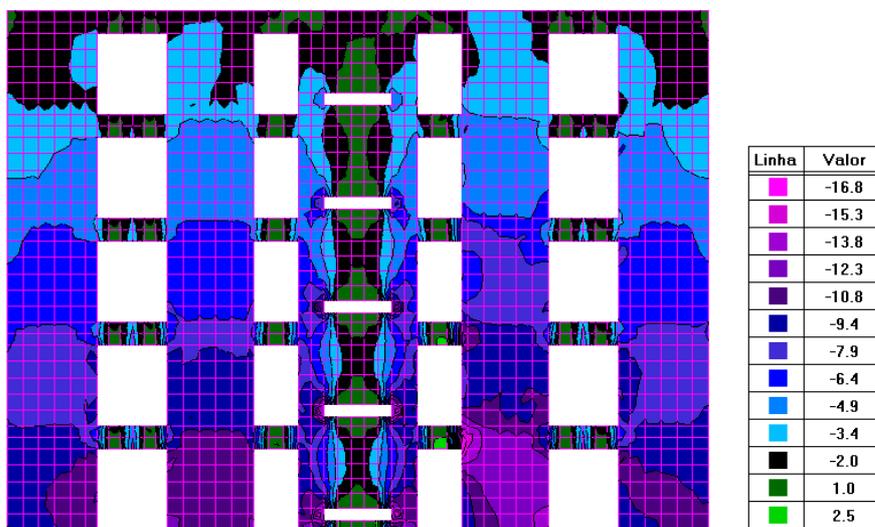
Fonte: Autoria própria.

Pode-se observar pouca diferença no que tange ao comportamento perante os esforços normais nestas paredes em ambos os modelos. Perce-be-se a partir dos

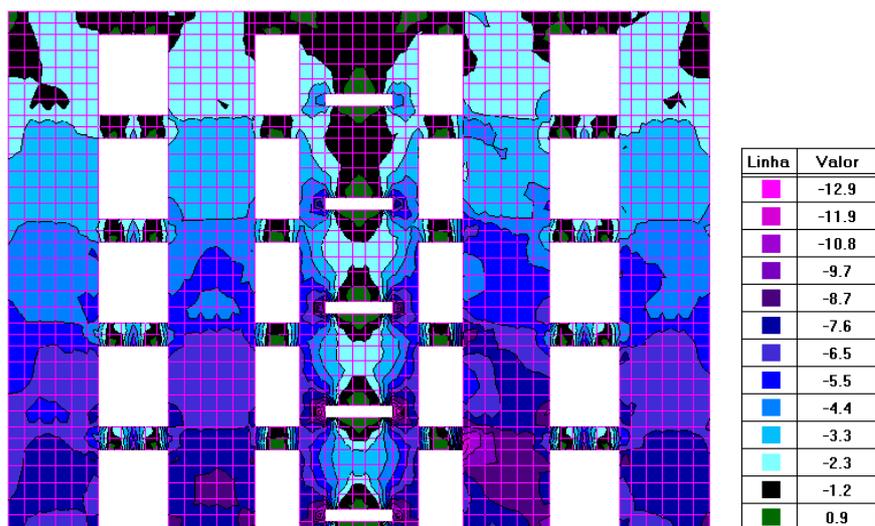
resultados expostos em mapas de contorno que em ambos estão com distribuições de carregamento bem semelhantes, com concentrações de tensões nas regiões que encontram com paredes transversais.

Na figura 119 a seguir, serão expostos os esforços normais da PAR 3, para os três modelos da Análise 01. Observa-se que nesta parede, por apresentar várias regiões de aberturas, existe concentração de tensões nestas regiões, inclusive surgindo esforços de tração (valores positivos).

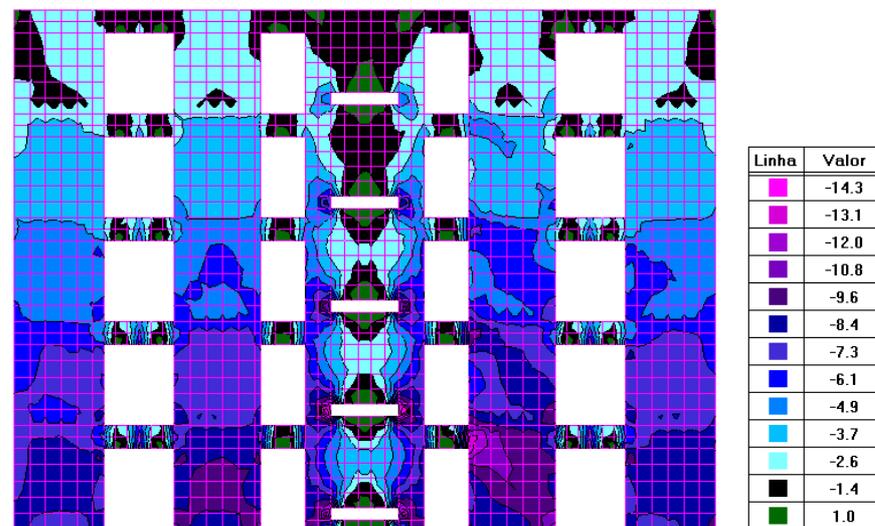
Figura 119 — Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 3, nos modelos da Análise 01: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf/m.



(a)



(b)



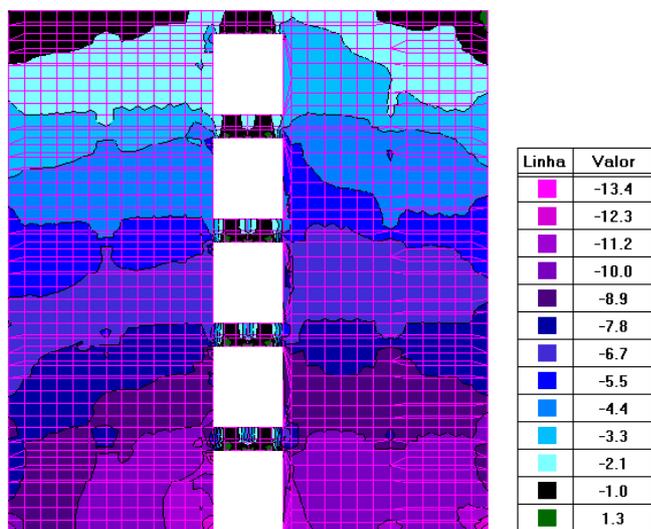
(c)

Fonte: Autoria própria.

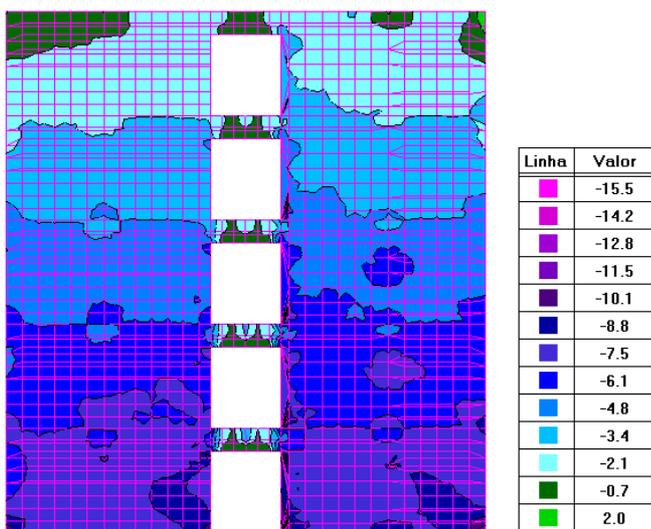
Será apresentado na figura 120 a seguir os esforços normais para a parede PAR 24, parede transversal, que estará contraventando as ações horizontais oriundas da direção y. Diferente das análises anteriores, os maiores esforços foram obtidos com a combinação C<sub>2</sub>.

Pode-se observar que apesar dos resultados dos modelos A102 e A103 possuírem em sua legenda maiores valores absolutos no seu mapa de contorno das forças, os resultados na base do primeiro pavimento do modelo A101 são superiores que os demais. Isso se deve à que nos modelos dantes citados existem concentrações de tensões mais elevadas em determinados pontos, exigindo-se armaduras de reforços nessas regiões.

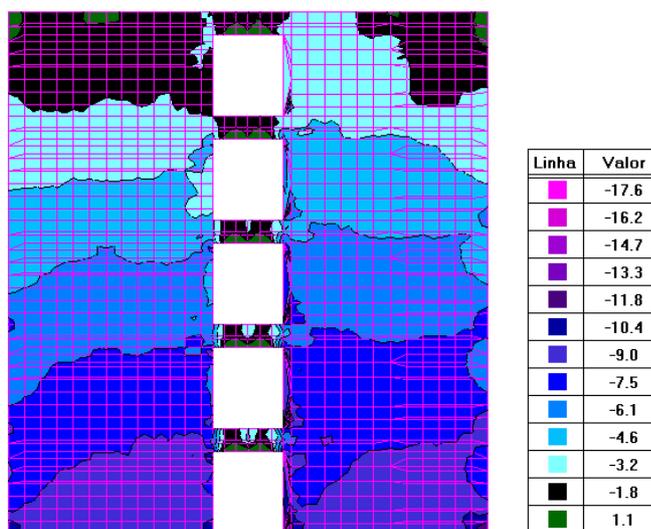
Figura 120 — Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 24, nos modelos da Análise 01: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf/m.



(a)



(b)

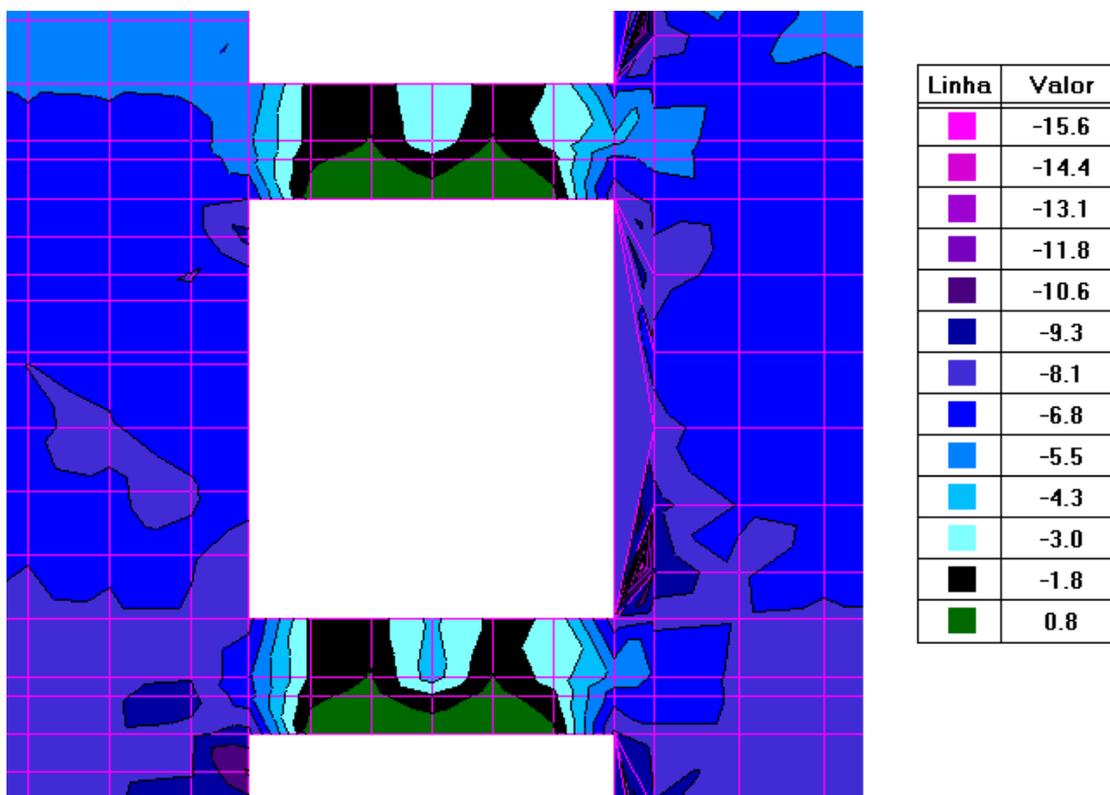


(c)

Fonte: Autoria própria.

Em relação ao espalhamento do carregamento vertical, pode-se observar que aconteceu de forma semelhante com as prescrições da ABNT NBR 16055:2012 e citadas no item 5.1.2. As aberturas de portas e janelas apresentaram inclinações tangentes à borda da abertura, e conforme mostrado na figura 121 a seguir, a indicação da norma de excluir as zonas dos limites e considerar a distribuição de cargas a  $45^\circ$  é uma boa aproximação. Vale salientar que a parede PAR 7, está situada na parte central da abertura, dividindo o lintel apresentado em dois, criando-se assim dois planos com angulação próxima a  $45^\circ$ .

Figura 121 — Espalhamento dos esforços normais em lintel na parede PAR 24 do modelo A103.

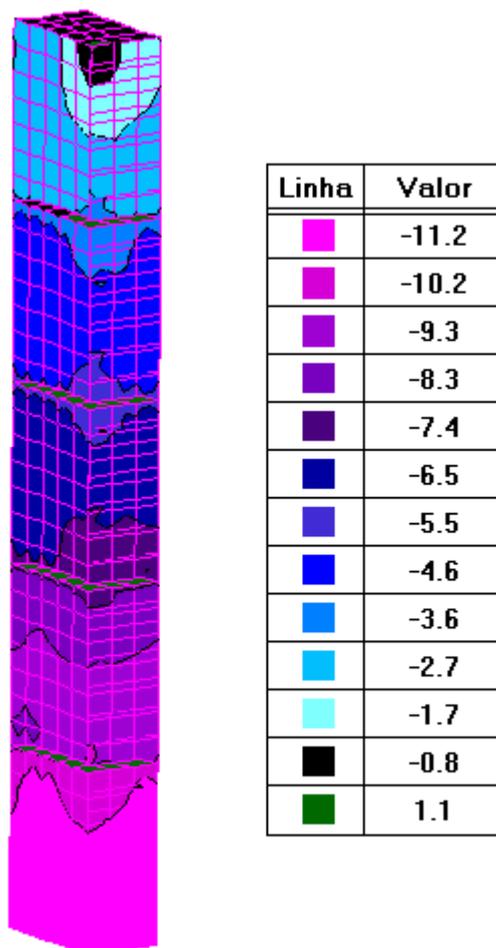


Fonte: Autoria própria.

Outro fator importante que pode-se observar é que o espalhamento de cargas entre paredes adjacentes aconteceu conforme demonstrado nas figuras 90 e 91. Nas paredes superiores, o espalhamento das cargas ocorre de maneira inclinada, isso se deve ao fato das mesmas serem aplicadas de maneira semelhante a cargas concentradas ou parcialmente distribuídas, porém esta inclinação vai diminuindo

com o decréscimo da altura, devido ao processo de uniformização de cargas. Este procedimento é demonstrado na figura 122 a seguir.

Figura 122 — Encontro das paredes adjacentes PAR 7 e PAR 27 do modelo A101, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Conclui-se que neste tópico que o comportamento das paredes pouco mudou em relação ao material utilizado perante esforços normais. Vale salientar que os mesmos ainda serão verificados em relação a dimensionamento e área de aço em tópico destinado para este fim. Pode-se observar que os modelos analisados estão em conformidade com o que está prescrito na bibliografia no que tange ao comportamento de espalhamento e uniformização de cargas. Pode-se observar na figura 122 que praticamente todas as cargas estão uniformizadas, principalmente do quarto pavimento até a base da edificação.

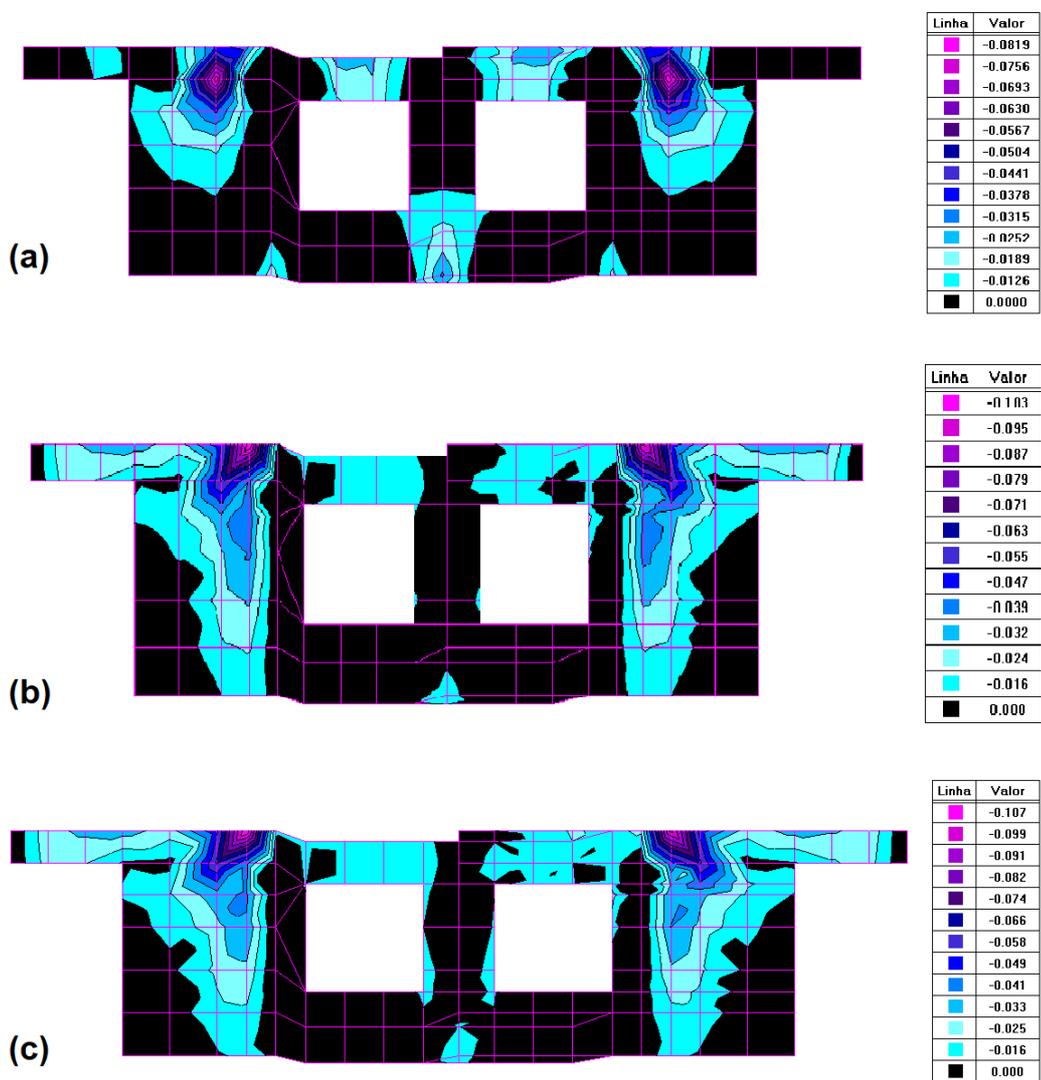
### 7.1.2 Momento fletores

O resultado obtidos quanto a momentos fletores para os modelos da Análise 01, assim como esperado, obteve-se resultados baixos, tanto para direção x como para direção y. Isso se deve ao fato das edificações desta análise possuírem uma quantidade relativamente pequena de pavimentos, como também possuírem uma alta carga vertical devido principalmente ao elevado peso próprio dos elementos estruturais.

Um fato que vale ressaltar é que para todos os modelos, em ambas as direções (x,y) a parede mais solicitada para este esforço foi a parede PAR 30. Isso mostra a pouca influência do carregamento horizontal para esta análise, pois mesmo alterando a direção das ações horizontais, pouco influenciou nos resultados. Como pode ser observado nas figuras 123 e 124, os valores máximos aconteceram em regiões próximas a aberturas da PAR 30, ambos nas paredes do ultimo pavimento do edifício. Na tabela 33 são expostos os resultados máximos obtidos nos modelos.

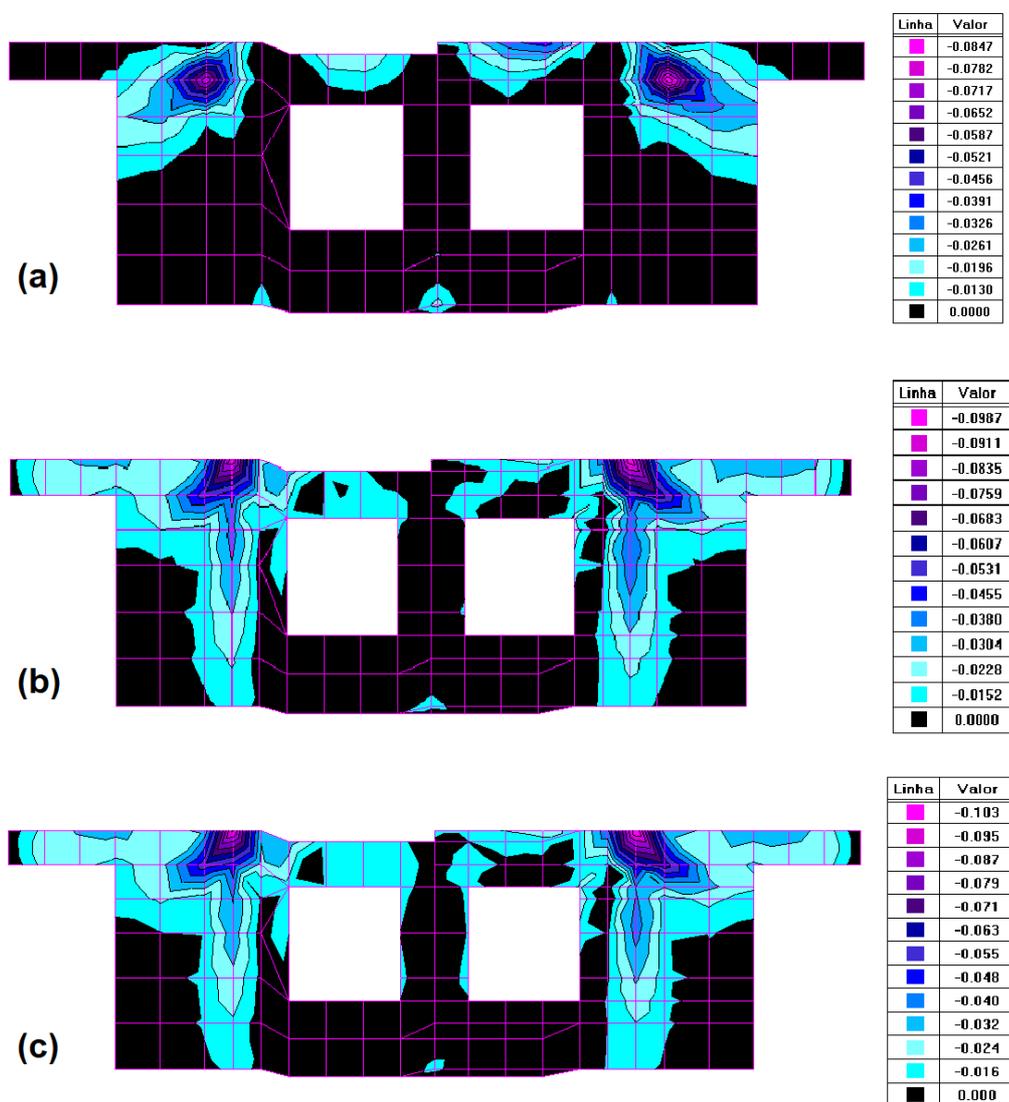
Os valores negativos expressos na legenda do mapa de contorno, indicam momentos que geram tração na face dos elementos. Isso faz parte da convenção adotada pelo software para expressar os resultados.

Figura 123 — Valores do momento fletor na direção x com a combinação C<sub>1</sub>, para a PAR 30 nos modelos: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf.m/m.



Fonte: Autoria própria.

Figura 124 — Valores do momento fletor na direção x com a combinação C<sub>2</sub>, para a PAR 30 nos modelos: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf.m/m.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 33 — Resultados dos valores máximos para momento fletor das paredes na Análise 01.

Momentos máximos PAR 30		
Modelo	Mx*,max (tf.m/m)	My*,max (tf.m/m)
A101	0,082	0,085
A102	0,103	0,099
A103	0,107	0,103

Fonte: Autoria própria.

### 7.1.3 Esforço Cortante

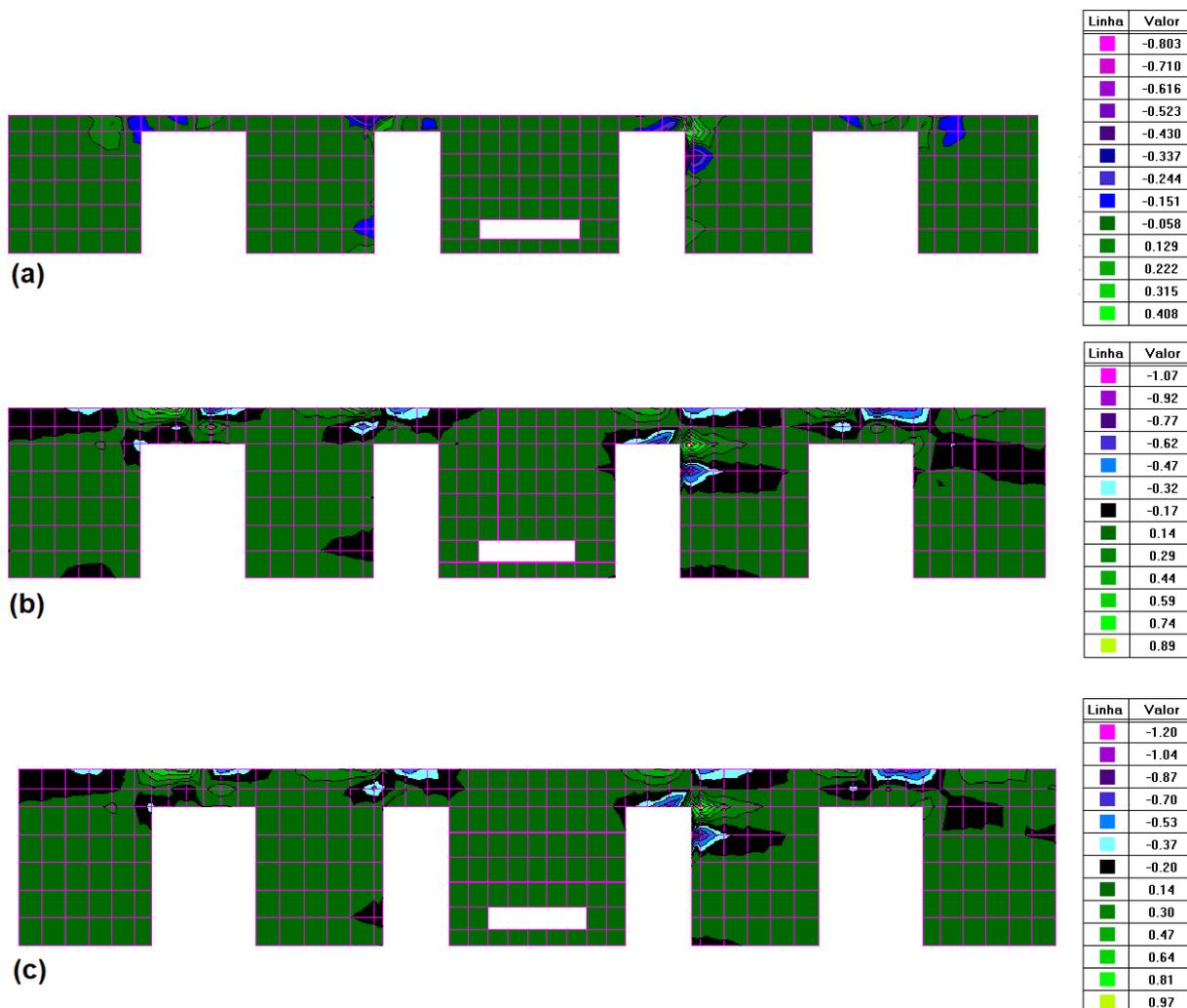
Os esforços cortantes,  $Q_x$  e  $Q_y$ , são calculados nos vértices do elemento finito baseando-se na segunda derivada dos momentos no centro do elemento, usando valores médios para gerar os mapas de contorno. De maneira que os cortantes nas direções x e y são obtidos respectivamente pelas equações 56 e 57:

$$Q_x = \frac{dM_x}{dx} + \frac{dM_{xy}}{dy} \quad (56)$$

$$Q_y = \frac{dM_y}{dy} + \frac{dM_{xy}}{dx} \quad (57)$$

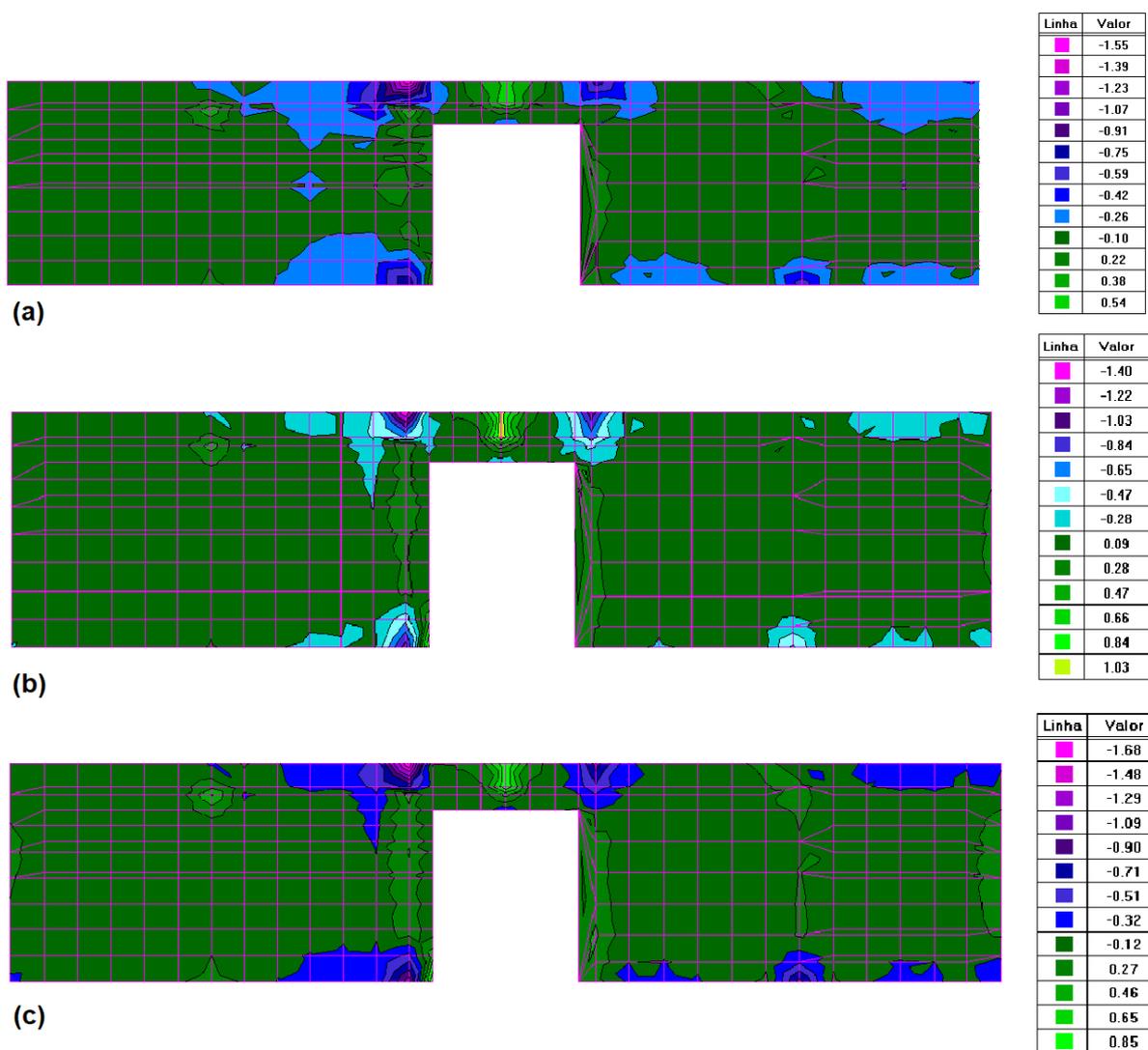
Serão expostos os resultados de esforços cortantes apenas para o pavimento em as paredes de contraventamento que absorverem a maior parcela desta solicitação, como também para a combinação que contemple as ações horizontais na direção correspondente. Para o cortante na direção x será a parede PAR 3, e a parede PAR 24 para o cortante na direção y.

Figura 125 — Valores do esforço cortante na direção x com a combinação  $C_1$ , para a PAR 3 nos modelos: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Figura 126 — Valores do esforço cortante na direção y com a combinação C<sub>2</sub>, para a PAR 24 nos modelos: (a) A101, (b) A102 e (c) A103, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 34 — Resultados dos valores máximos para o esforço cortante das paredes na Análise 01.

Modelo	PAR 3 Q <sub>x</sub> , max (tf/m)	PAR 24 Q <sub>y</sub> ,max (tf/m)
A101	0,80	1,55
A102	1,07	1,40
A103	1,20	1,68

Fonte: Autoria própria.

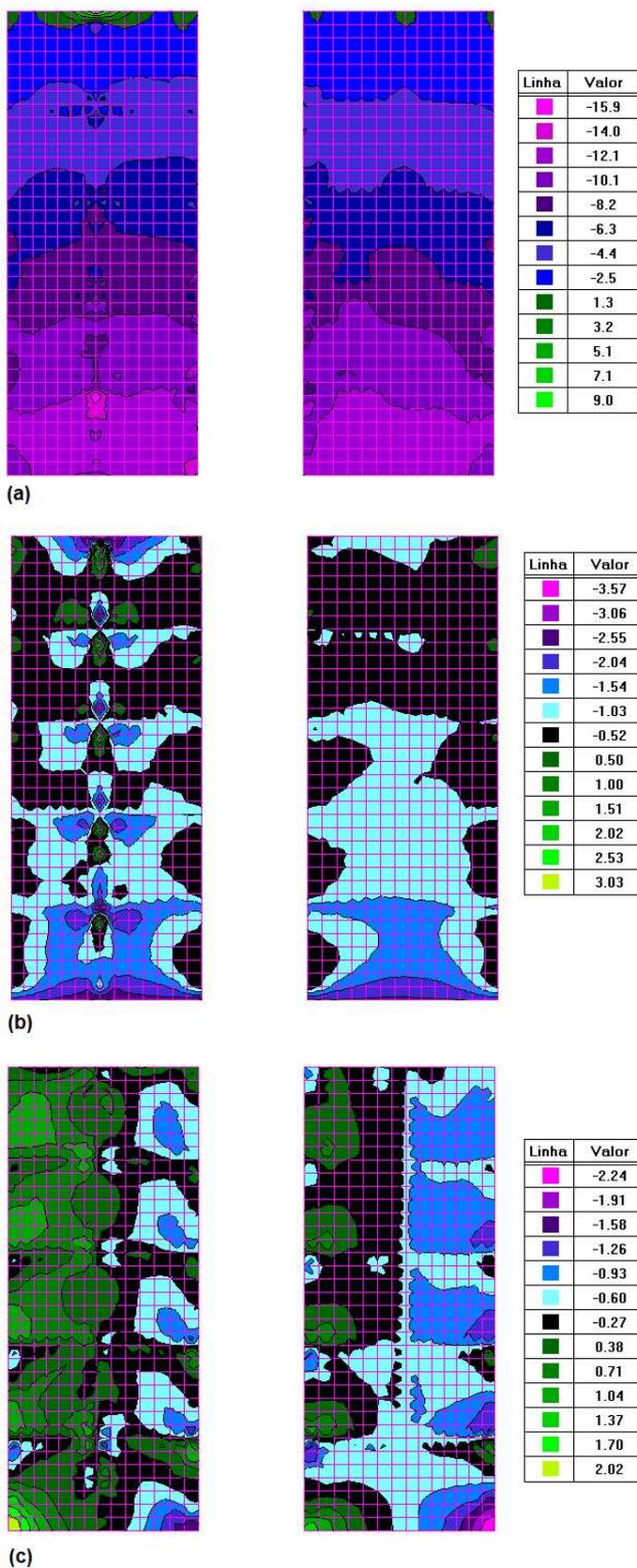
Como pode se observar nas figuras 125 e 126, o esforço cortante máximo (tabela 34) está localizado apenas nas regiões de lintéis. A maior parte desta solicitação nos painéis de paredes é constante, com um aumento de 241% nas paredes em concreto celular. Apesar do elevado valor em termos de percentagem, a diferença em valor absoluto é de apenas 0,082 tf/m, o que mostra os baixos valores da cortante para as paredes. Os esforços horizontais são baixos, e também são neutralizados pelas forças em x ou em y causadas pelo carregamento vertical, pois trata-se de uma estrutura de chapa, e a mesma desenvolve este tipo de solicitação.

Conclui-se que a solicitação devido ao esforço cortante para uma edificação de paredes de concreto deste porte é de maior importância para verificação do cisalhamento nos lintéis formados pela abertura de portas e janelas, pois é onde se concentram os maiores valores. Conferindo o que foi prescrito por Corrêa e Ramalho (2003), tratando para o caso de alvenaria estrutural, que os esforços cortantes nas extremidades dos lintéis tendem a ser maiores, sendo imprescindível sua verificação para esta solicitação.

#### **7.1.4 Tensões normais e de cisalhamento**

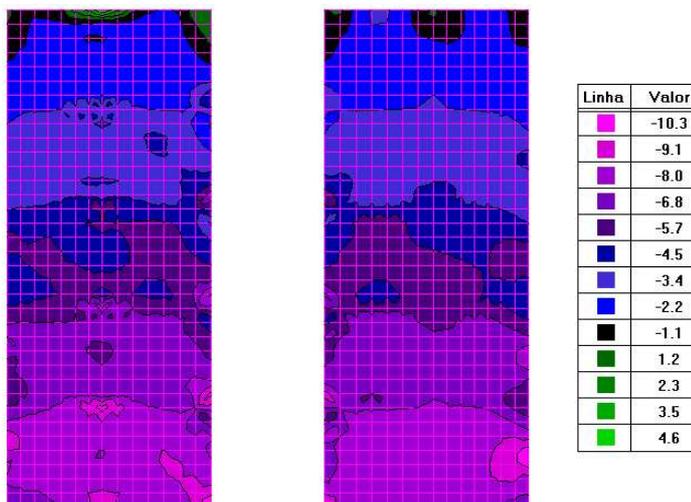
Neste tópico serão apresentados os resultados para as tensões de cisalhamento, as tensões principais mínimas (compressão) e máximas (tração) e as tensões secundárias das paredes mais solicitadas nos modelos da análise 01, paredes PAR 6 e PAR 7. Como ambas as paredes estão contraventando as ações horizontais na direção x, será utilizado para esta análise a combinação  $C_1$ , pois foi verificado que a mesma obteve maiores resultados para tração que a outra combinação também para ações na direção x, a  $C_3$ . Estes itens serão expressos a seguir nas figuras de 127 a 129.

Figura 127 — Valores das tensões atuantes nas paredes PAR 6 e PAR 7 do modelo A101, utilizando a combinação C<sub>1</sub>: (a) tensões principais, (b) tensões secundárias e (c) tensões de cisalhamento. Unidades em kgf/cm<sup>2</sup>.

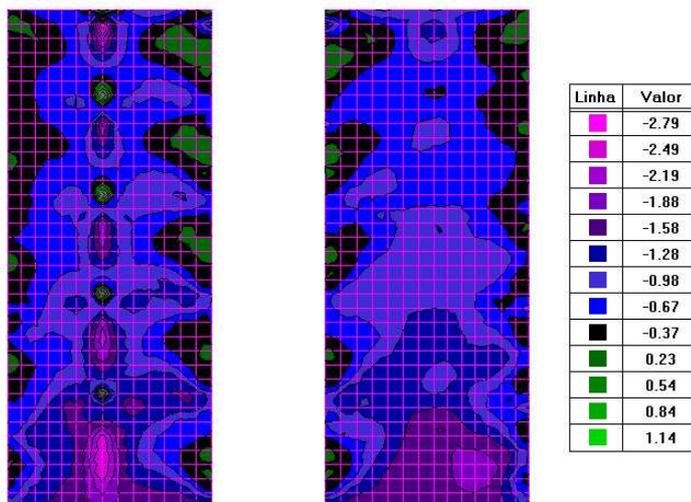


Fonte: Autoria própria.

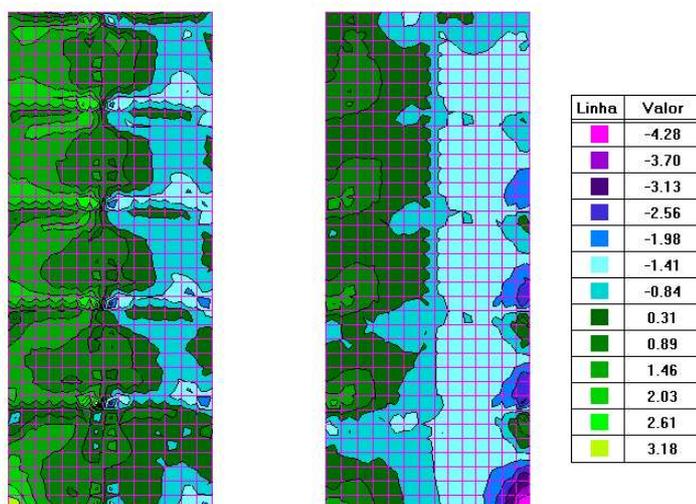
Figura 128 — Valores das tensões atuantes nas paredes PAR 6 e PAR 7 do modelo A102, utilizando a combinação C<sub>1</sub>: (a) tensões principais, (b) tensões secundárias e (c) tensões de cisalhamento. Unidades em kgf/cm<sup>2</sup>.



(a)



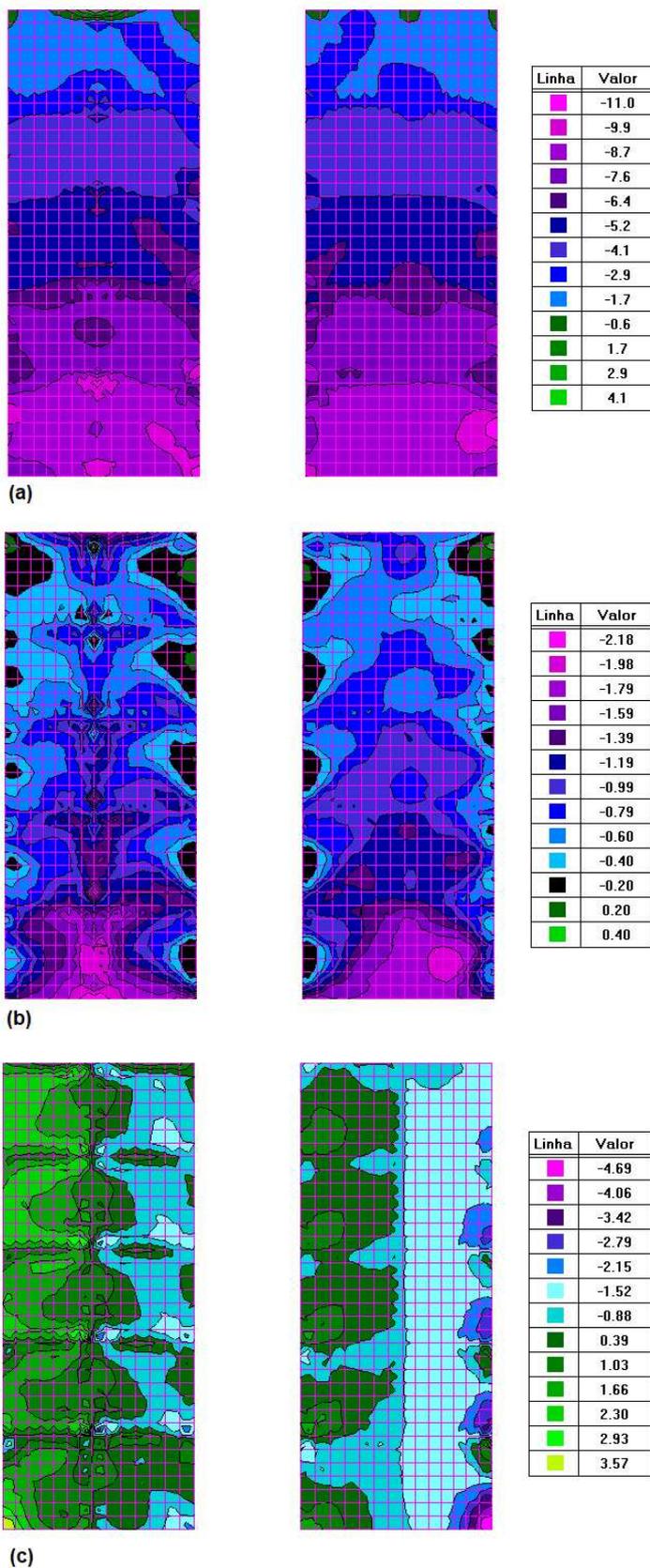
(b)



(c)

Fonte: Autoria própria.

Figura 129 — Valores das tensões atuantes nas paredes PAR 6 e PAR 7 do modelo A103, utilizando a combinação C<sub>1</sub>: (a) tensões principais, (b) tensões secundárias e (c) tensões de cisalhamento. Unidades em kgf/cm<sup>2</sup>.



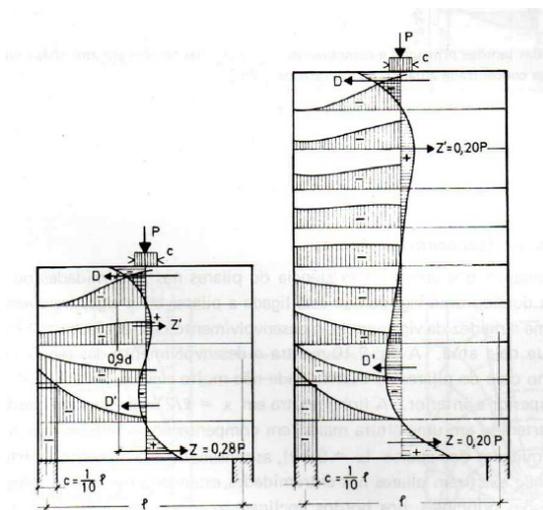
Fonte: Autoria própria.

Devido as paredes serem simétricas no projeto, o comportamento perante o caminhamento das tensões em cada modelo são bem parecidos, principalmente nas tensões principais (a), que são definidas principalmente devido ao carregamento vertical. O carregamento é predominantemente de compressão (valores negativos), e em principalmente regiões no topo do ultimo pavimento existem regiões com tensões de tração (valores positivos).

Observa-se que para o mapa de contorno das tensões principais existe uma uniformização das tensões, com um comportamento de contorno bem mais sólido que os das tensões secundárias (b), as quais apresentam mais espalhadas nas paredes. Como era de se esperar, o comportamento das tensões principais são bem semelhantes ao mapa de contorno devido ao esforço normal.

Um fato importante, que muitas vezes é negligenciado devido a simplificações de projeto, para dimensionamento das paredes, é que também existem tensões na direção paralela ao comprimento das paredes (x). Leonhardt e Mönning (1973), ao tratarem de chapas, indicam que as mesmas não permanecem planas após as deformações, não obedecendo à hipótese de Bernoulli, indicando que mesmo que um material seja perfeitamente elástico as tensões  $\sigma_x$  não variam linearmente e as componentes  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$  não são mais desprezíveis. Definindo que as tensões em chapas e vigas-parede devem ser determinadas levando-se em conta as condições de equilíbrio e de compatibilidade dos esforços internos. Comportamento demonstrado de maneira simplificada (pois os autores exporão utilizando carga concentrada) na figura 130 a seguir.

Figura 130 — Tensões principais atuando no meio do vão em chapas com carga concentrada atuando em sua face superior.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1973).

Em relação às tensões tangenciais observa-se que o mapa de contorno das paredes está com um comportamento típico do efeito de cisalhamento que essa tensão causa na estrutura. A parede 7 recebe mais valores de compressão para esta tensão devido a mesma está no final do contravetamento, mesmo não existindo parede adjacente entre as mesmas, observa-se que existe ainda alguma conformidade nas tensões entre paredes. Em tópico mais a frente será verificado o dimensionamento das paredes para esta tensão, como também para as tensões normais principais citadas anteriormente.

Em relação aos resultados, todos atingiram ordem de grandezas semelhantes, variando apenas devido seu peso próprio, como observado em tópicos anteriores. As maiores solicitações são as verticais, e no caso específico de paredes de concreto, devido as paredes serem feitas in loco, geram um elevado peso próprio. Em algumas situações, citadas em tópicos anteriores, alguns esforços foram neutralizados devido a alta carga vertical.

Os valores absolutos máximos de tensões para cada modelo desta análise estão expostos na tabela 35 a seguir.

Tabela 35 — Valores máximos de tensões nos modelos da Análise 01.

Valores máximos das tensões entre as paredes PAR 6 e PAR 7			
Modelo	$\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{xy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
A101	15,9	3,57	2,24
A102	10,3	2,79	4,28
A103	11,0	2,18	4,69

Fonte: Autoria própria.

Sendo:

$\sigma_x$ : Tensões normais secundárias (direção x);

$\sigma_y$ : Tensões normais principais (direção y);

$\tau_{xy}$ : Tensões tangenciais ou de cisalhamento.

Para verificação quanto à uniformização da tensão normal de compressão nos pavimentos será utilizada a combinação C<sub>2</sub>, pois a mesma resulta maiores tensões desta natureza, oriundos de ações horizontais. Vale salientar que esta tratará de uma verificação global da estrutura, sendo assim todas as paredes serão analisadas.

Os resultados serão expostos na tabela 36 a seguir, com valores da tensão normal média de compressão ( $\sigma_y$ ) expressos em kgf/cm<sup>2</sup> para as bases das paredes de cada pavimento do modelo A101. A parede PAR 8 não foi contemplada nesta verificação, pois devido a mesma possuir grande abertura, existe uma maior concentração de esforços de tração, sendo necessário tratamentos diferentes do ponto de vista estrutural e construtivo.

A estatística descritiva foi empregada como ferramenta para analisar os pavimentos nesta verificação. O parâmetro utilizado para qualificar um pavimento como uniformizado do ponto de vista de tensões normais de compressão foi o coeficiente de variação (COV), que quanto mais baixo, indica menor dispersão dos resultados, sendo assim um indício que as paredes estão com tensões próximas umas das outras para um determinado pavimento. Desta maneira, quanto à dispersão dos resultados o critério adotado foi o presente em Martins (2018):

- Baixa dispersão de dados: COV menor ou igual a 15%;
- Média dispersão de dados: COV entre 15% e 30%;
- Alta dispersão de dados: COV maior que 30%.

Tabela 36 — Uniformização de tensões normais médias de compressão no modelo A101.

MODELO A101 ( $\sigma_y$ em kgf/cm <sup>2</sup> )					
PAREDE	PAVIMENTO				
	1	2	3	4	5
PAR1	10,5	8,4	6,4	5,2	3,8
PAR2	10,5	9,1	7,5	6,2	4,8
PAR3	10,6	9,0	6,6	4,5	2,3
PAR4	8,2	7,0	5,2	3,6	1,9
PAR5	8,2	7,2	5,3	3,5	1,2
PAR6	11,4	10,2	8,2	6,0	4,4
PAR7	11,2	9,7	7,1	5,9	3,1
PAR8	NÃO CONTEMPLADA				
PAR9	9,2	7,8	5,9	4,5	2,8
PAR10	8,6	7,6	5,3	3,6	2,0
PAR11	11,2	10,0	7,2	3,7	1,9
PAR12	10,8	8,6	6,6	4,4	2,5
PAR13	7,7	6,3	4,9	4,4	2,7
PAR14	7,4	6,5	5,1	4,4	2,6
PAR15	9,1	7,1	5,7	4,2	2,1
PAR16	10,1	7,1	5,6	4,2	2,9
PAR17	9,6	8,5	6,2	3,7	2,1
PAR18	10,4	8,9	6,0	3,7	2,9
PAR19	10,1	7,8	6,0	3,3	1,1
PAR20	12,5	8,7	6,3	4,1	2,6
PAR21	11,6	9,7	7,9	6,4	3,7
PAR22	13,0	10,9	8,2	7,4	5,1
PAR23	12,3	10,8	8,3	6,7	3,9
PAR24	12,3	8,2	5,8	3,3	1,9
PAR25	10,1	8,0	5,8	4,5	2,0
PAR26	8,3	7,0	4,6	2,5	0,8
PAR27	12,3	9,8	7,4	5,6	3,5
PAR28	10,4	7,6	6,0	4,8	2,7
PAR29	10,4	8,1	6,6	4,5	1,2
PAR30	9,5	7,9	6,0	3,5	2,1
PAR31	9,8	8,8	7,5	5,5	3,0
PAR32	10,4	9,7	7,7	5,6	3,2
ÍNDICES ESTATÍSTICOS					
MAX	13,00	10,90	8,30	7,40	5,08
MIN	7,35	6,32	4,59	2,50	0,81
MÉDIA	10,24	8,44	6,42	4,62	2,66
DESV. PAD.	1,47	1,23	1,04	1,15	1,05
COV	<b>0,143</b>	<b>0,145</b>	<b>0,163</b>	<b>0,249</b>	<b>0,393</b>
DISPERSÃO	<b>BAIXA</b>	<b>BAIXA</b>	<b>MÉDIA</b>	<b>MÉDIA</b>	<b>ALTA</b>
ESC. MÁX.	1,88	2,00	1,81	2,42	2,30
ESC. MÍN.	-1,97	-1,72	-1,76	-1,84	-1,76

Fonte: Autoria própria.

Observa-se que para o modelo A101 a uniformização foi decrescente do ultimo pavimento para o primeiro. O valor do coeficiente de variação se comportou de maneira crescente à medida que era analisado pavimentos superiores, sendo o primeiro e segundo pavimentos com baixa dispersão de dados, sendo um indício que estes pavimentos apresentam uniformização de cargas nas paredes.

### **7.1.5 Deslocamentos máximos das paredes do modelo**

Nesta presente análise também serão expostos os resultados do deslocamento vertical obtido para as lajes desta análise, as quais foram utilizados diferentes materiais.

#### **7.1.5.1 Paredes**

Através dos resultados da tabela 37 percebe-se que os deslocamentos nas paredes em ambos os modelos foram muito baixos. Os resultados foram obtidos com a combinação  $C_{ELS-FREQ}$ .

Em relação aos deslocamentos verticais ( $\Delta z$ ), tratam-se apenas de encurtamento elásticos, pois não estão sendo levados em conta os efeitos da fissuração e fluência, como também a base das paredes serem consideradas engastadas, não sendo considerado portanto a interação solo-estrutura. Desta forma obtém-se valores baixos, pois além da parede ser rígida em seu plano, devido ser uma edificação de pequeno porte, e existirem uma quantidade relativamente alta de paredes estruturais, as solicitações que carregam as mesmas não são tão elevadas.

No que diz respeito aos deslocamentos horizontais ( $\Delta x$  e  $\Delta y$ ), devido ser uma edificação de apenas 5 pavimentos, já era de se esperar que o carregamento horizontal não seria tão atenuante nesta análise. Outro fator que vale ressaltar, é que as paredes possuem elevado peso próprio, contribuindo para que os efeitos do carregamento horizontal sejam minimizados.

Tabela 37 — Valores máximos de deslocamentos nas paredes dos modelos da Análise 01.

Valores máximos dos deslocamentos da Análise 01			
Modelo	$\Delta x$ (cm)	$\Delta y$ (cm)	$\Delta z$ (cm)
A101	0,006	-0,017	-0,045
A102	0,005	0,007	-0,053
A103	0,006	0,008	-0,057

Fonte: Autoria própria.

Wight e MacGregor (2012) indicam que é comum limitar os deslocamentos horizontais na base e no topo de um pavimento a uma fração da altura do mesmo, expressa como:

$$\Delta h_{lim} = \frac{h_s}{500} \quad (58)$$

Sendo  $h_s$  a altura do pavimento, o limite para o deslocamento horizontal entre pavimentos seria de 0,56 cm, estando todos os modelos com valores bem abaixo dos limites.

A ABNT NBR 16055:2012 remete a ABNT NBR 6118:2014 para verificação dos estados limites de serviço. Desta maneira a limitação para o deslocamento horizontal é definido por:

$$\Delta H_{lim} = \frac{H}{1700} \quad (59)$$

$$\Delta H_{ilim} = \frac{H_i}{850} \quad (60)$$

Sendo,  $H$  a altura total do edifício e  $H_i$  a altura entre pavimentos, ambos expressos em cm. Ao se verificar, a situação mais desfavorável seria pela equação 58 (entre pavimentos), com valor limite de 0,329 cm, desta maneira, ambas as situações estariam atendendo o mesmo.

### 7.1.5.2 Lajes

As lajes analisadas serão as correspondentes ao pavimento cobertura, pois o mesmo possui a maior carga permanente, e será utilizada a combinação de carregamento  $C_{ELS-DEF}$ .

Tabela 38 — Deslocamento vertical (flechas) máximas para as lajes da Análise 01.

Valores máximos dos deslocamentos verticais das lajes da Análise 01	
Modelo	$\Delta z$ (cm)
A101 e 103	0,067
A102	0,078

Fonte: Autoria própria.

Observa-se valores baixos para as flechas encontradas nesta análise, com resultados próximos em ambas as análises. Devido ao menor módulo de elasticidade, era de se esperar maiores flechas para o pavimento composto em concreto celular. Vale ressaltar que o concreto celular definido nesta análise possui características mecânicas superiores do que os muitas vezes encontrados nas obras, assim obteve bons resultados.

Vale salientar que para esta análise foi obtida apenas a flecha elástica, não considerando perda de rigidez devido a fissuração como também os efeitos da fluência e não-linearidade física, que ocasionariam valores mais elevados, e mais condizentes com a realidade.

### 7.1.6 Área de aço necessária nos elementos estruturais

Apenas para esta Análise 01, serão verificados as áreas de aço necessárias para as lajes, visto que se trata da única análise que existe variação no material utilizado para este elemento estrutural, que é um dos objetivos da mesma.

### 7.1.6.1 Paredes

Na tabela 39 a seguir serão expostos os resultados para área de aço das paredes mais solicitadas desta análise, paredes PAR 6 e PAR 7. Os resultados exibidos em mapas de contorno, nas figuras 131, 132 e 133, indicam o valor da área de aço em  $\text{cm}^2/\text{m}$ . Para análise dos resultados foi utilizada a combinação  $C_2$ .

Observa-se que as áreas de aço presente na maior parte da parede são menores que a mínima, mesmo para as paredes em concreto celular dos modelos A102 e A103. Isso se deve ao fato de que as tensões de tração são baixas, visto é uma edificação de poucos pavimentos e o carregamento nas paredes é predominantemente vertical. Como já citado anteriormente, as taxas mínimas de armadura em paredes são estabelecidas principalmente para atender além de esforços mínimos de tração devido à solicitações externas, como também para evitar fissuração causadas por deformações internas como as devidas a retração, fluência e variação de temperatura.

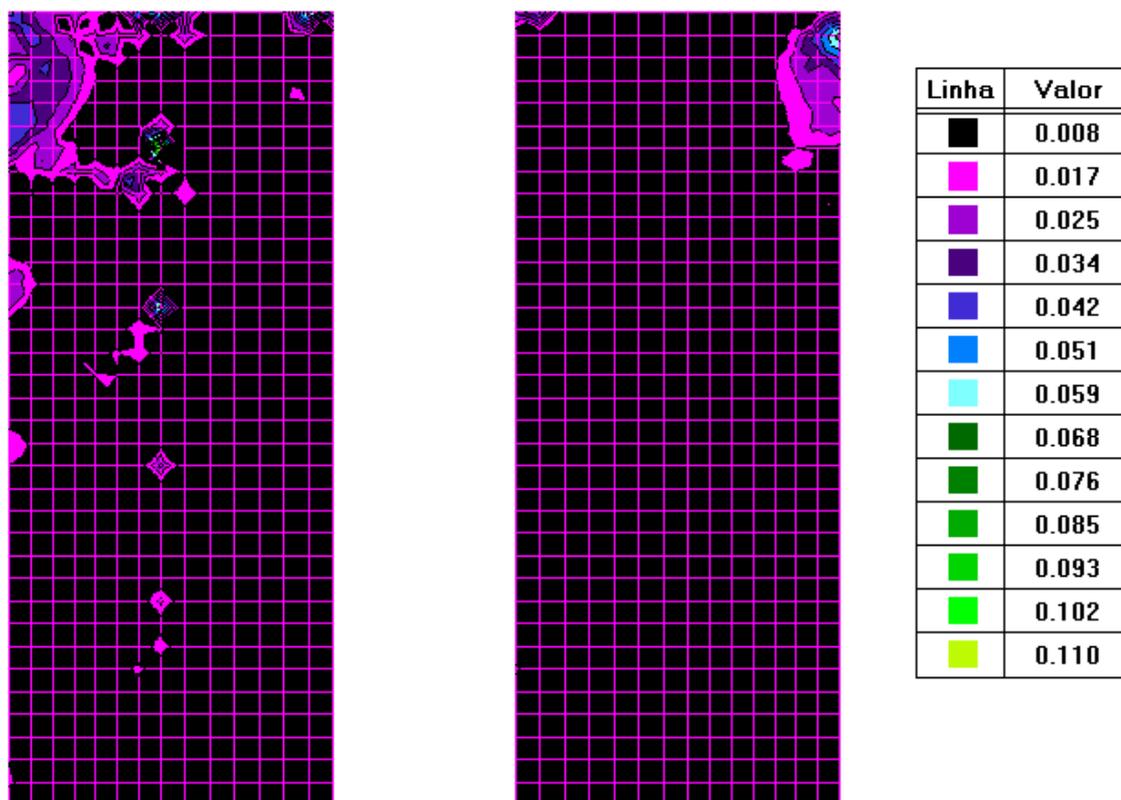
A maneira que o software calcula as armaduras é para distribuí-las em duas faces da parede. Como as paredes desta análise possuem espessura menor que 15 cm (acima deste valor a ABNT NBR 16055:2012 indica a utilização de telas duplas), é conveniente a utilização da tela centrada, desta forma foram somados os valores da armadura necessária para cada face (z+ e z-).

Tabela 39 — Valores das armaduras necessária na maior extensão das paredes.

Valores de armaduras para a Análise 01										
Modelo	Asl, z+ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	Asl, z+ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	Asl ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\rho_l, \text{cal}$ (%)	$\rho_l, \text{min}$ (%)	Ast, z+ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	Ast, z+ ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	Ast ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	$\rho_t, \text{cal}$ (%)	$\rho_t, \text{min}$ (%)
A101	0,024	0,005	0,029	0,003	0,090	0,008	0,009	0,017	0,002	0,090
A102	0,024	0,016	0,040	0,004	0,090	0,016	0,014	0,030	0,003	0,090
A103	0,018	0,015	0,033	0,003	0,090	0,020	0,019	0,039	0,004	0,090

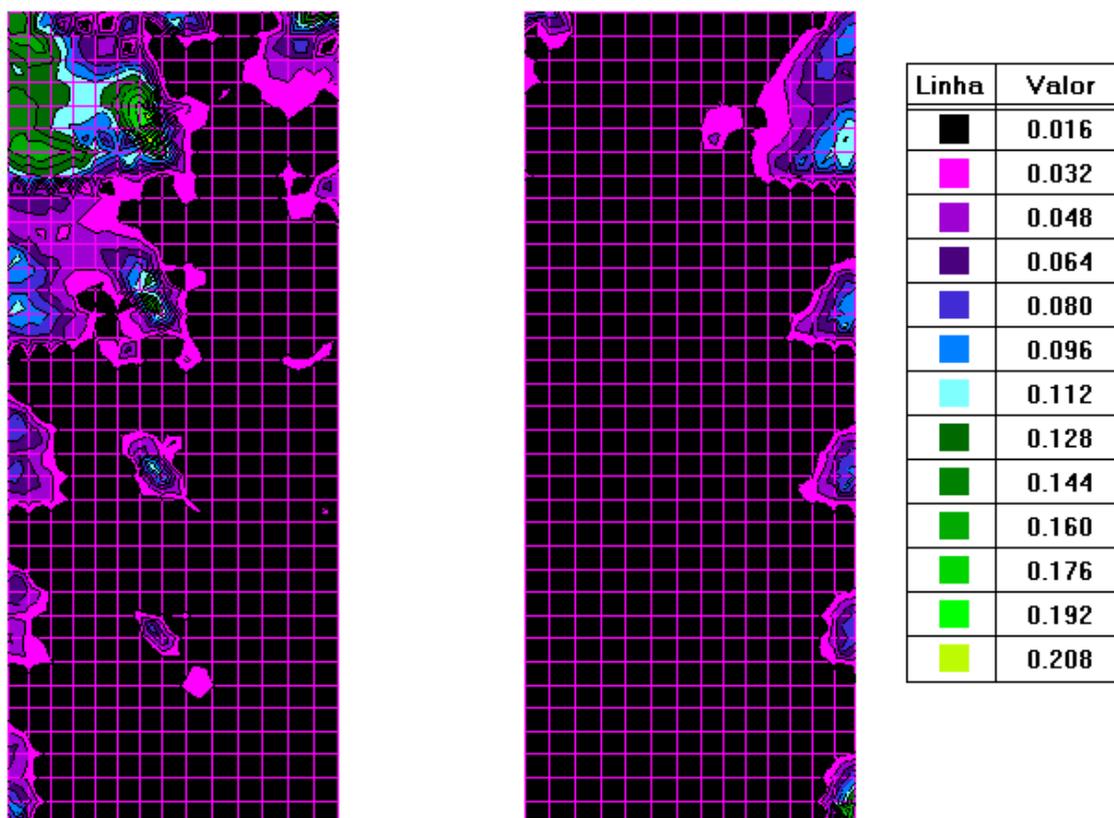
Fonte: Autoria própria.

Figura 131 — Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A101, valores em  $\text{cm}^2/\text{m}$ .



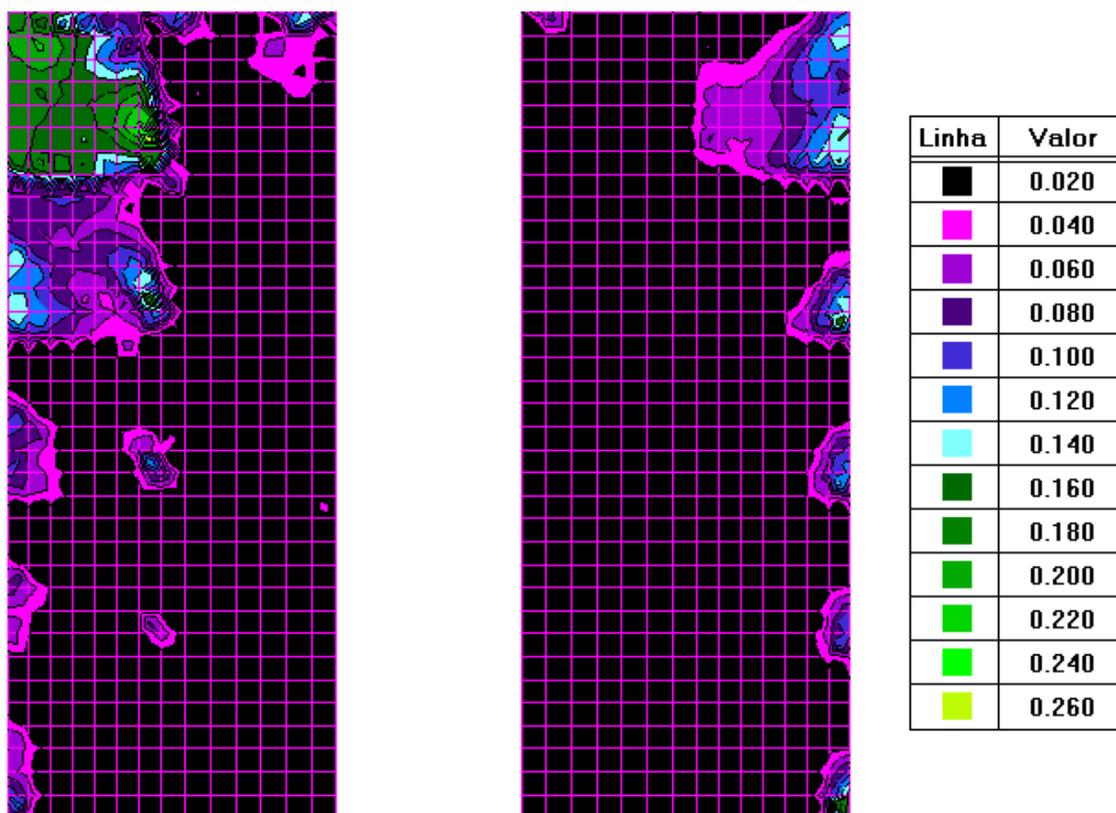
Fonte: Autoria própria.

Figura 132 — Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A102.



Fonte: Autoria própria.

Figura 133 — Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A103, valores em  $\text{cm}^2/\text{m}$ .



Fonte: Autoria própria.

Ao analisar as figuras 131, 132 e 133, observa-se que no pavimento superior existe a necessidade de uma maior área de aço, devindo aos maiores esforços horizontais estarem presentes nestas regiões. Outro fato importante a ser observado nestas figuras é que nas laterais extremas e na região central, onde as paredes se encontram com paredes adjacentes as mesmas, é também necessário se fazer reforços, comprovando a prática construtivas demonstradas nos capítulos 3 e 4. Observa-se que este efeito concentrado se torna mais atenuante nas regiões de base e topo dos pavimentos, pois também é onde se encontra o contato da parede com a laje. Nas paredes dos modelos A102 e A103, por serem menos resistentes, torna-se necessário maiores reforços.

### 7.1.6.2 Lajes

As lajes analisadas serão as correspondentes ao pavimento tipo e será utilizado a combinação de carregamento  $C_2$ . Na tabela 40 serão expostos os resultados dos valores máximos absolutos para cada item verificado.

Tabela 40 — Armaduras máximas das lajes na Análise 01.

Valores máximos das armaduras das lajes na Análise 01				
Modelo	Asx (+) (cm <sup>2</sup> /m)	Asx (-) (cm <sup>2</sup> /m)	Asy (+) (cm <sup>2</sup> /m)	Asy (-) (cm <sup>2</sup> /m)
A101 e 103	0,71	1,10	0,59	0,94
A102	0,87	1,04	0,76	0,86

Fonte: Autoria própria.

Observa-se que os valores obtidos foram bem próximos, e em ambos os casos deveria ser utilizado armaduras mínimas estabelecidas pela ABNT NBR 6118:2014 (tabela 17.3 desta norma), que para classe de concreto de no mínimo 20MPa seria de 1,8 cm<sup>2</sup>.

Concluindo que no que tange a resistência até seria possível a utilização do concreto celular, porém existem outros fatores, principalmente ligados à durabilidade e aderência das barras, que foram citados nos capítulos 3 e 6 anteriormente, que não são contemplados nesta análise realizada. O que seria necessário além de uma análise mais refinada, a comprovação através de ensaios.

### 7.1.7 Verificação da estabilidade global

Como citado no capítulo 5, o critério utilizado para verificar as condições de estabilidade global das análises será o  $\gamma_z$ . Para este tópico será verificado apenas o edifício modelo A101, pois o mesmo atende a critérios parecidos com os que serão verificados nas outras análises 02 e 03. Na tabela 41 a seguir é demonstrado o valor do  $\gamma_z$  obtido, como também dos fatores que fomentaram obter este valor. Para esta verificação foi utilizada a combinação de carregamento  $C_2$ , a qual obteve-se os maiores valores para o deslocamento em y devido a apenas as ações horizontais ( $\Delta y, h$ )

Tabela 40 — Cálculo do  $\gamma_z$  para o modelo A101 na C<sub>2</sub>.

Cálculo do $\gamma_z$ para o modelo A101 na C <sub>2</sub>				
h (m)	$\Delta y, h$ (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (tf.m)	M <sub>1,tot,d</sub> (tf.m)	$\gamma_z$
2,8	0,00307	0,009443345	8,1863516	<b>1,00052</b>
5,6	0,00419	0,012888474	19,0226232	
8,4	0,0053	0,016302843	31,1916948	
11,2	0,00597	0,018363768	44,3015664	
14	0,0075	0,011529851	29,15207568	
TOTAL	-	0,06852828	131,8543117	

Fonte: Autoria própria.

Como pode-se observar o valor obtido foi menor que o limite máximo de 1,1 preconizado pela norma para considerar estrutura de nós fixos, concluindo-se assim que os efeitos de 2ª ordem são baixos. Confirmando o que foi obtido nos esforços anteriores, nos quais sempre observava pouca significância dos esforços horizontais nos modelos estudados na Análise 01.

### 7.1.8 Verificações relativas ao dimensionamento

Aqui serão exibidas, na tabela 42, verificações da ABNT NBR 16055:2012 quanto ao dimensionamento das paredes. Serão feitas verificações quanto a solicitações normais e de cisalhamento citadas no capítulo 2. Será verificado também a carga crítica para ruína de uma parede por flambagem conforme a equação 42, definido por Timoshenko e Gere (1961) e Wight e MacGregor (2012). As verificações serão feitas para situações mais críticas para a parede PAR 7 em ambos os modelos.

Tabela 41 — Verificações quanto ao dimensionamento na Análise 01.

Verificações dimensionamento Análise 01			
Índice	Modelo		
	A101	A102	A103
fck (MPa)	25,0	10,0	10,0

Verificações dimensionamento Análise 01			
Índice	Modelo		
	A101	A102	A103
fcd (MPa)	14,9	6,0	6,0
$\rho$	0,0018	0,0018	0,0018
fscd (Mpa)	365,2	365,2	365,2
t (cm)	10,0	10,0	10,0
$\lambda$	97,0	97,0	97,0
k1	2,8	2,8	2,8
k2	0,3	0,3	0,3
$\eta d1$ (tf/m)	18,5	8,0	8,0
$\eta d2$ (tf/m)	81,0	34,8	34,8
$\eta d3$ (tf/m)	59,5	23,8	23,8
<b><math>\eta d,max</math> (tf/m)</b>	<b>12,1</b>	<b>9,94</b>	<b>11</b>
<b><math>\eta d,adot</math> (tf/m)</b>	<b>18,55</b>	<b>7,97</b>	<b>7,97</b>
Ecs (tf/m <sup>2</sup> )	2380000	900000	900000
K	4,1	4,1	4,1
$\nu$	0,2	0,2	0,2
<b><math>\sigma cmd</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>159</b>	<b>103</b>	<b>110</b>
<b><math>\sigma cr</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>10652,5</b>	<b>4028,3</b>	<b>4028,3</b>
fctd (tf/m <sup>2</sup> )	106,9	58,0	58,0
<b>Vsd (tf/m)</b>	<b>0,828</b>	<b>0,93</b>	<b>0,9</b>
<b>Fvd (tf/m)</b>	<b>32,7</b>	<b>17,9</b>	<b>18,0</b>

Fonte: Autoria própria.

Observa-se a partir das verificações na parede PAR 7, que apenas as paredes que possuem como material o concreto celular (modelos A102 e A103) não atingiram valores suficientes para resistir as solicitações de projeto. As mesmas não passaram na verificação da resistência de cálculo sob normal de compressão. Isso se deve principalmente a baixa resistência deste material, que provavelmente inviabilizaria em edificações deste porte.

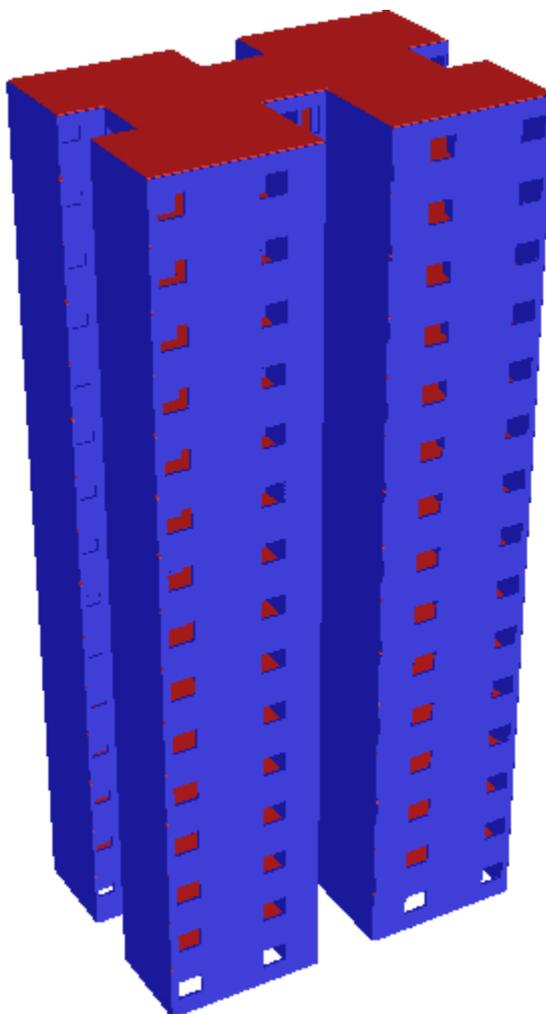
Observa-se que em ambos os modelos o valor da tensão crítica de compressão relativa a falha por flambagem ( $\sigma_{cr}$ ) é relativamente alta quando comparado com a tensão que atua na peça. O mesmo acontece para as verificações

quanto ao cisalhamento nesta parede, pois suas solicitações de esforço cortante são relativamente baixas.

## 7.2 Análise 02: comparativo entre edifício de 15 pavimentos em paredes de concreto armado moldadas in loco e paredes de alvenaria estrutural

Serão expostos os resultados comparativos de cada parâmetro referente aos modelos da Análise 02.

Figura 134 — Renderização de modelo estudado na Análise 02.



Fonte: Autoria própria.

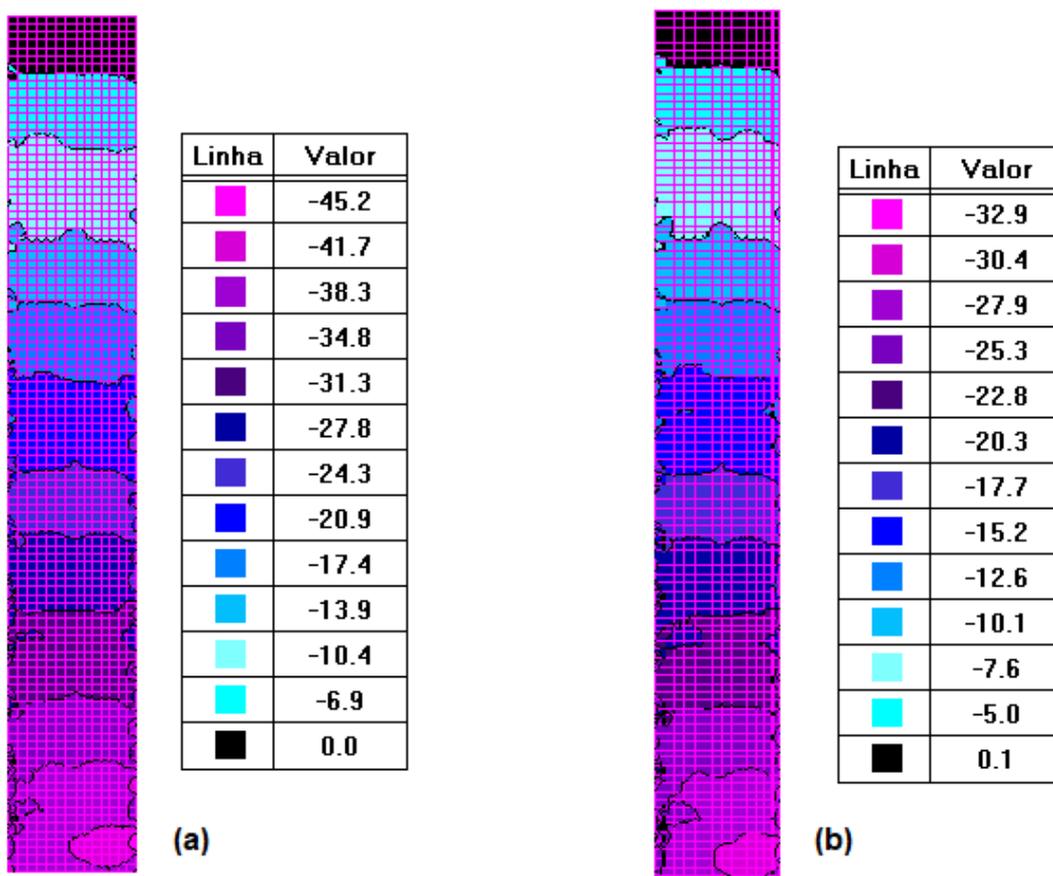
### 7.2.1 Esforço normal: Espalhamento e uniformização de cargas verticais

Nesta seção serão expostos os resultados das mesmas paredes que foram apresentadas na análise 01 perante este esforço, as quais foram as mais solicitadas também para a análise 02.

A parede PAR 7, para esta análise obteve praticamente o mesmo valor de esforço normal para as combinações  $C_1$  e  $C_2$ , sendo superior na combinação  $C_1$ , o que era de se esperar pois é uma parede de contraventamento na direção x, direção a qual as ações horizontais para esta combinação estão desfavoráveis.

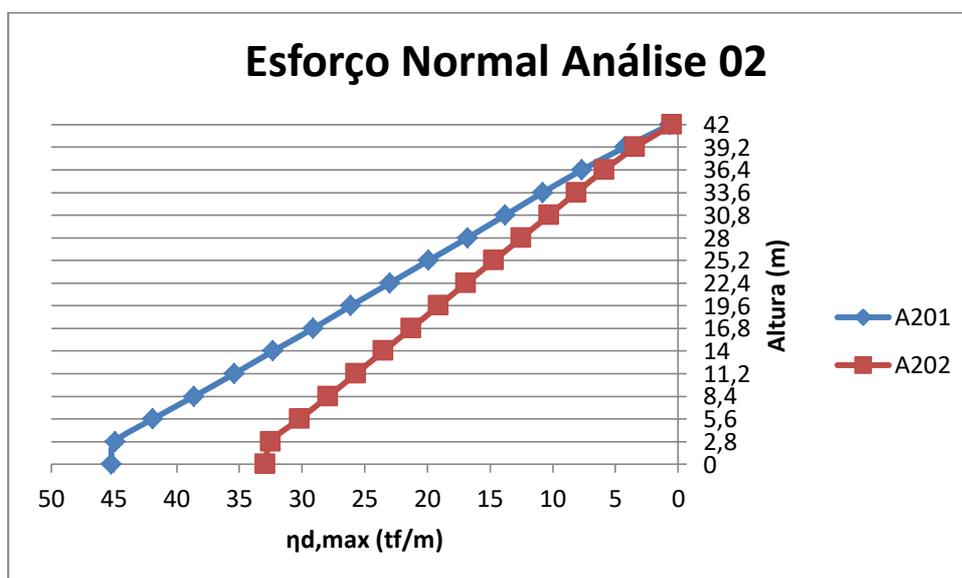
Na figura 135 a seguir serão expostos em diagramas de cores os valores obtidos para os modelos A201 e A202. Observa-se comportamento bem semelhante no que diz respeito ao espalhamento do carregamento vertical em ambas as análises. No gráfico 2 será exposto o esforço normal máximo ao nível de cada pavimento entre os modelos na parede PAR 7.

Figura 135 — Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 7, nos modelos da Análise 02: (a) modelo A201 e (b) modelo A202, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

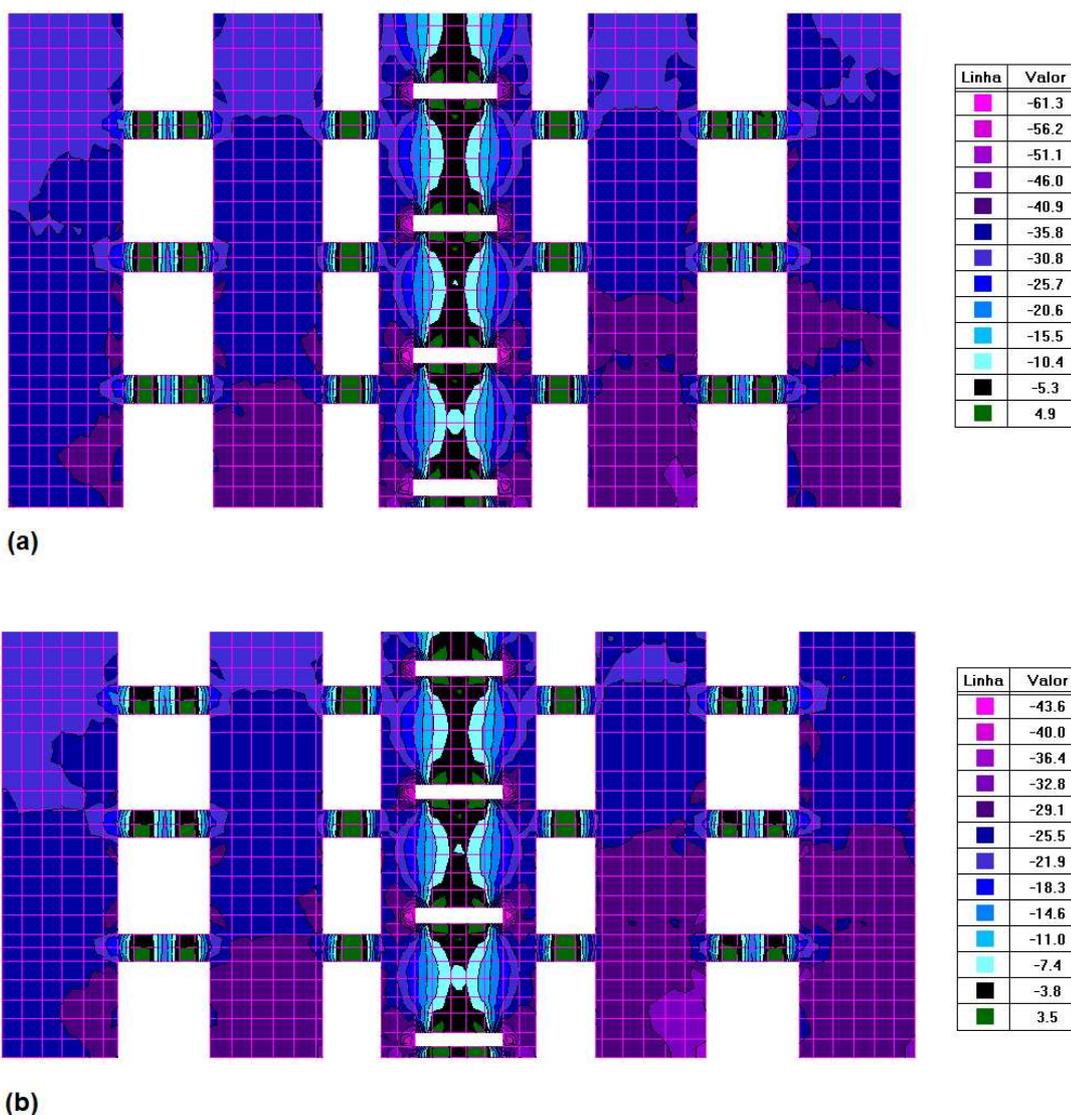
Gráfico 2 —  $\eta_{d,max}$  na base e no topo da parede PAR 7 de cada pavimento dos modelos da Análise 02.



Fonte: Autoria própria.

Na figura 136 a seguir pode-se observar que PAR 3 nesta análise obteve-se esforços maiores que na PAR 7 com a combinação de carregamento  $C_1$ . Vale salientar que os maiores esforços estão nas regiões de aberturas. Mesmo a parede podendo ser dividida em cinco trechos ligados à lintéis, ao observar o caminhamento de cargas conclui-se que os mesmos são os responsáveis para o espalhamento de cargas entre trechos de uma mesma parede. Verifica-se também para esta parede que existiu uma maior uniformização de cargas entre pavimentos.

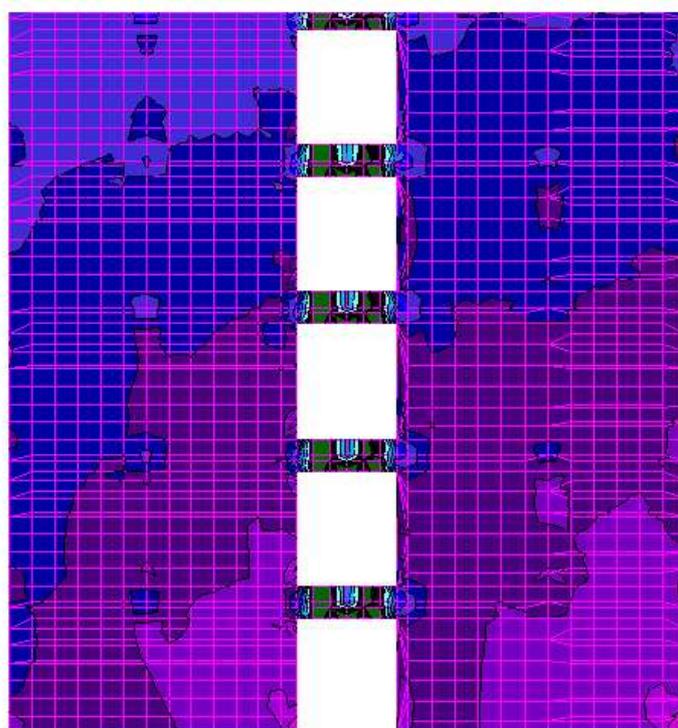
Figura 136 — Esforço normal por unidade de comprimento dos primeiros 3 pavimentos na parede PAR 3, nos modelos da Análise 02: (a) A201 e (b) A202, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

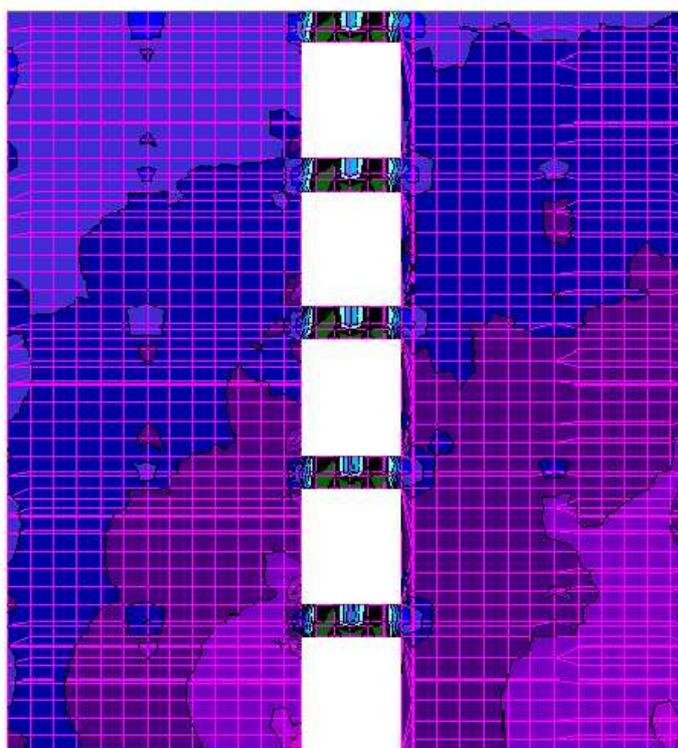
Assim como na análise 01, será exposto o resultado da parede PAR 24 para a combinação  $C_2$ . Na figura 137, será exposto apenas o esforço normal através de mapa de contorno dos primeiros 5 pavimentos. Verifica-se que esta parede também foi mais solicitada que a PAR 7 para a combinação  $C_1$  (a qual ela é mais solicitada. Isso se deve a contribuição da ação do vento para solicitação das paredes de contraventamento, gerando maiores esforços normais nas mesmas.

Figura 137 — Esforço normal por unidade de comprimento dos primeiros 5 pavimentos na parede PAR 24, nos modelos da Análise 02: (a) A201 e (b) A202, valores em tf/m.



Linha	Valor
	-54.4
	-49.9
	-45.4
	-40.9
	-36.3
	-31.8
	-27.3
	-22.8
	-18.3
	-13.8
	-9.2
	-4.7
	4.3

(a)



Linha	Valor
	-39.7
	-36.4
	-33.2
	-29.9
	-26.6
	-23.3
	-20.0
	-16.7
	-13.4
	-10.1
	-6.9
	-3.6
	3.0

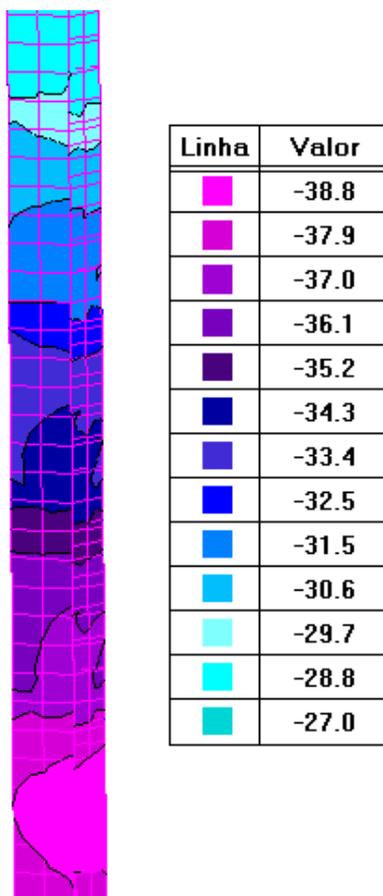
(b)

Fonte: Autoria própria.

Pode-se observar que para as Paredes PAR 3 e PAR 24, as solicitações de esforço normal foram mais altas que na parede PAR 7, diferentemente dos resultados da Análise 01, a qual a mesma foi a mais solicitada, mostrando que a ação do vento foi mais proeminente nas paredes que estavam em toda a extensão em sua direção no edifício. Na análise 01 a ação do vento não contribuía de certa forma para o aumento desta solicitação de uma maneira significativa como na Análise 02.

Verifica-se que perante o esforço normal, o comportamento das paredes de concreto e alvenaria estrutural se comportaram de maneira bem semelhantes, no que diz respeito ao espalhamento de cargas e caminhamento dos esforços, diferindo-se apenas do valor final, pois as paredes de concreto possuem peso próprio mais elevado, gerando maiores esforços normais.

Figura 138 — Encontro das paredes adjacentes PAR 7 e PAR 27 do modelo A201, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Na figura 138 mostrada anteriormente, pode-se observar o espalhamento de cargas entre paredes adjacentes no modelo A201. Este resultado foi expresso para os últimos 5 pavimentos na região entre a PAR 7 e PAR 27, utilizando a combinação  $C_1$ . Observa-se que o esforço normal está bem próximo entre os mesmos pavimentos, sendo a diferença do 3º para o pavimento térreo de 7,7 tf/m, conferindo a premissa da uniformização de cargas entre pavimentos, além da uniformização de cargas entre as paredes adjacentes, que pode ser observada com o caminhamento do esforço normal no mapa de contorno.

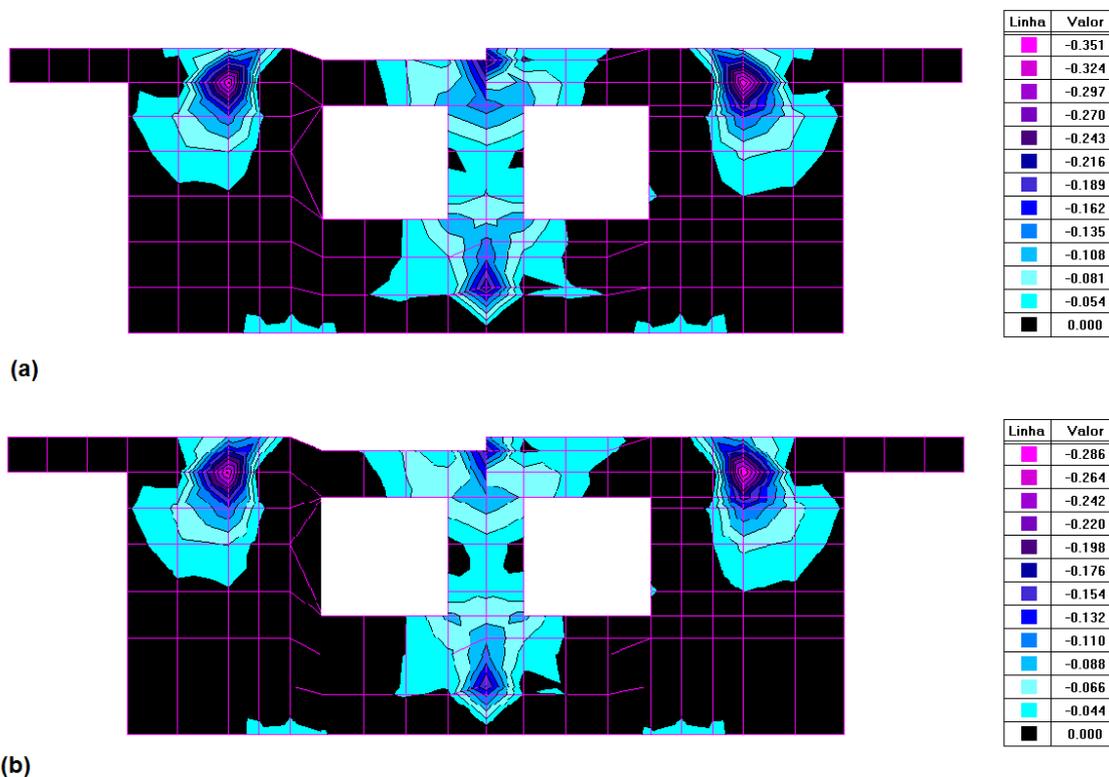
### 7.2.2 Momentos fletores

Assim como para o esforço normal, serão expostos os resultados das mesmas paredes que foram analisadas para o momento fletor na análise 01. Diferentemente da análise anterior para este esforço, os maiores valores foram encontrados no pavimento inferior, e os valores, figuras e tabelas aqui expostas tratarão apenas deste pavimento.

Para os efeitos das ações horizontais na direção x, a combinação que gerou maiores momentos fletores foi a  $C_1$ , mostrando que mais uma vez o carregamento vertical foi de grande importância para este esforço, pois a combinação que seria para a maior tração para a direção x, a  $C_3$ , gerou esforços menores.

Assim como para a Análise 01, a parede mais solicitada para ações horizontais na direção x na combinação  $C_1$ , em ambos os modelos foi a PAR 30. Esta parede está disposta na direção y, porém a ela estão ligadas cinco paredes na direção x. Desta forma devido a transferência de cargas para a mesma, a mesma acaba possuindo um comportamento semelhante a de uma viga contínua para as ações horizontais perpendiculares a seu plano, gerando momentos fletores mais altos na interface com as paredes na direção x a ela ligada.

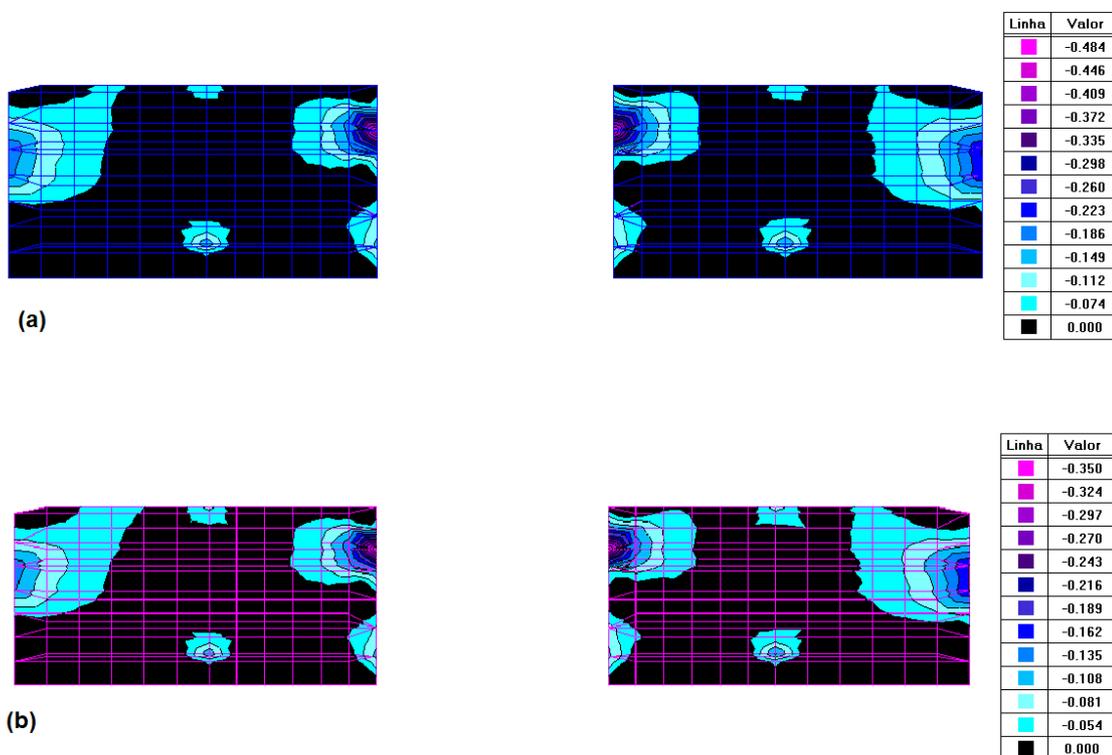
Figura 139 — Valores do momento fletor na direção x com a combinação C<sub>1</sub>, para a PAR 30 nos modelos: (a) A201 e (b) A202, valores em tf.m/m.



Fonte: Autoria própria.

Para as ações na direção y, as paredes mais solicitadas para o momento fletor foram a PAR 31 e PAR 32, em ambos os modelos. Assim como para as ações na direção x, a combinação que gerou maiores valores foi a combinação da máxima compressão nesta direção, a C<sub>2</sub>.

Figura 140 — Valores do momento fletor na direção y com a combinação C<sub>2</sub>, para a PAR 31 e PAR 32 (esquerda e direita respectivamente) nos modelos: (a) A201 e (b) A202, valores em tf.m/m.



Fonte: Autoria própria.

Conforme pode ser observado na tabela 43, os valores obtidos em ambos os modelos foram bem semelhantes, e as paredes mais solicitadas foram as mesmas, o que já era de se esperar, pois conforme a bibliografia os modelos de cálculos adotados para ambas as estruturas são os mesmos.

Tabela 42 — Resultados dos valores máximos para momento fletor das paredes na Análise 02.

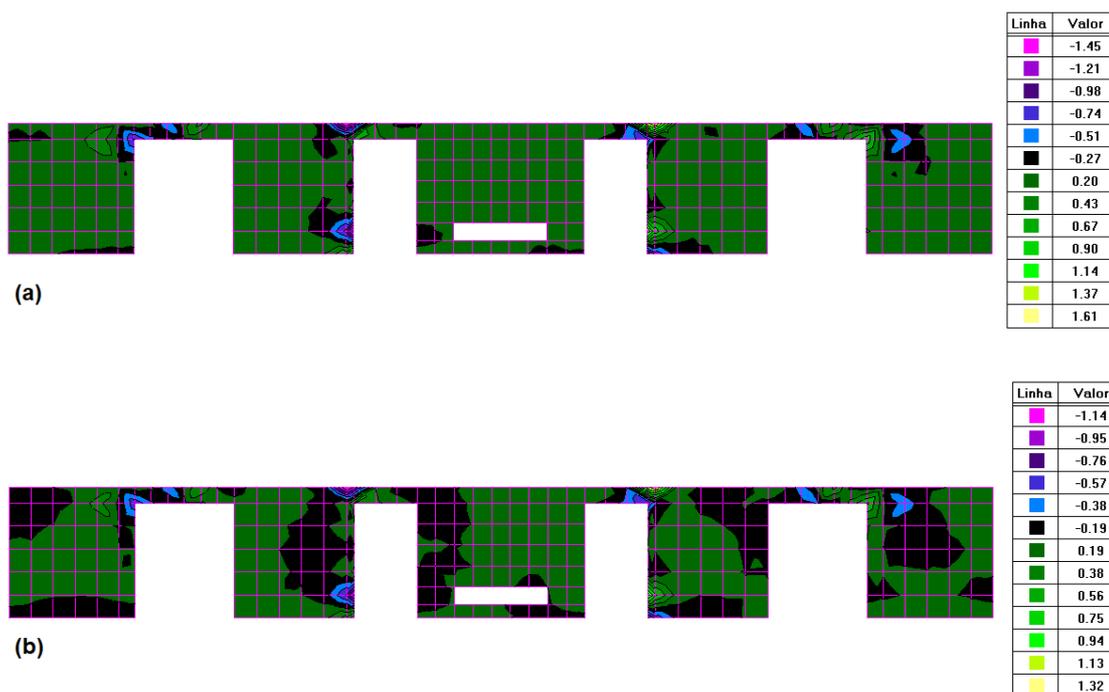
Modelo	PAR 30	PAR 31 E PAR 32
	Mx*,max (tf.m/m)	My*,max (tf.m/m)
A201	0,351	0,484
A202	0,286	0,350

Fonte: Autoria própria.

### 7.2.3 Esforço Cortante

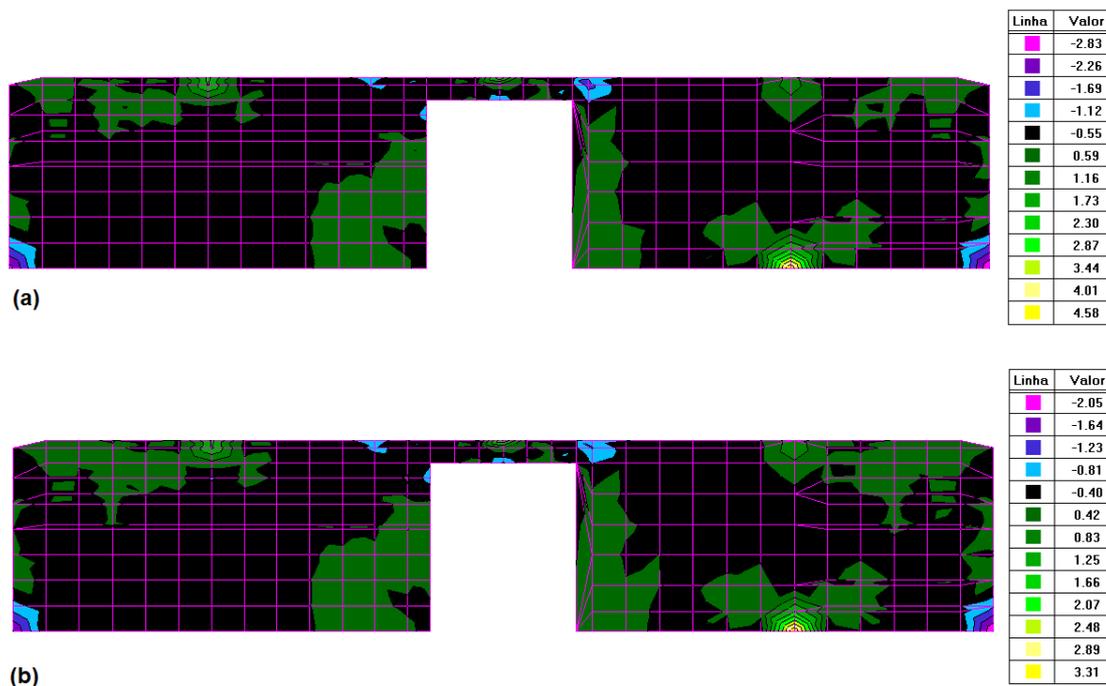
Serão expressos neste tópico, assim como na análise 01, os valores obtidos do esforço cortante nas paredes PAR 3 (ações horizontais na direção x) e PAR 24 (ações horizontais na direção y), que são paredes de contraventamento para suas respectivas direções. Os valores foram obtidos com as combinações de carregamento de máxima compressão,  $C_1$  e  $C_2$ , adotando-se para cada direção a combinação que gerou os maiores esforços. Os valores máximos foram obtidos no pavimento térreo e serão expostos nas figuras 141 e 142, como também na tabela 44.

Figura 141 — Valores do esforço cortante na direção x com a combinação  $C_1$ , para a PAR 3 nos modelos: (a) A201 e (b) A202, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Figura 142 — Valores do esforço cortante na direção y com a combinação C<sub>2</sub>, para a PAR 24 nos modelos: (a) A201 e (b) A202, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 43 — Resultados dos valores máximos para o esforço cortante nas paredes PAR 3 e PAR 24 da Análise 02.

Modelo	PAR 3	PAR 24
	Q <sub>x</sub> , max (tf/m)	Q <sub>y</sub> ,max (tf/m)
A201	1,61	4,58
A202	1,32	3,31

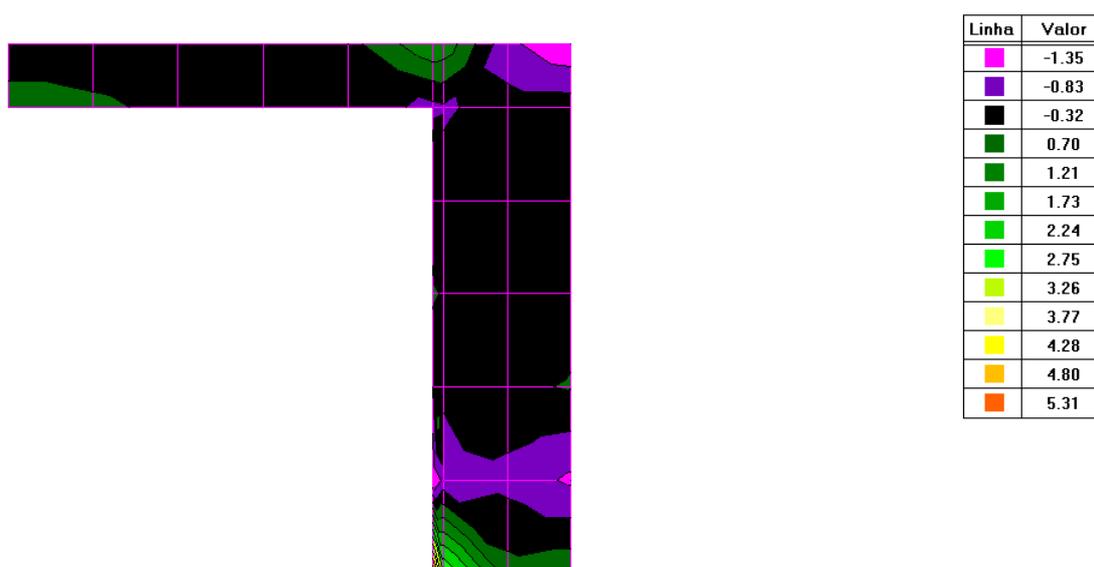
Fonte: Autoria própria.

Observa-se, assim como os esforços anteriormente analisados que o comportamento entre os dois modelos foi bem semelhante, inclusive nas regiões onde se concentraram os cortantes máximos.

Os resultados da parede PAR 3 mostram que os maiores esforços apareceram nas regiões de aberturas, havendo a necessidade de reforços nestas regiões como citado na análise 01. Na PAR 24, os maiores valores estão na parte inferior da região onde existe o cruzamento com as paredes transversais a ela. Nestas regiões, por tenderem a ser rígidas existe um maior caminhamento de esforços, havendo-se também a necessidade de reforços.

Um fato que fale ser exposto é que a parede PAR 35 apresenta valores significativos de esforço cortante, chegando ao valor de 5,31 tf/m em pequena região no canto direito inferior ao nível do térreo, tendo valores significativos ao longo de sua altura. Esta parede possui dimensões de 65 cm x  $t_{w,par}$ , que para a análise 02 esta espessura vale 15 cm. Para um projeto corrente, as lajes dos pavimentos, como também a fundação, deveria ser verificada às condições de efeito de punção. A parede foi mantida assim como no projeto original, sendo acrescentada a ela apenas a região horizontal, a qual no projeto original era uma viga. Talvez para esta situação o mais interessante seria a substituição da mesma por uma parede de vedação, que cumpriria as mesmas funções e a mesma estaria submetida apenas ao carregamento devido o seu peso próprio.

Figura 143 — Valores do esforço cortante na direção x com a combinação  $C_1$ , para a PAR 35 no modelo A201, valores em tf/m.

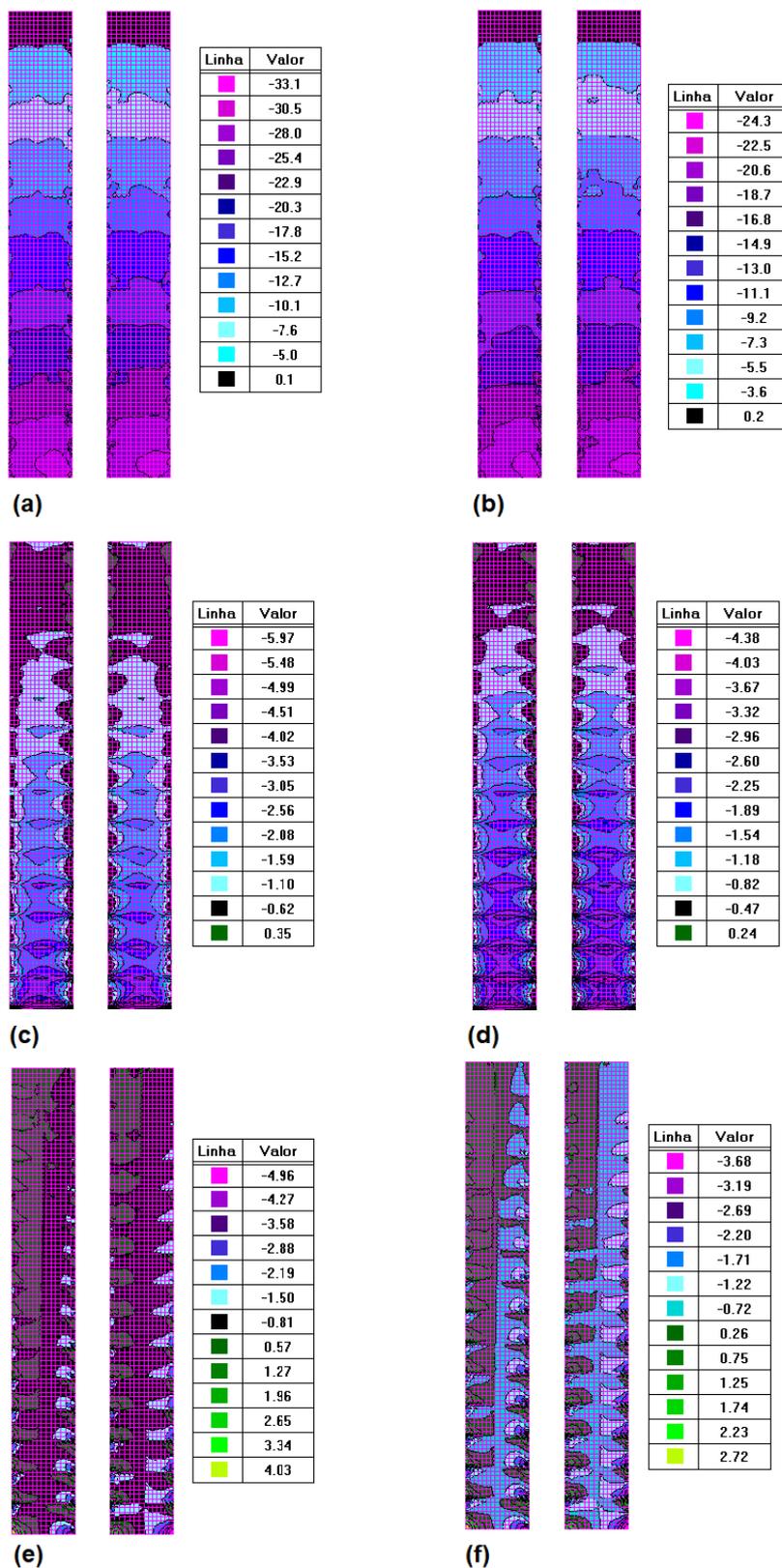


Fonte: Autoria própria.

#### 7.2.4 Tensões normais e de cisalhamento

Serão expressos na figura 144 os valores das tensões principais, secundárias e de cisalhamento das paredes mais solicitadas desta análise, as paredes PAR 6 e PAR 7. Assim como na análise 01, os maiores valores para as tensões máximas de tração foram obtidas com a combinação  $C_1$ . Na tabela 45 serão expostos os valores máximos de cada tensão para os modelos analisados.

Figura 144 — Valores das tensões atuantes nas paredes PAR 6 e PAR 7 dos modelos da Análise 02, utilizando a combinação C<sub>1</sub>: tensões principais do modelos (a) A201 e (b) A202, tensões secundárias dos modelos (c) A201 e (d) A202, e tensões de cisalhamento dos modelos (e) A201 e (f) A202. Unidades em kgf/cm<sup>2</sup>.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 44 — Valores máximos de tensões nos modelos da Análise 02.

Valores máximos das tensões entre as paredes PAR 6 e PAR 7			
Modelo	$\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{xy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
A201	33,1	5,97	4,96
A202	24,3	4,38	3,68
DIF. (%)	36,2	36,3	34,8

Fonte: Autoria própria.

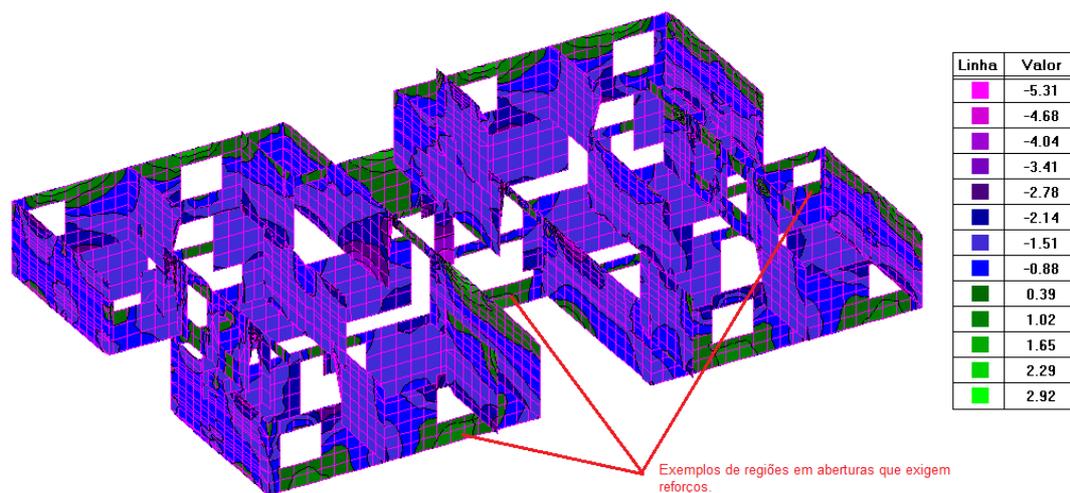
Em relação a tipologia e o caminhamento das tensões são válidas as observações já feitas no item 7.1.4 referentes à análise 01. Observa-se que a diferença entre as tensões estão na mesma ordem de grandeza, estando a maior delas para a tensão secundária  $\sigma_x$  de 36,3% e a menor de 34,8% para as tensões de cisalhamento  $\tau_{xy}$ .

Em ambos os casos as tensões principais de compressão solicitantes estão bem abaixo da resistência de cálculo das paredes. Em relação às tensões tangenciais, aconteceram nas regiões de aberturas e de encontro de paredes. Para as tensões de cisalhamento, apesar de atingirem valores próximos, ainda estão abaixo da capacidade resistente das paredes em relação a este esforço. Com as mesmas aparecem em regiões de encontro de paredes, estas regiões serão reforçadas com armaduras longitudinais, que ainda irão contribuir em pequena parcela para resistir a tensões tangenciais.

No modelo A202, que se trata de uma edificação em alvenaria estrutural de blocos de concreto, algumas observações são relevantes em relação às regiões tracionadas.

As paredes as quais existem zonas tracionadas são aquelas que possuem aberturas, desenvolvendo-se principalmente nos cantos de portas e janelas, e estendendo-se ao longo dos lintéis, como pode ser observado na figura 145.

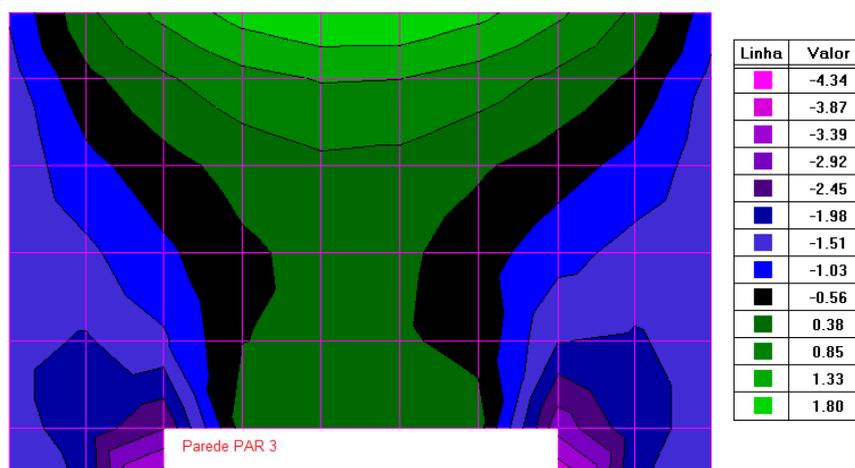
Figura 145 — Valores das tensões  $\sigma_y$  nas paredes do ultimo pavimento no modelo A202. Unidades em kgf/cm<sup>2</sup>.



Fonte: Autoria própria.

Como se observa no mapa de contorno figura 146, o trecho central da parede PAR 3, no ultimo pavimento, possui ao longo de sua extensão regiões tracionadas. Isso se deve principalmente à sua geometria, pois a mesma está se comportando como um lintél de grandes dimensões. Mesmo assim os valores das tensões de tração são baixos, inferiores à resistência à tração na flexão da alvenaria. Contudo, para evitar possíveis fissurações, podem ser utilizados reforços com barras de aço, ou tela soldada neste lance de parede em específico. Estas observações também são válidas para PAR 8.

Figura 146 — Valores das tensões  $\sigma_y$  na parede PAR 3 do ultimo pavimento no modelo A202. Unidades em  $\text{kgf}/\text{cm}^2$ .



Fonte: Autoria própria.

Assim como realizado na análise 01, para verificação quanto à uniformização da tensão normal de compressão nos pavimentos será utilizada a combinação  $C_2$ , para obter os valores desta tensão na base das paredes do modelo A201. A parede PAR 8 também não foi contemplada nesta verificação. Os resultados serão expressos na tabela 46 a seguir.

Tabela 45 — Uniformização de tensões normais médias de compressão no modelo A201.

MODELO A201 ( $\sigma_y$ em $\text{kgf/cm}^2$ )															
PAREDE	PAVIMENTO														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
PAR1	25,2	22,6	21,0	19,3	17,1	15,7	14,7	13,3	12,3	10,1	8,5	7,0	5,9	4,2	2,9
PAR2	25,8	23,6	21,2	20,2	17,4	16,1	14,9	13,8	12,7	10,1	8,5	7,0	5,9	4,2	2,9
PAR3	25,0	23,7	22,1	20,4	18,9	17,4	16,1	14,1	11,9	10,6	8,7	6,5	5,0	3,6	1,9
PAR4	23,0	21,6	18,6	17,4	15,1	13,2	11,9	10,9	9,7	8,3	7,7	6,9	5,1	3,4	1,3
PAR5	23,3	21,4	18,1	17,6	16,4	14,9	12,3	11,1	9,9	8,9	8,4	6,9	5,1	3,4	1,5
PAR6	27,7	24,8	22,6	21,4	19,6	17,2	15,5	14,1	12,3	11,2	9,4	7,7	5,4	3,9	2,9
PAR7	27,2	24,3	23,2	21,1	19,3	17,5	14,9	13,4	12,8	10,8	8,2	7,8	5,2	3,5	1,9
PAR8	NÃO CONTEMPLADA														
PAR9	23,6	20,7	18,7	17,1	14,4	13,7	11,8	10,4	9,8	8,7	7,0	5,8	4,5	3,0	1,5
PAR10	23,7	21,0	18,9	17,1	14,1	13,4	11,7	10,6	10,0	8,8	7,5	6,1	4,6	3,2	1,8
PAR11	26,5	23,5	21,9	20,7	18,7	17,2	14,7	13,5	12,6	10,4	8,4	6,9	5,0	3,3	1,7
PAR12	25,9	24,0	21,4	20,6	18,3	16,6	15,0	13,1	11,8	10,2	8,6	6,7	4,9	3,5	2,1
PAR13	20,2	19,1	17,2	15,7	14,8	13,6	10,9	10,0	8,3	7,3	6,2	5,2	3,3	2,4	0,3
PAR14	21,8	19,0	16,9	15,6	14,5	13,6	11,0	10,4	9,9	8,6	6,4	5,3	3,4	2,4	0,3
PAR15	25,9	22,9	20,5	18,9	17,2	16,1	14,7	13,0	11,3	9,4	7,9	6,7	4,6	2,8	1,7
PAR16	26,8	23,8	21,4	20,9	19,6	18,2	15,6	14,3	12,5	10,9	8,6	6,9	5,3	3,5	0,9
PAR17	19,6	17,0	15,9	14,0	12,2	11,0	10,4	9,7	8,9	7,7	7,1	5,8	4,4	3,1	1,0
PAR18	25,2	22,3	20,8	18,7	17,1	15,6	14,3	13,8	11,4	10,1	8,2	6,3	4,9	3,3	1,4
PAR19	24,8	23,8	22,6	21,3	19,2	18,3	15,7	13,6	12,0	10,9	8,2	6,9	5,0	3,3	1,6
PAR20	27,6	25,5	22,2	20,5	19,1	17,6	16,6	14,4	11,8	10,4	9,2	6,6	5,2	3,4	1,4
PAR21	27,6	25,4	22,1	20,0	19,0	17,2	15,8	14,2	12,9	11,4	9,2	7,6	6,5	4,8	3,0
PAR22	29,0	23,6	22,3	20,4	18,7	16,6	15,3	13,7	11,9	11,1	10,6	8,4	7,0	4,7	2,7
PAR23	29,1	24,5	23,3	22,1	19,1	18,4	15,8	14,6	12,7	11,0	10,1	8,1	6,8	5,1	2,9
PAR24	28,5	24,3	22,6	21,3	19,4	17,1	14,0	12,6	11,1	9,8	8,7	6,3	4,8	2,3	1,0
PAR25	23,3	21,6	19,0	17,9	16,6	15,7	13,5	12,6	10,6	8,6	7,6	5,8	5,0	3,8	1,6
PAR26	26,1	24,9	23,0	21,1	18,9	17,5	15,5	13,7	12,8	10,4	8,6	6,9	5,5	3,7	2,1
PAR27	27,7	24,9	23,1	21,1	19,0	17,3	16,4	14,2	12,5	10,9	9,3	7,7	6,0	4,4	2,6
PAR28	24,2	22,3	20,9	18,6	17,2	16,6	15,0	13,0	11,8	10,0	8,0	6,6	5,7	3,4	2,1
PAR29	28,3	25,5	22,5	20,9	19,3	17,6	15,5	13,8	11,3	9,6	7,9	6,7	4,9	3,1	1,7
PAR30	22,1	20,6	19,1	17,3	15,9	14,4	12,5	10,8	10,3	9,1	7,6	6,5	5,1	3,2	2,0
PAR31	27,2	23,5	22,3	20,9	19,7	18,0	16,4	14,7	13,3	11,7	9,5	7,7	6,6	4,4	3,1
PAR32	29,5	26,8	24,9	23,4	21,0	19,0	17,6	15,3	13,6	12,0	10,2	7,8	6,6	4,8	2,7
ÍNDICES ESTATÍSTICOS															
MAX	29,5	26,8	24,85	23,4	21	18,95	17,6	15,27	13,63	12	10,6	8,41	6,99	5,06	3,14
MIN	19,59	17	15,9	14	12,2	11	10,4	9,7	8,25	7,25	6,19	5,15	3,29	2,31	0,29
MÉDIA	25,52	22,98	20,97	19,47	17,63	16,20	14,38	12,91	11,50	9,97	8,38	6,80	5,26	3,59	1,89
DESV. PAD.	2,57	2,18	2,16	2,16	2,10	1,90	1,90	1,59	1,36	1,18	1,03	0,79	0,87	0,71	0,78
COV	<b>0,101</b>	<b>0,095</b>	<b>0,103</b>	<b>0,111</b>	<b>0,119</b>	<b>0,117</b>	<b>0,132</b>	<b>0,123</b>	<b>0,118</b>	<b>0,118</b>	<b>0,122</b>	<b>0,116</b>	<b>0,165</b>	<b>0,199</b>	<b>0,412</b>
DISPERSÃO	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	BAIXA	MÉDIA	ALTA
ESC. MÁX.	1,56	1,74	1,80	1,81	1,62	1,45	1,68	1,49	1,57	1,69	2,14	2,04	1,94	2,06	1,59
ESC. MÍN.	-2,30	-2,75	-2,28	-2,55	-2,57	-2,74	-2,11	-2,01	-2,39	-2,33	-2,15	-2,09	-2,31	-1,82	-2,06

Fonte: Autoria própria.

Observa-se, através do coeficiente de variação obtido, que a uniformização de tensões deve estar acontecendo a partir do décimo segundo pavimento. Concluindo-se assim que para edificações deste porte, quando a utilização em

paredes de concreto, a uniformização é algo importante em fase projeto, visto que desde pavimentos superiores, a dispersão de valores de tensão entre paredes é baixa. Isso se deve principalmente ao elevado peso próprio destas estruturas, de tal maneira que as ações horizontais que não geram esforços suficientes para afetar significativamente a distribuição de tensões nas paredes.

### 7.2.5 Deslocamentos máximos das paredes

Serão expostos na tabela 47 os valores dos deslocamentos máximos das paredes em cada modelo da análise 02. A combinação de carregamento utilizada para esta verificação foi a  $C_{ELS-FREQ}$ .

Tabela 46 — Valores máximos de deslocamentos nas paredes dos modelos da Análise 02.

Valores máximos dos deslocamentos da Análise 02			
Modelo	$\Delta x$ (cm)	$\Delta y$ (cm)	$\Delta z$ (cm)
A201	-0,001	0,029	-0,158
A202	-0,015	0,070	-0,337

Fonte: Autoria própria.

Utilizando a equação 56 para verificar os deslocamentos horizontais, ambos os modelos estão dentro do limite. Em relação aos limites da ABNT NBR 6118:2014, para ambas as verificações no modelo A201 estão atendidas.

Para o modelo A202, a parede com maior deslocamento vertical foi a PAR 22. Para ela obedecer ao limite estabelecido pela ABNT NBR 15961:2011, o deslocamento limite deve ser de  $L/300$  ou 10 mm, que na situação mais crítica seria de 0,87 cm, estando a mesma nos limites normativos. Vale salientar que esta flecha limite deve ser comparada com a flecha total, considerando efeitos de fissuração e fluência, que como já citado, para este trabalho não foi verificado. Esta comparação com a flecha elástica está apenas a caráter de informação.

## 7.2.6 Área de aço necessária nos elementos estruturais

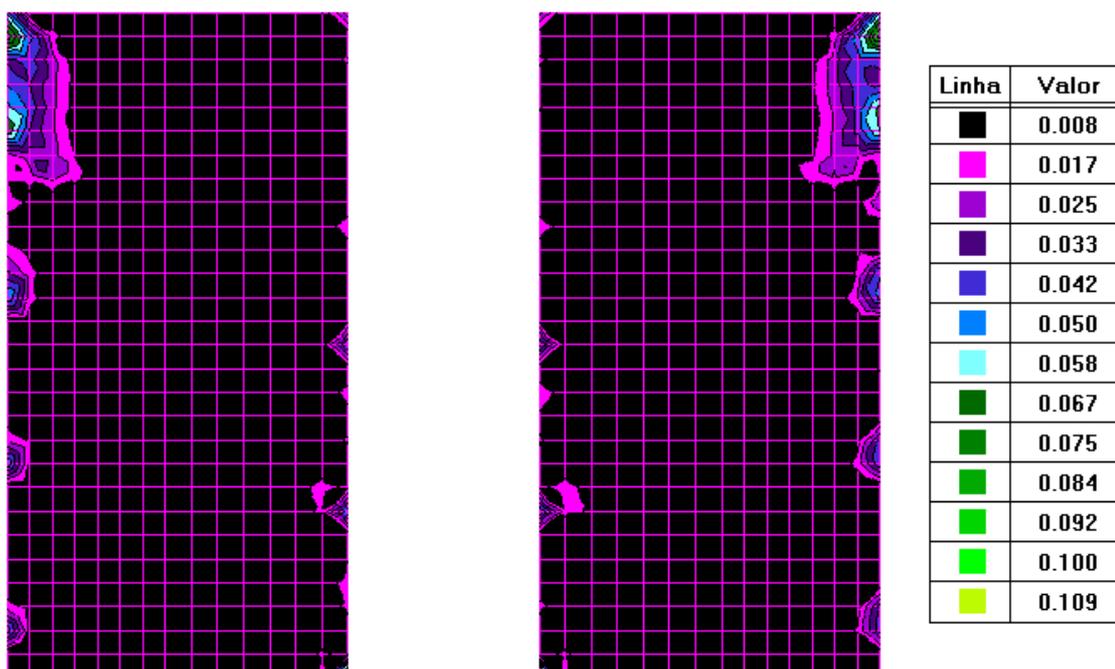
Assim como foi feito na análise 01, serão exibidos apenas os resultados das paredes mais solicitadas, PAR 6 e PAR 7, para a combinação  $C_2$ . Na tabela 48 serão expostos os resultados obtidos para o modelo A201. As figuras 147 e 148 estão expondo os resultados da armadura na direção x em uma de suas faces. Para facilitar visualização, as figuras mostradas nesta verificação contemplarão apenas pavimentos superiores. Na figura 149, será exposto a verificação da armadura longitudinal das paredes analisadas, à nível dos pavimentos inferiores do modelo A202.

Tabela 47 — Valores das armaduras necessária na maior extensão das paredes para o modelo A201.

Valores de armaduras para a Análise 02 - A201										
PAREDE	Asl, z+ (cm <sup>2</sup> /m)	Asl, z- (cm <sup>2</sup> /m)	Asl (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho$ l,cal (%)	$\rho$ l,min (%)	Asl, z+ (cm <sup>2</sup> /m)	Asl, z- (cm <sup>2</sup> /m)	Asl (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho$ t,cal (%)	$\rho$ t,min (%)
PAR 6 e PAR 7	0,003	0,003	0,007	0,0004	0,090	0,015	0,007	0,022	0,001	0,090

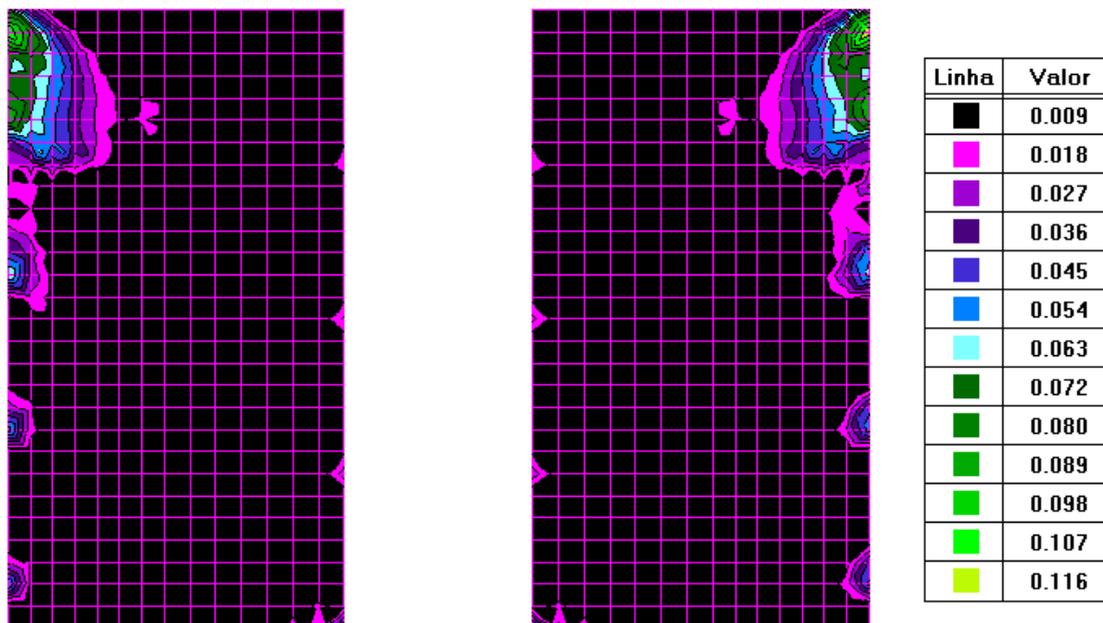
Fonte: Autoria própria.

Figura 147 — Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A201, valores em cm<sup>2</sup>/m.



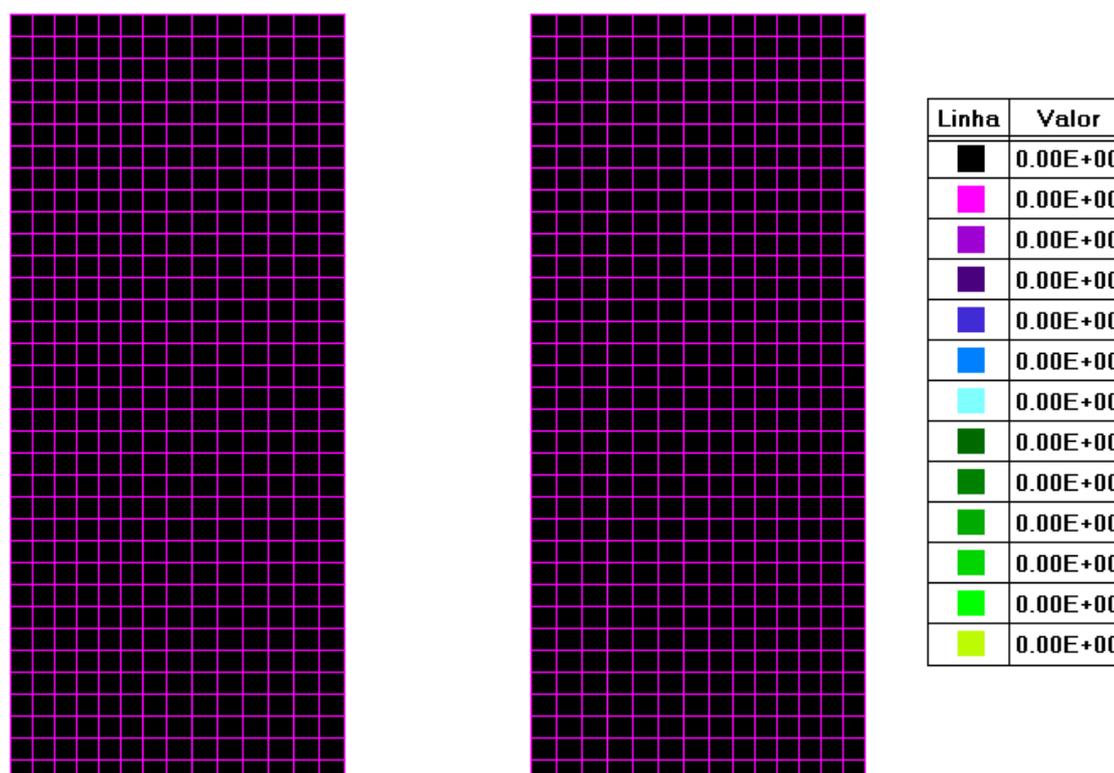
Fonte: Autoria própria.

Figura 148 — Resultado das armaduras transversais (horizontais) necessárias em uma das faces no modelo A202, valores em  $\text{cm}^2/\text{m}$ .



Fonte: Autoria própria.

Figura 149 — Resultado das armaduras longitudinais (verticais) necessárias em uma das faces no modelo A202, valores em  $\text{cm}^2/\text{m}$ .



Fonte: Autoria própria.

Conforme a tabela 48, pode-se verificar que as armaduras do modelo A201, em estrutura de paredes de concreto, para as paredes PAR 6 e PAR 7, tanto a longitudinal quanto a transversal estão com valores menores que a armadura mínima. Mesmo tratando-se de uma edificação com considerável número de pavimentos, observa-se que o conjunto comporta-se como um modelo rígido submetido a cargas de compressão. Alguns fatores favorecem este comportamento, como elevado peso próprio dos elementos estruturais, as paredes estão travando-se entre si, e a geometria da edificação.

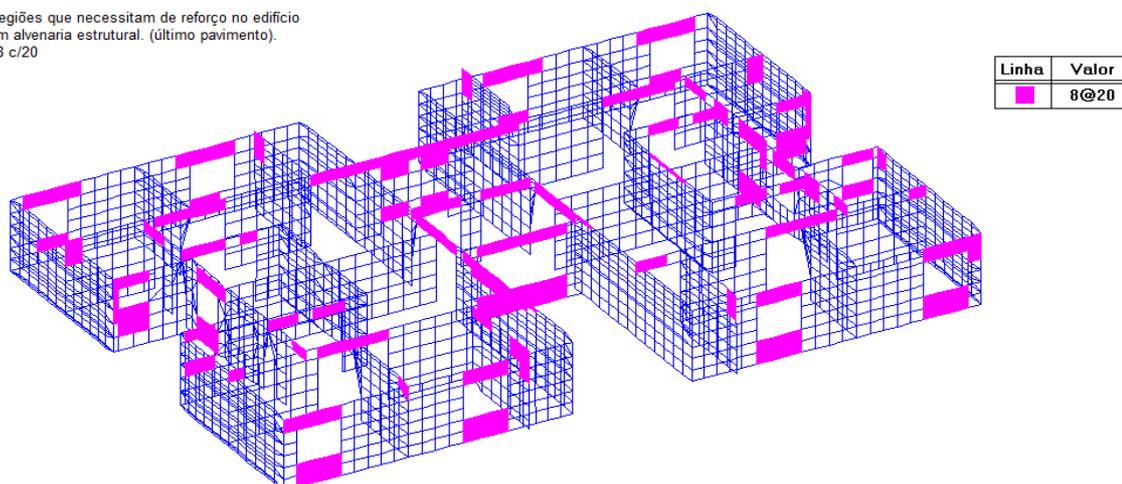
Para a edificação em alvenaria estrutural do modelo A202, observou-se que para as paredes analisadas, não há necessidade de armadura longitudinal. Em algumas regiões, principalmente nos pavimentos superiores, conforme observado na figura 148, é necessário uma pequena área de aço.

Para ambos os modelos, foi necessário armaduras na direção x (horizontais) nos encontros com paredes adjacentes, que são práticas construtivas correntes para ambos os sistemas estruturais.

Conforme mostrado na figura 150, os lintéis do edifício em alvenaria estrutural (A202) devem ser armados para resistir a tensões de tração. Mesmo que nestas regiões já exista armadura construtiva das vergas e contravergas, devido à inversão do sentido do momento no caso das ações horizontais torna-se necessário a disposição de armaduras superiores e inferiores.

Figura 150 — Armaduras necessárias para as regiões de aberturas no último pavimento do edifício A202, diâmetro da armadura em mm e espaçamento em cm.

Regiões que necessitam de reforço no edifício em alvenaria estrutural. (último pavimento).  
φ8 c/20



Fonte: Autoria própria.

Outro fator que deve ser considerado em projeto, que pode levar ao surgimento de tensões de cisalhamento em paredes do ultimo pavimento de edificações desta natureza, é a dilatação térmica horizontal da laje de cobertura. Segundo Parsekian (2014) alguns métodos eficientes de evitar esta problemática são a criação de junta horizontal liberando a movimentação horizontal da laje sobre a parede, ou a proteção térmica sobre a laje utilizando argila expandida ou blocos de concreto celular assentados sobre a laje. Vale ressaltar que as solicitações devido à variação de temperatura não foram consideradas neste trabalho.

### 7.2.7 Verificação da estabilidade global

Para esta análise será verificada através do critério citado no capítulo 5, o  $\gamma_z$ . Assim como foi analisado no item 7.1.7, será verificado apenas o edifício em condições semelhantes que se possa fazer um comparativo com as Análises 01 e 03. Na tabela 49 a seguir será exposto o valor do  $\gamma_z$  obtido, como também dos fatores que auxiliaram para obtenção do mesmo. Esta análise foi verificada com a combinação de carregamento  $C_2$ , assim como na análise 01.

Tabela 48 — Cálculo do  $\gamma_z$  para o modelo A201 na  $C_2$ .

Cálculo do $\gamma_z$ para o modelo A201 na $C_2$				
h (m)	$\Delta y, h$ (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (tf.m)	$M1_{tot,d}$ (tf.m)	$\gamma_z$
2,8	0,0083	0,032794529	8,449321013	<b>1,00306</b>
5,6	0,0148	0,058476991	19,85591089	
8,4	0,0221	0,087320372	32,75822218	
11,2	0,0303	0,119719786	46,74543211	
14	0,0389	0,153699659	61,6021077	
16,8	0,0478	0,452011336	77,19239844	
19,6	0,0569	0,224820323	93,42167342	
22,4	0,0659	0,260380656	110,2197031	
25,2	0,0747	0,295150759	127,532015	
28	0,0833	0,329130632	145,3149573	
30,8	0,0916	0,36192516	163,5326598	

Cálculo do $\gamma_z$ para o modelo A201 na C2				
h (m)	$\Delta y, h$ (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (tf.m)	$M1_{tot,d}$ (tf.m)	$\gamma_z$
33,6	0,0995	1,47140753	182,1550522	
36,4	0,107	0,42277284	201,1565134	
39,2	0,114	0,450430877	220,5149163	
42	0,122	0,187552243	119,1953561	
TOTAL		4,907593692	1609,646239	

Fonte: Autoria própria.

Observa-se que o valor do  $\gamma_z$  obtido no modelo A201 está menor que o limite de 1,1 que classifica como estrutura de nós fixos, assim os efeitos de segunda ordem para esta estrutura não são significantes.

### 7.2.8 Verificações relativas ao dimensionamento

Assim como na Análise 01, serão exibidas na tabela 50 os valores referentes ao dimensionamento relativo à normal de compressão e cisalhamento pela ABNT NBR 16055:2012 para a parede PAR 7 do modelo A201. No caso do modelo A202, pelo mesmo se tratar de uma edificação de alvenaria estrutural, as verificações para a PAR 7 serão correspondentes a sua norma vigente, a ABNT NBR 15961:2011. A verificação quanto à flambagem será feita pelos critérios estabelecidos na equação 42 deste trabalho.

Tabela 50 — Verificações quanto ao dimensionamento na Análise 02.

Verificações dimensionamento Análise 02			
Índice	Modelo	Índice	Modelo
	A201		A202
fck (MPa)	25,0	fk	7,4
fcd (MPa)	14,9	fd	3,7
$\rho$	0,0018	$\rho$ (não armada)	0,0
fscd (Mpa)	365,2		
t (cm)	15,0	t (cm)	15,0
$\lambda$	64,7	$\lambda$	20,0
k1	1,8	R	0,875
k2	0,0		
$\eta_{d1}$ (tf/m)	108,0		
$\eta_{d2}$ (tf/m)	121,5	A	0,42
$\eta_{d3}$ (tf/m)	89,3		
<b><math>\eta_{d,max}</math> (tf/m)</b>	<b>45,2</b>	<b><math>\eta_{d,max}</math> (tf/m)</b>	<b>32,9</b>
<b><math>\eta_{d,adot}</math> (tf/m)</b>	<b>89,29</b>	<b>Nrd (tf/m)</b>	<b>48,2</b>
Ecs (tf/m <sup>2</sup> )	2380000	Ecs (tf/m <sup>2</sup> )	840000
K	4,1	K	4,1
v	0,2	v	0,2
<b><math>\sigma_{cmd}</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>331</b>	<b><math>\sigma_{cmd}</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>243,0</b>
<b><math>\sigma_{cr}</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>23968,1</b>	<b><math>\sigma_{cr}</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>7369,0</b>
fctd (tf/m <sup>2</sup> )	106,9	fvk	35,0
<b>Vsd (tf/m)</b>	<b>0,549</b>	<b>Vsd (tf/m)</b>	<b>0,89</b>
<b>Fvd (tf/m)</b>	<b>34,0</b>	<b>Fvd (tf/m)</b>	<b>17,5</b>

Fonte: Autoria própria.

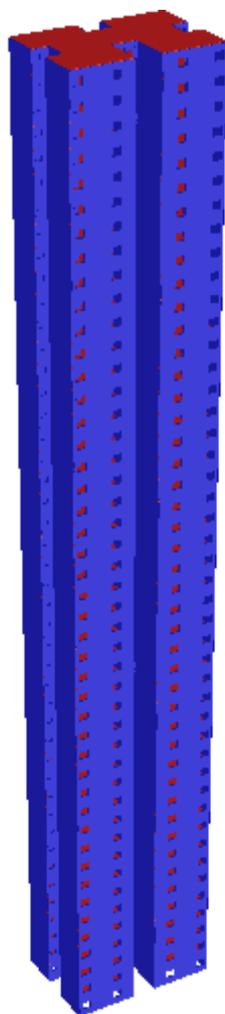
Como pode ser observado, os resultados da tabela 50 indicam que para ambos os modelos da Análise 02 a parede PAR 7 atendeu a todas as verificações as quais foram analisadas neste tópico.

### 7.3 Análise 03: análise do comportamento de um edifício de 45 pavimentos em paredes de concreto moldado in loco

Neste tópico será trado do comportamento de uma edificação em paredes de concreto moldadas no local com 45 pavimentos, numero de pavimentos semelhante ao edifício mais alto desta metodologia construtiva no Brasil.

Serão expostos resultados de verificações as quais foram realizadas nas demais análises.

Figura 151 — Renderização de modelo estudado na Análise 03.



Fonte: Autoria própria.

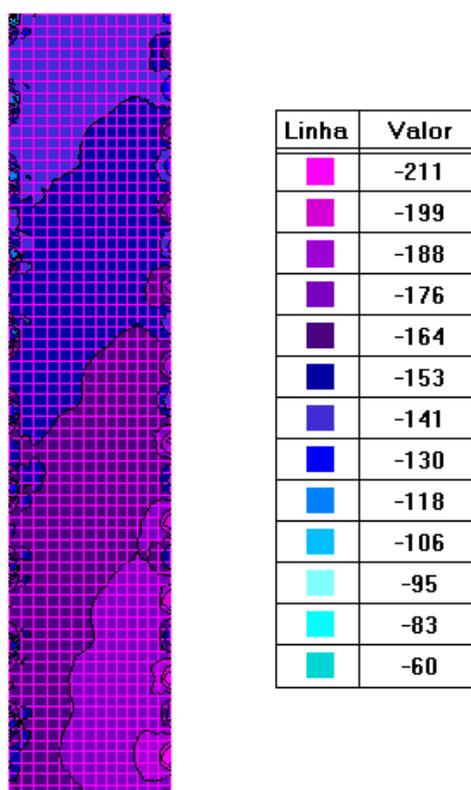
### 7.3.1 Esforço normal: Espalhamento e uniformização de cargas verticais

Para obtenção dos resultados para o esforço normal, serão analisadas as mesmas paredes que nas demais análises.

A parede mais solicitada para o modelo A301, foi a PAR 7, para a combinação de carregamento  $C_1$ , assim como nas demais análises, pelo fato da mesma ser uma parede de contraventamento para ações horizontais em x.

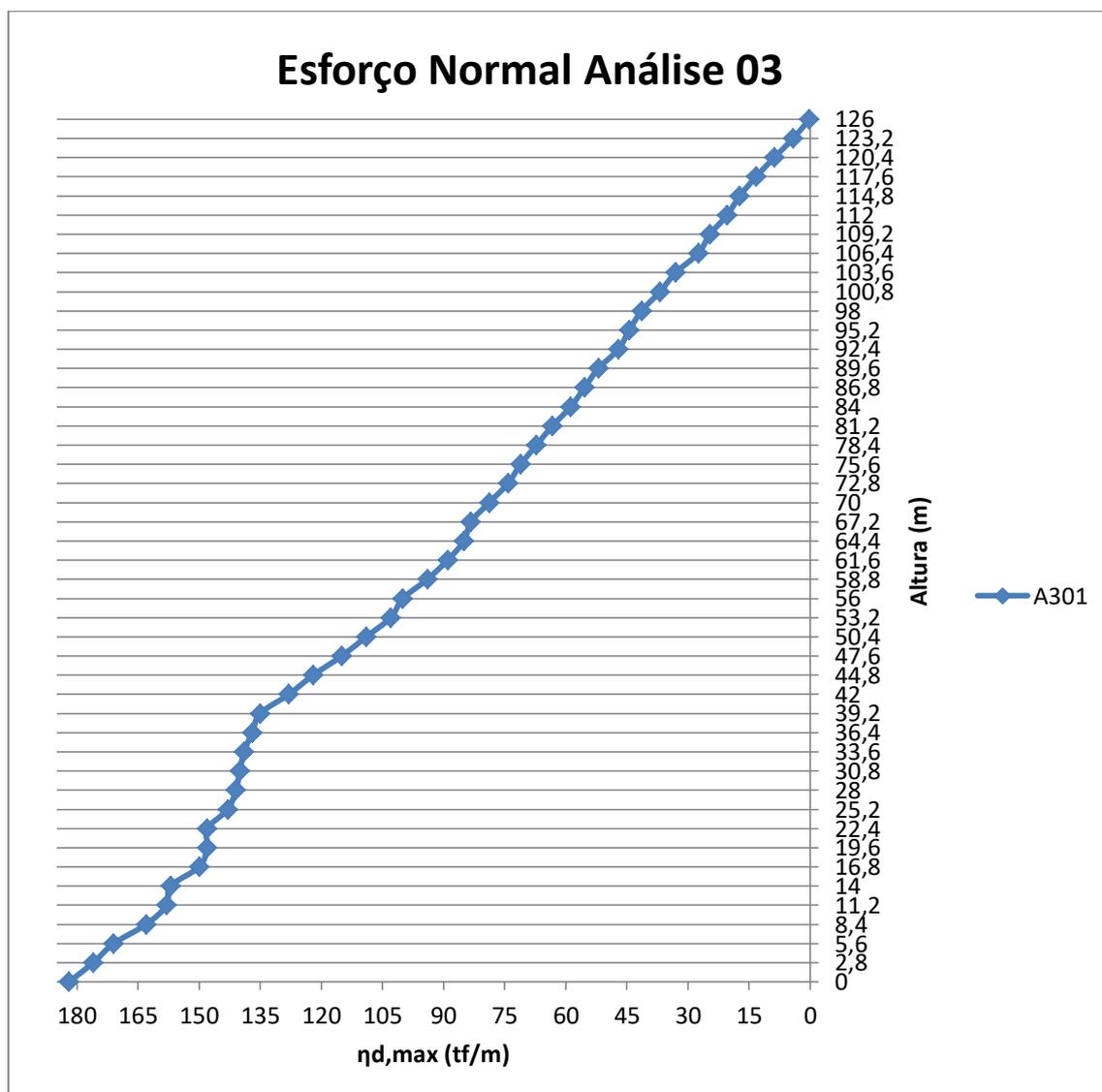
Na figura 152 a seguir serão expostos os resultados deste esforço para a PAR 7, na combinação  $C_1$ . Para facilitar na visualização dos resultados serão expostos apenas os valores dos dez primeiros pavimentos. Pode-se observar no mapa de contorno que os esforços tendem a ter um espalhamento mais inclinado que nas análises 1 e 2, isso se deve a magnitude das ações horizontais na direção à qual a parede serve de contraventamento. No gráfico 3 serão mostrados os valores máximos de esforço normal em cada pavimento do modelo A301.

Figura 152 — Esforço normal por unidade de comprimento para a parede PAR 7, nos modelos da Análise 03 (modelo A301), valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

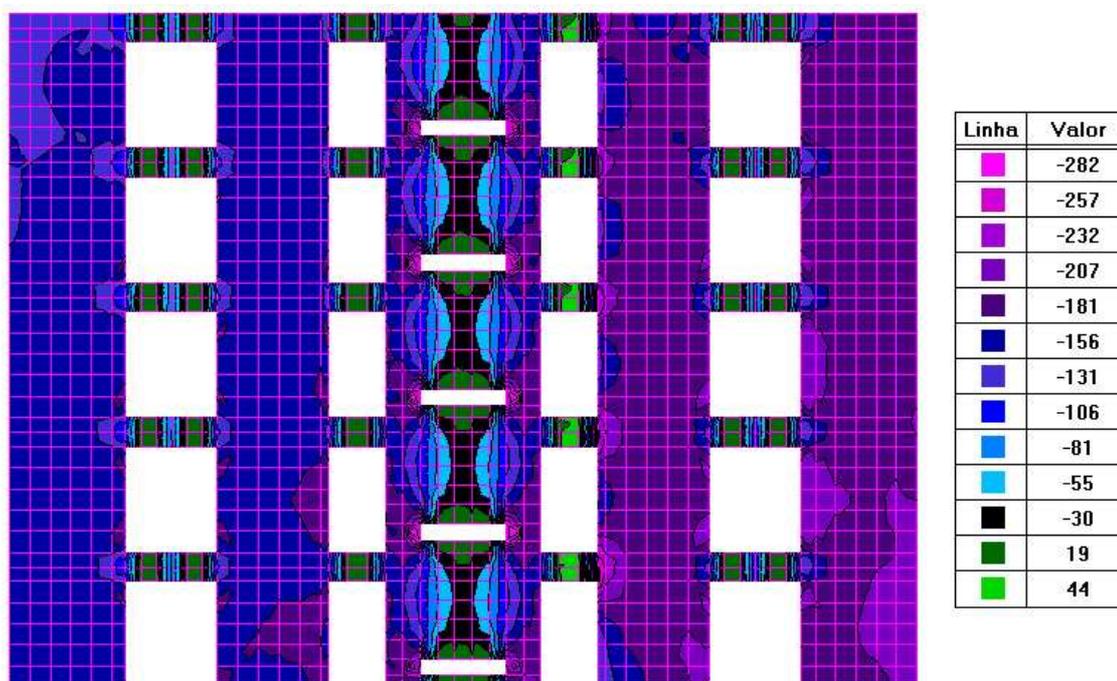
Gráfico 3 —  $\eta d, \max$  na base e no topo da parede PAR 7 de cada pavimento do modelo A301 da Análise 03.



Fonte: Autoria própria.

Serão exibidos os resultados das paredes PAR 3 e PAR 24, assim como nas análises anteriores, por serem paredes com altas solicitações e de contraventamento nas direções x e y respectivamente. Para facilitar a visualização, serão exibidos apenas os resultados dos cinco primeiros pavimentos.

Figura 153 — Esforço normal por unidade de comprimento dos primeiros 5 pavimentos na parede PAR 3, nos modelos da Análise 03 (modelo A301), valores em tf/m.

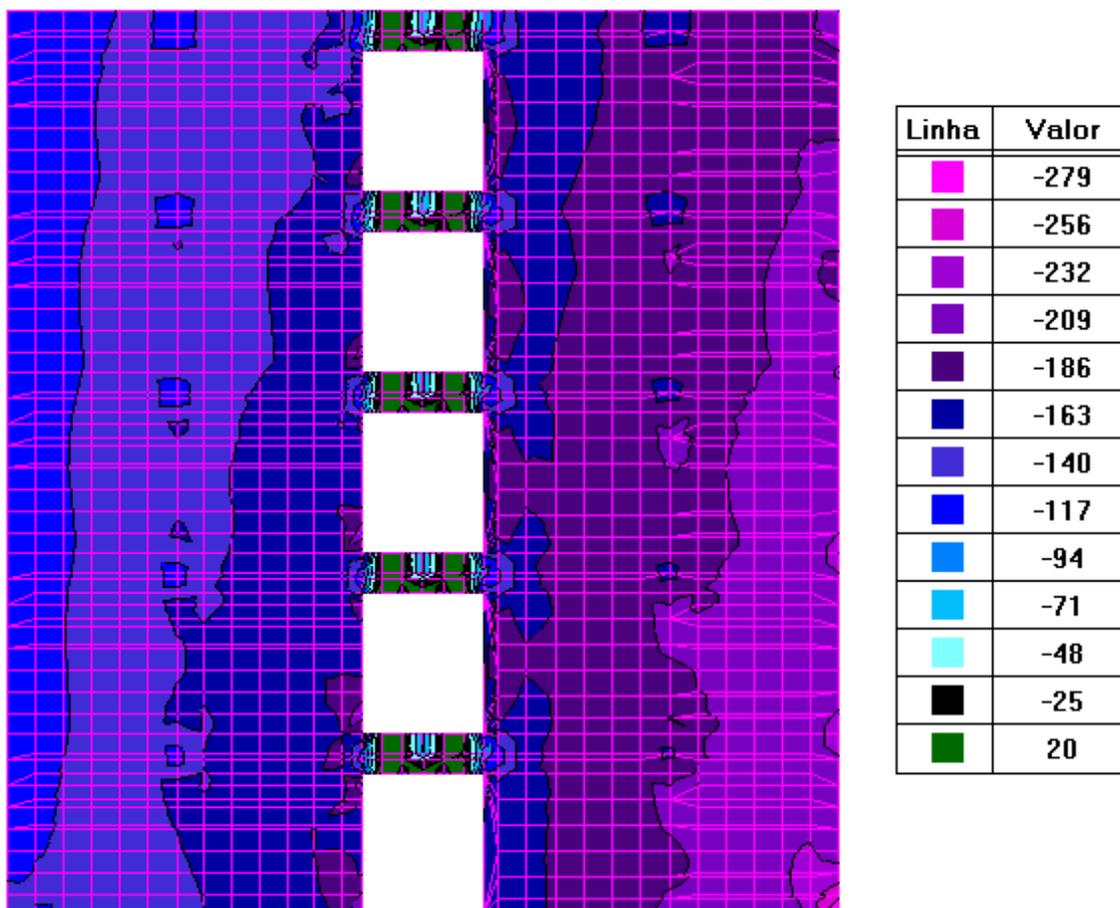


Fonte: Autoria própria.

Pode-se observar que existe uma uniformização de cargas entre os trechos 1 e 2 como também os trechos 4 e 5 da parede PAR 3. Os trechos 4 e 5 possuem valores de esforços normais superiores, devido principalmente a ação do vento, solicitando mais esta região. O trecho central é uma região com perturbação de tensões, possuindo regiões fortemente comprimidas e tracionadas. Isso se deve ao fato de existir abertura neste trecho. Assim como na Análise 02, verifica que os lintéis funcionaram como uma ponte para o espalhamento de cargas contribuindo para a uniformização. Os mesmos estão em sua grande parte tracionados, e irão exigir armadura de reforço.

Na figura 154, os resultados de esforço normal da PAR 24 para a combinação  $C_2$  são expostos. Observa-se um aumento progressivo dos esforços na direção y devido as ações horizontais nesta direção. Mais uma vez observa-se que os lintéis contribuíram para o espalhamento de cargas na parede.

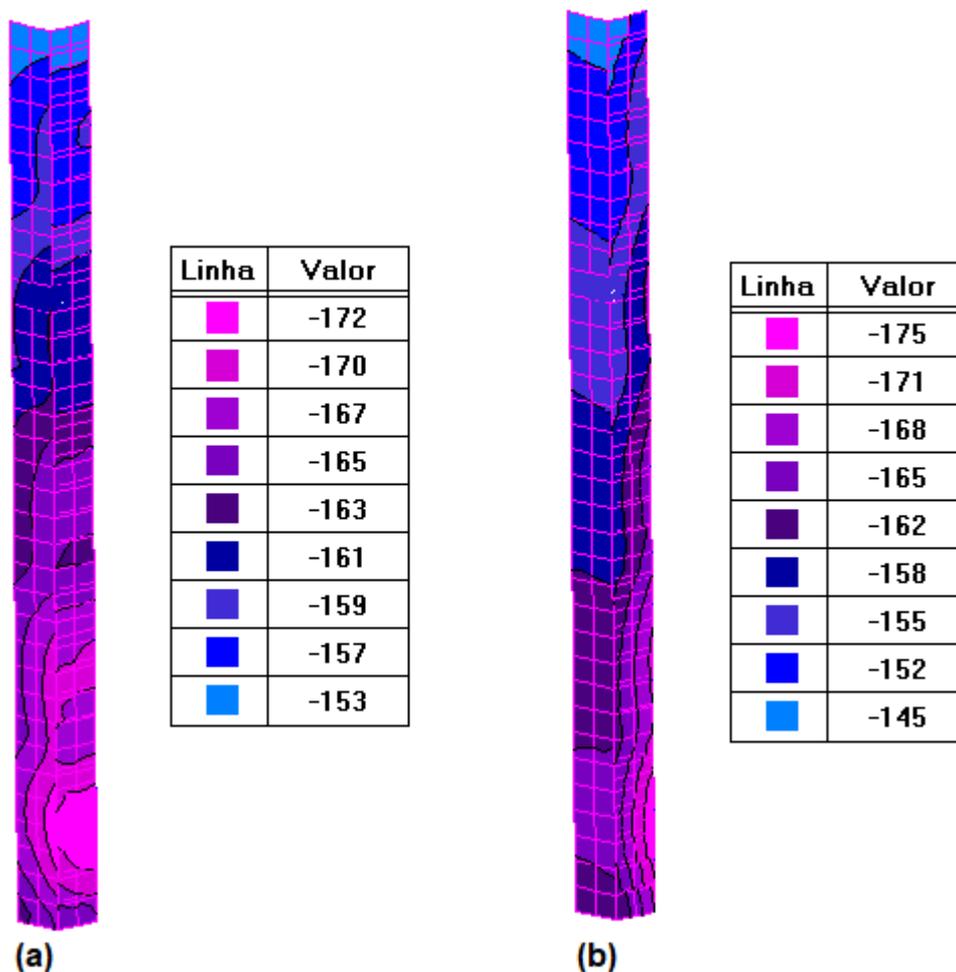
Figura 154 — Esforço normal por unidade de comprimento dos primeiros 5 pavimentos na parede PAR 24, nos modelos da Análise 03 (modelo A301), valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Assim como nas análises anteriores, será exposto figura mostrando o encontro das paredes adjacentes PAR 7 e PAR 27, para se verificar o espalhamento das cargas. Será demonstrado nesta figura, os resultados para as combinações  $C_1$  e  $C_2$ .

Figura 155 — Encontro das paredes adjacentes PAR 7 e PAR 27 do modelo A301, combinações: (a)  $C_1$  e (b)  $C_2$ , valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

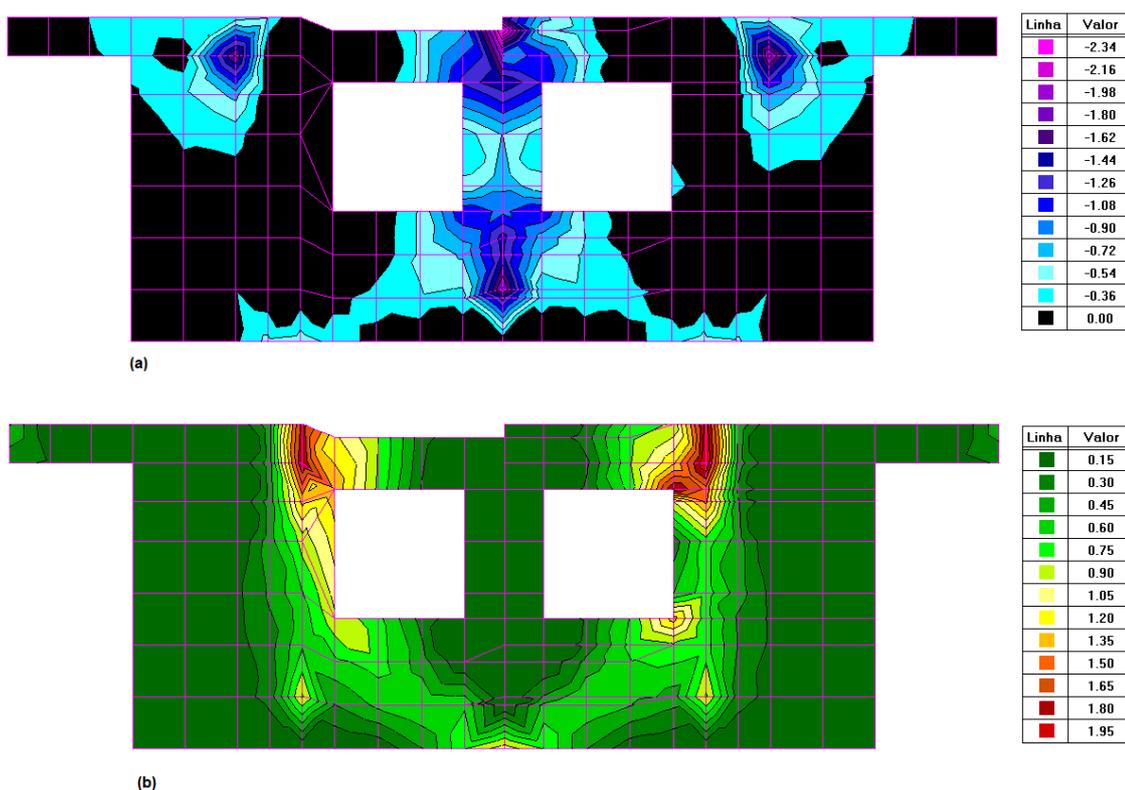
Constata-se que a uniformização de cargas entre paredes adjacentes existe, porém a mesma foi prejudicada devido às ações horizontais serem de maiores magnitudes, que afetou diretamente no caminhamento das cargas quando comparado as análises anteriores. Contudo a diferença entre os valores de esforço normal máximo e mínimo para a combinação  $C_1$  (mesma que foi utilizada nas demais análises) foi de 19 tf/m, demonstrando ser bem satisfatório quando comparado com os valores nas Análises 01 e 02, 10,4 tf/m e 11,8 tf/m respectivamente.

### 7.3.2 Momentos fletores

Neste t3pico ser3o expostos os resultados das paredes do modelo A301 mais solicitadas para momento fletor nas dire33es x e y, com as combina33es C<sub>1</sub> e C<sub>2</sub> respectivamente. Ser3o expostos os resultados apenas do primeiro pavimento, regi3o onde aconteceram as maiores solicita33es.

Utilizando a combina33o C<sub>1</sub>, a parede mais solicitada para o momento fletor na dire33o x foi a parede PAR 30. O que se repetiu em todas as an3lises, sendo esta a parede com maiores valores para estas condi33es impostas. Na figura 156 a seguir ser3o expostos os valores dos momentos positivos e negativos desta parede.

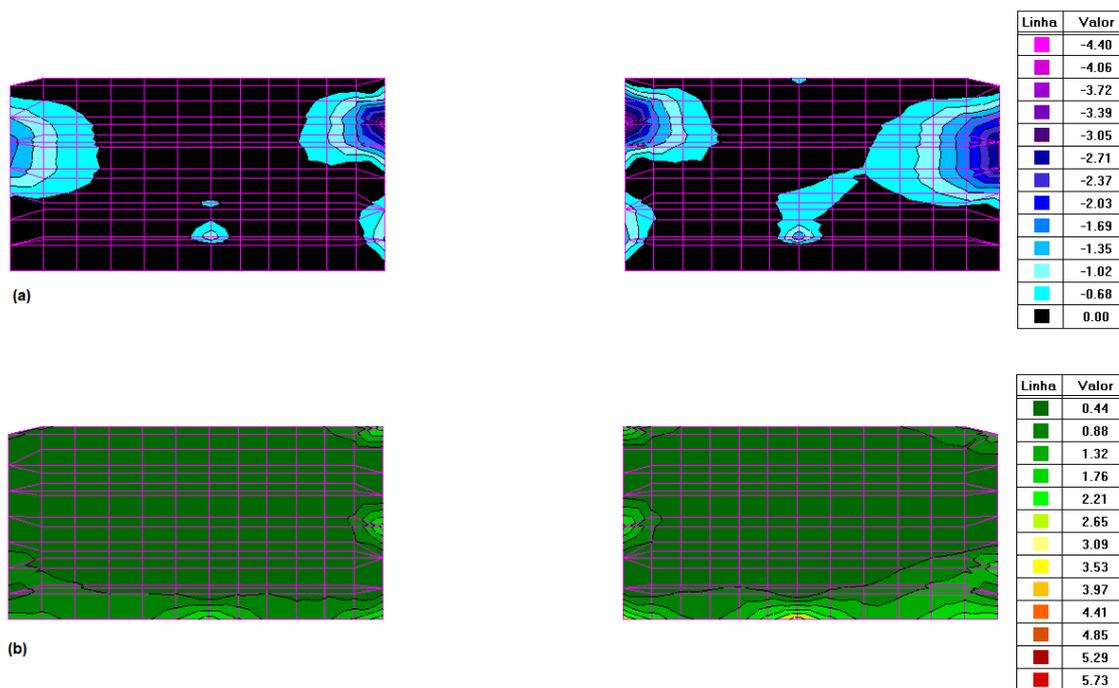
Figura 156 — Valores do momento fletor na dire33o x com a combina33o C<sub>1</sub>, para a PAR 30 no modelo A301: (a) Momentos negativos e (b) Momentos positivos, valores em tf.m/m.



Fonte: Autoria pr3pria.

Assim como na An3lise 02, as paredes mais solicitadas para o momento fletor na dire33o y foram a PAR 31 e a PAR 32, ambas paredes de contraventamento nesta dire33o, conforme demonstrado na figura 157.

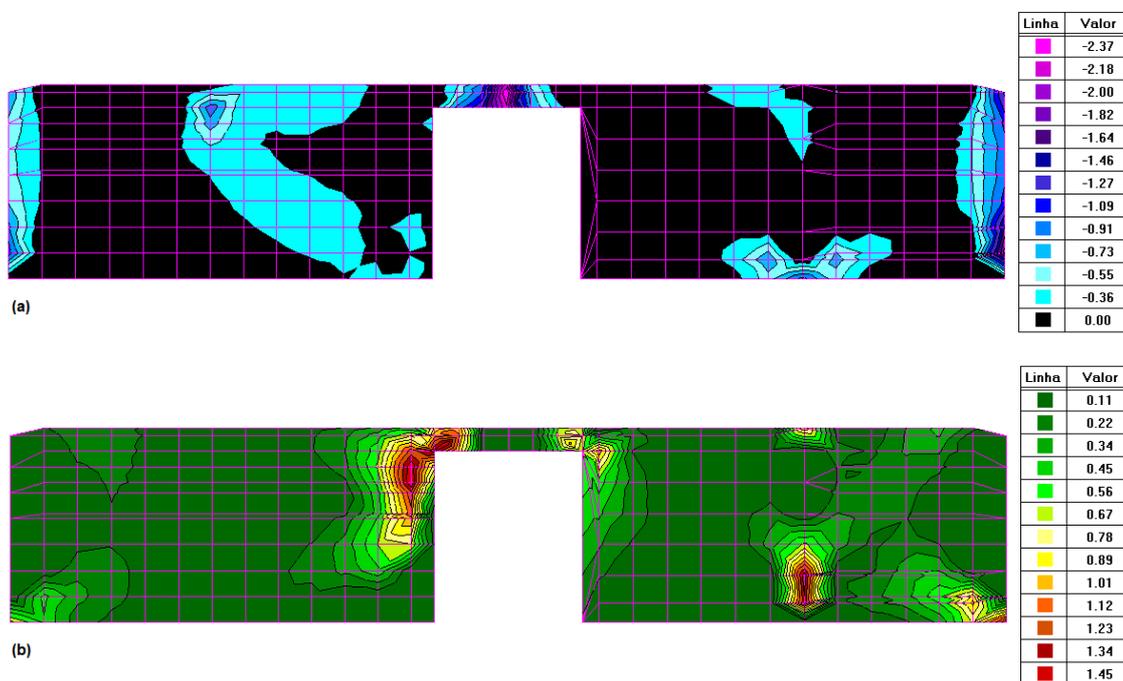
Figura 157 — Valores do momento fletor na direção y com a combinação  $C_2$ , para as paredes a PAR 31 e PAR 32 no modelo A301: (a) Momentos negativos, valores em tf.m/m.



Fonte: Autoria própria.

Ainda para combinação  $C_2$ , para os momentos na direção x a parede PAR 23 obteve valores de momento superiores que para as ações na direção que a mesma está contraventando. Observa-se na figura 158 que os maiores valores de momento fletor aconteceram em regiões de encontro com paredes adjacentes e na abertura, regiões as quais necessitam de reforços. Isso se deve a efeito semelhante ao que acontece em pórticos, neste caso ao engastamento entre paredes.

Figura 158 — Valores do momento fletor na direção x com a combinação C<sub>2</sub>, para a parede PAR 23 no modelo A301: (a) Momentos negativos e (b) Momentos positivos, valores em tf.m/m.



Fonte: Autoria própria.

Na tabela 51 a seguir são expostos os valores do momento fletor máximo em módulo nas paredes citadas anteriormente para a Análise 03.

Tabela 51 — Resultados dos valores máximos para momento fletor das paredes na Análise 03.

Modelo	PAR 30	PAR 31 E PAR 32	PAR 23
	Mx*,max (tf.m/m)	My*,max (tf.m/m)	Mx*,max (tf.m/m)
A301	2,34	5,73	2,37

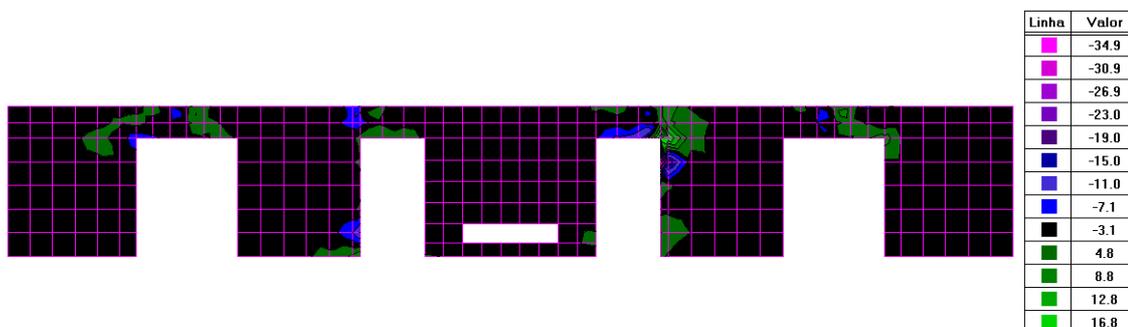
Fonte: Autoria própria.

### 7.3.3 Esforços cortantes

Assim como nas análises anteriores, serão expressos os resultados de esforço cortante máximo para paredes de contraventamento nas direções x e y, as paredes PAR 3 e PAR 24 respectivamente. Para análise de cada uma delas serão utilizada a combinação C<sub>1</sub> para verificação do esforço cortante na direção x, e a

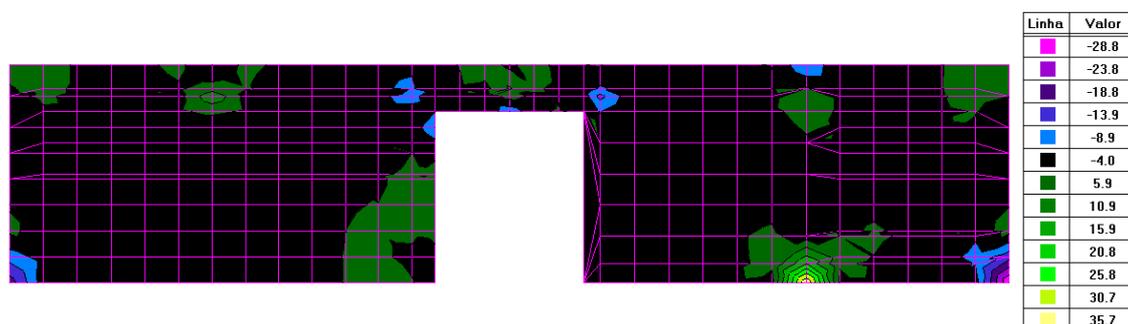
combinação  $C_2$  para este esforço na direção  $y$ . Os resultados serão exibidos apenas do pavimento térreo.

Figura 159 — Valores do esforço cortante na direção  $x$  com a combinação  $C_1$ , para a PAR 3 no modelo A301, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Figura 160 — Valores do esforço cortante na direção  $y$  com a combinação  $C_2$ , para a PAR 24 no modelo A301, valores em tf/m.



Fonte: Autoria própria.

Conforme já observado na Análise 02, por a PAR 3 apresentar um número elevado de aberturas, os maiores valores do esforço cortante estão concentrados nestas regiões, já na PAR 24 os maiores valores estão localizados em regiões de encontro com paredes adjacentes, regiões com elevadas rigidezes e conseqüentemente tendendo a um maior caminhamento de esforços. Observa-se que com a exceção destes locais nestas paredes, praticamente em toda a superfície restante da parede o esforço cortante permanece constante. Na tabela 52 a seguir serão expostos os valores máximos destas paredes para este esforço, os quais apareceram em regiões concentradas dos mesmos.

Tabela 49 — Resultados dos valores máximos para o esforço cortante nas paredes PAR 3 e PAR 24 da Análise 03.

Modelo	PAR 3 Qx, max (tf/m)	PAR 24 Qy,max (tf/m)
A301	34,90	35,70

Fonte: Autoria própria.

### 7.3.4 Tensões normais e de cisalhamento

As maiores tensões principais nesta análise aconteceram na PAR 3, para a combinação de carregamento  $C_2$ . Isso se deve ao fato das ações horizontais terem sido definidas na modelagem à  $270^\circ$ , sendo a parede PAR 3 uma parede de grandes dimensões próxima a extremidade oposta. Muitas das paredes de contraventamento na direção y (direção das ações horizontais para a  $C_2$ ) estão interceptando a PAR 3, como o caso das paredes PAR 23 e PAR 24, desta forma no cruzamento entre as paredes adjacentes houve acúmulo de tensões nas regiões de travamento.

Outro fato importante é que esta parede possui muitas aberturas, que contribuem também para o aparecimento de regiões com concentração de tensões. Na figura 161 a seguir serão exibidos apenas o mapa de contorno dos resultados para os primeiros 10 pavimentos, e na tabela 53 serão exibidos os valores máximos de tensões.

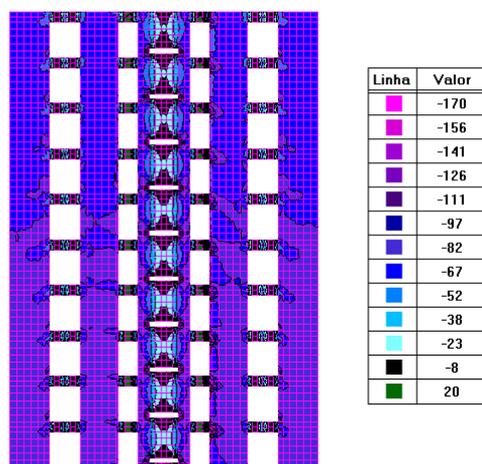
Observa-se na figura 161 (a) que existe uma uniformização entre os trechos das paredes ao longo da altura (entre pavimentos). O trecho central possui uma maior variação de tensões em sua superfície, com regiões de baixas tensões ao meio de regiões com elevadas tensões (próxima a abertura), sendo o mesmo funcionando como um lintel entre os trechos da esquerda e a direita, como uma ponte do caminhamento de cargas.

Na figura 161 (b), estão expostos os valores das tensões secundárias. O comportamento expresso no mapa de contorno para esta tensão é de extrema importância para a compreensão do comportamento do caminhamento de tensões através das bielas de compressão entre paredes do mesmo pavimento.

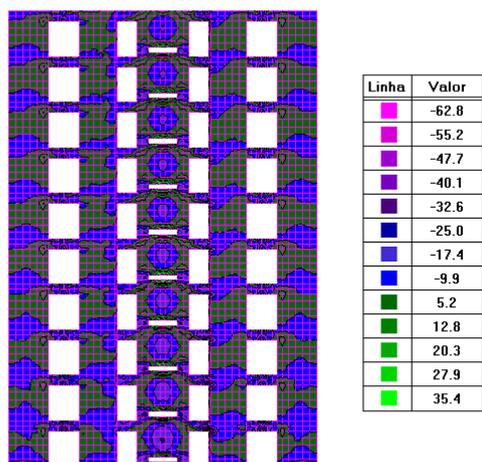
As tensões de cisalhamento são demonstradas na figura 161 (c), a partir disto podemos concluir que as mesmas estão com seus maiores valores nas regiões de linteis, as quais tem comportamento semelhante ao de viga com carregamento

distribuído, com valores positivos e negativos de mesma magnitude em lados opostos.

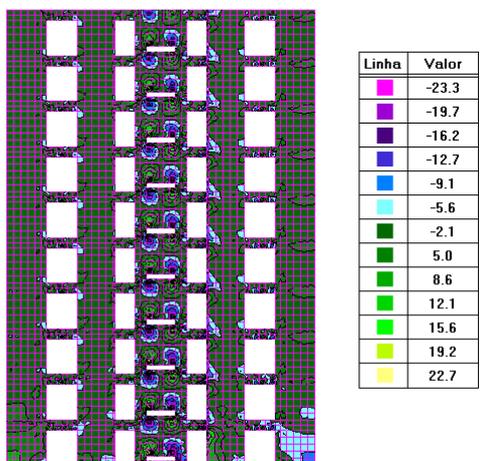
Figura 161 — Valores das tensões atuantes na parede PAR 3 do modelo A301 da Análise 03, utilizando a combinação  $C_2$ : (a) tensões principais, (b) tensões secundárias e (c) tensões de cisalhamento. Unidades em  $\text{kgf/cm}^2$ .



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autoria própria.

Tabela 50 — Valores máximos de tensões no modelo A301 da Análise 03.

Valores máximos das tensões na parede PAR 3			
Modelo	$\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{xy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
A301	170	62,8	23,3

Fonte: Autoria própria.

Quanto a uniformização de tensões normais médias de compressão nos pavimentos, a metodologia empregada foi semelhante ao adotado nas análises 01 e 02, utilizando-se a combinação de carregamento  $C_2$  e não contemplada a parede PAR 08. Para esta análise 03, serão apenas expostos os resultados dos pavimentos de número 1, 10, 20, 30 e 45. O resultado desta verificação no modelo A301 é mostrado a seguir na tabela 54.

Tabela 54 — Uniformização de tensões normais médias de compressão no modelo A301.

MODELO A101					
PAREDE	PAVIMENTO				
	1	10	20	30	45
PAR1	94,6	51,5	37,4	21,6	1,5
PAR2	91,5	52,4	37,9	22,3	1,9
PAR3	75,5	61,7	43,3	25,5	1,5
PAR4	68,6	54,8	37,7	23,5	1,3
PAR5	62,7	51,8	38,7	23,9	1,1
PAR6	69,1	58,0	39,4	24,2	1,7
PAR7	67,8	60,0	38,5	25,1	1,7
PAR8	NÃO CONTEMPLADA				
PAR9	73,4	42,5	32,7	20,4	1,2
PAR10	79,5	45,1	34,7	21,5	1,3
PAR11	57,3	46,7	34,9	22,4	1,3
PAR12	60,4	47,7	35,6	22,6	1,4
PAR13	41,3	32,9	25,9	16,6	0,7
PAR14	41,3	34,3	24,4	18,9	0,7
PAR15	53,8	45,3	33,3	21,2	0,5
PAR16	72,0	56,0	45,3	26,1	1,2
PAR17	54,4	44,3	32,9	20,8	1,5
PAR18	54,7	43,1	30,4	21,0	1,2
PAR19	74,3	62,0	44,3	26,2	1,4
PAR20	84,0	57,1	39,9	23,3	1,6
PAR21	68,2	43,0	34,0	23,0	2,0

PAR22	102,0	64,0	47,7	24,7	1,9
PAR23	83,5	62,7	40,0	25,2	2,2
PAR24	89,8	53,0	38,7	22,8	1,2
PAR25	57,1	41,5	31,3	21,1	1,2
PAR26	61,5	56,5	38,3	22,7	1,3
PAR27	64,5	54,0	39,2	23,8	1,7
PAR28	59,9	42,9	33,5	22,0	1,5
PAR29	79,4	65,3	43,7	26,0	1,6
PAR30	63,6	51,6	34,9	21,1	1,5
PAR31	75,9	39,9	36,7	24,9	2,0
PAR32	105,0	62,8	45,4	27,4	1,9
ÍNDICES ESTATÍSTICOS					
MAX	105,00	65,30	47,70	27,40	2,24
MIN	41,25	32,91	24,37	16,57	0,53
MÉDIA	70,53	51,10	37,10	22,95	1,45
DESV. PAD.	15,78	8,88	5,40	2,34	0,39
<b>COV</b>	<b>0,224</b>	<b>0,174</b>	<b>0,146</b>	<b>0,102</b>	<b>0,269</b>
<b>DISPERSÃO</b>	<b>MÉDIA</b>	<b>MÉDIA</b>	<b>BAIXA</b>	<b>BAIXA</b>	<b>ALTA</b>
ESC. MÁX.	2,18	1,60	1,96	1,90	2,03
ESC. MÍN.	-1,86	-2,05	-2,36	-2,73	-2,37

Fonte: Autoria própria.

Para o modelo A301, o comportamento quanto à uniformização de tensões normais mostra-se dissemelhante dos modelos A101 e A201 verificados anteriormente. Diferentemente dos modelos com menos andares, o resultado dos pavimentos inferiores apresentou valores com média dispersão de dados.

Ao observar na tabela 54, o COV nos pavimentos 1 e 10 apresentaram este tipo de resultado, isso deve-se ao fato que para este modelo com 45 pavimentos, as ações horizontais geraram tensões normais significantes, pois a parcela devido ao momento fletor passa a ter uma maior importância nas tensões normais nas paredes.

Quanto aos pavimentos de número 20 e 30, estes apresentaram baixa dispersão de dados, conferindo assim a uniformização de cargas pra estes pavimentos. Analogamente o explicitado no parágrafo anterior, a parcela do momento fletor nestes andares é menos significativas, pois o braço de alavanca respectivos às ações horizontais possui valores menores, com altura semelhante aos de andares inferiores do modelo A201.

No andar 45, que trata-se do último pavimento, assim como verificado nos modelos A101 e A201, apresentou uma alta dispersão de dados. O fato é que para pavimentos mais elevados, a parcela do esforço normal é baixa para as tensões normais de compressão, desta maneira não conferindo uniformização em pavimentos mais elevados.

### 7.3.5 Deslocamentos máximos das paredes

Neste tópico serão exibidos os valores máximos de deslocamentos nas paredes no modelo A301, da Análise 03. Como citado anteriormente tratam-se de deslocamentos elásticos, não sendo considerados a não linearidade geométrica e efeitos de fissuração e fluência. Os valores expressos na tabela 55 estão levando em conta a combinação de carregamento  $C_2$ .

Tabela 51 — Valores máximos de deslocamentos nas paredes dos modelos da Análise 03.

Valores máximos dos deslocamentos da Análise 03			
Modelo	dx (cm)	dy (cm)	dz (cm)
A301	0,023	1,114	-1,015

Fonte: Autoria própria.

Utilizando a equação 56 para verificar os deslocamentos horizontais, observa-se que para os deslocamentos na direção y, esta análise não está sendo satisfeita, uma vez que o valor limite seria de 0,56 cm. Para o limite estabelecido pela equação 57, o limite foi de 7,2 cm, e foi atendido. Para a verificação entre pavimentos da ABNT NBR 6118:2014, definido na equação 58, os deslocamentos em y também não foram atendidos, uma vez que o limite seria de 0,329 cm.

Pode-se observar que para o modelo A301, devido se tratar de um edifício alto, os esforços horizontais possuem grande influência no comportamento da estrutura. Gerando deslocamentos que ultrapassam os limites estabelecidos por normatizações locais. Vale salientar que estão sendo expressos valores considerando o material linearmente elástico e sem levar em conta os efeitos de segunda ordem, que elevariam ainda mais os valores dos mesmos.

Conclui-se que o modelo A301, deve ser analisado de maneira mais cautelosa, devido ser uma edificação de grande porte, e os efeitos citados anteriormente são de grande importância na estrutura. Deve se buscar portanto uma solução que aumente a rigidez da edificação para que a mesma atenda a estas condições. Contudo vale salientar que as análises de estado limite de serviço tratam-se de aproximações, e são muito sensíveis a diversos fatores, logo a mesma deve ser analisada de maneira mais criteriosa para se ter resultados mais precisos.

### 7.3.6 Área de aço necessária nos elementos estruturais

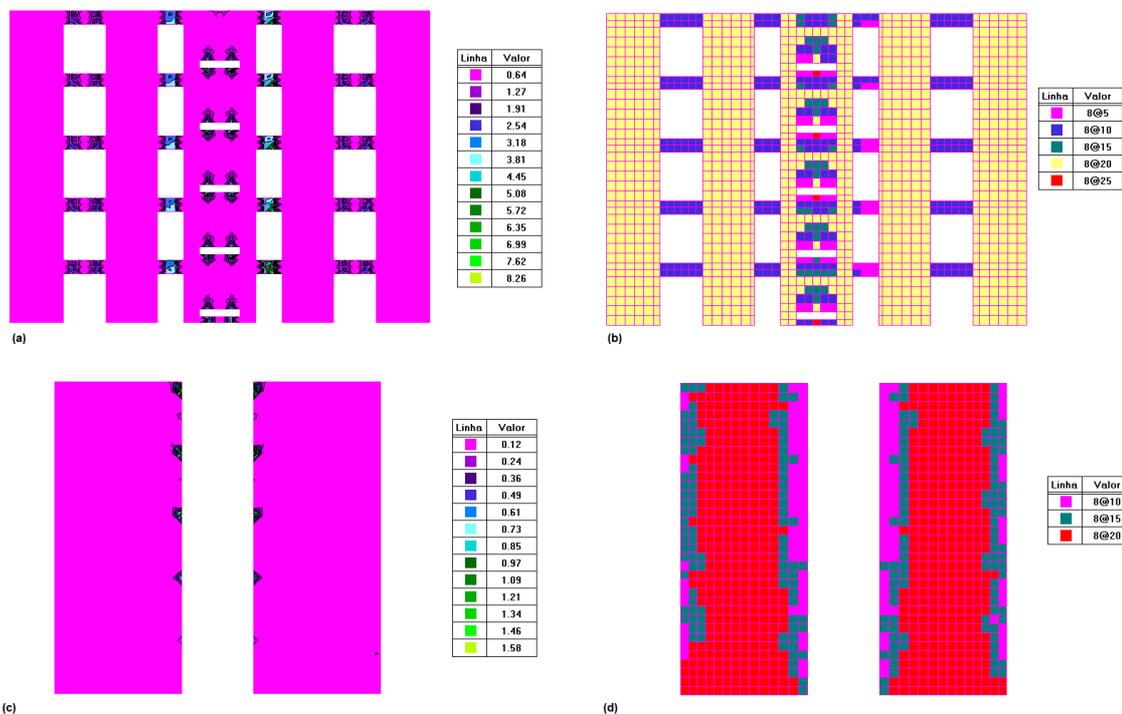
Serão expostos neste tópico os valores necessários de armadura para a paredes PAR 3, PAR 6 e PAR 7 para a combinação  $C_2$  do modelo A301. Para facilitar a visualização serão expostos os resultados apenas dos cinco primeiros pavimentos. Os resultados serão expressos em área de aço e em termos de armaduras comerciais com seus respectivos espaçamentos. Na tabela 56 serão expostos apenas os resultados das paredes analisadas, vale ressaltar que os valores nesta tabela são os que representam a maior parte da superfície da parede.

Tabela 52 — Valores das armaduras necessária na maior extensão das paredes para o modelo A301

Valores de armaduras para a Análise 03 - A301										
PAREDE	Asl, z+ (cm <sup>2</sup> /m)	Asl, z- (cm <sup>2</sup> /m)	Asl (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{l,cal}$ (%)	$\rho_{l,min}$ (%)	Ast, z+ (cm <sup>2</sup> /m)	Ast, z- (cm <sup>2</sup> /m)	Ast (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{t,cal}$ (%)	$\rho_{t,min}$ (%)
PAR 3	0,640	0,610	1,250	0,0500	0,090	0,800	0,800	1,600	0,064	0,090
PAR 6 e PAR 7	0,004	0,001	0,005	0,0002	0,090	0,130	0,069	0,199	0,008	0,090

Fonte: Autoria própria.

Figura 162 — Valores das áreas de aço calculadas para as paredes (a) PAR 3 e (c) PAR 6 e PAR 7, e armaduras adotadas para a (b) PAR 3 e para as paredes (d) PAR 6 e PAR 7. Valores da área de aço em  $\text{cm}^2/\text{m}$ , diâmetro da armadura em mm e espaçamento em cm.



Fonte: Autoria própria.

Os valores adotados para armaduras representadas na figura 162 (b,d) foram calculados para as forças no plano das paredes pelo software, utilizando a norma europeia Eurocode 2, utilizando diâmetro mínimo de 8 mm. Observa-se que mesmo tratando-se de uma edificação de múltiplos pavimentos, a maior parte da área das paredes analisadas demandou a área de aço mínima.

As regiões de lintéis, e em volta de aberturas como pode ser visto na PAR 3, demandaram áreas de aço mais altas, que como citadas anteriormente existem concentração de tensões, com os lintéis com comportamento semelhante aos de vigas, exigindo armadura de reforço. Regiões de encontro com paredes adjacentes também existem concentração de tensões, demandando áreas de aço mais altas. Demonstrando está de acordo com as prescrições citadas no capítulo 3, no que diz respeito a regiões que necessitam de reforços, podendo-se para etapa de detalhamento de armaduras no projeto adotar as configurações citadas neste capítulo.

### 7.3.7 Verificação da estabilidade global

Da mesma maneira que foi realizado nas análises anteriores, será exposto o valor do  $\gamma_z$  para a Análise 03, utilizando a combinação de carregamento  $C_2$ . Serão exibidos também na tabela 57 os resultados dos fatores que auxiliaram na obtenção do  $\gamma_z$ .

Tabela 53 — Cálculo do  $\gamma_z$  para o modelo A301 na  $C_2$ .

Cálculo do $\gamma_z$ para o modelo A301 na $C_2$				
h (m)	$\Delta y, h$ (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (tf.m)	$M_{1,tot,d}$ (tf.m)	$\gamma_z$
2,8	0,025	0,142535701	8,591668364	<b>1,023577</b>
5,6	0,0464	0,264546261	20,50560669	
8,4	0,0766	0,436729388	34,13632578	
11,2	0,114	0,649962797	49,02325163	
14	0,159	0,906527058	64,92295973	
16,8	0,21	1,197299888	81,68111193	
19,6	0,267	1,522281287	99,18974559	
22,4	0,329	1,875769825	117,3684601	
25,2	0,397	2,263466932	136,154711	
28	0,471	2,685372607	155,4982499	
30,8	0,54	3,078771142	175,3576928	
33,6	0,631	3,597601093	195,6982768	
36,4	0,717	4,087923905	216,4903281	
39,2	0,808	4,606753856	237,7081766	
42	0,902	5,142688092	259,3293644	
44,8	0,999	5,695726612	281,334054	
47,6	1,1	6,271570844	303,7045755	
50,4	1,2	6,841713648	326,4250753	
53,2	1,31	7,468870732	349,4812376	
56	1,42	8,096027817	372,8600613	
58,8	1,53	8,723184901	396,5496793	
61,6	1,64	9,350341986	420,5392095	
64,4	1,76	10,03451335	444,8186319	

Cálculo do $\gamma_z$ para o modelo A301 na C2				
h (m)	$\Delta y, h$ (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (tf.m)	$M1_{tot,d}$ (tf.m)	$\gamma_z$
67,2	1,88	10,71868472	469,3786852	
70	2	11,40285608	494,2107804	
72,8	2,12	12,08702744	519,3069264	
75,6	2,24	12,77119881	544,659667	
78,4	2,36	13,45537017	570,2620267	
81,2	2,49	14,19655582	596,1074632	
84	2,61	14,88072718	622,1898265	
86,8	2,74	15,62191283	648,5033233	
89,6	2,86	16,30608419	675,0424851	
92,4	2,99	17,04726984	701,8021402	
95,2	3,11	17,7314412	728,7773897	
98	3,24	18,47262685	755,9635848	
100,8	3,37	19,21381249	783,3563075	
103,6	3,5	19,95499814	810,9513531	
106,4	3,62	20,6391695	838,7447142	
109,2	3,75	21,38035515	866,7325666	
112	3,88	22,1215408	894,9112563	
114,8	4,01	22,86272644	923,2772881	
117,6	4,13	23,54689781	951,8273147	
120,4	4,26	24,28808345	980,5581271	
123,2	4,39	25,0292691	1009,466646	
126	4,51	6,933283623	514,2315091	
TOTAL		475,6020714	20647,62984	

Fonte: Autoria própria.

Mesmo tratando-se de edificação com elevado número de pavimentos, o valor do  $\gamma_z$  obtido no modelo A301 é menor que o limite de 1,1 que classifica como estrutura de nós fixos, assim os efeitos de segunda ordem para esta estrutura não são significantes. Isso se deve a fatores como o elevado carregamento vertical, gerado principalmente pelo peso próprio dos elementos estruturais, como também a geometria da mesma, que contribui para a elevada rigidez da estrutura do ponto de vista global.

### 7.3.8 Verificações relativas ao dimensionamento

O modelo A301 será submetido as análises referentes à este tópico, assim como feito nas Análises 01 e 02, relativas a normal de cálculo, cisalhamento e tensão crítica de flambagem. Os resultados serão mostrados na tabela 58, e são relativos aos esforços nas situações mais desfavoráveis para a PAR 7.

Tabela 54 — Verificações quanto ao dimensionamento na Análise 03.

Verificações dimensionamento Análise 03	
Índice	Modelo
	A301
fck (MPa)	40,0
fcd (MPa)	23,8
$\rho$	0,0018
fscd (Mpa)	365,2
t (cm)	25,0
$\lambda$	38,8
k1	1,1
k2	0,0
$\eta_{d1}$ (tf/m)	471,3
$\eta_{d2}$ (tf/m)	317,9
$\eta_{d3}$ (tf/m)	238,1
<b><math>\eta_{d,max}</math> (tf/m)</b>	<b>211,0</b>
<b><math>\eta_{d,adot}</math> (tf/m)</b>	<b>238,1</b>
Ecs (tf/m <sup>2</sup> )	3187576
K	4,1
$\nu$	0,2
<b><math>\sigma_{cmd}</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>849,0</b>
<b><math>\sigma_{cr}</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>32100,9</b>
fctd (tf/m <sup>2</sup> )	146,2
<b>Vsd (tf/m)</b>	<b>9,1</b>
<b>Fvd (tf/m)</b>	<b>50,8</b>

Fonte: Autoria própria.

A parede PAR 7 do modelo A301 atendeu a todas as verificações a qual foi submetido para análise de seu dimensionamento.

## 8 CONCLUSÃO

Através das análises numéricas apresentadas neste trabalho, permite-se verificar três situações distintas do sistema construtivo de paredes de concreto moldadas in loco. Com os resultados em posse, pode-se realizar comparações entre modelos de diferentes análises, uma vez que a planta de formas foi a mesma para ambas as análises, como também as situações de projetos foram semelhantes, levando em conta edificação residencial.

A partir dos resultados da Análise 01, como já era de se esperar, verificou-se que as ações horizontais pouco exigiram da estrutura, sendo a mesma comportando-se praticamente apenas a compressão devido o carregamento vertical. O esforço cortante assim como os momentos fletores foram baixos, assim como os deslocamentos horizontais, que atenderam a todos os limites verificados.

Observando o caminhamento das cargas verticais verificou-se que para o modelo A101, em concreto armado convencional, apresentou um comportamento mais uniforme no que diz respeito a uniformização das mesmas.

As verificações alterando o material utilizado na laje pouco modificou o resultado perante as flechas obtidas como também a área de aço necessária para flexão. Isso se deve principalmente ao fato de que, as análises realizadas neste trabalho estão levando em conta o comportamento das estruturas em regime elástico, sem consideração da fissuração e fluência, o que leva a obtenção de valores próximos mesmo com a redução da resistência do material. Uma análise que considerasse a não linearidade dos materiais, como também fatores como a fluência, os vazios presentes no concreto celular e a aderência das armaduras com o concreto, seria necessária para resultados mais satisfatórios.

Ao realizar as verificações quanto ao dimensionamento da PAR 7, os modelos em que as paredes utilizavam o concreto celular (A102 e A103) não foram satisfatórios para a resistência de cálculo sob normal de compressão. Os mesmos possuem baixa resistência, e possivelmente para uma edificação de cinco pavimentos, poderiam não ser viáveis. As verificações quanto ao dimensionamento dos demais modelos em todas as análises foram satisfatórios para as condições impostas no capítulo 6.

Em relação a Análise 02 foi verificado o comportamento de uma edificação com mesmas características, alterando apenas em ambos os modelos o material

utilizado nas paredes, que neste caso, além de paredes de concreto moldadas in loco, foi também verificado também as paredes em alvenaria estrutural. O número de pavimentos de ambos os modelos foi 15, pois é um número limite aceitável na bibliografia para utilização da mesma dispensando armaduras.

Nesta análise obteve resultados bem próximos em ambos os modelos, e o comportamento no que diz respeito a esforços, tensões e deslocamentos foi bem semelhante, o que poderia ser observado na visualização dos mapas de contorno dos mesmos. Assim como prescrito na literatura, os modelos de cálculo já consagrados na utilização em projetos de alvenaria estrutural são válidos para análises em paredes de concreto, como modelos manuais, verificados em Carvalho (2012), Braguim (2013), Nunes (2011) e Ribeiro Junior (2017), assim como também o modelo numérico com utilização de software em base de elementos finitos, também verificado por Braguim (2013 e Nunes (2011) e também neste presente trabalho).

Como se era pretendido, o modelo A202, em alvenaria estrutural, dispensou a utilização de armaduras, sendo necessário apenas nas regiões onde se comumente realizam reforços, como em regiões de aberturas.

Nas Análises 01 e 02, foi constatado que as armaduras nas paredes de concreto verificadas nos modelos que utilizavam esta metodologia construtiva, necessitavam de área de aço com valores menores que o mínimo. Mesmo encontrando este resultado vale salientar que as armaduras também tem a função de reforçar possíveis solicitações oriundas de deformações impostas causadas por retração e variações de temperatura. Vale ressaltar que as paredes verificadas nestas análises foram as paredes 6 e 7, as quais estão predominantemente solicitadas a compressão.

Em ambos os modelos, as regiões que demandaram maiores tensões foram nas aberturas e no encontro de paredes. Os locais onde existe aberturas são regiões onde existe uma concentração de tensões, seja de tração como também de compressão, ambas com valores elevados. Nas regiões de encontro de paredes, também haverá um acúmulo de tensões devido aos esforços horizontais que agem no mesmo, gerando esforços nas regiões adjacentes. Também nestas regiões, ao observar o comportamento dos mapas de contorno, verifica-se que são formadas bielas de compressão, responsáveis pelo espalhamento de cargas das mesmas.

Desta maneira, justifica a utilização prática de reforços com vergalhões nestas regiões, ou com um aumento da área de aço através de telas.

Em relação ao espalhamento de cargas entre trechos de uma mesma parede separados por aberturas, verifica-se que os lintéis possuem um papel importante, trabalhando como uma ponte para esta transferência, observando nestas regiões muitas vezes trabalhando como um tirante. A transferência do carregamento entre paredes adjacentes foi mostrada no encontro das paredes PAR 7 e PAR 27, observa-se que com o aumento do número de pavimentos, a inclinação do ângulo das bielas aumentou. Isso se deve ao fato de que, para facilitar na visualização, foram mostrados apenas os pavimentos inferiores dos modelos A201 e A301, que em tais situações na altura dos mesmos o efeito das ações horizontais, gerava momentos fletores maiores em andares inferiores, modificando a inclinação da biela no espalhamento de cargas.

Uma observação deixada neste trabalho é que as estruturas de paredes autoportantes, por se tratarem de um elemento de superfície do tipo chapa, devem ser verificadas as tensões paralelas ao comprimento das paredes ( $\sigma_x$ ), que tratam-se das tensões secundárias. Em edificações de grande porte, como a do modelo A301 da Análise 03, chegou-se a valores de 62,8 kgf/cm<sup>2</sup> na PAR 3, valores superiores a tensão  $\sigma_y$  das paredes PAR 6 e PAR 7 dos modelos da Análise 02.

Quanto à uniformização de tensões normais de compressão, foi observado comportamento distinto nos modelos A101 e A201 quando comparado com o modelo A301. Os modelos de 5 e 15 pavimentos apresentaram-se com tensões normais de compressão uniformizadas nos pavimentos inferiores, e a medida que se verifica andares superiores, as paredes apresentam diferenças significativas entre tensões. No modelo de 45 pavimentos, este comportamento pode ser observado semelhante do vigésimo ao último pavimento, porém nos andares inferiores ao vigésimo, devido à alta parcela do momento fletor, as variações passaram a possuir maiores valores, pois algumas paredes estão mais comprimidas que outras.

As combinações de carregamento  $C_3$  e  $C_4$  nas paredes analisadas em ambas as verificações, não chegaram a gerar situações mais desfavoráveis que as combinações  $C_1$  e  $C_2$  (máxima compressão) para nenhum dos esforços, tensões ou deslocamentos. A carga vertical para estas edificações é muito alta, o peso próprio é bastante elevado, e conseqüentemente os esforços gerados acabaram sendo mais desfavoráveis as combinações que majoram estes carregamentos.

Os modelos que foram verificados para estabilidade global foram o A101, A201 e A301, ambos consistem em paredes de concreto armado moldadas no local. Nos três modelos, o valor do  $\gamma_z$  obtido foi menor que o limite de 1,10, sendo assim serão consideradas estruturas de nós fixos, desta maneira os esforços de segunda ordem não serão preponderantes nos mesmos. Percebe-se assim que devido a magnitude do carregamento vertical, o momento de tombamento ( $M_{1,tot,d}$ ) acaba-se gerando pouco efeito na estrutura, sendo este o fator determinante que favoreceu a estabilidade da estrutura.

Outro fator importante é a alta rigidez dos elementos estruturais e o sistema de contraventamento em ambas as direções formado pelas paredes. Vale salientar que para que as mesmas possam trabalhar de maneira monolítica e que as suas ligações confirmem rigidezes satisfatórias, as mesmas devem ser bem detalhadas em projeto e bem executadas em obra. Um fato que foi citado no capítulo 2, é estruturas em paredes de concreto já vem sendo utilizadas a décadas em países que sofrem com problemas de abalos sísmicos, devido a alta rigidez do seu sistema global e seu bom comportamento à solicitações horizontais.

Conclui-se que o sistema construtivo em paredes de concreto trata-se de uma alternativa altamente competitiva, sua alta performance perante ações horizontais, atrelado a um bom sistema de distribuição de cargas verticais, fazem do mesmo uma estrutura arrojada para as mais diversas situações de ações. O que deve-se salientar é que devido seu alto carregamento, as fundações são mais solicitadas, necessitando também, muitas vezes soluções mais arrojadas, e que conseqüentemente demandam mais custos. Outro fator importante é que o sistema passa a ser competitivo em relação aos demais, quando existe uma alta demanda de repetições, que viabilizariam os custos iniciais. Mesmo assim, esta metodologia vem crescendo cada vez mais no país, como citado no capítulo 6, para edificações de alto padrão com 50 pavimentos (42 em paredes de concreto).

Este trabalho, buscou-se trazer contribuições para o estudo deste sistema construtivo para comunidade técnica e científica, mostrando diversos aspectos no que diz respeito a paredes de concreto, porém é necessário que para uma maior potencialização do sistema, se realizem estudos nesta temática, pois mesmo com a quantidade elevada de obras no território nacional, ainda é pouco difundido no meio técnico.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building Code Requirements for Reinforced concrete. Farmington Hills, 2019.

Araújo, José Milton. Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.9, p.29-37. Novembro, 2006.

ARMER, G. S. T. (1968). Discussão de WOOD, R.H. (1968). Concrete Magazine, London, August.

ARRETCHE, Marta T. S. & CARVALHO, Sônia Nahas. "São Paulo: A Política Habitacional nos anos 80". Cadernos de Pesquisa NEPP, nº 18. Campinas, NEPP, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). Manual Técnico para Implementação: Habitação 1.0. Bairro Saudável. Editora ABCP, São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). PAREDE DE CONCRETO - Coletânea de Ativos 2008/2009. São Paulo, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). PAREDE DE CONCRETO - Coletânea de Ativos 2011/2013. São Paulo, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16055: Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7481: Tela de aço soldada - Armadura para concreto. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 14859-3: Lajes pré-fabricadas de concreto Parte 3: Armadura treliçadas eletrossoldadas para lajes pré-fabricadas — Requisitos. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15575: Desempenho de edificações habitacionais. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria — Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15961: Alvenaria estrutural — Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16475: Painéis de parede de concreto pré-moldado - Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15823-2: Concreto autoadensável Parte 2: Determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual - Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12644: Concreto leve celular estrutural — Determinação da densidade de massa aparente no estado fresco. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12645: Execução de paredes de concreto celular espumoso moldadas no local - Procedimento. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12646: Paredes de concreto celular espumoso moldadas no local - Especificação. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 14859: Lajes pré-fabricadas de concreto Parte 3: Armadura treliçadas eletrossoldadas para lajes pré-fabricadas — Requisitos. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). CEE-185 - PROJETO ABNT NBR 16569: Parede e laje de concreto celular estrutural moldada no local para a construção de edificações — Projeto, execução e controle — Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2016.

ATIR Engineering Software Development LTD. Strap Manual version 2017. (2017).

AVALIAÇÕES DE SISTEMAS CONSTRUTIVOS E ESTABELECIMENTO DE REQUISITOS PARA EDIFICAÇÕES TÉRREAS COM PAREDES DE CONCRETO CELULAR – Furnas DCT.T.15.005.2003-R1, dezembro de 2003.

AZEVEDO, Sérgio e ANDRADE, Aureliano. Habitação e Poder, Da Fundação da Casa Popular ao Banco Nacional de Habitação, Rio de Janeiro, ZAHAR, 1982.

BRAGUIM, T. C. Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2013.

BS8110-1: Structural Use of Concrete – Part 1: Code of Practice for Design and Construction. British Standard. London, 2002.

CARDENAS, A. and Magura, D. “Strength of High-Rise Shear Walls – Rectangular Cross Sections.” ACI Special Publication 36. Response of Multistorey Concrete Structures to Lateral Forces, 1973, pp. 119-150.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (CEF). Demanda habitacional no Brasil. 170 p. Brasília, 2011.

CAMPOS, Maurício Castelo Branco de Noronha. ANÁLISE NUMÉRICA DE PILARES-PAREDE DE CONCRETO ARMADO COM SEÇÃO RETANGULAR. 2016. 238 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

CARBONARI, G.; SOUZA, M. de. Reações de lajes retangulares — uma proposta de alteração da norma NBR-6118. Semina, v. 12, n. 4, p.236-247, dez. 1991.

CARVALHO, R. C. , FILHO, J. R. F. – Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2014. 2014. 416 p. Editora EduFSCar, São Carlos.

CARVALHO, Leandro Faria. SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO PARA EDIFÍCIOS: DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA E ASPECTOS CONSTRUTIVOS. 2012. 112 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

COELHO, W. R. O deficit das moradias: instrumento para avaliação e aplicação de programas habitacionais. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Paulo, São Carlos, 2002.

CONDOR. Condor formwork & scaffolding. Disponível em: <https://www.condorformwork.com/>. Acesso em: 25 jul. 2020.

CORAIL, J. A. C. Actualización de tipologias estructurales usadas em edificios de hormigón armado em Chile. Dissertação de Mestrado, Facultad de Ciências Físicas y Matemáticas, Universidade de Chile, Santiago, 2007.

CORELHANO, Angelo G. B.; CORRÊA, Márcio R. S. Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 12, n. 56, p. 1-9, 2010.

CORRÊA, M. R. S. Curso Projeto Estrutural em Paredes de Concreto. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), 2019.

CORRÊA, M. R. S. Contraventamento de armaduras comprimidas em paredes de concreto. Revista Técnica. Ed. Pini, nº 229, abril de 2016.

CORRÊA, M. R. S., RAMALHO, M. A. (2003). Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural. São Paulo: Pini, 2003.

CORSINI, R; Paredes Normatizadas. In: Revista Técnica, V.183, 2012.

DANIELA BONINA CLEMENTE FELIX (Brasil). Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (Org.). Curso de Detalhamento de Telas Soldadas Para o Sistema Paredes de Concreto. São Paulo: IbtS, 2018. 71 slides, color.

DIN 1045 – Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausfuehrung. Deutsches Institut für Normung, 1978.

DOH, J. H. Experimental and theoretical studies of normal and high strength concrete wall panels. Thesis (PHD) - Griffith University, Cold Coast Campus, 2002.

Doh, J.H., Fragomeni, S. and Loo, Y.C. "Investigation of reinforced concrete walls in two-way action by finite element method", In: The 3rd International Structural Engineering and Construction Conference (ISEC-03), Collaboration and harmonization in creative systems, Taylor & Francis Group. Shunan, Japan, 2005.

EL DEBS, Mounir Khalil. Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 456 p.

EUROPEAN STANDARD. EN 1992:2014 – Eurocode 2: Design of Concrete Structures-part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. London, 2014.

FARAH, Marta Ferreira Santos. Estado e habitação no Brasil: o caso dos institutos de previdência. In: IPT, Projeto de Divulgação Tecnológica Lix da Cunha. Tecnologia de edificações. São Paulo : IPT : Pini, 1998.

FARIAS, R.S (2018) Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto com a incorporação da interação solo-estrutura e das ações evolutivas Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FERRAZ, Hugo Pereira. Curso Execução de Edificações em Paredes de Concreto. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), 2019.

FILGUEIRA FILHO, A. da C., FERRAZ, L. M. N., SILVA, A. B. L. ; COSTA E SILVA, A. J., OLIVEIRA, R. A. MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO: ESTUDO DE CASO EM JABOATÃO DOS GUARARAPES-PE. In: 60º Congresso Brasileiro de Concreto, 2018, Foz do Iguaçu. Anais do 60º IBRACON, 2018.

FILGUEIRA FILHO, A da C. CONTRIBUIÇÕES PARA O PROJETO DE FUNDAÇÕES EM RADIER ESTAQUEADO. 220 f. Monografia (Especialização) - Curso de Pós Graduação em Estruturas de Concreto e Fundações, Departamento de Pós Graduação, Universidade Paulista, Recife, 2019.

FONSECA JUNIOR, A.; BARELLA FILHO, R.; Paredes de concreto. In: Técnica. Edição 140, ano 16, 2008.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. Relatório DCT.C.15.001.2007-R0 – Caixa Econômica Federal – Avaliações de sistemas construtivos e estabelecimentos de requisitos para edificações térreas com paredes de concreto armado. Goiânia-GO, 2007.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. Relatório DCT.C.AC.003.2006-R1 – ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem – Sistemas construtivos em concreto moldado in loco e tilt-up – Avaliação de Desempenho. Goiânia-GO, 2008.

FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. Org: Maria Bernadette Araujo: Relatório Metodológico, Deficit habitacional municipal. 23p. Fundação João Pinheiro. Centro de Estatística e Informações – Belo Horizonte, 2009.

FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO, Diretoria de Estatística e Informações. Déficit habitacional no Brasil 2015. – Belo Horizonte : FJP, 2018.

FUSCO, P. B. Estruturas de Concreto: Solicitações Normais. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois, 1981. 464 p.

FUSCO, Péricles Brasiliense. Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto. São Paulo: Pini, 1995. 382 p.

GETHAL Sistemas Construtivos. Concreto Celular: Sistema Gethal para execução de paredes moldadas “in loco”, 2006.

GETHAL, Tecnologia em Concreto. Disponível em: <http://gethal.com.br/>. Acesso em: 21 jul. 2020.

GOVERNO FEDERAL - Ministério do Planejamento. Programa de Aceleração do Crescimento (PAC). Disponível em: <http://pac.gov.br/> . Acesso em 17 de jul. 2020.

HAMAKAREEM, M. I. Concrete Wall Construction Process Including Materials. 2015. Disponível em: <https://theconstructor.org/practical-guide/concrete-wall-construction/25959/>. Acesso em 25 de jul. 2020.

JOHANSEN, K. W. (1962). Linhas de Ruptura - Teoria e Prática. (Tradução). AO Livro Técnico S.A.

KRIPANARAYANAN, K.M. Interesting Aspects of the Empirical Wall Design Equation. ACI JOURNAL, Proceedings V. 74, No. 5, May 1977.

LEABU, V.F; Problems and performance of precast concrete wall panels, ACI Structural Journal, Vol. 56, outubro de 1959, p.287-298.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. Construções de Concreto, vol. 2: Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado. Rio de Janeiro: Interciência, 2007. 161 p. (2). Traduzido por João Luís Escosteguy Merino.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. Construções de Concreto, vol. 3: Princípios Básicos Sobre a Armação de Estruturas de Concreto Armado. Rio de Janeiro: Interciência, 2007. 161 p. (3). Traduzido por José de Moura Villas Boas, Revisão técnica por João Luís Escosteguy Merino.

LEONHARDT, F. ; Walther R. Wandartige Trager. DAfStb., Cad. 178, Berlim, W. Ernst u. Sohn, 1966.

LIMA, P. R. B. CONSIDERAÇÃO DO PROJETO NO DESEMPENHO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS E QUALIDADE DA EDIFICAÇÃO – PROPOSIÇÃO DE UM MODELO DE BANCO DE DADOS. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, 2005.

LORDSLEEM JUNIOR, A. C. Fontenelle, E. C., BARROS, M. M. S. B., SABBATINI, F. H. Estágio Atual do uso de paredes maciças moldadas no local em São Paulo. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO TECNOLOGIA E GESTÃO NA PRODUÇÃO DE EDIFÍCIOS - SOLUÇÕES PARA O TERCEIRO MILÊNIO. São Paulo. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia Civil - PCC. nov, 1988.

MACEDO, J. V. S., ROMEIRO, M. L. A., DELMIRO, T. D., MONTEIRO, E. C. B., CARDOSO, A. S. MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E FALHAS CONSTRUTIVAS EM PAREDES DE CONCRETO. In: 6ª CONFERÊNCIA SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS, 2018, Rio de Janeiro. Anais 6º PATORREB, 2018.

MARTINS, Gilberto de Andrade. Estatística Geral e Aplicada. 4. ed. São Paulo: Editora Atlas S.A., 2018.

MASSONE, L.M., and J. W. Wallace. 2004. Load-deformation responses of slender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal* 101(1): 103–113. MAZZILLI, A. R. P. Influência da deformabilidade das vigas de apoio no cálculo de estruturas de edifícios. 391 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.

MIOTTO, A. AVALIAÇÃO DAS PATOLOGIAS NO SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS NO LOCAL PARA EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS. Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro. Curitiba, 2014.

MISURELLI, H.; MASSUDA, C.; Como construir Paredes de concreto. In: *Téchne*. Edição 147, ano 17, p. 74-80, 2009.

MOTTA, L. D. (2011). A questão da habitação no Brasil: políticas públicas, conflitos urbanos e o direito à cidade. Disponível em: [http://conflitosambientaismg.lcc.ufmg.br/geral/anexos/txt\\_analitico/MOTTA\\_Luana\\_-\\_A\\_questao\\_da\\_habitacao\\_no\\_Brasil.pdf](http://conflitosambientaismg.lcc.ufmg.br/geral/anexos/txt_analitico/MOTTA_Luana_-_A_questao_da_habitacao_no_Brasil.pdf). Acesso em: 29 set 2012.

NACIMBA, D. G. G. (2009) Comparación económica entre metodologías de vivienda unifamiliar de tipo tradicional de hormigón armado (columnas, vigas y losas alivianadas) vs. Paredes portantes de hormigón (paredes de hormigón armado y losas macizas), en el estudio de la urbanización Orión. Proyecto previo a la obtención del título de tecnólogo em administración de proyectos de construcción – Escuela de Formación de Tecnólogos, Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2009.

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

NAITO C. J.; and K. P. Wheaton. Blast Assessment of Load-Bearing Reinforced Concrete Shear Walls. In: *Practice Periodical on Structural Design and Construction*. Volume 11, Issue 2, 2006.

NUNES, V.Q.G (2011), Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

OBERLENDER, G. D. and Everard N. J., "Investigation of Reinforced Concrete Walls," ACI Journal, Proceedings, Vol. 74, No. 6, June 1977, pp. 256–263.

OLIVEIRA, L. M. F. (2009). Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

OUTINORD UNIVERSAL (ESTADOS UNIDOS). Whitehall by Burg & Di Vosta an Outinord Case History . Miami, Estados Unidos : Bodner Advertising, 1988. 1 DVD, color: 10 min.

PARSEKIAN, Guilherme Aris; CORRÊA, Márcio Roberto Silva. CÁLCULO E ARMAÇÃO DE LAJES DE CONCRETO ARMADO COM A CONSIDERAÇÃO DO MOMENTO VOLVENTE. 2. ed. São Carlos: Cadernos de Engenharia de Estruturas, 1998. 24 p. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas.

PARSEKIAN, Guilherme Aris (org.). Parâmetros de Projeto de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto. São Carlos: Edufscar, 2014. 85 p

PATRICIO, J. D. Avaliação de desempenho de Radiers na Região Metropolitana do Recife. 2019. 203 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Geociência Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.

PONTES, Ismael Silva. Patologias em Radier e Paredes de Concreto Moldadas In Loco - Estudo de Caso em Empreendimento Residencial Localizado em Rondonópolis - MT. 2016. 31 f. Monografia (Especialização) - Curso de Mba em Projeto, Execução e Controle de Estruturas & Fundações, Instituto de Pós-Graduação & Graduação-Ipog, Goiânia, 2016

REVISTA GRANDE CONSTRUÇÕES. BN Engenharia investe em tecnologia que reduz até 15% dos custos e  $\frac{1}{4}$  do prazo de entrega. 2017. Disponível em> <http://www.grandesconstrucoes.com.br/Noticias/Exibir/bn-engenharia-investe-em-tecnologia-que-reduz-ate-15-dos-custos-e--do-prazo-de-entrega> . Acesso em 15 de jul. 2020.

RIBEIRO JUNIOR, Paulo Lucio. Método para pré-dimensionamento de edifícios em paredes de concreto. 2017. 159 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Habitação: Planejamento e Tecnologia, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo Paulo Lucio Ribeiro Junior Método Para Pré-Dimensionamento de Edifícios em Paredes de Concreto São Paulo Setembro/, São Paulo, 2017.

ROMÁRIO FERREIRA (São Paulo). Construção Mercado (Ed.). Comparativo de custo: Alvenaria estrutural X paredes e lajes de concreto. 2013. Disponível em: <<http://construcaomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/138/artigo299152-1.aspx>>. Acesso em: 15 dez. 2018.

SACHT, H. M. Painéis de vedação de concreto moldado in loco: avaliação do desempenho térmico e desenvolvimento de concretos. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2008.

SILVA, R. B. Paredes de concreto armado moldadas in loco. In: Revista Técnica, Edição 167, 2011.

SANTOS, Everton de Britto. ESTUDO COMPARATIVO DE VIABILIDADE ENTRE ALVENARIA DE BLOCOS CERÂMICOS E PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS NO LOCAL COM FÔRMAS METÁLICAS EM HABITAÇÕES POPULARES. 2013. 58 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Coordenação de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2013.

SAMPAIO, G. G. S., COUTINHO, G. C., NOGUEIRA, M. S., MANIER, R. J. PATOLOGIAS EM PAREDE DE CONCRETO. Revista de Trabalhos Acadêmicos Universo, nº 1. São Gonçalo, 2016.

SILVEIRA, R. M. POR DENTRO DO SISTEMA CONSTRUTIVO PAREDE DE CONCRETO. São Paulo: Concrete Show, 2015. 40 slides, color. Concrespaço Rodada do conheCIMENTO 26 a 28.08.2015.

SILVEIRA, RUBENS MONGE. Associação Brasileira de Cimento Portland (Org.). Cenário Atual Para Parede de Concreto. João Pessoa: Parede de Concreto Velocidade Com Qualidade, 2017. 42 slides, color. Workshop: Parede de Concreto.

SILVEIRA, Rubens Monge; MAYOR, Arcindo Vaquero y; SILVA, João Batista R. A construção de um sistema de sucesso. Concreto & Construções, São Paulo, v. 90, , p. 42-46, jun. 2018.

SILVEIRA, Rubens Monge. Curso Tecnologia Básica de Paredes de Concreto. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), 2019.

SOUSA, J. S. A ANÁLISE DE PATOLOGIAS EM PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO UTILIZANDO A TERMOGRAFIA COMO ENSAIO NÃO DESTRUTIVO. Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil, Universidade Católica de Brasília, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro. Brasília, 2013.

STANDARDS AUSTRALIA. AS 3600: Concrete Structures. North Sydney, NSW, Australia, 2018.

SOUSA, João Victor Lima de; ÁVILA, Ricardo Angélico Godinho de. ANÁLISE COMPARATIVA DA VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE OS SISTEMAS CONSTRUTIVOS “PAREDE DE CONCRETO” E “ALVENARIA ESTRUTURAL” – ESTUDO DE CASO. 2014. 128 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

TASCHNER, S. P. Família, habitação e dinâmica populacional no Brasil atual: notas muito preliminares. In: GORDILHO SOUZA, A. Habitar contemporâneo: novas questões dos anos 90. Salvador: UFBA; FAUFBA; LAB Habitar, 1997.

TIMOSHENKO, S. P. ; Gere, J. M. Theory of Elastic Stability. Second Edition. McGraw-Hill Book Company, New York, 1961.

VAZ, L. E. (2011), Método dos Elementos Finitos em Análise de Estruturas, Editora Campus/Elsevier.

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

WENDLER FILHO, Arnaldo Augusto. Construção: compare o uso de sistema vigado, alvenaria estrutural e paredes de concreto. 2017. Disponível em: <https://blogdaliga.com.br/contrucao-comparativo-de-sistemas/>. Acesso em: 26 jul. 2020.

WIGHT, James K.; James G. Macgregor. Reinforced concrete : mechanics and design – 6th ed. 2012.

WOOD, S. L., “Performance of reinforced concrete buildings during the 1985 Chile Earthquake: Implications for the design of structural walls”, Earthquake Spectra, EERI, Vol. 7, Nº 4, Noviembre 1991.

WOOD, S. L.; Wight, J. K.; and Moehle, J. P. “The 1985 Chile Earthquake: Observations on Earthquake-Resistant Construction in Viña del Mar.” Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 532, University of Illinois, Urbana, 1987.

WOOD, R.H. (1968). The reinforcement of slabs in accordance with a predetermined field of moments. Concrete Magazine, London, February.

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