

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ERASMO AUGUSTO BEZERRA SILVA

**CONCEPÇÃO DO LAYOUT DO NÚCLEO RÍGIDO DE CONCRETO ARMADO EM
EDIFÍCIOS HÍBRIDOS DE AÇO E CONCRETO COM O USO DE ALGORITMO
GENÉTICO**

Maceió

2022

ERASMO AUGUSTO BEZERRA SILVA

**CONCEPÇÃO DO LAYOUT DO NÚCLEO RÍGIDO DE CONCRETO ARMADO EM
EDIFÍCIOS HÍBRIDOS DE AÇO E CONCRETO COM O USO DE ALGORITMO
GENÉTICO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Aline da Silva Ramos Barboza

Coorientador: Prof. Dr. Eduardo Nobre Lages

Maceió

2022

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico
Bibliotecária: Taciana Sousa dos Santos – CRB-4 – 2062

S586c Silva, Erasmo Augusto Bezerra.
 Concepção do layout do núcleo rígido de concreto armado em edifícios
 híbridos de aço e concreto com o uso de algoritmo genético / Erasmo
 Augusto Bezerra Silva. – 2022.
 131 f. : il. color.

 Orientadora: Aline da Silva Ramos Barboza.
 Coorientador: Eduardo Nobre Lages.
 Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de
 Alagoas. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia
 Civil. Maceió, 2022.

 Bibliografia: f. 127-131.

 1. Otimização estrutural. 2. Núcleo rígido. 3. Estrutura híbrida. 4.
 Algoritmo genético. I. Título.

CDU: 624.016

AGRADECIMENTOS

À minha família, Célia, Joaquim e Ana, pelo apoio incondicional;

À professora Aline da Silva Ramos Barboza e ao professor Eduardo Nobre Lages, pela disponibilidade e paciência, por todos os conhecimentos transmitidos e pelas contribuições neste trabalho e em minha vida;

Aos professores Luciano Barbosa dos Santos e Alex Sander Clemente de Souza, pelas importantes contribuições a este trabalho;

À TQS Informática, pela licença concedida;

À CAPES, pelo suporte financeiro.

RESUMO

A determinação do sistema estrutural de um edifício envolve a definição dos materiais e do arranjo de elementos de modo a resistir, eficientemente, às combinações de ações. Nos casos em que pórticos rígidos em aço ou mistos em aço e concreto se tornam ineficientes, pelas dimensões elevadas dos perfis ou pela dificuldade e custo de execução das ligações rígidas; e contraventamentos treliçados causam considerável impacto à arquitetura devido à obstrução de fachadas ou de áreas de circulação; os sistemas com núcleo rígido de concreto são uma alternativa viável de contraventamento. No entanto, nesses edifícios, o posicionamento e a configuração em planta do núcleo são os maiores responsáveis pelos efeitos de torção. Em busca do *layout* do núcleo que minimize esses efeitos, que seja compatível com o projeto arquitetônico, e que atenda aos requisitos de economia, resistência e rigidez, o projetista desenvolve um processo iterativo de tentativa e erro pouco eficiente, cujo aprimoramento das soluções é dependente da experiência em projetos anteriores e da intuição. Para avaliar o uso de algoritmo genético na geração de concepções otimizadas de *layout* do núcleo rígido, implementou-se um programa computacional que minimiza o peso estrutural em função da configuração em planta, com restrições em relação à capacidade resistente, ao deslocamento lateral, ao efeito de torção, e à necessidade de aberturas para circulação de pessoas. A análise comparativa realizada entre quatro modelos otimizados e um modelo de referência, adaptado de um projeto real, resultou na redução considerável do consumo de concreto, fôrma e aço das armaduras das seções de pilares-parede; evidenciando os benefícios da introdução do processo de projeto ótimo por meio do algoritmo genético.

Palavras chave: Núcleo rígido. Otimização estrutural. Algoritmo genético. Estrutura híbrida.

ABSTRACT

Determining the structural system of a building involves defining materials and arranging elements in order to efficiently resist load combinations. In cases where steel or composite rigid frames become inefficient, due to the high dimensions of the profiles or the difficulty and cost of rigid connections; and bracings cause considerable impact to architecture due to the obstruction of facades or circulation areas; shear walls systems are a viable lateral resisting system alternative. However, in these buildings, the shear walls positioning and the layout in plan are most responsible for the torsional effects. In order to design a shear walls layout that minimizes these effects, that is compatible with the architectural plan, and that satisfies the requirements of economy, strength and rigidity, the designer performs an iterative and inefficient process of trial and error, whose improvement of the solutions depends on previous projects experience and intuition. To evaluate the use of a genetic algorithm in the conceptual design of shear walls layout, a computational program was implemented that minimizes the structural weight as a function of the layout, with restrictions to the resistant capacity, displacement, to the effect of torsion, and to the need for circulation openings. The comparative analysis carried out between four optimized models and a reference model, adapted from a real project, resulted in a considerable reduction in the consumption of concrete, formwork and steel reinforcement; evidencing the benefits of introducing the optimal design process through the genetic algorithm.

Keywords: Shear wall. Structural optimization. Genetic algorithm. Hybrid building.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Fluxograma da metodologia	17
Figura 2.1 – Planta de fôrma do Edifício São Paulo Corporate Towers	21
Figura 2.2 – Tipos de interação entre a viga e a laje	22
Figura 2.3 – Laje mista de aço e concreto	23
Figura 2.4 – Seções de pilares mistos	24
Figura 2.5 – Contraventamentos em triângulos totais	25
Figura 2.6 – Contraventamentos em triângulos parciais	26
Figura 2.7 – Contraventamentos em torno da área de serviço	26
Figura 2.8 – Efeito <i>shear lag</i> em estruturas tubulares: (a) viga em balanço sujeita à carga horizontal; (b) distribuição de tensões cisalhantes; (c) distorção causada pelo efeito <i>shear lag</i> ; (d) distribuição de tensões normais	27
Figura 2.9 – Sistemas tubulares: (a) John Hancock Center; (b) Willis Tower	28
Figura 2.10 – Estrutura de aço apoiada na de concreto: Edifício BS Design	29
Figura 2.11 – Estrutura de concreto apoiada na de aço: Open-sided Shelter	29
Figura 2.12 – Regiões distintas: Edifício The One	30
Figura 2.13 – Sistemas formados pela associação de pilares-parede e pórticos metálicos	30
Figura 2.14 – Sequência construtiva do Edifício São Paulo Corporate Towers: (a) início da construção do núcleo e de pilares metálicos de 3 lances; (b) construção das vigas metálicas e da laje <i>steel deck</i> no 1º andar; (c) construção das vigas metálicas no 2º andar e de mais um andar do núcleo; (d) concretagem da laje do 1º andar e construção de mais um andar do núcleo; (e) concretagem dos pilares do primeiro andar e da laje do 2º andar e construção de mais um andar do núcleo; (f) construção das vigas metálicas e da laje <i>steel deck</i> do 3º andar, e de mais 3 lances de pilares metálicos	31
Figura 2.15 – Ligações na interface viga-parede	32
Figura 2.16 – Pilares-parede mistos com lintéis: (a) planta; (b) elevação	33
Figura 2.17 – Ligações na interface aço-concreto: (a) inseridos metálicos; (b) esperas das lajes	33
Figura 2.18 – <i>Outriggers</i> e <i>belt trusses</i>	34
Figura 2.19 – Aberturas no núcleo de concreto	36

Figura 2.20 – Vinculação dos lintéis: a) engaste-engaste; b) articulada-articulada; c) engaste-articulada	37
Figura 2.21 – Distribuição de tensões em pilares-parede	37
Figura 2.22 – Transferência de esforços entre pilares-parede: (a) lintéis articulados; (b) lintéis rígidos	38
Figura 2.23 – Torção de uma seção delgada aberta	40
Figura 2.24 – Modelo proposto por Yagui (1971): (a) núcleo resistente; (b) pórtico plano equivalente; (c) associação de pórticos	40
Figura 2.25 – Deslocamentos laterais em modelos com variação do posicionamento do núcleo modelado por: (a) barra única; (b) malha de barras	42
Figura 2.26 – Métodos de projeto: (a) tradicional; (b) otimizado	45
Figura 2.27 – Classes de problemas de otimização estrutural: (1) otimização de tamanho: (a) projeto inicial; (b) projeto otimizado; (2) otimização de forma; (3) otimização topológica: (a) estrutura base; (b) projeto otimizado	46
Figura 2.28 – Tipos de seções de pilares-parede	48
Figura 2.29 – <i>Layouts</i> otimizados	49
Figura 2.30 – <i>Layouts</i> obtidos pelo algoritmo: (a) CSS; (b) QCSS	49
Figura 2.31 – Modelos analisados: (a) estrutura base; (b) projeto tradicional; (c) projeto ótimo	50
Figura 2.32 – Vista em planta e 3D de um <i>layout</i> otimizado	51
Figura 2.33 – Comparação entre <i>layouts</i> de estudo de caso	52
Figura 3.1 – Cromossomo	53
Figura 3.2 – Operadores genéticos	54
Figura 3.3 – Fluxograma de operação do algoritmo genético	55
Figura 3.4 – Otimização topológica de treliças com o uso do método da estrutura base	57
Figura 3.5 – Exemplo de estrutura base: (a) malha quadricular de 3×3 com 24 elementos; (b) cromossomo representativo do <i>layout</i> do núcleo rígido ilustrado	57
Figura 3.6 – Seções de pilares-parede: (a) vista isométrica; (b) discretização do <i>layout</i>	58
Figura 3.7 – Condições de cálculo	59
Figura 3.8 – Excentricidade entre o centro geométrico (CG) e o centro de rigidez (CR): a) diagrama de deslocamentos na direção y ; b) <i>layout</i> ; c) diagrama de deslocamentos na direção x	60

Figura 3.9 – Superposição de deslocamentos	65
Figura 3.10 – Modelo equivalente	66
Figura 3.11 – Distribuição de deformação correspondente aos pontos do diagrama de interação	67
Figura 3.12 – Domínios de estado limite último	68
Figura 3.13 – Verificação da resistência à flexão composta	68
Figura 3.14 – Exemplo de dados de entrada	76
Figura 3.15 – Fluxograma de processos	77
Figura 4.1 – Edifício Concórdia Corporate: (a) configuração em planta; (b) corte . .	78
Figura 4.2 – Plano de vigas do modelo de referência	79
Figura 4.3 – Dimensões da fôrma de <i>steel deck</i> MF-75 da Metform	83
Figura 4.4 – Lintéis de concreto: (a) lâminas de pilares-parede coplanares; (b) bordas enrijecidas	85
Figura 4.5 – Lintéis metálicos: (a) grande vão ; (b) trechos de pilares-parede não coplanares, sem enrijecimento nas bordas	86
Figura 4.6 – <i>Layout</i> do modelo de referência	87
Figura 4.7 – Distribuição de esforço cortante nos lintéis: (a) modelo com lintéis de ligações flexíveis; modelos com lintéis de ligações rígidas com altura de (b) 50 cm; (c) 100 cm	89
Figura 4.8 – Distribuição de momento fletor: (a) modelo com lintéis de ligações flexíveis; modelos com lintéis de ligações rígidas com altura de (b) 50 cm; (c) 100 cm	90
Figura 4.9 – Estruturas base: (a) 5×5; (b) 10×10	91
Figura 4.10 – Modelo de referência	93
Figura 4.11 – LSRA1: (a) estrutura base sem simetria; (b) <i>Fitness</i> × Geração	94
Figura 4.12 – LSRA1: <i>Layouts</i> sem restrição arquitetônica 1	96
Figura 4.13 – Elementos de apoio das vigas: (a) estrutura base com elementos ativos ; (b) plano de vigas	97
Figura 4.14 – LSRA2: (a) estrutura base com simetria em torno de um eixo; (b) <i>Fitness</i> × Geração	98
Figura 4.15 – LSRA2: <i>Layouts</i> sem restrição arquitetônica 2	99

Figura 4.16 – LSRA3: (a) estrutura base com simetria em torno de dois eixos; (b) <i>Fitness</i> × Geração	100
Figura 4.17 – LSRA3: <i>Layouts</i> sem restrição arquitetônica 3	101
Figura 4.18 – Planta baixa arquitetônica do núcleo	102
Figura 4.19 – LCRA1: (a) estrutura base com restrição arquitetônica; (b) <i>Fitness</i> × Geração	103
Figura 4.20 – LCRA1: <i>Layouts</i> com restrição arquitetônica 1	104
Figura 4.21 – LCRA2: (a) estrutura base com restrição arquitetônica e simetria em torno de um eixo; (b) <i>Fitness</i> × Geração	105
Figura 4.22 – LCRA2: <i>Layouts</i> com restrição arquitetônica 2	106
Figura 4.23 – LCRA3: <i>Fitness</i> × Geração	107
Figura 4.24 – LCRA3: <i>Layouts</i> com restrição arquitetônica 3	108
Figura 4.25 – LCRA4: (a) estrutura base 10×10 com restrição arquitetônica e simetria em torno de um eixo; (b) <i>Fitness</i> × Geração	110
Figura 4.26 – LCRA4: <i>Layouts</i> com restrição arquitetônica 4	111
Figura 4.27 – Modelo de referência: planta de fôrma do pavimento tipo	115
Figura 4.28 – Modelo LSRA2-3: planta de fôrma do pavimento tipo	115
Figura 4.29 – Modelo LCRA1-1: planta de fôrma do pavimento tipo	116
Figura 4.30 – Modelo LCRA2-6: planta de fôrma do pavimento tipo	116
Figura 4.31 – Modelo LCRA3-4: planta de fôrma do pavimento tipo	117
Figura 4.32 – Gráficos de deslocamentos	118
Figura 4.33 – Consumo de concreto	120
Figura 4.34 – Consumo de fôrma	121
Figura 4.35 – Consumo de aço das armaduras	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Alturas de eficiência de sistemas em aço	35
Tabela 3.1 – Funções adotadas do <i>framework</i> DEAP	74
Tabela 4.1 – Parâmetros da edificação segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988)	80
Tabela 4.2 – Combinações de estado limite último	81
Tabela 4.3 – Coeficientes de redução das cargas variáveis	81
Tabela 4.4 – Combinações de estado limite de serviço	81
Tabela 4.5 – Propriedades mecânicas do aço	82
Tabela 4.6 – Propriedades mecânicas do concreto	82
Tabela 4.7 – Resistências dos aços estruturais	82
Tabela 4.8 – Características da laje <i>steel deck</i>	83
Tabela 4.9 – Verificação da etapa final das vigas mistas	84
Tabela 4.10 – Verificação dos pilares mistos	84
Tabela 4.11 – Comparação de modelos com lintéis de ligações flexíveis	88
Tabela 4.12 – Comparação de modelos com lintéis de ligações rígidas	89
Tabela 4.13 – Esforço normal de projeto	91
Tabela 4.14 – Distribuições de armaduras	92
Tabela 4.15 – Parâmetros do algoritmo genético	93
Tabela 4.16 – LSRA1: Funções	95
Tabela 4.17 – LSRA2: Funções	98
Tabela 4.18 – LSRA3: Funções	100
Tabela 4.19 – LCRA1: Funções	103
Tabela 4.20 – LCRA2: Funções	105
Tabela 4.21 – LCRA3: Funções	107
Tabela 4.22 – LCRA4: Funções	109
Tabela 4.23 – Tempo de processamento do processo de otimização	112
Tabela 4.24 – Modelos analisados	113
Tabela 4.25 – Deslocamentos horizontais no topo	117
Tabela 4.26 – Consumo de concreto	119
Tabela 4.27 – Consumo de concreto: variação percentual em relação ao modelo de referência	119
Tabela 4.28 – Consumo de fôrma	120

Tabela 4.29 – Consumo de fôrma: variação percentual em relação ao modelo de referência	120
Tabela 4.30 – Consumo de aço das armaduras	121
Tabela 4.31 – Consumo de aço das armaduras: variação percentual em relação ao modelo de referência	122
Tabela 4.32 – Consumo de aço estrutural	123
Tabela 4.33 – Resumo do consumo de materiais	123
Tabela 4.34 – Resumo do consumo de materiais: variação percentual em relação ao modelo de referência	123

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Considerações iniciais	13
1.2	Objetivos	15
1.2.1	Objetivo geral	15
1.2.2	Objetivos específicos	15
1.3	Justificativa	15
1.4	Método de pesquisa	16
1.5	Delimitações do trabalho	18
1.6	Organização do texto	18
2	REFERENCIAL TEÓRICO	20
2.1	Sistemas estruturais em edifícios de aço e mistos de aço e concreto	20
2.1.1	Subsistemas horizontais	22
2.1.2	Subsistemas verticais	24
2.2	Núcleo rígido de concreto	36
2.3	Otimização estrutural	44
2.3.1	Definições	44
2.3.2	Otimização estrutural aplicada à topologia da planta de pilares-parede	48
3	PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO	53
3.1	Algoritmo genético	53
3.2	Descrição do problema	56
3.3	Modelo de análise estrutural	58
3.4	Verificação da capacidade resistente das seções de pilares-parede	65
3.5	Função de aptidão	70
3.5.1	Função de penalidade para o peso estrutural	71
3.5.2	Função de penalidade para os efeitos da torção	71
3.5.3	Função de penalidade para a resistência à flexão composta	71
3.5.4	Função de penalidade para o deslocamento lateral no topo	72
3.5.5	Função de penalidade para a resistência ao cisalhamento	72
3.5.6	Função de penalidade para a necessidade de aberturas	73
3.5.7	Função de penalidade complementar	73

3.6	Programa computacional	74
4	ESTUDO DE CASO	78
4.1	Descrição do edifício	78
4.2	Ações e combinações	80
4.3	Propriedades dos materiais	82
4.4	Estrutura mista de aço e concreto	83
4.5	Influência da ligação dos lintéis	85
4.5.1	Ligações flexíveis	87
4.5.2	Ligações rígidas	88
4.5.3	Esforços internos	89
4.6	<i>Layouts</i> otimizados do núcleo de concreto	91
4.6.1	Sem restrição arquitetônica	94
4.6.2	Com restrição arquitetônica	102
4.6.3	Considerações sobre o custo computacional	112
4.7	Análise comparativa	113
4.7.1	Descrição dos modelos	113
4.7.2	Deslocamentos horizontais no topo	117
4.7.3	Consumo de concreto	119
4.7.4	Consumo de fôrmas	120
4.7.5	Consumo de aço das armaduras	121
4.7.6	Consumo de aço estrutural dos lintéis	122
4.7.7	Resumo do consumo de materiais	123
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	124
5.1	Conclusões	124
5.2	Sugestões de trabalhos futuros	126
	REFERÊNCIAS	127

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Os recentes avanços da ciência dos materiais e de métodos construtivos, aliados à maior capacidade de processamento dos computadores viabilizam o projeto e a execução de edifícios cada vez mais altos. A demanda é justificada pela escassez de terrenos disponíveis para construção nos grandes centros urbanos, a crescente urbanização observada nas últimas décadas e a busca pelo prestígio e reconhecimento, visto que a construção de edifícios altos é uma forma de expressão do poder econômico de uma metrópole. Além disso, a maior densidade populacional pode oferecer vantagens sob o aspecto ambiental, como a maior eficiência do uso de terras e do consumo energético, causado pelo uso mais frequente de meios de transporte público.

O crescimento vertical das edificações impõe desafios ao projeto e à execução. Segundo levantamento do CTBUH (2016), o processo construtivo industrializado das estruturas metálicas possibilitou, por muito tempo, o domínio sobre a construção dos edifícios mais altos; nos quais, a partir do desenvolvimento tecnológico dos materiais e de técnicas eficientes de execução, o concreto ganhou gradual aceitação, até superar o aço estrutural recentemente. Os elementos mistos em aço e concreto, desenvolvidos nos anos 1980s, são atualmente os mais populares em tais estruturas, devido à combinação das vantagens de ambos os materiais.

Devido à flexibilidade dos perfis em aço e mistos, e à influência das cargas laterais, a escolha do sistema de contraventamento frequentemente domina o projeto estrutural de edifícios; no qual, os requisitos de estabilidade e serviceabilidade se tornam mais relevantes no consumo de materiais conforme o aumento da altura.

A escolha do sistema estrutural adequado sofre influência principalmente do projeto arquitetônico, da ordem de solicitação dos carregamentos, da disponibilidade de materiais, do custo e do cronograma de construção. Nos casos em que outros sistemas se tornam ineficientes devido ao comprometimento da área útil em função das dimensões elevadas dos elementos; à complexidade de execução e o custo elevado de ligações rígidas; à obstrução interna ou externa de contraventamentos treliçados, causando impacto considerável à arquitetura; o uso de núcleo rígido em concreto armado mostra-se uma alternativa viável e eficiente para estruturas de até 40 pavimentos, quando o núcleo é associado a pórticos com ligações flexíveis; e 70 pavimentos, quando é associado a pórticos rígidos, segundo estimativas de Ali e Moon (2018).

A popularidade do sistema híbrido de pórticos de aço ou mistos e núcleo de concreto acompanha uma tendência arquitetônica e imobiliária de edifícios corporativos, chamada *core and shell*. O conceito estabelece a concentração de elementos estruturais verticais na região central e na periferia, enquanto elementos arquitetônicos internos e adaptações são integradas à estrutura pelos ocupantes, que se beneficiam com vãos livres e espaços flexíveis. No Brasil, os edifícios São Paulo Corporate Towers, construído em São Paulo em 2016 (FRANÇA; KAIZUKA; KLEIN JÚNIOR, 2019), e o Concórdia Corporate, construído em Nova Lima, Minas Gerais, em 2018 (BEDÊ, 2021) são exemplos de destaque do sistema.

Nesses edifícios, a configuração em planta do núcleo de concreto influencia o posicionamento do centro de rigidez e o surgimento dos efeitos de torção. A recomendação prática para minimizar o acréscimo de solicitação e deslocamentos torcionais é diminuir a excentricidade entre o centro de rigidez e o ponto de atuação da resultante de forças laterais, assumido como o centro geométrico do edifício. A concepção do *layout* do núcleo rígido de modo a diminuir o consumo de materiais e os efeitos da torção pode ser especialmente desafiadora quando se impõem plantas arquitetônicas assimétricas ou com irregularidades.

Em busca da configuração que atenda aos requisitos de projeto, tais como resistência, rigidez, funcionalidade, e economia, o projetista desenvolve um processo iterativo de tentativa e erro, cujo aprimoramento das soluções é dependente da experiência em projetos anteriores, de cálculos simplificados e da intuição. Estudos recentes aplicam o processo de projeto ótimo, em oposição ao tradicional, por meio do uso de ferramentas numéricas no aprimoramento das soluções, conduzindo a projetos seguros e econômicos, em um menor espaço de tempo.

A otimização estrutural de sistemas de edifícios de múltiplos pavimentos envolve um grande número de variáveis interconectadas, e funções de desempenho não lineares e descontínuas no domínio de soluções. Nessas condições, os algoritmos heurísticos inspirados na natureza, caso do algoritmo genético, mostram-se mais adequados à busca do ponto de ótimo global, em relação aos tradicionais algoritmos embasados em gradientes, pela capacidade de exploração simultânea de diferentes direções do domínio de variáveis, sem ser necessário o cálculo de gradientes das funções.

Este trabalho tem como fim a avaliação do potencial do uso do algoritmo genético na geração automatizada de concepções otimizadas do *layout* do núcleo rígido de concreto armado em edifícios híbridos em aço e concreto. Com isso, espera-se evidenciar as vantagens e desafios da implementação da ferramenta no cotidiano do projeto estrutural.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral a avaliação da aplicação do algoritmo genético na concepção do *layout* do núcleo rígido de concreto armado em edifícios híbridos em aço e concreto.

1.2.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos:

- Desenvolver um programa computacional baseado em algoritmo genético para minimizar o peso estrutural do núcleo rígido de concreto em função do *layout*, com restrições em relação à capacidade resistente, ao deslocamento lateral, aos efeitos de torção e à circulação de pessoas.
- Verificar o atendimento aos estados limites últimos e de serviço de concepções otimizadas do núcleo de concreto;
- Realizar uma análise comparativa em relação aos deslocamentos laterais e ao consumo de materiais entre concepções otimizadas do núcleo de um edifício híbrido em aço e concreto, e um modelo de referência, adaptado de um projeto real.

1.3 Justificativa

O uso de uma ferramenta de otimização estrutural estabelece um método numérico para aprimoramento das soluções, automatizando e reduzindo o tempo do processo de projeto, resultando em estruturas com desempenho otimizado. Na otimização de sistemas de edifícios, o desempenho a ser otimizado é o custo, o peso, os deslocamentos, a rigidez ou outra função que represente um aspecto importante para o projeto.

A revisão de literatura realizada por Aldwaik e Adeli (2014) indica que o uso dessa metodologia implica em uma economia de 5 a 15% no custo total da estrutura, não levando em consideração diretamente o custo de construção. Tal economia representa uma quantia significativa, especialmente no projeto de estruturas de múltiplos pavimentos.

A concepção do *layout* do núcleo de concreto é, muitas vezes, uma etapa complexa. Devido ao custo e execução dificultada de ligações rígidas, e a obstrução de áreas de circulação e vistas por contraventamentos treliçados, quando associado a pórticos metálicos, o núcleo frequentemente é resistente à totalidade dos carregamentos laterais. Além disso, deve ter sua rigidez distribuída em planta de forma a minimizar os efeitos de torção e o consumo de materiais, e contribuir com a rápida execução da estrutura metálica contraventada. O uso de algoritmo genético na geração de configurações em planta otimizadas apresenta um potencial de redução do tempo de projeto e do custo total relacionado ao núcleo, atendendo-se os requisitos estruturais.

A análise comparativa entre modelos do núcleo rígido com o *layout* concebido pelo processo de projeto ótimo e tradicional permite avaliar o uso do algoritmo genético a partir de parâmetros fundamentais para o projeto, como a verificação das capacidades resistentes dos elementos, os deslocamentos horizontais no topo e o consumo de materiais.

1.4 Método de pesquisa

Para que o objetivo do trabalho seja atingido, inicialmente formula-se o problema de otimização, que minimiza o peso estrutural do núcleo rígido em função de sua configuração em planta, com restrições em relação à capacidade resistente dos elementos, aos deslocamentos no topo, aos efeitos de torção e à necessidade de aberturas para a circulação de pessoas.

Para a resolução do problema, implementa-se uma rotina computacional em linguagem *Python*, na qual se realizam a análise estrutural do núcleo e a otimização das soluções a partir do método da estrutura base e fazendo uso do *framework* de algoritmos evolucionários DEAP (*Distributed Evolutionary Algorithms in Python*). Para a análise estrutural ao longo do processo de otimização, assume-se que cada solução, ou *layout*, é composta por um conjunto de seções isoladas de pilares-parede, engastadas na base e livres na extremidade.

Para exemplificar o uso da metodologia, um estudo de caso é apresentado, em que são obtidas concepções otimizadas do *layout* de núcleo de concreto de um edifício híbrido em aço e concreto, com e sem restrições arquitetônicas, com e sem imposição de planos de simetria, a partir de duas discretizações para a região do núcleo.

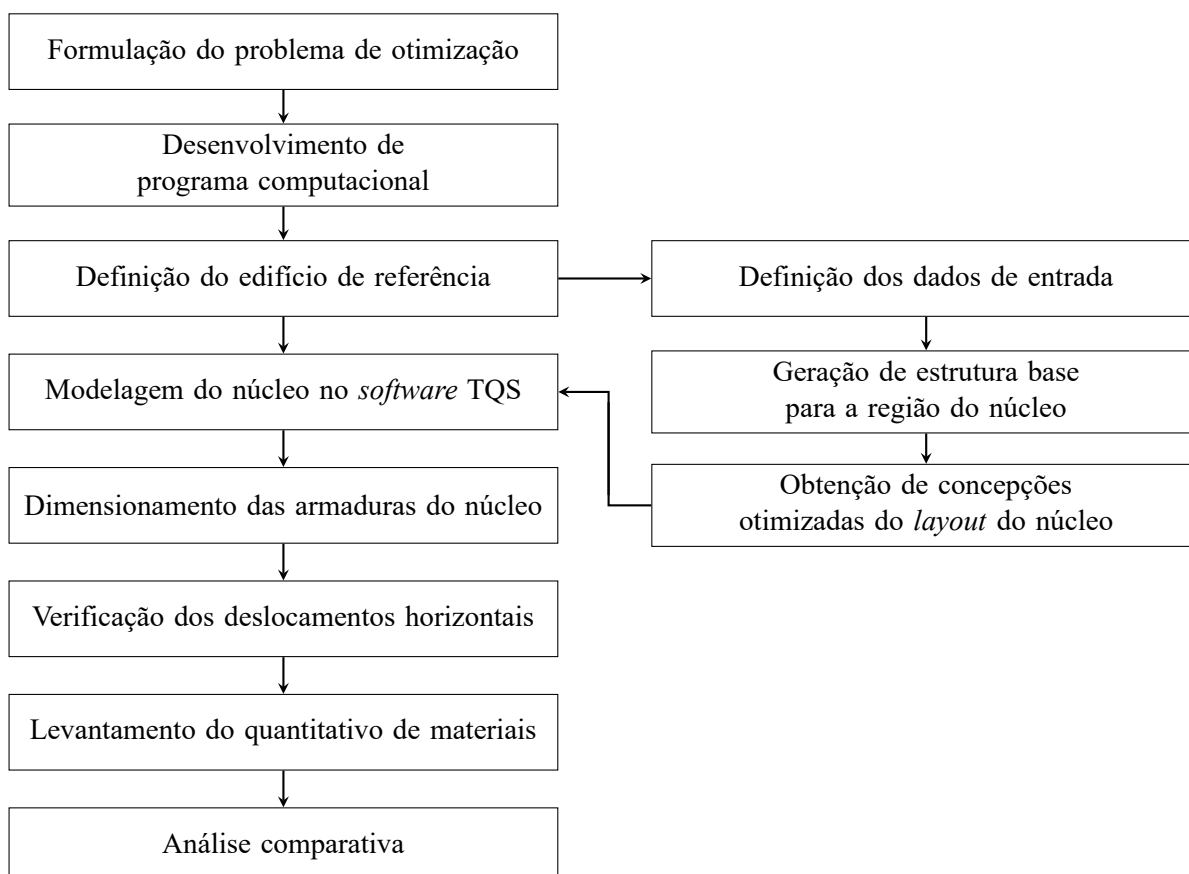
Para avaliar a qualidade dos *layouts* otimizados, realiza-se uma análise comparativa dos deslocamentos laterais e quantitativos de materiais entre quatro modelos de núcleos resultantes do processo de otimização e um modelo de referência, adaptado de um projeto real.

Para isso, os núcleos de concreto são analisados no *software* TQS, no qual, dispõem-se lintéis em concreto para promover a solidarização das seções em vãos de até três metros, que unem trechos coplanares de pilares-parede ou com enrijecimento na borda. Analisa-se os deslocamentos laterais e o consumo de concreto, fôrma e armaduras das seções de pilares-parede e aço estrutural das vigas metálicas na região do núcleo.

Neste trabalho, o núcleo de concreto está associado ao pórtico misto em aço e concreto com todas as ligações viga-viga e viga-pilar flexíveis. O núcleo é o único elemento resistente aos carregamentos laterais do edifício, o que viabiliza a análise estrutural isolada ao longo do processo de otimização e no *software* TQS, onde são obtidos os parâmetros para a análise comparativa.

Entre os modelos de núcleos otimizados, são escolhidos para a análise comparativa aqueles que permitem a disposição do maior número de lintéis em concreto, ou seja, maior número de vãos de até três metros entre trechos coplanares de pilares-parede ou com enrijecimento na borda. O resumo do plano de ações seguido é ilustrado na Figura 1.1.

Figura 1.1 – Fluxograma da metodologia



1.5 Delimitações do trabalho

A análise estrutural realizada ao longo do processo de otimização considera apenas os efeitos de cargas estáticas; em que o núcleo de concreto é composto por seções de pilares-parede engastadas na base e livres na extremidade, assumindo uma distribuição de cargas laterais devido à ação de diafragmas rígidos. Nesse momento, não é considerado o acréscimo de resistência conferido pelos lintéis. A verificação à capacidade resistente das seções é realizada assumindo cada lâmina de pilar-parede com espessura, comprimento, altura e reforço constante.

O estudo de caso apresentado aplica a metodologia a um edifício com projeção em planta quadrada, com o núcleo de concreto limitado a uma região quadrada e centralizada em planta. A análise comparativa das soluções é realizada com os deslocamentos e consumo de materiais apenas da região do núcleo, sem a análise em conjunto com o pórtico de elementos mistos, cuja geometria mantém-se constante em todos os modelos.

A análise estrutural dos *layouts* ao longo do processo de otimização é realizada apenas com os elementos do núcleo de concreto, considerando as reações de apoio do pórtico misto contraventado nas seções de pilares-parede. Posteriormente, no *software* TQS, incluem-se lintéis de concreto e metálicos, dispostos no interior do núcleo.

1.6 Organização do texto

O Capítulo 1 apresenta as considerações iniciais, objetivos, justificativa, método de pesquisa e delimitações do trabalho.

O Capítulo 2 apresenta o referencial teórico, no qual são discutidos os principais sistemas de edifícios em aço e mistos em aço e concreto, evidenciando suas vantagens e desvantagens consideradas na concepção da estrutura. Discute-se a análise do núcleo rígido em relação a função estrutural dos lintéis, efeitos da torção, modelagens do núcleo e a influência de seu posicionamento em planta.

Ainda no Capítulo 2, definem-se os conceitos em torno da otimização estrutural e abordam-se os trabalhos desenvolvidos sobre a aplicação de métodos numéricos na geração automatizada de configurações em planta de sistemas de pilares-parede de edifícios.

O Capítulo 3 descreve a formulação do problema de otimização, no qual são apresentados os aspectos relacionados ao algoritmo genético, o método de análise estrutural e verificação da capacidade resistente das seções, a função de aptidão, funções de restrição e o funcionamento do programa computacional.

O Capítulo 4 apresenta o estudo de caso, no qual se descrevem o edifício estudado, os carregamentos levantados e a estrutura mista contraventada. Além disso, discute-se a influência dos lintéis nos esforços e deslocamentos do modelo de referência.

As concepções otimizadas do *layout* do núcleo rígido são apresentados, com e sem restrição arquitetônica. Realiza-se a análise comparativa de deslocamentos laterais no topo e do consumo de materiais entre cinco modelos do núcleo de concreto.

O Capítulo 5 trata das considerações finais, no qual são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Sistemas estruturais em edifícios de aço e mistos de aço e concreto

A determinação do sistema estrutural de um edifício envolve a definição dos materiais e do arranjo dos elementos estruturais, de modo a resistir, eficientemente, às combinações de ações gravitacionais e horizontais. Diversos fatores são considerados durante a escolha do sistema adequado, tais como: o projeto arquitetônico, a disponibilidade de materiais, o método construtivo, a locação das áreas de serviço e elevadores, as dimensões, a natureza e magnitude das cargas horizontais e o prazo de construção.

Muitos dos aspectos mencionados anteriormente são influenciados pela função do edifício. Em residenciais e hotéis, a demanda por grandes áreas livres é menos frequente, as divisórias são construídas permanentemente, e adotam-se pavimentos tipos. Os elementos estruturais verticais são distribuídos ao longo da planta, e integrados às paredes. Além disso, os sistemas prediais são erguidos verticalmente em regiões próprias, os *shafts*, em posições próximas ao uso, diminuindo o volume de tubulações distribuídas horizontalmente entre a laje e o fôrro, o que interfere na distância vertical entre os pisos dos pavimentos.

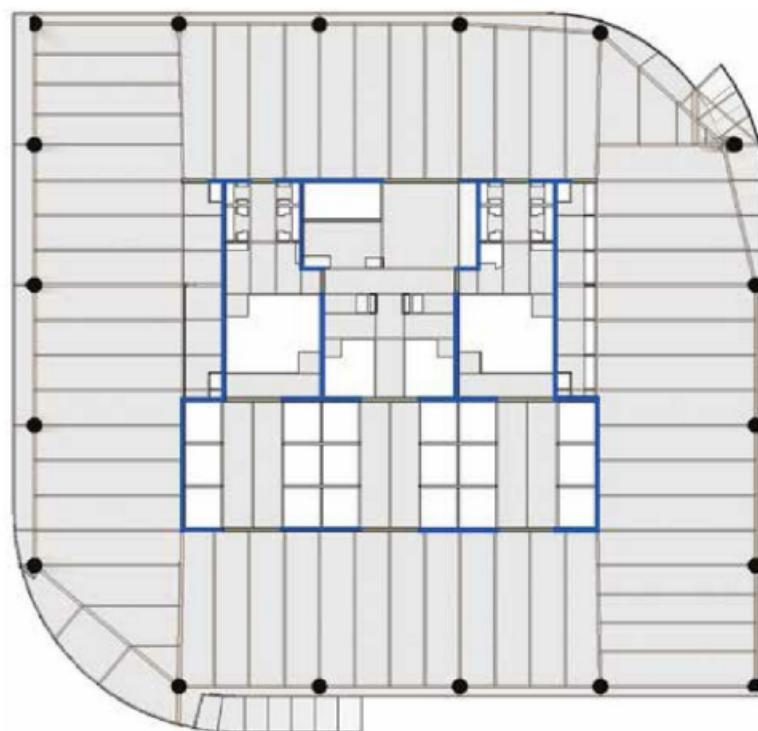
Uma tendência arquitetônica atual de edifícios corporativos, chamada *Core and Shell*, estabelece grandes espaços livres, que podem ser facilmente personalizados com o uso de divisórias leves, de acordo com as necessidades do inquilino. Dessa forma, os elementos estruturais verticais concentram-se no perímetro da planta e nas áreas de elevadores e de serviços, de onde parte a distribuição horizontal dos sistemas prediais, embutidos no forro do pavimento. A Figura 2.1 mostra uma planta de forma do edifício corporativo São Paulo Corporate Towers, construído em 2016, em solução híbrida em aço e concreto.

No projeto de edifícios corporativos e comerciais, a rapidez na execução pode ser um requisito preponderante na definição dos materiais e do sistema construtivo. A redução do prazo de construção é uma vantagem obtida com o uso de um sistema construtivo industrializado; outras vantagens incluem o maior controle de qualidade e de custo, maior precisão geométrica e menor percentual de perdas.

Entre as alternativas de construção industrializada, o uso de perfis de aço mostra-se viável para estruturas de diferentes topologias e alturas, principalmente pela alta relação resistência-peso. Devido às menores dimensões dos elementos e menor peso próprio, os esforços nas fundações são reduzidos, e aumenta-se a área útil construída, melhorando o aproveitamento

dos espaços internos. O material permite adaptações, ampliações, e a reciclagem, seja pela montagem e desmontagem para reaproveitamento dos perfis, ou fundição para fabricação de novos. Por permitir o acúmulo de etapas, a redução do tempo de execução de um projeto em estrutura metálica pode chegar até 40%, em relação a sistemas tradicionais (ABDI, 2015).

Figura 2.1 – Planta de fôrma do Edifício São Paulo Corporate Towers



Fonte: FRANÇA; KAIZUKA; KLEIN JÚNIOR, 2019.

A associação de perfis de aço e concreto de maneira a formar uma seção resistente mista proporciona o aproveitamento das vantagens de ambos os materiais. O concreto possui elevada resistência à compressão, ao fogo e à corrosão; em contrapartida, o aço estrutural possui elevada resistência à tração, apresenta peso relativo baixo, e dispensa o uso de cimbramentos ou fôrmas. Ambos os materiais possuem coeficientes de dilatação térmica semelhantes, logo, trabalham em conjunto no caso de pequenas variações de temperatura. A solidarização mecânica nas vigas, lajes, pilares e ligações mistas é garantida pelo uso de conectores de cisalhamento.

O sistema estrutural apropriado deve ser resistente aos esforços verticais e horizontais; deve ser adequado à função e usabilidade do edifício, de forma economicamente viável; além de ser compatível com o projeto arquitetônico e demais projetos complementares. As seções seguintes abordam os aspectos constituintes de sistemas estruturais em aço e mistos de aço e concreto que levam à efetivação de tais requisitos.

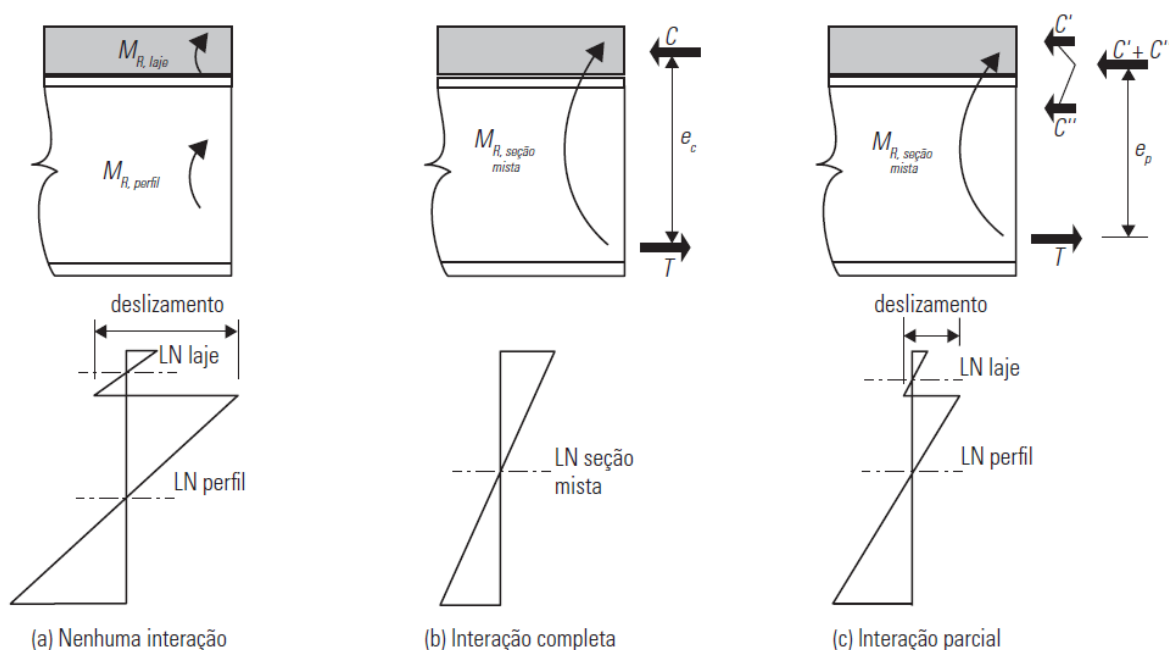
2.1.1 Subsistemas horizontais

Os subsistemas horizontais são compostos pelas vigas e lajes. Tais elementos desempenham a função estrutural de coletar os carregamentos gravitacionais e transmiti-los aos subsistemas verticais; e de atuar como diafragmas, compatibilizando os deslocamentos horizontais entre os diferentes elementos de contraventamento.

A interação mecânica da viga metálica à laje de concreto por meio de conectores de cisalhamento forma um sistema de vigas misto, que resulta na redução da altura do perfil da viga de aço e, conseqüentemente, na economia de material. Os tipos de conectores mais comuns são os pinos com cabeça (*stud bolts*), e os perfis U laminados ou formados a frio.

A interação entre a viga e a laje pode ser classificada em total ou parcial. Quando se assume que a ligação mecânica é suficiente para que o deslizamento relativo na interface laje-viga seja desprezada, ocorrendo total solidariedade, a interação é dita total. Quando não existe nenhuma ligação mecânica entre os elementos, o deslizamento relativo é alto, e portanto, o sistema não é considerado misto, e sim, híbrido. No caso intermediário, a interação parcial ocorre quando os conectores restringem o deslizamento relativo, mas não totalmente, e os esforços resistidos por cada material é função do grau de interação. A Figura 2.2 mostra a variação de deformação conforme o tipo de interação entre a viga de aço e a laje de concreto.

Figura 2.2 – Tipos de interação entre a viga de aço e a laje de concreto

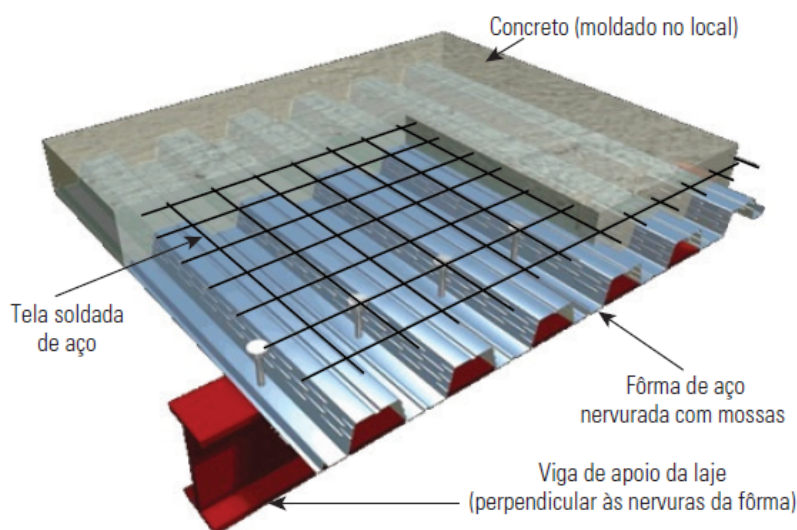


Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2017.

São diversos os sistemas de lajes usados em edifícios de múltiplos pavimentos em aço e mistos em aço e concreto, tais como: laje maciça, nervurada, pré-moldada com nervuras e blocos, treliçada, protendida e laje mista.

A laje mista de aço e concreto é constituída por uma fôrma de aço nervurada e uma camada de concreto no topo, cuja solidariedade mecânica é assegurada usualmente por saliências ou mossas na superfície da fôrma, conforme a Figura 2.3. A solução é amplamente utilizada devido às vantagens no processo construtivo, como a possibilidade de dispensa de escoramentos e desforma, facilidade de montagem, a possibilidade de trabalho simultâneo em vários pavimentos e o uso como uma plataforma de serviço.

Figura 2.3 – Laje mista de aço e concreto



Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2017.

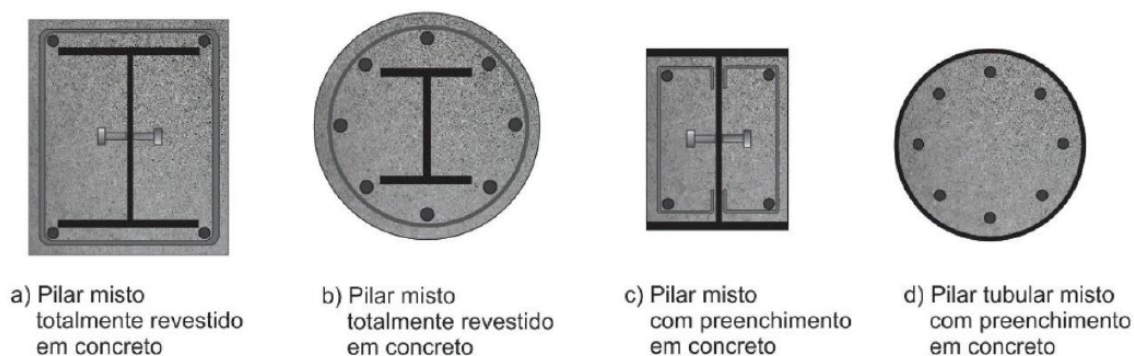
O contraventamento do edifício é impactado diretamente pelo comportamento de diafragma das lajes. Quanto à rigidez em plano, são classificados em: rígido, semi-rígido e flexível, segundo AISC (2016). O diafragma rígido distribui as cargas laterais aos sistemas de contraventamento com deformação em seu plano desprezível, de forma proporcional à rigidez relativa de cada elemento; no diafragma semi-rígido, a distribuição é proporcional tanto à rigidez em plano do diafragma, quanto à rigidez relativa de cada elemento vertical; o diafragma flexível, por sua vez, possui rigidez em seu plano desprezível, e nesse caso, a laje se comporta como uma viga contínua apoiada sobre os elementos de contraventamento. Durante a análise estrutural, é importante que as condições de comportamento assumidas pelos diafragmas sejam condizentes com o desempenho do sistema de lajes adotado.

2.1.2 Subsistemas verticais

Em conjunto com os diafragmas, os subsistemas verticais compõem os sistemas de contraventamento. Em edifícios de aço e mistos de aço e concreto, tais sistemas são formados pelos pilares, pórticos rígidos, contraventamentos treliçados, sistemas tubulares, com pilares-paredes, núcleos de rigidez, sistemas modernos com *belt truss*, *outrigger*, entre outros.

Os pilares mistos são formados por um ou mais perfis de aço, revestidos ou preenchidos de concreto, cuja aderência dos materiais é garantida por conectores de cisalhamento. Ambas as aplicações resultam no aumento da capacidade resistente e estabilidade dos perfis, e diminuição considerável do consumo de aço estrutural. Nos pilares revestidos, a adição de concreto impede, na maioria dos casos, flambagens locais e globais, além de aumentar a proteção ao fogo e à corrosão. A principal vantagem atribuída aos perfis tubulares preenchidos é a dispensa de fôrmas e, muitas vezes, de armaduras durante a execução. A Figura 2.4 mostra diferentes seções transversais de pilares mistos.

Figura 2.4 – Seções de pilares mistos



Fonte: ABDI, 2015.

A ligação rígida, ou semi-rígida, dos pilares às vigas formam um sistema de pórticos de contraventamento, em que a resistência lateral é atribuída à rigidez das ligações. A ligação rígida contribui com a diminuição do momento fletor positivo nas vigas; no entanto, a transferência de momentos para os pilares demanda perfis com maior inércia, o que aumenta o consumo de aço.

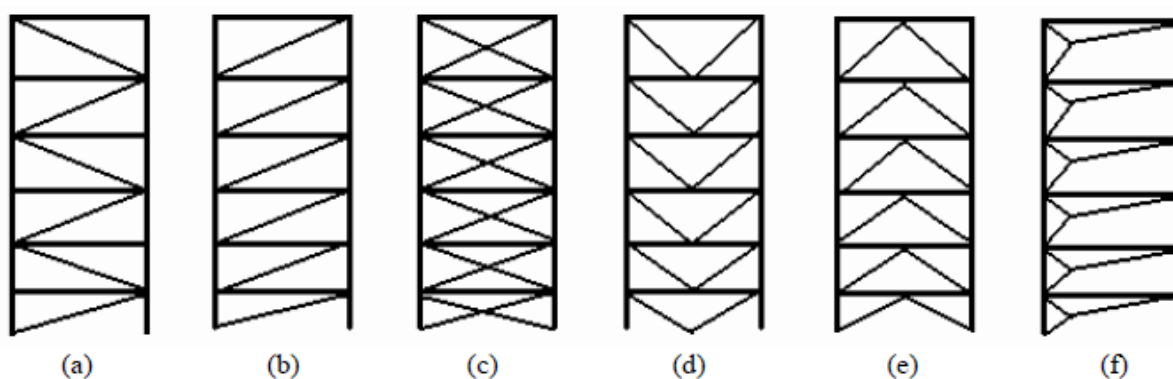
Entre as vantagens do sistema de pórticos, estão o comportamento facilmente decomposto e analisado pela associação de pórticos planos. Além disso, do ponto de vista arquitetônico, apresenta a vantagem de permitir vãos livres de obstruções nas aberturas e fachadas. O custo elevado e a dificuldade de execução aumentada das ligações são as principais desvantagens, tornando o sistema ineficiente para edifícios com mais de 30 pavimentos.

O consumo de material resistente aos carregamentos laterais do sistema aporticado pode ser calculado pela diferença entre o consumo de aço dos pilares com ligações rígidas e flexíveis. O projeto se torna inviável economicamente quando este consumo de material ultrapassa o destinado a resistir às cargas gravitacionais.

Os sistemas treliçados possuem um comportamento mais eficiente em relação aos pórticos rígidos, devido à eliminação dos momentos das ligações entre as vigas e pilares. No lugar de ligações rígidas, incluem-se barras diagonais formando treliças verticais, das quais os pilares agem como banzos e as vigas como montantes, resistindo aos carregamentos laterais predominantemente pelo esforço axial de tração e compressão. Dessa forma, diminui-se a parcela de flexão das vigas e pilares, e, conseqüentemente, as dimensões dos perfis e o consumo de aço. Pelo fato das ligações não transmitirem momentos, a construção é facilitada e menos onerosa.

A principal desvantagem do sistema é a possibilidade de obstrução dos espaços internos, áreas de circulação e fachadas. A disponibilidade de vãos para circulação interna influencia o tipo de contraventamento e o seu posicionamento, muitas vezes determinado em detrimento da eficiência estrutural. Os tipos mais eficientes, e também os mais obstrutivos, são aqueles que formam treliças com triângulos totais em casa tramo: diagonais simples, em X, em V e V invertido, conforme a Figura 2.5.

Figura 2.5 – Contraventamentos em triângulos totais

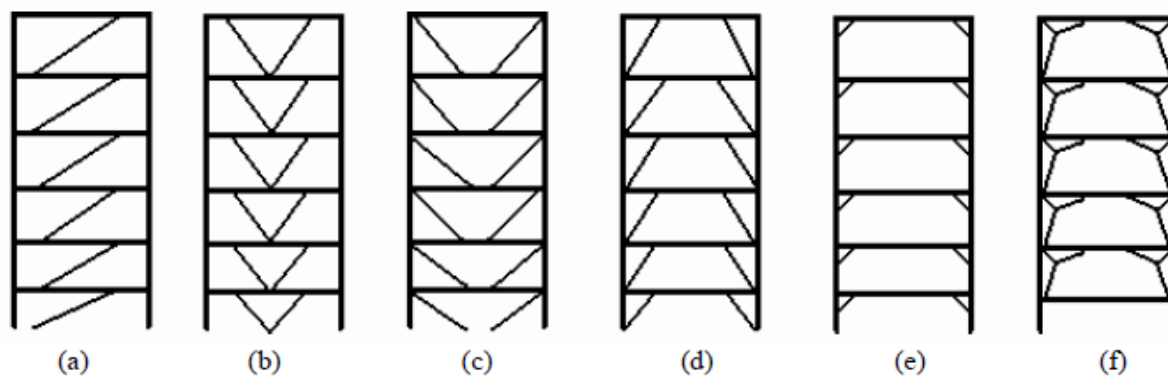


Fonte: FRANÇA, 2003.

Contraventamentos parciais, mostrados na Figura 2.6, são menos obstrutivos por não formarem triângulos completos, no entanto, são menos eficientes. As excentricidades entre as ligações dos contraventamentos e as ligações viga-pilar geram esforço de flexão nas barras, o

que diminui a eficiência do sistema em relação àquele em que o esforço é resistido internamente apenas por esforços axiais.

Figura 2.6 – Contraventamentos em triângulos parciais



Fonte: FRANÇA, 2003.

Para evitar a obstrução de fachadas e áreas de circulação, uma alternativa é dispor as treliças em planos internos embutidas nas paredes, em torno de áreas de serviço, tais como escadas, elevadores, e salas de manutenção, formando núcleos de enrijecimento, conforme Figura 2.7.

Figura 2.7 – Contraventamentos em torno da área de serviço



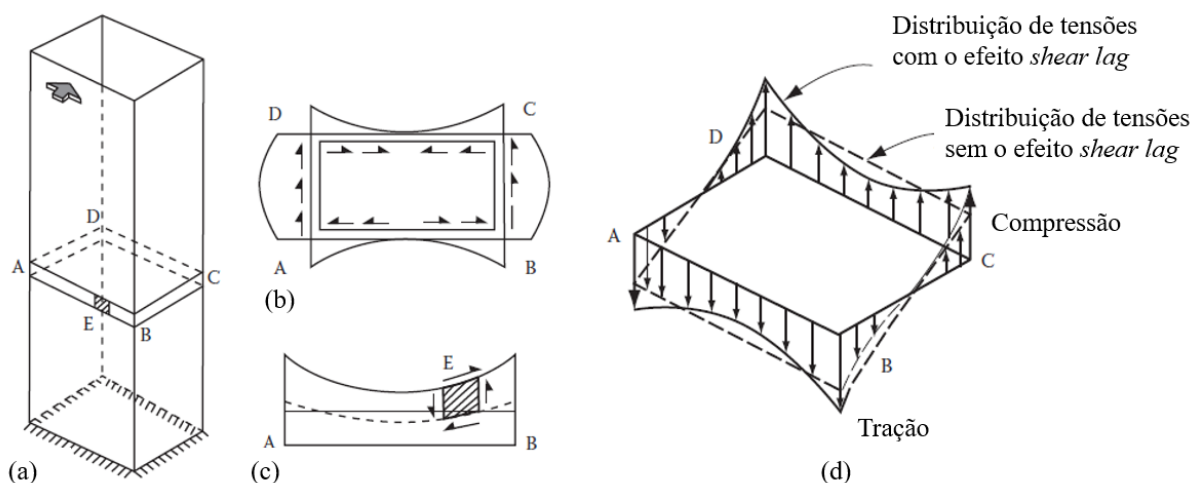
Fonte: DIAS, 2014.

Da busca contínua por arranjos estruturais mais econômicos, mais seguros e funcionais, capazes de atender às necessidades de edifícios cada vez mais altos, surgiram os sistemas estruturais tubulares.

A eficiência do sistema tubular consiste em aproximar o comportamento do edifício ao de um tubo em balanço. Os pilares e vigas perimetrais são os únicos elementos resistentes aos carregamentos laterais, dispensando o uso de núcleos e pilares de grandes dimensões no interior, contribuindo com o aumento de área útil. O comportamento da parede contínua do tubo é aproximado pela distância relativamente pequena entre os pilares, vigas de grandes alturas e ligações rígidas entre os elementos.

A resposta do edifício aos carregamentos horizontais corresponde à combinação de dois tipos de deformações: as devidas às tensões axiais, causando o alongamento ou encurtamento dos pilares; e devidas às tensões tangenciais, cujas deformações de cisalhamento causam rotação nos pórticos. Tais estruturas apresentam deformações cisalhantes significativas por apresentarem um comportamento similar ao de um tubo oco com paredes delgadas. Por causa do efeito acumulado das distorções, a distribuição de tensões normais resultante não é linear; os pilares no meio das mesas são menos carregados, sobrecarregando os de extremidade, no fenômeno chamado *shear lag*, conforme a Figura 2.8.

Figura 2.8 – Efeito *shear lag* em estruturas tubulares: (a) viga em balanço sujeita à carga horizontal; (b) distribuição de tensões cisalhantes; (c) distorção causada pelo efeito *shear lag*; (d) distribuições de tensões normais

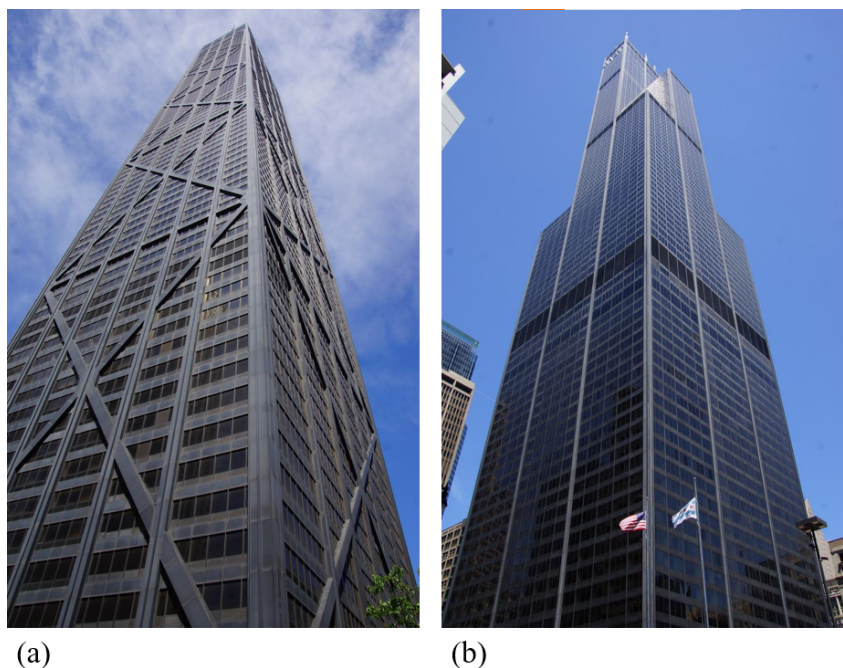


Fonte: Adaptado de TARANATH, 2012.

A diminuição do efeito *shear lag*, e o consequente aumento da eficiência, pode ser alcançado por variações do sistema tubular que estabelecem contraventamentos nas paredes dos tubos, dos quais as barras diagonais resistem à sollicitação lateral por esforços axiais internos, aliviando as tensões de flexão nos pilares. Outra alternativa é compor o sistema pela justaposição de

múltiplos tubos ou células, no denominado sistema tubular celular, em que o efeito *shear lag* é reduzido por atuação das mesas internas. A Figura 2.9 mostra exemplos de edifícios construídos com sistemas tubulares contraventado e celular.

Figura 2.9 – Sistemas tubulares: (a) John Hancock Center; (b) Willis Tower



Fonte: Structurae.

A principal desvantagem desse sistema é o comprometimento da arquitetura das fachadas, pela necessidade de elementos de grandes dimensões e muito próximos uns dos outros. O uso de barras diagonais de contraventamento permite uma maior distância entre os pilares, no entanto, gera a obstrução da vista em determinadas áreas.

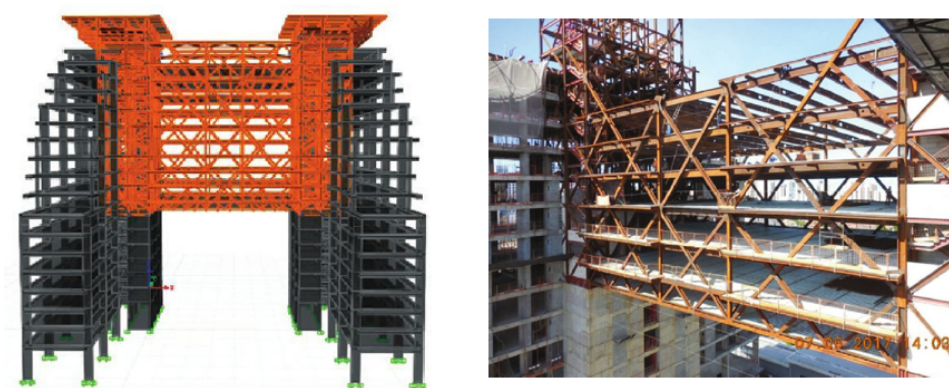
Diferente dos sistemas tubulares, em que a resistência lateral é composta por elementos no perímetro do edifício, a adoção de núcleos de contraventamento estima o aproveitamento estrutural das paredes em torno das áreas de serviço. A concentração de rigidez lateral pode ser obtida pelo uso de diversos sistemas, tais como pórticos rígidos, contraventados, alvenaria estrutural, paredes estruturais em concreto e mistas em aço e concreto.

As estruturas que reúnem os benefícios de dois ou mais materiais, mas que, diferente do comportamento de elementos mistos, não ocorre necessariamente aderência entre eles e nem a solidarização das deformações, são chamadas de estruturas híbridas. A associação de elementos de materiais compatíveis entre si e com propriedades complementares apresentam melhores resultados de produtividade frente a maiores desafios estruturais (CABRAL; MARTINS; BRAGA, 2016).

A combinação de elementos de aço e concreto pode ser especialmente vantajosa devido às características individuais de cada material. Entre as vantagens atribuídas aos elementos de concreto estão a rigidez lateral, a resistência ao fogo e a redução do custo global. Em relação ao aço estrutural, as vantagens incluem a redução do peso próprio e das dimensões dos elementos, e a facilidade e rapidez de montagem. A diferença de precisão do detalhamento entre os elementos de aço e concreto é um desafio da execução das estruturas híbridas, sendo comum o uso de furos alargados nas estruturas que promovem a interação aço-concreto por ligações parafusadas.

De acordo com Cabral, Martins e Braga (2016), os tipos mais comuns de estruturas híbridas em aço e concreto são: estruturas de aço apoiadas em estruturas de concreto, estruturas de concreto apoiadas em estruturas de aço, e regiões com estruturas de concreto e regiões com estruturas de aço. As três variações são exemplificadas nas Figuras 2.10, 2.11 e 2.12.

Figura 2.10 – Estrutura de aço apoiada na de concreto: Edifício BS Design



Fonte: SILVEIRA; CALIXTO, 2020.

Figura 2.11 – Estrutura de concreto apoiada na de aço: Open-sided Shelter



Fonte: Archdaily.

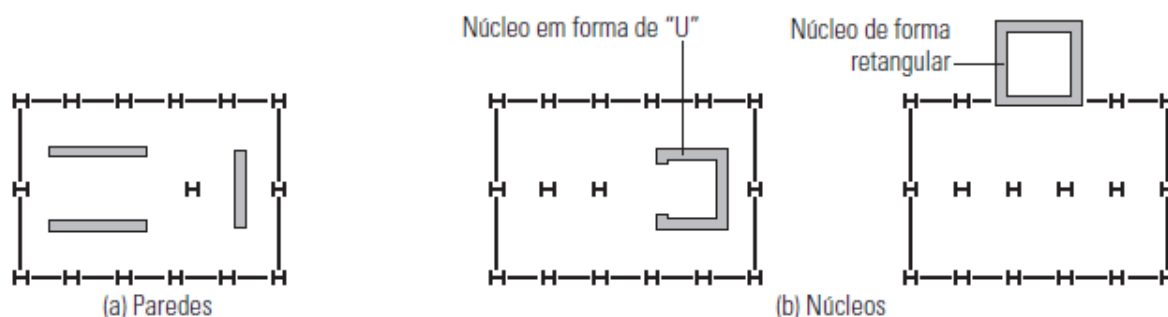
Figura 2.12 – Regiões distintas: Edifício The One



Fonte: DIAS, 2014.

Um emprego comum de elementos de aço e concreto em edifícios de múltiplos pavimentos consiste na estrutura híbrida formada pela associação de pórticos metálicos à pilares-parede ou ao núcleo de concreto, conforme as Figuras 2.12 e 2.13. Os pilares-parede de concreto são elementos adequados para o contraventamento de edifícios devido à elevada rigidez e resistência em seu plano. São elementos capazes de resistir a carregamentos gravitacionais e horizontais simultaneamente, comportando-se como pilares engastados na base e livres no topo. Atuam como elementos planos ou associados em diferentes direções, para aumento da rigidez à flexão, formando núcleos de seções frequentes L, I, T e U.

Figura 2.13 – Sistemas formados pela associação de pilares-parede e pórticos metálicos



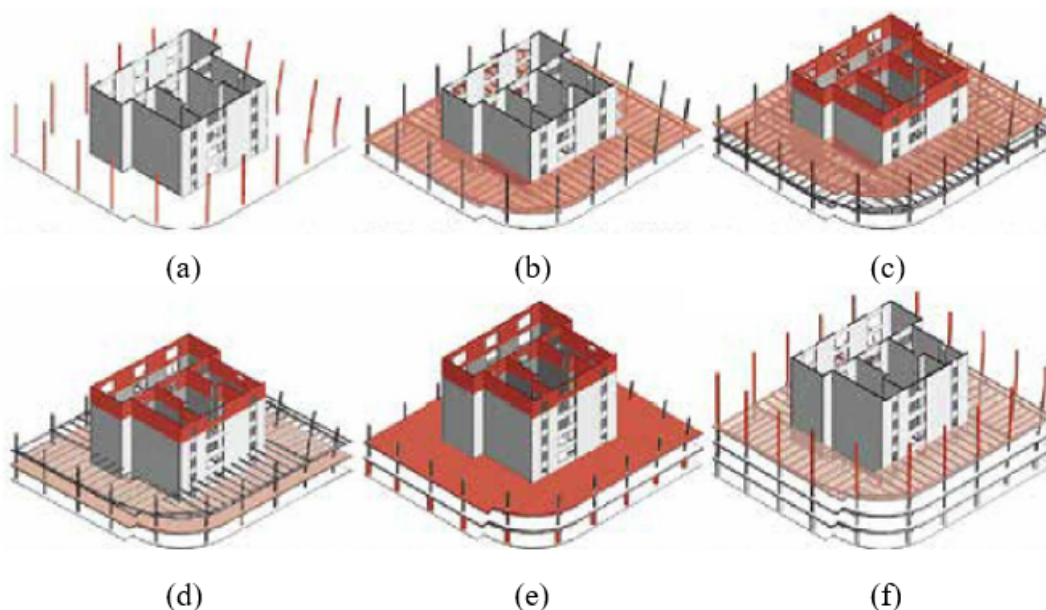
Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2017.

No sistema híbrido de pórticos metálicos e núcleo de concreto, os carregamentos laterais são resistidos predominantemente pelo núcleo. Dessa forma, as ligações na estrutura metálica são simplificadas, podendo ser todas flexíveis, já que os pórticos são responsáveis, sobretudo, pelos carregamentos gravitacionais. Apesar da elevada rigidez do núcleo de concreto, em edifícios suscetíveis aos efeitos de torção ou a deslocamentos laterais elevados, é prudente complementar a rigidez lateral dispondo contraventamentos treliçados nas fachadas ou promovendo a associação com pórticos rígidos.

A preferível ausência de ligações rígidas torna a montagem da estrutura metálica mais rápida; sendo a ligação menos comum a entre a viga metálica e a parede de concreto. Apesar da elevação não ocorrer na velocidade de um edifício em aço convencional, o cronograma geral é reduzido, pois os elementos de transporte vertical, como escadas e elevadores, e salas de serviços mecânico e elétrico, podem ser montadas junto com a estrutura metálica (TARANATH, 2012).

Existem duas abordagens principais para a sequência construtiva desse sistema. Na primeira, o núcleo rígido é concretado inicialmente, usando um sistema de fôrmas deslizantes ou trepantes, seguido pela montagem da estrutura metálica. A Figura 2.14 ilustra as fases de construção adotadas no Edifício São Paulo Corporate Towers, que empregou este tipo de construção.

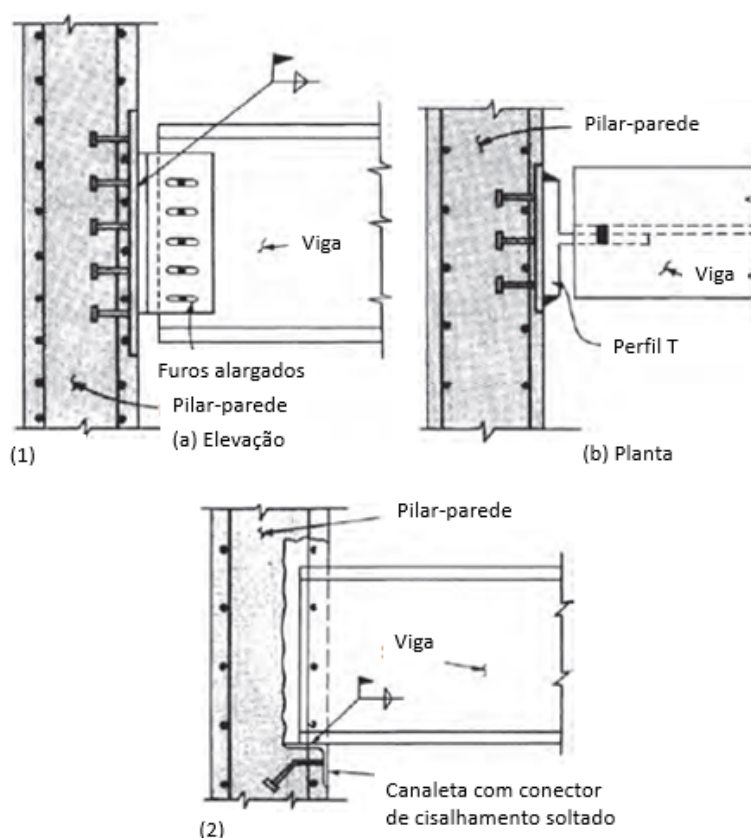
Figura 2.14 – Sequência construtiva do Edifício São Paulo Corporate Towers: (a) início da construção do núcleo e de pilares metálicos de 3 lances; (b) construção das vigas metálicas e da laje *steel deck* no 1º andar; (c) construção das vigas metálicas no 2º andar e de mais um andar do núcleo; (d) concretagem da laje do 1º andar e construção de mais um andar do núcleo; (e) concretagem dos pilares do primeiro andar e da laje do 2º andar e construção de mais um andar do núcleo; (f) construção das vigas metálicas e da laje *steel deck* do 3º andar, e de mais 3 lances de pilares metálicos



Fonte: FRANÇA; KAIZUKA; KLEIN JÚNIOR, 2019.

A Figura 2.15 mostra os dois tipos de ligações mais comuns entre a viga de aço e o pilar-parede no caso em que a concretagem do núcleo precede à montagem da estrutura metálica. Na ligação (1), uma chapa com conectores de cisalhamento soldados é concretada junto com o núcleo; e posteriormente, um perfil T é soldado à superfície livre da chapa, permitindo a ligação parafusada com a viga. Devido à diferença de precisão entre a estrutura de concreto e de aço, recomenda-se o alargamento dos furos, conforme indicado na Figura 2.15-(1)-(a), para facilitar o alinhamento entre os elementos. A ligação (2) é realizada por um entalhe no pilar-parede, em que a viga metálica é soldada a uma cantoneira com conectores de cisalhamento embutidos no concreto. Este tipo de ligação é menos comum devido a dificuldade de execução, capaz de influenciar o cronograma de montagem; razão pela qual frequentemente se opta pela solução mais simples.

Figura 2.15 – Ligações na interface viga-parede

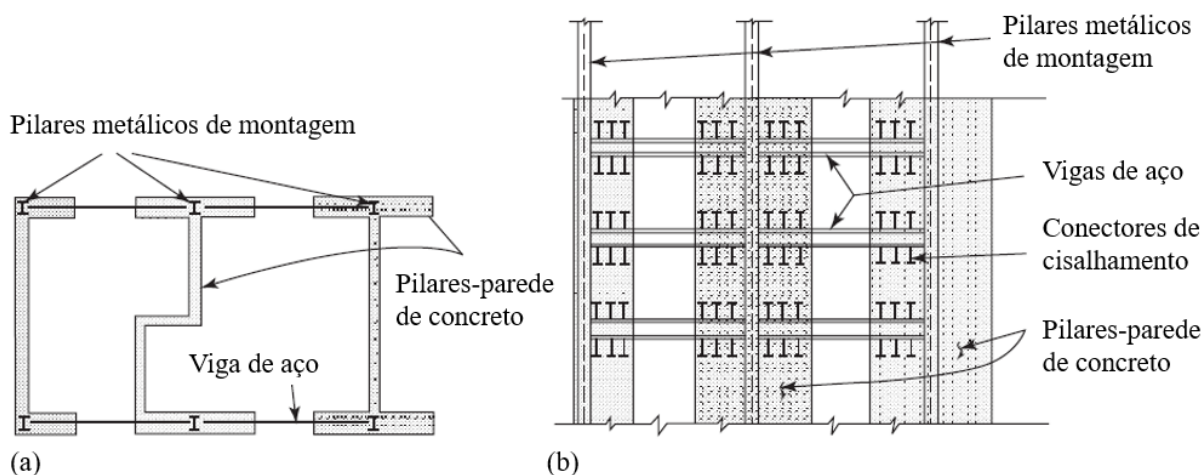


Fonte: Adaptado de TARANATH, 2012.

Na segunda abordagem de sequência construtiva, a estrutura metálica é montada inicialmente, sucedida pela concretagem do núcleo por meios convencionais. Perfis de aço são usados nas extremidades das paredes estruturais, nos quais se ligam os lintéis de aço por

ligações flexíveis, conforme a Figura 2.16. Com a posterior concretagem do núcleo, a interação entre os pilares metálicos e os lintéis transferem apenas esforço cortante; a resistência ao esforço fletor é obtida pela solidarização entre os lintéis metálicos e as paredes estruturais por meio de conectores de cisalhamento.

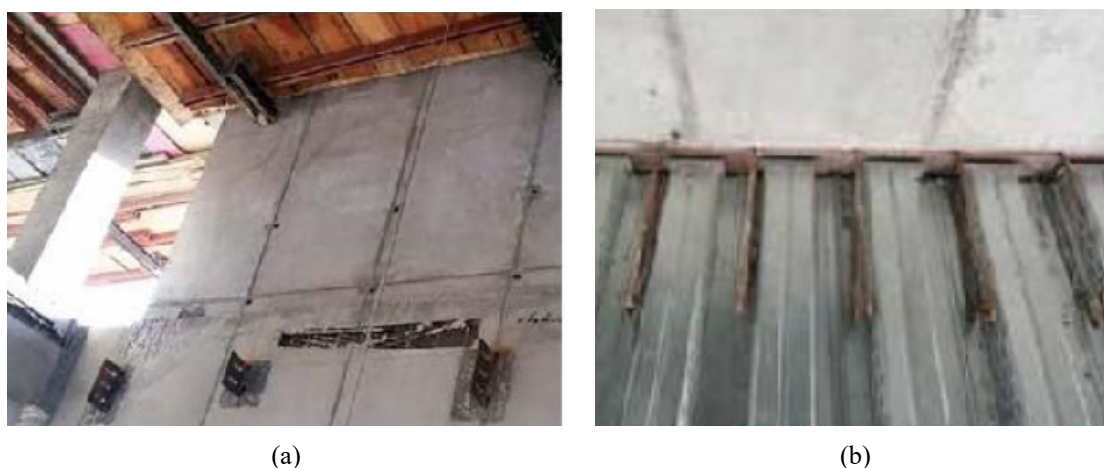
Figura 2.16 – Pilares-parede mistos com lintéis: (a) planta; (b) elevação



Fonte: Adaptado de TARANATH, 2017.

As desvantagens da associação de seções de pilares-parede ao pórtico metálico decorrem principalmente da dificuldade de execução das ligações, visto a diferença de detalhamento de estruturas de aço e concreto. Faz-se necessária uma coordenação para compatibilizar o posicionamento de inseridos metálicos com as armaduras longitudinais do núcleo, e da ligação com a laje, como pode ser visto na Figura 2.17. Outra desvantagem é a necessidade de fundações onerosas, devido à concentração relativamente elevada de esforços.

Figura 2.17 – Ligações na interface aço-concreto: (a) inseridos metálicos; (b) esperas das lajes

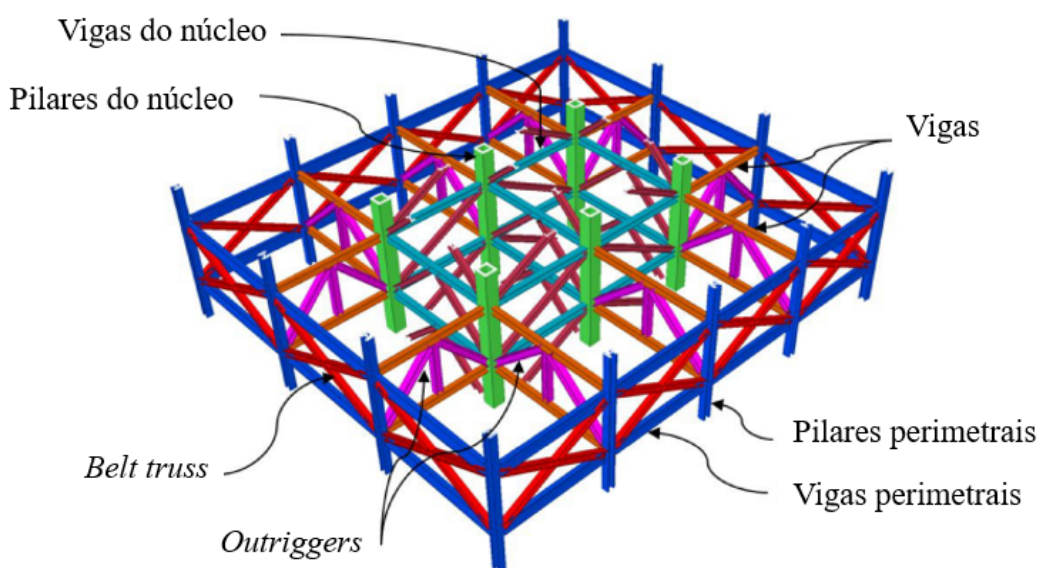


Fonte: BEDÊ, 2021.

Os sistemas estruturais tradicionais com núcleo rígido, pórticos rígidos e treliçados apresentam limitações de eficiência para a demanda de altura de edifícios requerida atualmente nos grandes centros urbanos. A crescente urbanização nas últimas décadas, aliada à escassez de áreas disponíveis para construção, justificam a tendência de edificações cada vez mais altas. Os maiores desafios impostos pela altura são a garantia dos requisitos de estabilidade e rigidez, minimizando o consumo de materiais. Atualmente, uma estratégia de contraventamento eficiente consiste na combinação de arranjos estruturais tradicionais, compondo os sistemas híbridos.

Os sistemas híbridos são resultado da combinação de um sistema interno, como núcleo de concreto ou contraventado, e um sistema externo, como pórticos rígidos e sistemas tubulares. Dispõem-se elementos horizontais rígidos, responsáveis pela solidarização dos dois sistemas constituintes, denominados *outriggers*. Os elementos do sistema perimetral também são conectados entre si por *belt trusses*. Ambos os elementos *outrigger* e *belt truss* podem ser uma parede estrutural, uma treliça ou uma viga de grande altura (ALHADDAD et al., 2020). Quando a estrutura é submetida a carregamentos laterais, a rotação do núcleo é restringida pelo *outrigger*, induzindo esforços de tração e compressão nos pilares perimetrais. Como resultado, aumenta-se a rigidez lateral do edifício e o momento de tombamento no núcleo é reduzido. Um exemplo desse sistema é ilustrado na Figura 2.18.

Figura 2.18 – *Outriggers e belt trusses*



Fonte: Adaptado de INAN et al., 2021.

Ali e Moon (2018) propuseram uma classificação para o limite de altura em que cada sistema apresenta eficiência e viabilidade. Os sistemas também foram classificados em relação ao posicionamento dos elementos de contraventamento, no interior ou exterior da planta. Os limites dos números de pavimentos eficientes dos sistemas metálicos são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Alturas de eficiência de sistemas em aço

Sistema	Categoria	Altura de eficiência (pavimentos)
Pórticos rígidos	Interior	30
Pórticos contraventados	Interior	20
Paredes e pórticos flexíveis	Interior	40
Treliças interpavimentos	Interior	40
Pórticos contraventados e rígidos	Interior	50
Paredes e pórticos rígidos	Interior	70
Núcleo e <i>outriggers</i> com <i>belt trusses</i>	Interior	80
Núcleo e <i>outriggers</i> com mega colunas	Interior	150
<i>Buttressed core</i>	Interior	200
Tubular aporticado	Exterior	80
Tubular contraventado com pilares interno	Exterior	110
Mega tubo contraventado	Exterior	170
Tubular celular	Exterior	110
<i>Diagrid</i> com variação de ângulos	Exterior	130
Tubo em tubo	Exterior	90 a 150
Treliça espacial	Exterior	150
<i>Superframe</i>	Exterior	170
Torres conjugadas <i>superframed</i>	Exterior	250+

Fonte: Adaptado de ALI; MOON, 2018.

O projeto de estruturas com núcleo rígido demanda ao projetista o conhecimento efetivo dos efeitos causados pela torção, visto que tais elementos apresentam um comportamento não convencional em função de suas dimensões. A discussão do problema com relação à análise estrutural, posicionamento em planta e concepções de *layout* é apresentada em seguida.

2.2 Núcleo rígido de concreto

Pilares-parede são elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. São compostos por uma ou mais de uma seção associada. A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que para que se tenha um pilar-parede, a menor dimensão em alguma das superfícies deve ser menor que $1/5$ da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento. O termo núcleo rígido refere-se ao elemento resultante da associação de mais de uma direção de lâminas de pilares-parede.

A continuidade da superfície é restrita, muitas vezes, pela necessidade de aberturas para a circulação de pessoas, como mostra a Figura 2.19. No caso de dois ou mais pilares-parede no mesmo plano, a eficiência do sistema pode ser aumentada por efeito da vinculação dos lintéis, vigas que promovem o fechamento parcial da seção no nível das lajes. De acordo com Pereira (2000), a possibilidade de engastamento dos lintéis em seções compostas está sujeita à presença de lâminas no mesmo plano ou de dentes que promovem o enrijecimento das extremidades livres, conforme a Figura 2.20.

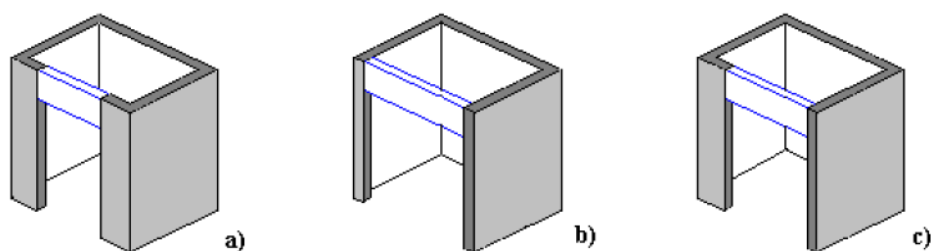
Figura 2.19 – Aberturas no núcleo de concreto



Fonte: DIAS, 2014.

Segundo Diniz (2017), a excentricidade da ligação viga-pilar parede influencia a estabilidade global do edifício. A análise paramétrica realizada pelo autor em pórticos de concreto mostra que os deslocamentos laterais crescem com o aumento da excentricidade da ligação. O autor obteve diferenças significativas para deslocamentos laterais entre o modelo em que a ligação é centralizada e o modelo em que a ligação ocorre na extremidade do pilar-parede.

Figura 2.20 – Vinculação dos lintéis: a) engaste-engaste; b) articulada-articulada; c) engaste-articulada

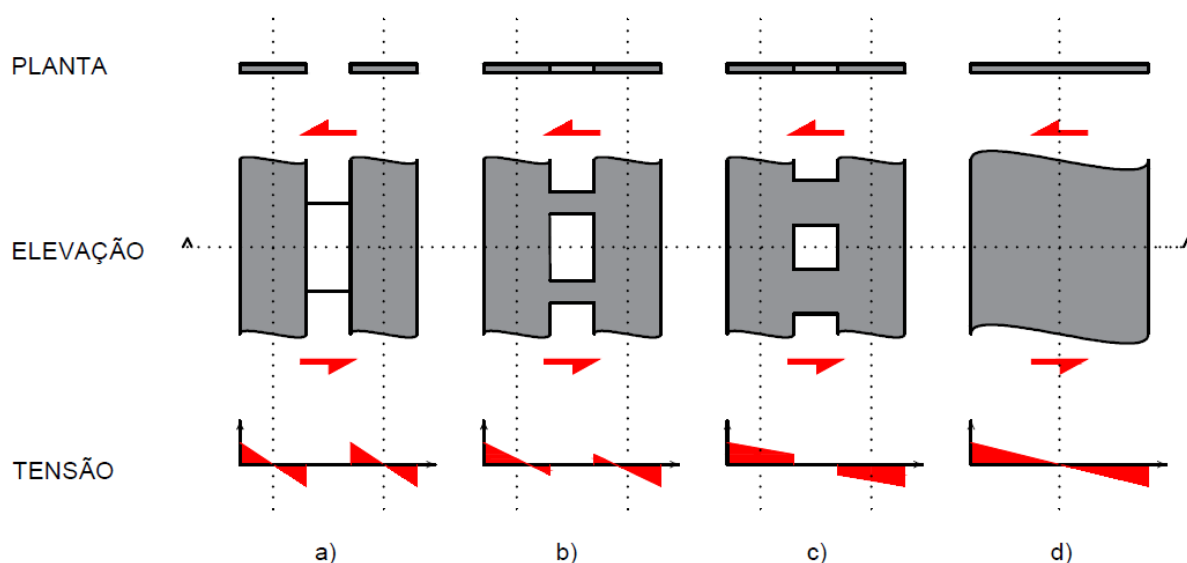


Fonte: PEREIRA, 2000.

O grau de interação entre pilares-parede coplanares depende da rigidez da ligação com os lintéis. Se a ligação é flexível, apenas esforços normais são transmitidos, e momentos fletores solicitantes são resistidos pela ação individual de cada pilar-parede proporcionalmente à sua rigidez à flexão. No entanto, se as ligações transferem momentos, os esforços solicitantes são resistidos de maneira conjunta pelos pilares-parede, com flexão em torno do eixo centroidal dos elementos. Conforme o aumento da rigidez dos lintéis, o comportamento se aproxima ao de uma seção composta, condição de maior rigidez lateral e eficiência do sistema.

A Figura 2.21 mostra a influência da rigidez dos lintéis na distribuição de tensões normais devido à flexão. No caso de vinculação flexível, Figura 2.21-a), as tensões são distribuídas linearmente em cada parede. À medida que se aumenta a rigidez do lintel e das ligações, as tensões passam a ser distribuídas linearmente ao longo da seção composta.

Figura 2.21 – Distribuição de tensões entre pilares-parede



Fonte: Autor, 2022.

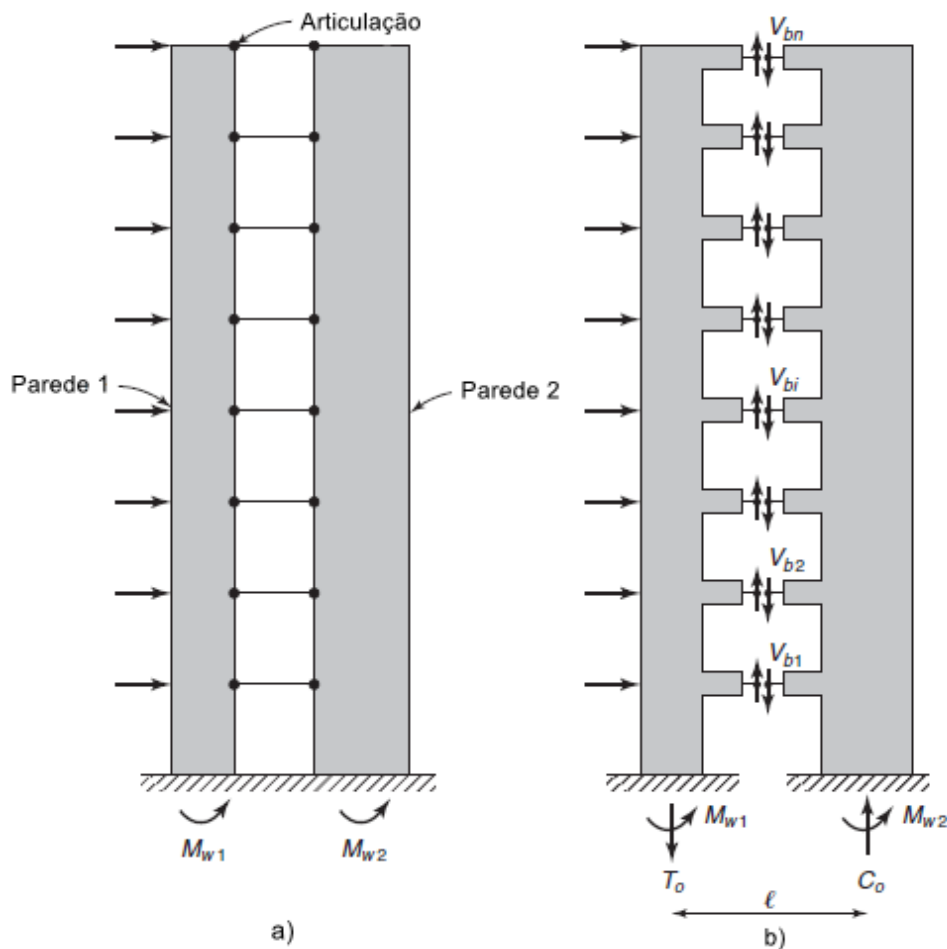
Os lintéis atuam diminuindo o montante do esforço resistido internamente pela flexão dos pilares-parede. Diante de carregamento horizontal, a deflexão dos pilares-parede geram cortantes e momentos fletores nas vigas, além de esforço normal. Do equilíbrio de forças verticais, resulta que tais cisalhamentos induzem esforços normais de tração T_0 na parede de barlavento, e esforços normais de compressão C_0 na parede de sotavento, conforme Figura 2.22.

De modo que o momento total na base do sistema é dado pela Equação 2.1:

$$M_0 = M_{w1} + M_{w2} + T_0 l \quad (2.1)$$

em que M_{w1} e M_{w2} são os momentos fletores induzidos nos dois pilares-parede; T_0 é o esforço de tração no pilar de barlavento, de mesma magnitude do esforço de compressão no pilar de sotavento C_0 , dados pela somatória das cortantes nos lintéis; e l é o comprimento do braço de alavanca.

Figura 2.22 – Transferência de esforços entre pilares-parede: (a) lintéis articulados; (b) lintéis rígidos



Fonte: Adaptado de WIGHT; MACGREGOR, 2012.

Na ausência de lintéis, o binário resistente $T_0 l$ pode ser calculado considerando as cortantes induzidas nas lajes. Com base na simulação numérica de modelos e validação por meio de ensaios experimentais, Houssain (2003) propôs curvas de projeto para determinação da rigidez e largura efetiva da lajes a ser incorporada no modelo de análise, considerando propriedades geométricas e não-lineares dos materiais.

O acréscimo de rigidez à flexão obtido pelo fechamento parcial da seção também contribui com a diminuição do empenamento quando o edifício é submetido a esforços de torção.

As seções abertas de núcleos de concreto se comportam como elementos de paredes delgadas abertas desde que atendam às condições

$$\frac{t}{d} \leq 0,1 \quad \text{e} \quad \frac{d}{c} \leq 0,1 \quad (2.2)$$

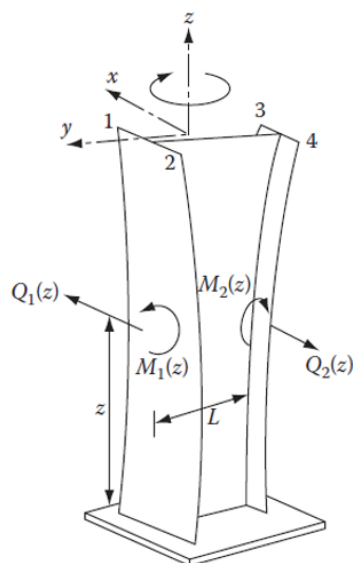
em que t é a espessura da parede, d é uma dada dimensão de interesse, e c é o comprimento.

Com a exceção de perfis duplamente simétricos, o ponto de atuação da força cortante resultante das tensões cisalhantes em elementos de seção aberta e paredes delgadas não coincidem com o centro geométrico da seção. Consequentemente, a aplicação de força lateral sobre o centróide do núcleo gera um momento de torção em relação ao eixo longitudinal que passa pelo centro de rigidez.

Quando o núcleo é solicitado à torção e o empenamento é impedido pela ligação engastada nas fundações, há o aparecimento de tensões normais causadas pela restrição ao empenamento. Ao contrário de seções sólidas em que tal acréscimo de tensões pode ser desprezado porque o efeito é localizado e de pequena magnitude, nos elementos de seções abertas e paredes delgadas as tensões normais são significativas e influenciam a distribuição de tensões por uma grande parcela da altura, podendo ser da mesma ordem de grandeza das tensões cisalhantes causadas pela torção (MORI; MUNAIAR NETO, 2009).

O momento de torção solicitante é resistido internamente pela combinação da torção uniforme e não-uniforme. A torção uniforme provoca a rotação em torno do eixo longitudinal associada às tensões cisalhantes de Saint-Venant. Já a torção não-uniforme, ou flexo-torção, é responsável pelo surgimento do esforço auto-equilibrante bimomento, definido como um par de momentos fletores $M_1(z)$ e $M_2(z)$ resultantes das tensões normais de empenamento. Os momentos possuem igual intensidade mas sentidos contrários e atuação em planos paralelos, conforme a Figura 2.23. A formulação da teoria da flexo-torção de seções delgadas abertas é apresentada em Vlasov (1961).

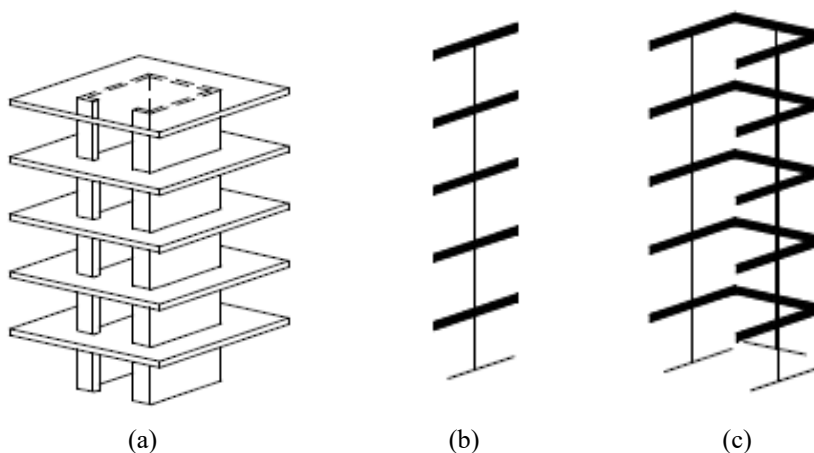
Figura 2.23 – Torção de uma seção delgada aberta



Fonte: TARANATH, 2010.

Em busca da adequada análise do comportamento do núcleo submetido à torção, Yagui (1971) propôs uma modelagem para as seções de pilares-parede baseada na associação de pórticos planos equivalentes, em que cada superfície é representada uma barra vertical com as respectivas características, e a integração entre as paredes é realizada por barras horizontais rígidas, engastadas ao pilar no nível de cada pavimento e articuladas na extremidade, conforme a Figura 2.24.

Figura 2.24 – Modelo proposto por Yagui (1971): (a) núcleo resistente; (b) pórtico plano equivalente; (c) associação de pórticos

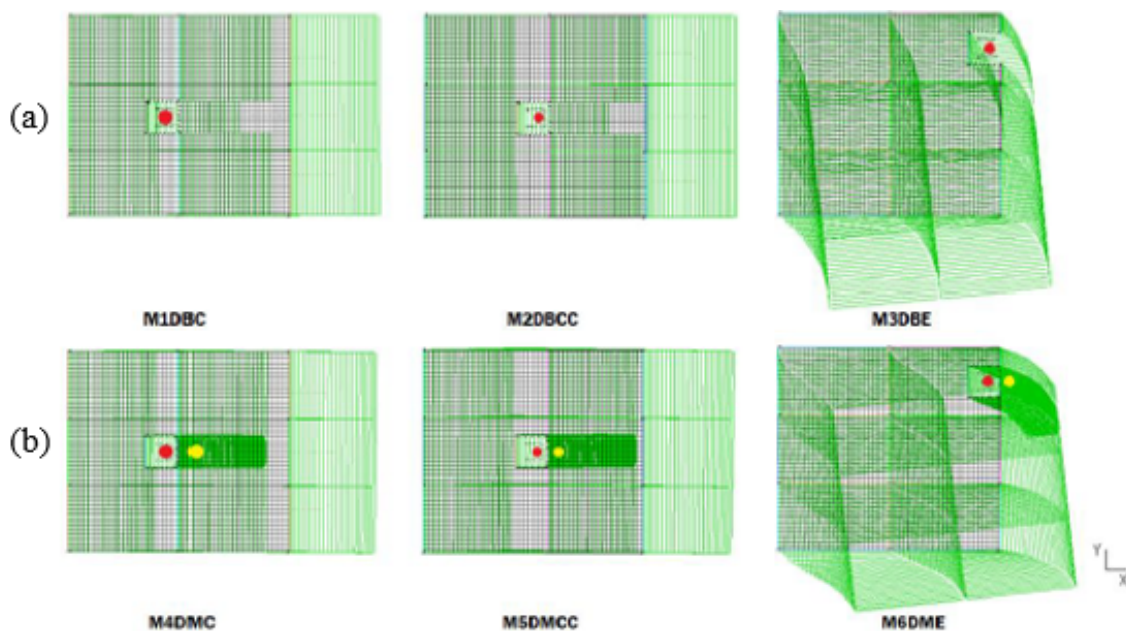


Fonte: Adaptado de PEREIRA, 2000.

A análise da influência da modelagem no núcleo rígido na estrutura foi realizada por Pereira (2000), a partir da comparação do comportamento do núcleo modelado por pilares isolados, por elementos de seção aberta com paredes delgadas com e sem o efeito da flexo torção, pela modelagem proposta por Yagui (1971) e pela análise de elementos finitos. Com base na simulação de vários exemplos, constatou-se que o modelo proposto por Yagui (1971) é capaz de simular bem o comportamento do núcleo, inclusive o efeito do empenamento, devido as coordenadas verticais; no entanto, apresenta maior rigidez em relação às demais modelagens, podendo causar o alívio de solicitação nos elementos em seu entorno que não corresponde ao comportamento real. A modelagem de barra de seção aberta delgada sem a consideração da teoria de flexo torção apresenta resultados próximos à formulação mais rigorosa apenas nos casos em que a rotação sofrida pelo edifício é pequena. Logo, não representa bem o comportamento do núcleo nos casos de torção. Os pilares isolados subestimam a rigidez do núcleo, conduzindo a resultados anti-econômicos. Já o uso do método dos elementos finitos apresenta resultados mais precisos e confere a melhor simulação do comportamento estrutural do elemento.

Santos (2019) avaliou a influência da modelagem do núcleo por uma barra única e por uma malha de barras com o auxílio do *software* TQS, em variações de um edifício genérico e em plantas de edifícios usuais, com relação aos deslocamentos laterais, parâmetros de estabilidade e distribuição de esforços. Observou-se que no modelo resultante da simulação com uma malha de barras, as forças laterais resultantes foram aplicadas sobre o centro de cisalhamento e não mais no centro de gravidade da seção. A excentricidade entre o centro de cisalhamento e o de gravidade deu origem a esforços de flexão e torção adicionais, ausentes no modelo com o núcleo simulado por uma única barra. Os resultados mostraram que a modelagem não interferiu de forma considerável os parâmetros de estabilidade global analisados (γ_z , FAV_t e RM2M1); mas estes, mudaram significativamente quando foram variados o posicionamento do núcleo e a geometria da planta do edifício. Notou-se que o efeito de torção aumenta à medida que o centro de cisalhamento da seção se distancia do centro de gravidade do pavimento, tornando o edifício mais flexível e sujeito a maiores rotações. A Figura 2.25 ilustra a influência da modelagem do núcleo em forma de C nos deslocamentos laterais do edifício genérico analisado, com variações do posicionamento em planta.

Figura 2.25 – Deslocamentos laterais em modelos com variação do posicionamento do núcleo modelado por: (a) barra única; (b) malha de barras



Fonte: SANTOS, 2019.

Bernardino Júnior (2011) analisou o impacto do posicionamento do núcleo na estabilidade global de edifícios a partir de modelos com a localização do núcleo em setores variados na planta, variando-se também o número de pavimentos, e a modelagem com e sem a consideração da restrição ao empenamento. Os resultados indicam que a consideração da rigidez ao empenamento reduziu os deslocamentos horizontais, mas pouco afetou os parâmetros de estabilidade global. Em relação à variação de posicionamentos, foi observado que quanto maior a excentricidade do núcleo, maior é a deslocabilidade da estrutura. O autor ressalta a importância da orientação conveniente dos elementos, de modo que o núcleo complemente a rigidez lateral oferecida pelo pórtico rígido.

A influência da esbeltez do edifício e da posição do núcleo em planta nos deslocamentos e esforços foi tema de estudo de Küster (2014), que analisou quatro modelos: o primeiro com o centro de cisalhamento do núcleo coincidindo com o centro da planta; o segundo, com o núcleo centralizado; o terceiro, com o núcleo totalmente excêntrico; e no quarto, com o núcleo excêntrico e rigidez aumentada. Concluiu-se que tanto a esbeltez do edifício quanto o posicionamento da seção contribuem para o surgimento dos efeitos da torção, e que mesmo dispondo-se o centro de cisalhamento da seção sobre o centro de gravidade do edifício, ocorrerá torção se houver excentricidade em relação ao centro de rigidez da estrutura como um todo; considerando, inclusive, a atuação dos pórticos rígidos.

As conclusões levantadas sobre o a influência do posicionamento de uma única seção de pilar-parede são devidamente estendidas para o caso de várias seções, ou de qualquer outro sistema de contraventamento. Para que o efeito de torção seja minimizado, a recomendação prática é distribuir as rigidezes laterais de forma simétrica em planta, ou de forma que o centro de rigidez da estrutura coincida com o ponto de aplicação das cargas laterais. Por tais efeitos cresceram à medida que aumenta a excentricidade, é de grande importância a disposição em planta adequada dos elementos de contraventamento.

Wight e Macgregor (2012) ressaltam que as principais considerações sobre definir um sistema estrutural para edifícios com paredes estruturais são:

- a) O edifício deve ter rigidez lateral suficiente para suportar carregamentos de serviço sem deflexões ou vibrações excessivas;
- b) É desejável que as paredes sejam carregadas com forças normais de compressão suficientes para resistir à tendência de levantamento de qualquer parte das fundações das paredes devido às cargas laterais;
- c) A localização de pórticos e de paredes devem minimizar as deformações torcionais do edifício em relação ao eixo vertical devido às cargas laterais;
- d) As paredes devem ter adequada resistência ao cisalhamento, e à combinação de esforços normais e fletores;
- e) A espessura das paredes ou cobrimentos devem ser governados por requisitos do código de incêndio.

O processo de projeto estrutural é seguido por quatro fases principais: concepção, análise, dimensionamento e detalhamento. Na fase de concepção, define-se o sistema estrutural adequado à função e nível de solicitação da estrutura, e distribuem-se os elementos em planta com os comprimentos pré-dimensionados. Tradicionalmente, a concepção da configuração em planta do núcleo rígido é um processo iterativo que demanda tempo, em que o aprimoramento das soluções é exclusivamente dependente da experiência do projetista em projetos anteriores, da sua intuição e habilidade; além disso, não há garantias de que o produto final apresenta um desempenho otimizado: o menor consumo de materiais possível, o menor deslocamento, a maior frequência natural, a maior rigidez, e qualquer outra grandeza ou desempenho importante.

Em contrapartida, o processo de projeto ótimo dispõe de ferramentas objetivas na busca de soluções otimizadas, que atendem aos requisitos de projeto estabelecidos, independentemente da experiência do projetista, em um menor espaço de tempo.

2.3 Otimização estrutural

2.3.1 Definições

Otimização é o processo de obtenção do ponto que minimiza ou maximiza uma função. O projeto de estruturas é marcado pela tomada de decisões considerando aspectos estruturais e não estruturais, como resistência, rigidez, serviceabilidade, constructibilidade, economia e estética. A aplicação de métodos de otimização no projeto de estruturas estabelece um procedimento matemático para a tomada de decisões, na busca dos parâmetros que apresentam o melhor custo da estrutura dentro de um conjunto de soluções viáveis e condições pré-estabelecidas.

As razões principais para o uso dessa metodologia no projeto de edifícios é a automatização dos procedimentos de projeto, a otimização do funcionamento da estrutura e a minimização do custo final (ALDWAIK; ADELI, 2014).

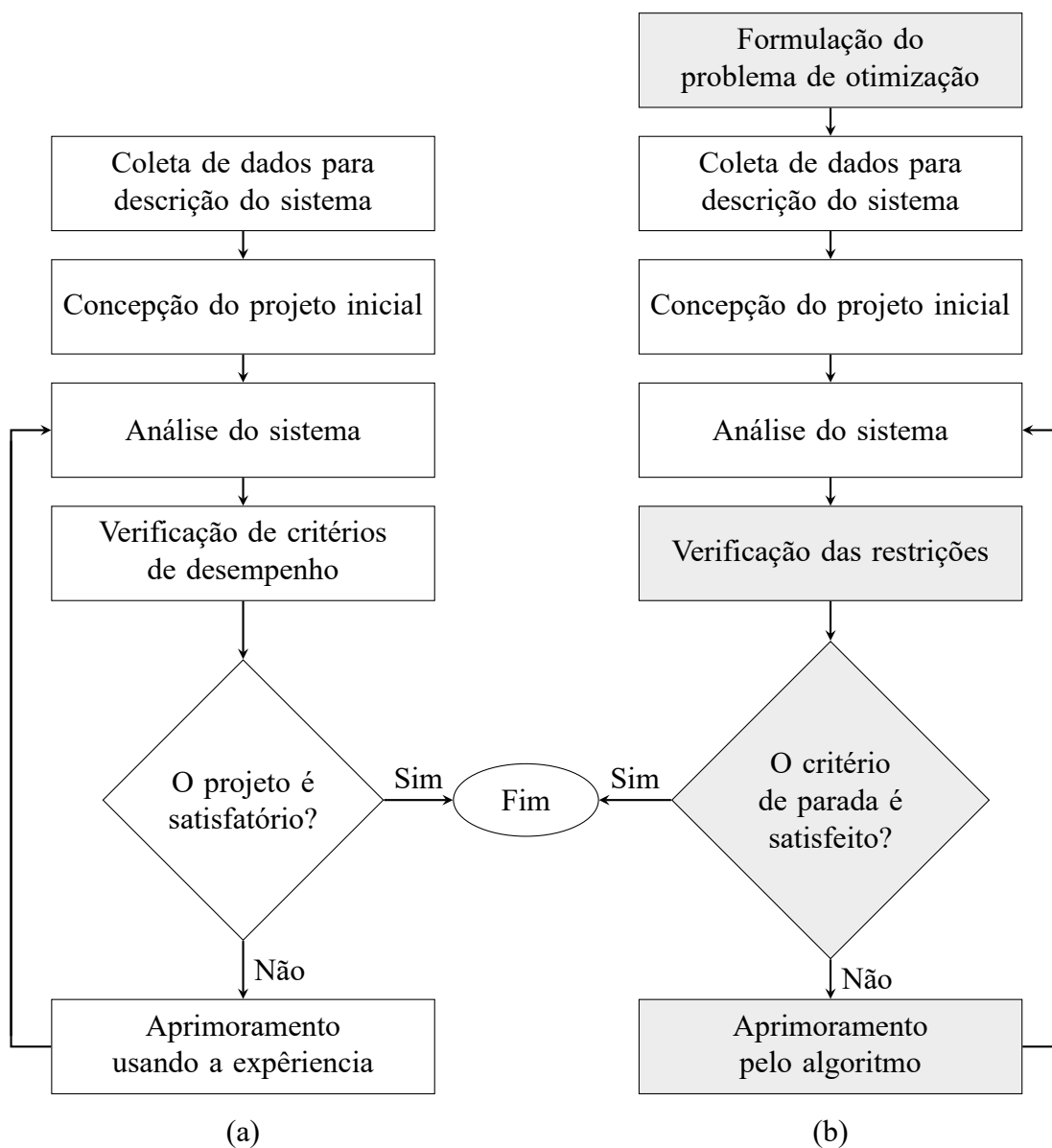
Para Arora (2017), a qualidade das soluções obtidas resulta da capacidade de traduzir matematicamente todos os aspectos críticos envolvidos no processo de projeto. A formulação adequada do problema provém da apropriada obtenção de dados auxiliares, definição das variáveis de projeto, dos critérios de otimização, formulação das restrições e determinação do algoritmo compatível com a descrição do problema.

A Figura 2.26 compara o plano de ações dos métodos de projeto tradicional e ótimo.

O método tradicional tem início com a coleta de dados para descrição do problema, em que são definidas as propriedades mecânicas dos materiais, os custos, o sistema estrutural, o levantamento de cargas, as recomendações normativas, as ferramentas de análise e demais informações necessárias para a concepção e análise do projeto. Posteriormente, uma solução inicial é concebida baseando-se na experiência do projetista em projetos anteriores, intuição, e cálculos simples, como o pré-dimensionamento das seções dos elementos. Prossegue-se com a análise estrutural e verificação de critérios de desempenho, como deslocamentos laterais, frequência natural, parâmetros de estabilidade global, assim como a verificação dos estados limites últimos. Se o resultado é satisfatório, o processo chega ao fim; caso contrário, o aprimoramento do projeto, assim como o critério de satisfação, é subjetivo, e dependente da habilidade do projetista. Não há neste procedimento nenhum indicativo objetivo de que a solução final apresenta um custo otimizado.

O método de processo ótimo tem início com a formulação do problema de otimização, no qual são definidas a função objetivo e as variáveis e restrições de projeto.

Figura 2.26 – Métodos de projeto: (a) tradicional; (b) otimizado



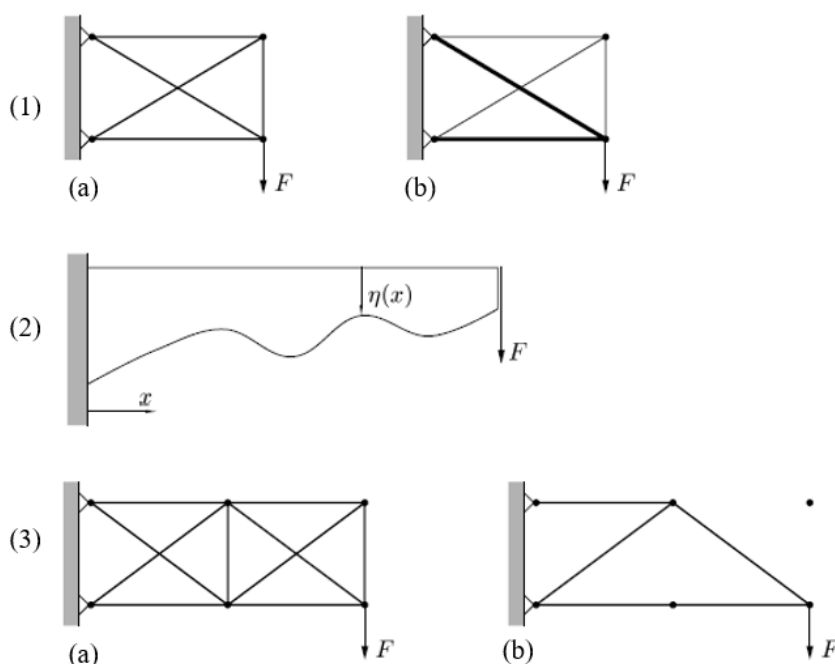
Fonte: Adaptado de ARORA, 2017.

A função objetivo representa um desempenho importante que se visa otimizar. O peso total ou o volume da estrutura é usualmente utilizado para representação do custo. Uma alternativa é formular o problema para otimizar uma propriedade mecânica sujeita às restrições de custo, que são condições impostas às soluções pela limitação do espaço de variáveis. As funções de restrição são descritas matematicamente por condições de igualdade ou desigualdade que devem ser satisfeitas pelas soluções viáveis. Entre as propriedades mecânicas frequentemente definidas como função objetivo e de restrições incluem-se o deslocamento nodal, tensão, frequência natural de vibração, carga crítica de flambagem e o próprio custo total da estrutura.

Brasil e Silva (2019) ressaltam a importância de formular o problema com base em parâmetros que de fato têm influência sobre a solução. Uma função objetivo geral demais pode não ser sensível às variáveis de projeto e não resultar em melhoria da concepção inicial. Da mesma forma, se forem adotadas muitas restrições ou se forem inconsistentes, o problema pode não ter solução. Assim como a ausência de uma restrição crítica do projeto na formulação do problema pode resultar na insatisfação da solução ótima (ARORA, 2017).

A definição das variáveis de projeto classificam os problemas em otimização de tamanho, forma e topologia, conforme a Figura 2.27. Na otimização de tamanho as variáveis de projeto representam um tipo de dimensão, como a área de seção transversal ou a distribuição de espessura. Na otimização de forma busca-se o contorno otimizado de um domínio de projeto. A Figura 2.27-(2) ilustra o problema em que a variável de projeto é a função $\eta(x)$ que descreve o contorno do domínio da viga. Na otimização topológica busca-se o *layout* otimizado da estrutura, de modo que tanto a forma quanto a conectividade do domínio são variáveis de projeto. No problema de otimização topológica de treliças ilustrado na Figura 2.27-(3), varia-se a área de seção transversal, cujo valor zero equivale à remoção da barra. O projeto otimizado indica quais nós do projeto inicial mantiveram-se conectados, partindo de uma estrutura base, que consiste em uma dada configuração de nós associados a um conjunto potencial de barras.

Figura 2.27 – Classes de problemas de otimização estrutural: (1) otimização de tamanho: (a) projeto inicial; (b) projeto otimizado; (2) otimização de forma; (3) otimização topológica: (a) estrutura base; (b) projeto otimizado



Fonte: Adaptado de CHRISTENSEN; KLARBRING, 2009.

O problema geral de otimização é descrito matematicamente como

$$\begin{aligned} &\text{Minimizar } f(\mathbf{x}) \\ &\text{Sujeita a: } h_j(\mathbf{x}) = 0, \quad j = 1, \dots, p; \\ &\quad \quad \quad g_i(\mathbf{x}) \leq 0, \quad i = 1, \dots, m. \end{aligned} \tag{2.3}$$

em que $\mathbf{x} = [x_1 \ x_2 \ \dots \ x_n]^T$ é o vetor de n variáveis de projeto; $f(\mathbf{x})$ é a função objetivo, sujeita à restrições de igualdade $h_j(\mathbf{x})$; e de desigualdade $g_i(\mathbf{x})$.

No processo de projeto ótimo, as soluções são aperfeiçoadas usando conceitos e técnicas de otimização. Considerações acerca da natureza das funções objetivo e de restrições, do tipo das variáveis de projeto (contínuas ou discretas), a dependência da solução inicial, e o custo computacional são os fatores que influenciam a determinação do algoritmo utilizado.

De acordo com a Aldwaik e Adeli (2014), os algoritmos heurísticos baseados na natureza mostram-se eficientes na resolução de problemas de otimização em larga escala, isto é, com muitos elementos interconectados, como é o projeto de edifícios altos. Nesses casos, a necessidade do cálculo de derivadas pode ser uma limitação para os algoritmos baseados em gradiente, especialmente em funções não-lineares e descontínuas no domínio de soluções. Além disso, em tais métodos, o ponto de ótimo global pode não ser alcançado pela dificuldade de explorar o espaço de variáveis uma vez convergido em um ponto de ótimo local. Como a solução otimizada é altamente dependente da solução inicial, o ponto de ótimo é assegurado apenas em torno de sua vizinhança. Os algoritmos heurísticos, como o algoritmo genético, busca tabu e recozimento simulado, são mais adequados à busca de soluções ótimas globais; no entanto, apresentam um alto custo computacional.

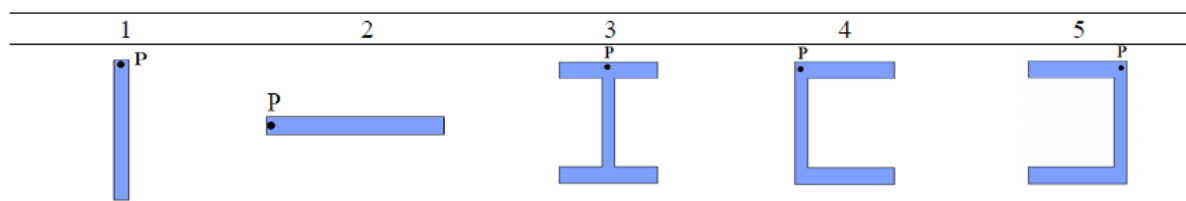
A otimização de sistemas estruturais de edifícios têm sido objeto de estudo de diversos trabalhos. Um levantamento realizado por Mei e Wang (2021), constatou que a programação matemática baseada em algoritmos meta-heurísticos é o método de otimização mais comumente utilizado recentemente, em que grande parte dos trabalhos focam em melhorar o desempenho de algoritmos clássicos. As principais lacunas identificadas pelos autores são os critérios de ponderação em otimização multi-objetivo, a quantificação de objetivos da otimização e a aplicação dos algoritmos de otimização, uma vez que a performance de algoritmos meta-heurísticos podem ser diferentes com diferentes problemas de otimização.

As contribuições recentes da aplicação de métodos de otimização à topologia de planta de pilares-parede são apresentadas a seguir.

2.3.2 Otimização estrutural aplicada à topologia da planta de pilares-parede

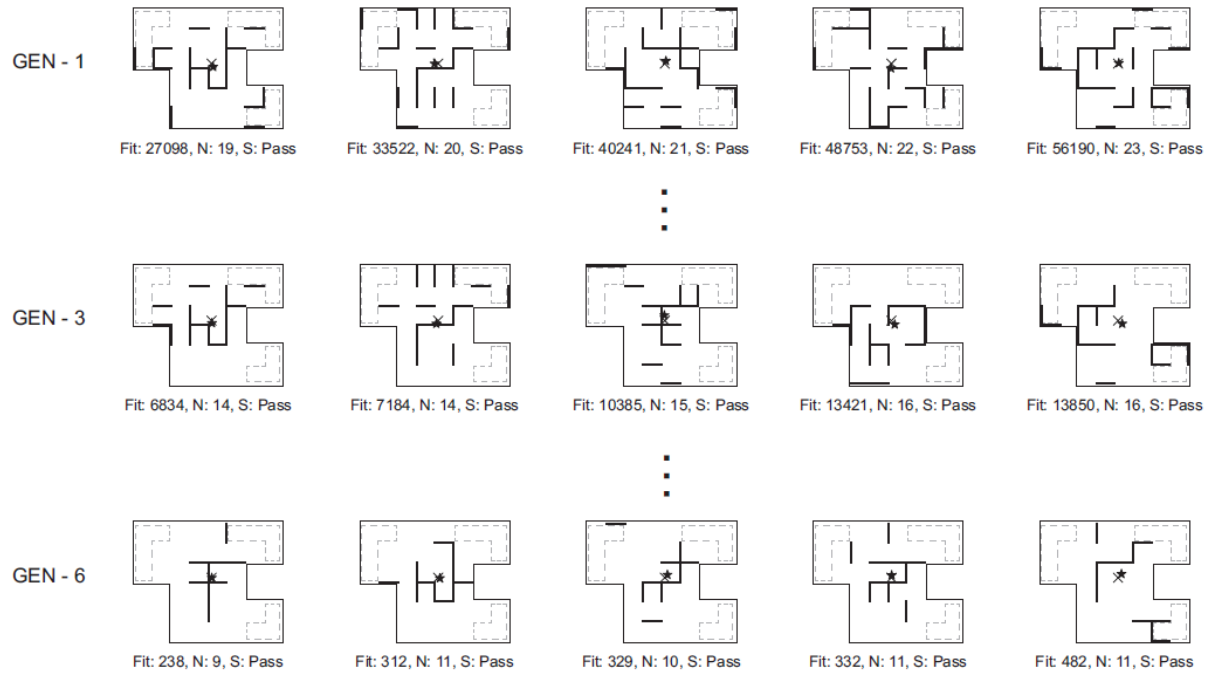
Pârv, Hulea e Mojolic (2019) desenvolveram dois procedimentos para otimização da configuração em planta da estrutura de pilares-parede, usando algoritmo genético. O primeiro minimiza a área das seções transversais, com restrição ao deslocamento horizontal. As variáveis de projeto adotadas foram: o número, a posição e o tipo da seção de pilares-parede, escolhida entre as cinco opções ilustradas na Figura 2.28. A segunda abordagem diferencia-se da primeira por adotar como variáveis de projeto as dimensões dos elementos: comprimento e espessura das seções do tipo 1 e 2; comprimento e espessura das mesas das seções do tipo 3, 4 e 5; e espessura da alma das seções 4 e 5. A análise estrutural é realizada considerando os carregamentos de vento, as propriedades de um pilar equivalente engastado na base, e as teorias de viga de Timoshenko e da flexo-torção. O modelo de análise foi validado pelos autores via comparação de deslocamentos com modelos analisados pelo método dos elementos finitos.

Figura 2.28 – Tipos de seções de pilares-parede



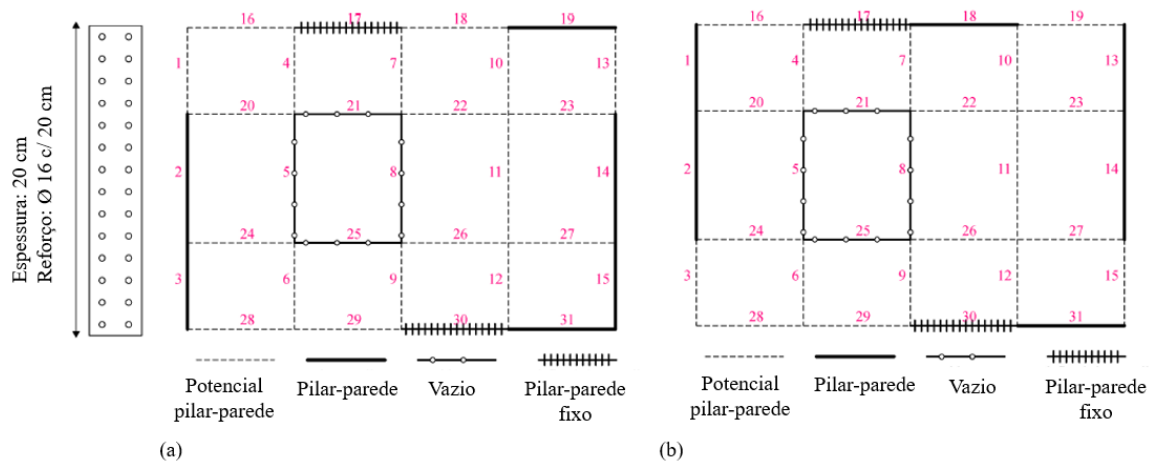
Fonte: PÂRV; HULEA; MOJOLIC (2019)

Zhang e Müller (2017) desenvolveram uma metodologia para obtenção de concepções otimizadas do *layout* do sistema de pilares-parede com minimização do peso estrutural, sujeito à restrições arquitetônicas e estruturais. A planta do edifício foi inicialmente discretizada em uma malha quadrilátera, modelada como uma estrutura base. Propôs-se um algoritmo genético modificado, com pareamento enviesado de indivíduos para acelerar a convergência. A análise estrutural é realizada considerando o comportamento de um pilar engastado na base, sob ação de cargas do vento. Propôs-se um método simplificado para verificação da capacidade resistente dos pilares, que assume dimensões e reforço constante. A metodologia foi aplicada na obtenção de *layouts* otimizados em modelos com plantas irregulares, delimitação de vazios e com a possibilidade de fixação de elementos da planta; demonstrando-se adequada a uma variedade de situações. Os autores ressaltam a necessidade da análise das concepções por técnicas mais precisas, dando-se continuidade ao fluxo de projeto. A Figura 2.29 mostra as cinco melhores soluções das gerações 1, 3 e 6 de um edifício apresentado.

Figura 2.29 – *Layouts* otimizados

Fonte: ZHANG; MÜELLER, 2017.

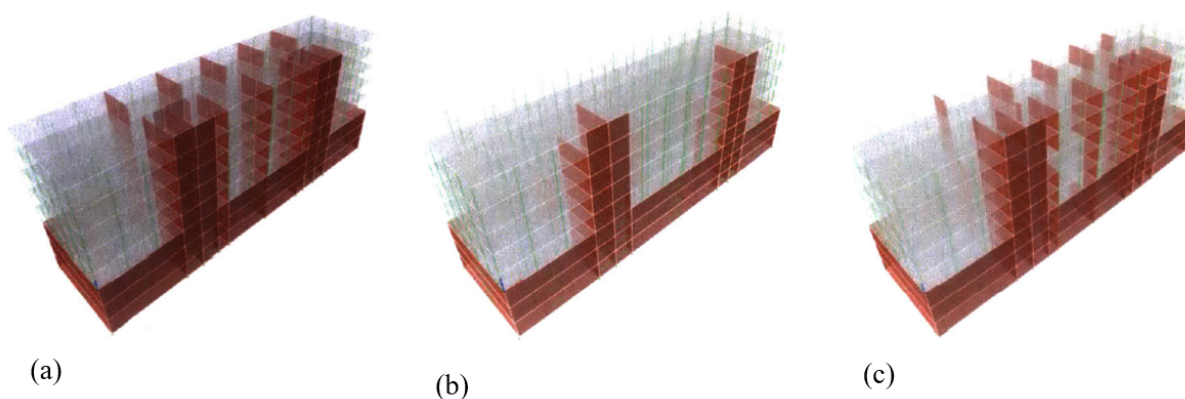
Uma abordagem similar foi adotada por Talatahari e Rabiei (2020), em que as concepções de *layouts* foram obtidas pela minimização do custo dos materiais. Para resolução do problema de otimização, propôs-se o algoritmo *quantum charged system search* (QCSS), a partir da inclusão de conceitos de mecânica quântica ao algoritmo *charged system search* (CSS). Estudos de caso foram apresentados em modelos com definição de vazios e pilares-parede fixos (ver Figura 2.30), nos quais o algoritmo QCSS apresentou menor custo computacional.

Figura 2.30 – *Layouts* obtidos pelo algoritmo: (a) CSS; (b) QCSS

Fonte: Adaptado de TALATAHARI; RABIEI, 2020.

Na mesma linha dos trabalhos anteriores, Dehnavipour, Meshld e Naderpour (2021) obtiveram *layouts* de pilares-parede a partir da otimização multi-objetivo da função que representa o efeito à torção, dada pela expressão do coeficiente de irregularidade torcional definido em ASCE-7 (2016), e da função associada ao custo da estrutura, sujeito à restrições em relação ao deslocamento lateral e à capacidade resistente. As concepções de *layout* foram geradas via o algoritmo multi-objetivo do ciclo da água, para diferentes configurações de planta: retangular, em forma de L, U, e de paralelogramo. Diferente de outras formulações em que são admitidos os efeitos de torção desde que inferiores a um dado limite; nesse trabalho, foram obtidas soluções em que a excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez foi reduzido ao seu valor mínimo. Os autores concluem que nos casos complexos em que não é possível eliminar os efeitos da torção devido às irregularidades em planta ou restrições arquitetônicas, o uso da metodologia pode conduzir à soluções com os menores efeitos possíveis, e com o custo da estrutura otimizado.

Figura 2.31 – Modelos analisados: (a) estrutura base; (b) projeto tradicional; (c) projeto ótimo



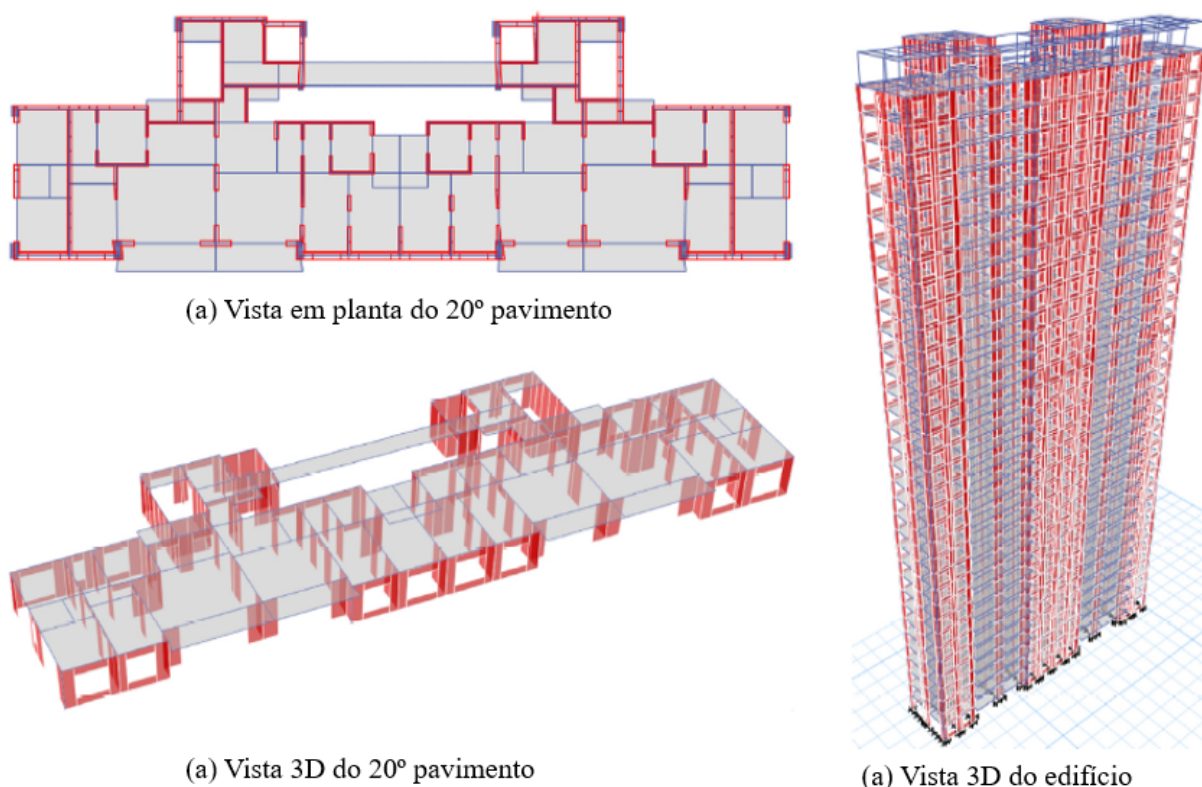
Fonte: Adaptado de CÔTE, 2018.

Côte (2018) obteve *layouts* otimizados via algoritmos genéticos com base na minimização do custo dos materiais e de construção, sujeito à restrições de deslocamentos e resistência. A função de aptidão inclui um custo à descontinuidade do pilar-parede ao longo da altura. Definiu-se a espessura das paredes, inconstante em cada pavimento, como variável discreta de projeto, no qual o valor mínimo é zero. As soluções foram analisadas com o auxílio do *software* ETABS para os casos de carregamento lateral de vento e sísmico. Realizou-se uma análise comparativa de custo entre um modelo otimizado e um modelo concebido pelo processo tradicional. Apesar da alta correlação entre os deslocamentos laterais de ambos os modelos, o custo do modelo ótimo foi consideravelmente superior ao modelo tradicional. A razão disso é que o custo é mais

sensível ao número de trechos do que à espessura. Enquanto o modelo tradicional apresentou menos trechos, mas contínuos e com maior espessura, o processo de otimização teve dificuldade em eliminar barras devido à penalidade de continuidade, resultando no modelo ótimo com mais trechos, de menor espessura. A Figura 2.31 mostra os modelos da estrutura base, do projeto tradicional e do projeto ótimo, obtido com restrições ao deslocamento e à resistência.

Lou et al. (2021) minimizou o peso estrutural em função do *layout* do sistema de pilares-parede, com restrições aos deslocamentos laterais e à relação de período resultante da razão entre o máximo ciclo torcional e o máximo ciclo translacional (T_t/T_l). A resolução do problema de otimização foi obtida a partir da discretização da área disponível do edifício, da análise estrutural no *software* ETABS e por meio do algoritmo heurístico busca tabu. Aplicou-se a metodologia à várias estruturas de pilares-paredes, com diferentes configurações de edifícios, discretizações e combinações de cargas; na qual, obteve-se bom desempenho em minimizar o peso estrutural. A Figura 2.32 mostra a vista em planta e 3D de um *layout* otimizado obtido pelos autores.

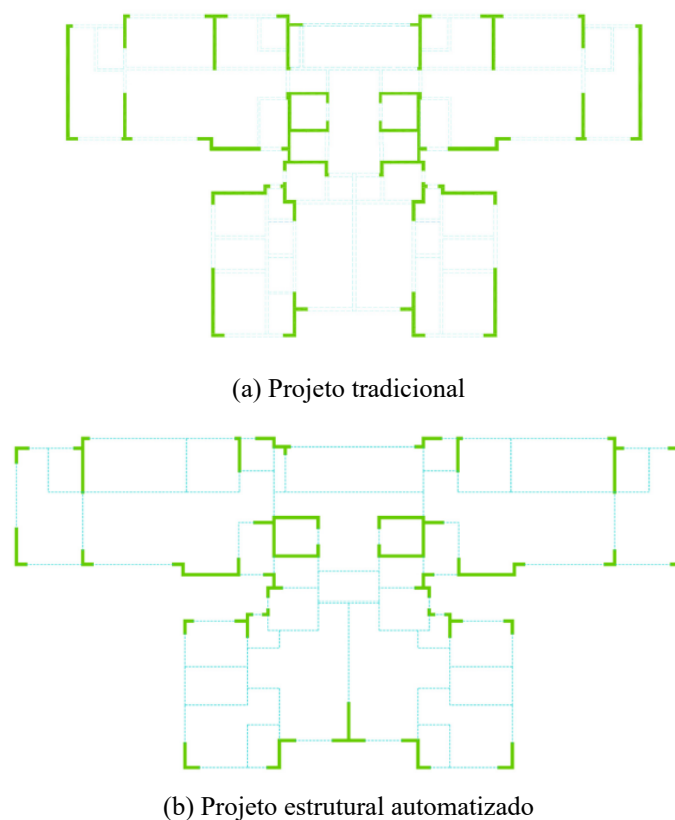
Figura 2.32 – Vista em planta e 3D de um *layout* otimizado



Fonte: LOU et al., 2021.

Um método de geração automatizada do sistema de pilares-parede baseado em algoritmo genético modificado e conhecimento prévio foi proposto por Zhou et al. (2022). A metodologia consiste em duas etapas: a geração automática de um modelo estrutural parametrizado a partir do desenho CAD da arquitetura; e a estratégia de otimização. O problema minimiza o custo de material dos pilares-parede, com restrições aos deslocamentos, às razões de períodos torcionais e translacionais, e às razões de deslocamentos torcionais e translacionais, em ambas as direções. A análise comparativa de dois modelos resultantes do processo de projeto tradicional e ótimo constatou que a aplicação da metodologia foi capaz de reduzir consideravelmente o tempo de projeto e o consumo de materiais dos pilares-parede.

Figura 2.33 – Comparação entre *layouts* de estudo de caso



Fonte: Adaptado de ZHOU, 2022.

Diante do potencial de otimização do custo apresentado pelos trabalhos anteriores em função de configurações em planta de sistemas de pilares-parede, desenvolveu-se a análise do uso do algoritmo genético na geração de concepções otimizadas do *layout* núcleo rígido. Para exemplificar a metodologia, convencionou-se a aplicação associada ao pórtico espacial de elementos mistos, constituindo-se uma estrutura híbrida em aço e concreto.

3 PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO

3.1 Algoritmo genético

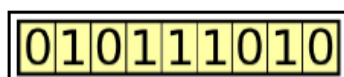
O algoritmo genético é uma classe de métodos numéricos de otimização que abstraem conceitos da evolução biológica com base na teoria de seleção natural desenvolvida por Charles Darwin. A ideia geral consiste em permitir que uma população composta por muitos indivíduos evoluam sob determinadas regras de seleção até o estado em que uma determinada aptidão é otimizada.

Duas vantagens principais do algoritmo genético sobre outros métodos tradicionais são a habilidade de lidar com problemas complexos e o paralelismo, conceito da computação referido à execução simultânea de uma mesma instrução em diferentes porções de dados. O algoritmo genético é adequado nos casos de função objetivo estacionária ou não, linear ou não-linear, contínua ou descontínua, com domínio discreto, contínuo ou misto. Como o processo de reprodução da população ocorre de forma independente, múltiplas direções do espaço de variáveis podem ser exploradas simultaneamente (YANG, 2014).

Cinco aspectos fundamentais compõem um algoritmo genético: a codificação genética para as soluções do problema, o procedimento de inicialização da população inicial, a função de aptidão ou função *fitness*, os operadores e os parâmetros genéticos.

A possível solução do problema de otimização, ou indivíduo, é representada por um vetor ou um *string*, denominado cromossomo, em que cada dígito representa uma variável de projeto, ou gene, conforme a Figura 3.1. A aplicação de codificação, ao invés de realizar operações com os próprios parâmetros, torna o problema independente da continuidade do espaço das variáveis e da existência ou não de derivadas das funções objetivo.

Figura 3.1 – Cromossomo



Fonte: WIRSANSKY, 2020.

A população, como é chamado o conjunto de possíveis soluções, pode ser originada aleatoriamente ou fazendo uso de algum critério de seleção. Recomenda-se que a população inicial percorra todo o espaço de soluções, com indivíduos suficientemente variados ou incorpore conhecimento heurístico em sua inicialização (KRAMER, 2017).

O desempenho de cada solução é medido pela função de aptidão, a partir da qual, os indivíduos podem ser ranqueados em relação à qualidade mensurada. Uma abordagem comum para a imposição de restrições de projeto em problemas de otimização faz uso de funções de penalidade para a deterioração do desempenho de indivíduos que estão fora do conjunto viável; tornando-os menos prováveis de sobreviverem à geração, isto é, à iteração de criação da nova população.

A função de aptidão $F(\mathbf{x})$ varia com o grau de violação da restrição, medida por uma função de restrição $p(\mathbf{x})$, escalada por um fator de penalização α . Em problemas de minimização, a segunda parcela da equação seguinte

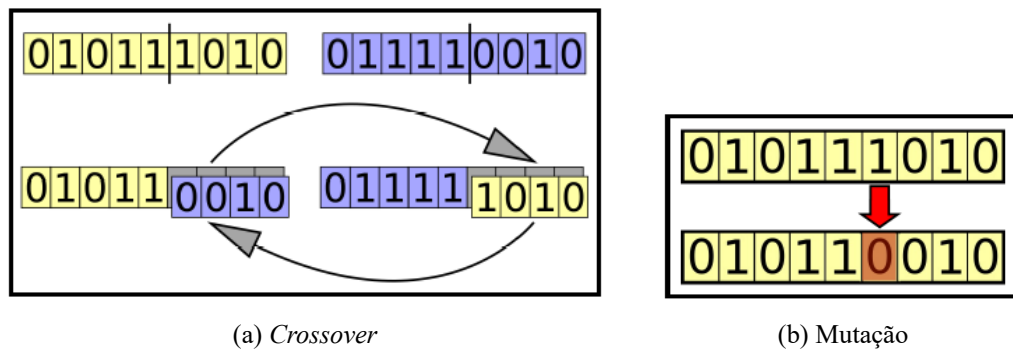
$$F(\mathbf{x}) = f(\mathbf{x}) + \alpha p(\mathbf{x}) \quad (3.1)$$

é positiva, comprometendo o desempenho da solução, medido pela função objetivo $f(\mathbf{x})$.

Após a seleção das soluções melhor avaliadas, novos indivíduos são criados por um processo de reprodução. A nova geração pode ser composta totalmente de novos indivíduos ou parcialmente, caso em que se preservam algumas soluções do conjunto selecionado.

Os dois operadores genéticos de reprodução são o *crossover* e a mutação. O operador *crossover* dá origem a dois novos indivíduos a partir da seleção de dois genitores e da troca de material genético entre si, conforme a Figura 3.2-(a). Muitos algoritmos genéticos simplificam o processo tornando aleatório o pareamento dos dois indivíduos.

Figura 3.2 – Operadores genéticos



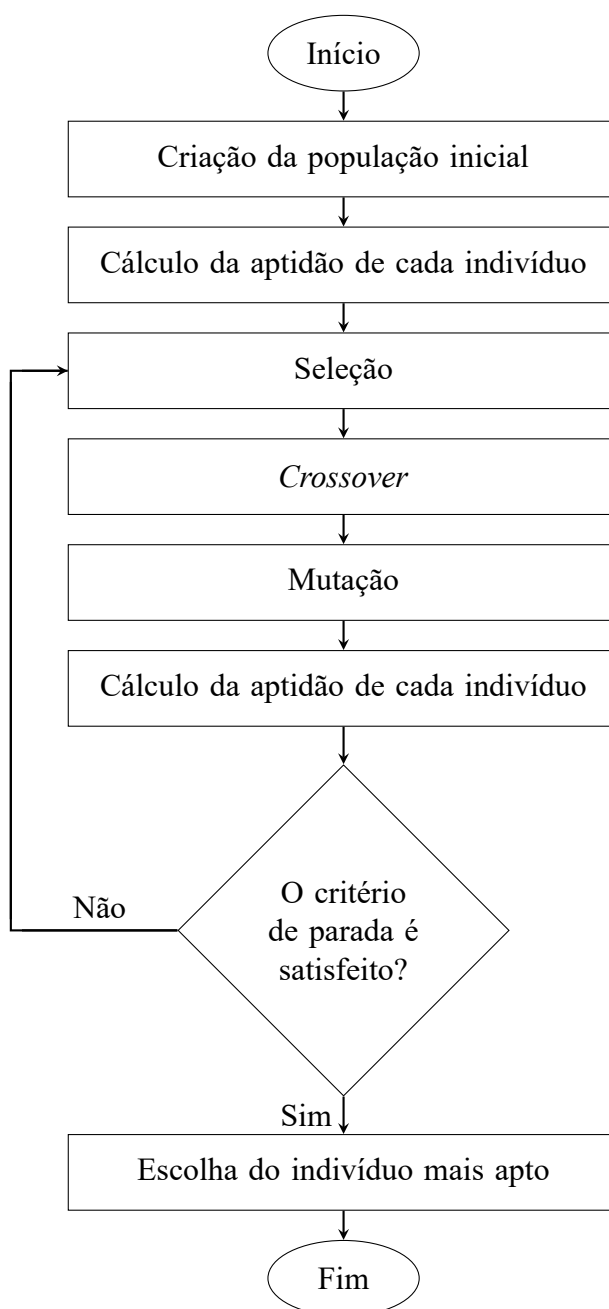
Fonte: WIRSANSKY, 2020.

O operador mutação é responsável por aumentar a diversidade da população pela mudança aleatória de um gene qualquer. A Figura 3.2-(b) mostra o exemplo em que o sexto gene teve a variável modificada de 1 para 0.

A quantidade de novos indivíduos criados por meio de operadores de reprodução é diretamente influenciada pelos parâmetros do algoritmo genético. As probabilidades de *crossover* e de mutação devem ser definidas cuidadosamente. Porcentagens baixas causam a estagnação das soluções, tornando-as pouco diversas; enquanto porcentagens altas descartam com muita rapidez projetos com bom desempenho.

A Figura 3.3 ilustra a sequência lógica de funcionamento do algoritmo genético.

Figura 3.3 – Fluxograma de operação do algoritmo genético



Fonte: Autor, 2022.

3.2 Descrição do problema

O problema de otimização busca minimizar o peso estrutural $P(\mathbf{v})$ do sistema de contraventamento em função do *layout* do núcleo rígido em concreto armado $\mathbf{v}$, com restrições relacionadas à resistência à flexão composta e cisalhamento, aos efeitos da torção, aos deslocamentos horizontais e à necessidade de aberturas para a circulação de pessoas.

O descrição matemática do problema é

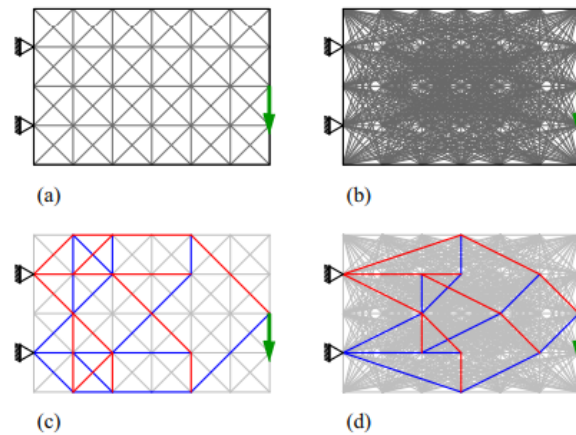
$$\begin{aligned}
 &\text{Minimizar } P(\mathbf{v}) \\
 &\text{Sujeito a: } N_{Rd} \geq N_{Sd} \\
 &\quad M_{Rd} \geq M_{Sd} \\
 &\quad V_{Rd} \geq V_{Sd} \\
 &\quad D_e \leq D_{lim} \\
 &\quad \Delta_h \leq H/1700 \\
 &\quad S_{fec} = 0
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

em que N_{Rd} , M_{Rd} , V_{Rd} são os esforços normal, fletor e cortante resistentes de cálculo, e N_{Sd} , M_{Sd} , V_{Sd} são os esforços solicitantes; D_e é a distância entre o centro geométrico e o centro de rigidez do *layout*; D_{lim} é o valor adotado como limite; Δ_h é o deslocamento horizontal no topo do edifício, cujo a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece como valor limite $H/1700$, em que H é a altura do edifício; e S_{fec} é o número admissível de seções de pilares-parede que formam um polígono fechado, impedindo o acesso ao seu ambiente interno.

A solução otimizada é obtida fazendo uso do método da estrutura base, ou *ground structure method*, em que o domínio de soluções é discretizado em uma malha de pontos, conectados por elementos de barras. Essa abordagem é frequentemente adotada em problemas de otimização topológica de treliças, em que é estabelecida uma estrutura reticulada altamente interconectada representando o domínio, da qual removem-se barras desnecessárias para o equilíbrio do sistema, conforme a Figura 3.4.

Com o objetivo de diminuir a densidade de elementos de barras da estrutura base inicial e reduzir o custo computacional do processo de otimização, Hagishuta e Ohsaki (2009) aprimoraram o método da estrutura base descrito, por permitir, além da retirada, a inclusão de elementos de barras na estrutura reticulada. Esse conceito foi denominado como *growing ground structure method*.

Figura 3.4 – Otimização topológica de treliças com o uso do método da estrutura base



Fonte: Adaptado de MOZAFFARI; AKBARZADEH; VOGEL, 2020.

Neste trabalho, o núcleo rígido central é discretizado em uma estrutura base com elementos de comprimentos constantes e dispostos em ortogonais. Na malha quadriculada resultante, cada elemento representa um possível trecho de pilar-parede que compõe o *layout*.

A configuração em planta é codificada em um vetor binário de variáveis de projetos $\mathbf{v}$, em que cada dígito representa a ativação (1) ou a desativação (0), indicando a presença ou ausência do trecho de pilar-parede associado à sua posição no vetor. No contexto de algoritmo genético, o vetor binário de variáveis de projeto $\mathbf{v}$ é chamado de cromossomo. A Figura 3.5 mostra um exemplo de estrutura base com elementos ortogonais, e o cromossomo representativo do *layout* indicado.

Figura 3.5 – Exemplo de estrutura base: (a) malha quadriculada de 3×3 com 24 elementos; (b) cromossomo representativo do *layout* do núcleo rígido ilustrado

	22	23	24
3	6	9	12
	19	20	21
2	5	8	11
	16	17	18
1	4	7	10
	13	14	15

(a)

	1	1	0
1	0	1	0
	0	0	0
0	0	0	0
	0	0	0
1	1	0	1
	1	0	1

cromossomo: 101100001100101000000110

(b)

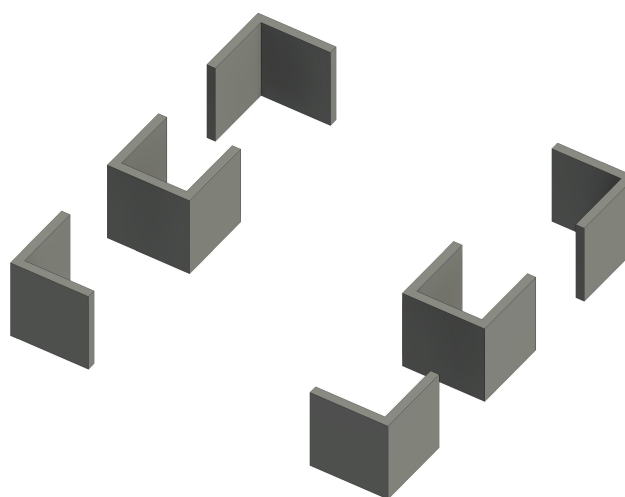
Fonte: Autor, 2022.

As restrições de projeto são verificadas, durante o processo de otimização, de acordo com o modelo de análise estrutural descrito a seguir.

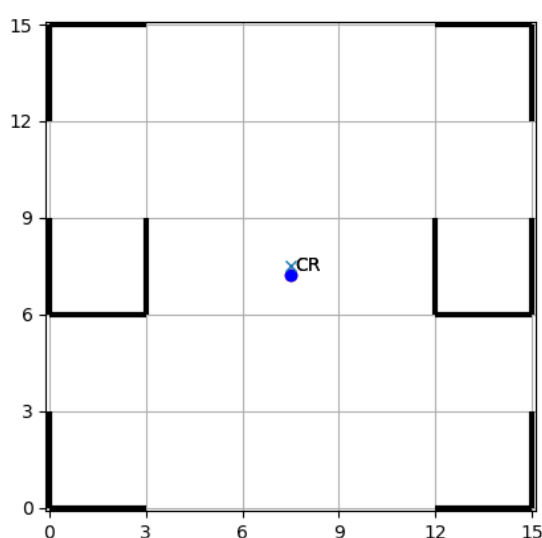
3.3 Modelo de análise estrutural

O *layout* do núcleo de concreto é formado por uma ou mais seções de pilares-parede em formato de L, U, I ou qualquer outro resultante da otimização. A Figura 3.6 mostra um *layout* formado pela associação de diferentes seções de pilar-parede.

Figura 3.6 – Seções de pilares-parede: (a) vista isométrica; (b) discretização do *layout*



(a)

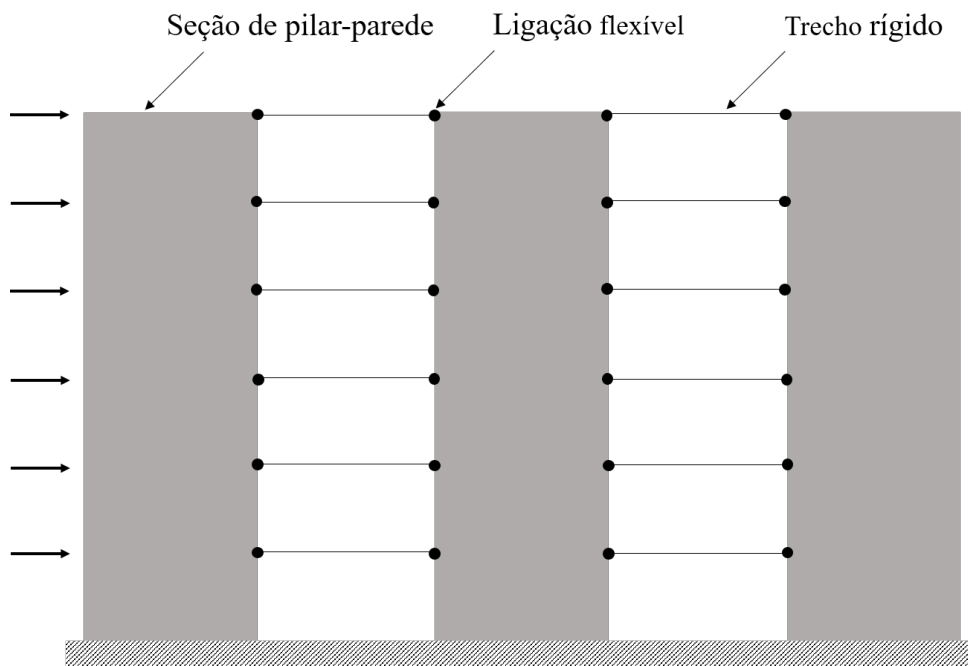


(b)

Fonte: Autor, 2022.

A análise estrutural do sistema é realizada assumindo que as diversas seções de pilares-parede são conectadas por um diafragma rígido com resistência à flexão desprezível; e desprezando-se a rigidez associada a eventuais lintéis. Tais condições são equivalentes à associação de seções de pilares-parede unidas por trechos rígidos com ligações flexíveis nas extremidades, conforme a Figura 3.7. Dessa forma, apenas forças horizontais são transmitidas entre as seções, e os esforços solicitantes podem ser obtidos, em cada seção, de modo análogo a um pilar engastado na base e livre na extremidade.

Figura 3.7 – Condições de cálculo



Fonte: Autor, 2022.

Neste trabalho, ao longo do processo de otimização, os esforços cortantes e fletores em cada seção são obtidos pela análise do pilar isolado, desprezando-se, portanto, a rigidez à flexão dos lintéis. A seguir é descrito o procedimento utilizado para a distribuição de forças laterais em cada seção isolada de pilares-parede, devido à aplicação de forças laterais do vento nas duas direções principais do edifício.

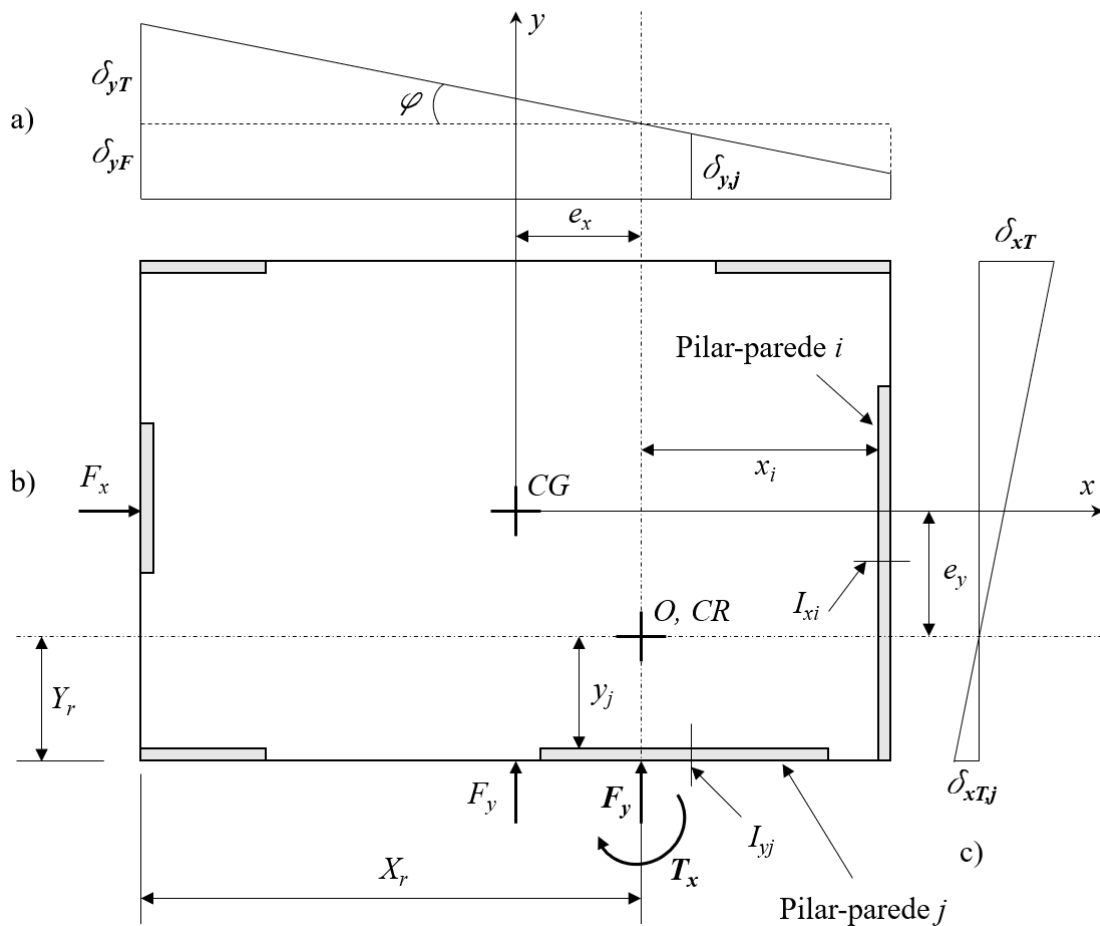
Dada a planta de pilares-parede da Figura 3.8, as coordenadas do centro de rigidez podem ser calculadas por

$$X_r = \frac{\sum_i I_{xi} x_i}{\sum_i I_{xi}} \quad (3.3)$$

$$Y_r = \frac{\sum_i I_{yi} y_i}{\sum_i I_{yi}} \quad (3.4)$$

em que X_r e Y_r são as coordenadas do centro de rigidez do edifício; x_i e y_i são as coordenadas do centro de rigidez do i -ésimo elemento; e, I_{xi} e I_{yi} são os momentos de inércia do mesmo elemento em relação aos eixos x e y .

Figura 3.8 – Excentricidade entre o centro geométrico (CG) e o centro de rigidez (CR): a) diagrama de deslocamentos na direção y ; b) layout; c) diagrama de deslocamentos na direção x



Fonte: Adaptado de WIGHT; MACGREGOR, 2012.

O edifício é submetido à translação na direção y devido à flexão gerada pela força externa F_y , de igual valor em todos os pilares-parede. A força externa F_y provoca um esforço de torção em relação ao centro de rigidez, igual a $T_x = F_y e_x$, de modo que o deslocamento de translação na direção y no i -ésimo pilar-parede $\delta_{y,i}$ é

$$\delta_{y,i} = \delta_{yF} + \delta_{yT,i} \quad (3.5)$$

em que δ_{yF} é a deslocamento devido à flexão; e $\delta_{yT,i}$ é a parcela devido ao momento de torção.

A força horizontal transmitida ao i -ésimo pilar-parede $F_{y,i}$ pode ser obtida por

$$F_{y,i} = k_{x,i} \delta_{y,i} \quad (3.6)$$

em que $\delta_{y,i}$ é o deslocamento de translação no elemento; e $k_{x,i}$ é a rigidez à flexão associada.

De acordo com o diagrama de deslocamentos na direção y ilustrado na Figura 3.8-a), a parcela devido ao momento de torção $\delta_{yT,i}$ é

$$\delta_{yT,i} = x_i \tan \varphi \quad (3.7)$$

em que x_i é a distância do pilar-parede ao centro de rigidez; e φ é o ângulo de rotação gerado pela atuação da força horizontal no ponto de excentricidade e_x .

Substituindo as Equações (3.5) e (3.7) em (3.6), obtém-se

$$F_{y,i} = k_{x,i} (\delta_{yF} + x_i \tan \varphi) \quad (3.8)$$

O momento de torção T_x causa uma translação na direção x de magnitude igual a

$$\delta_{xT,i} = y_i \tan \varphi \quad (3.9)$$

em que $\delta_{xT,i}$ é o deslocamento causado pela torção na direção x ; e y_i é a distância do centro geométrico do pilar-parede ao centro de rigidez.

A força horizontal distribuída ao pilar-parede devido ao momento de torção, $F_{x,i}$, é dada por

$$F_{x,i} = k_{y,i} y_i \tan \varphi \quad (3.10)$$

em que $k_{y,i}$ é a rigidez à flexão em relação ao eixo y .

As duas incógnitas do sistema, δ_{yF} e φ , necessárias para o cálculo das forças distribuídas são obtidas aplicando-se as condições de equilíbrio.

Do equilíbrio de forças na direção y , obtém-se

$$F_y = \sum_i F_{y,i} \quad (3.11)$$

Substituindo a Equação (3.8) em (3.11):

$$F_y = \sum_i k_{x,i} (\delta_{yF} + x_i \tan \varphi) \quad (3.12)$$

e rearranjando,

$$F_y = \delta_{yF} \sum_i k_{x,i} + \tan \varphi \sum_i k_{x,i} x_i \quad (3.13)$$

O segundo termo da Equação (3.13) é igual a zero, pois, é equivalente ao momento estático da rigidez em relação ao centro de rigidez. A translação y devido à força externa F_y é

$$\delta_{yF} = \frac{F_y}{\sum_i k_{x,i}} \quad (3.14)$$

Do equilíbrio de momentos em relação ao centro de rigidez, obtém-se

$$T_x = F_y e_x = \sum_i F_{y,i} x_i + \sum_i F_{x,i} y_i \quad (3.15)$$

em que $F_{y,i}$ e $F_{x,i}$ são as forças horizontais distribuídas à i -ésima seção devido à força externa F_y ; e x_i e y_i são as distâncias do centro geométrico da seção ao centro de rigidez do edifício.

Substituindo as Equações (3.8) e (3.10) e rearranjando, obtém-se

$$F_y e_x = \delta_{yF} \sum_i k_{x,i} x_i + \tan \varphi \left(\sum_i k_{x,i} x_i^2 + \sum_i k_{y,i} y_i^2 \right) \quad (3.16)$$

O primeiro termo da Equação (3.16) é igual a zero. Logo, a rotação do edifício é dada por

$$\tan \varphi = \frac{F_y e_x}{\sum_i k_{x,i} x_i^2 + \sum_i k_{y,i} y_i^2} \quad (3.17)$$

Substituindo as Equações (3.14) e (3.17) nas Equações (3.8) e (3.10), as forças horizontais distribuídas ao i -ésimo pilar-parede devido à força externa V_y são

$$F_{y,i} = \frac{k_{x,i}}{\sum_i k_{x,i}} F_y + \frac{k_{x,i} x_i}{\sum_i k_{x,i} x_i^2 + \sum_i k_{y,i} y_i^2} F_y e_x \quad (3.18)$$

$$F_{x,i} = \frac{k_{y,i} y_i}{\sum_i k_{x,i} x_i^2 + \sum_i k_{y,i} y_i^2} F_y e_x \quad (3.19)$$

Considerando que os pilares-paredes são construídos com o mesmo material e possuem a

mesma altura, as Equações (3.18) e (3.19) podem ser reescritas em

$$F_{y,i} = \frac{I_{x,i}}{\sum_i I_{x,i}} F_y + \frac{I_{x,i} x_i}{K_t} T_y \quad (3.20)$$

$$F_{x,i} = \frac{I_{y,i} y_i}{K_t} T_y \quad (3.21)$$

no qual $I_{x,i}$ e $I_{y,i}$ são os momentos de inércia do i -ésimo pilar-parede; T_y é o momento de torção igual a $F_y e_x$; e K_t é a rigidez torcional do edifício, $K_t = \sum_i k_{x,i} x_i^2 + \sum_i k_{y,i} y_i^2$.

As forças horizontais nos pilares-parede devido à força externa na direção x são calculados de forma análoga, e devem ser somadas às Equações (3.20) e (3.21). Wight e MacGregor (2012) recomendam o uso da constante $\alpha = 0,25$ em consideração à baixa probabilidade de atuação simultânea do valor máximo das cargas laterais nas duas direções principais.

Com isso, as forças horizontais distribuídas aos pilares-parede considerando as forças externas em ambas as direções são

$$F_{x,i} = \frac{I_{y,i}}{\sum_i I_{y,i}} F_x + \frac{I_{y,i} y_i}{K_t} (T_x + \alpha T_y) \quad (3.22)$$

$$F_{y,i} = \frac{I_{x,i}}{\sum_i I_{x,i}} F_y + \frac{I_{x,i} x_i}{K_t} (T_y + \alpha T_x) \quad (3.23)$$

Os esforços na base e os deslocamentos no topo são calculados aplicando-se a superposição de efeitos. Os momentos fletores M_x e M_y , e esforços cortantes V_x e V_y na base de cada seção são obtidos por

$$M_x = \sum_j^n F_{y,j} h_j \quad (3.24)$$

$$M_y = \sum_j^n F_{x,j} h_j \quad (3.25)$$

$$V_x = \sum_j^n F_{x,j} \quad (3.26)$$

$$V_y = \sum_j^n F_{y,j} \quad (3.27)$$

em que $F_{x,j}$ e $F_{y,j}$ são as forças horizontais solicitantes na seção no j -ésimo pavimento; h_j é a altura do pavimento em relação à base; e n é o número de pavimentos.

No cálculo dos deslocamentos laterais no topo, assume-se que a rigidez lateral do edifício é dada pelo produto do módulo de elasticidade do concreto e o momento de inércia equivalente, resultante do comportamento conjunto das seções de pilares-parede. A rigidez à flexão das lajes e lintéis confere ao edifício um desempenho intermediário entre o modelo em que os pilares-parede são independentes e o que possuem solidariedade integral, tal qual uma seção composta. No entanto, considera-se que a deflexão ocasionada por este último modelo é menos discriminatória na avaliação da viabilidade de uma solução.

Os deslocamentos no topo do edifício $\Delta_{h,x}$ e $\Delta_{h,y}$ são calculados via superposição de deslocamentos (ver Figura 3.9), considerando um pilar com rigidez à flexão equivalente, sujeito à cargas laterais devidas ao vento, conforme as equações

$$\Delta_{h,x} = \sum_j^n \left[\frac{F_{x,j} h_j^3}{3EI_{y,eq}} + \frac{F_{x,j} h_j^2}{2EI_{y,eq}} (H - h_j) \right] \quad (3.28)$$

$$\Delta_{h,y} = \sum_j^n \left[\frac{F_{y,j} h_j^3}{3EI_{x,eq}} + \frac{F_{y,j} h_j^2}{2EI_{x,eq}} (H - h_j) \right] \quad (3.29)$$

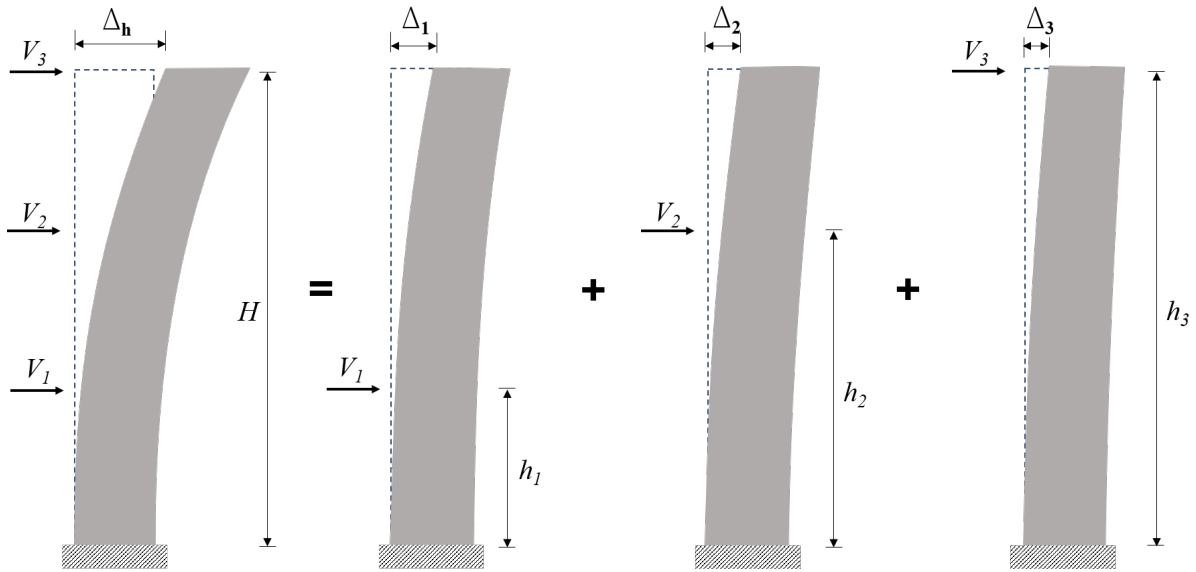
no qual $V_{x,j}$ e $V_{y,j}$ são as forças laterais no j -ésimo pavimento; h_j é a altura do pavimento; H é a altura total do edifício; E é o módulo de elasticidade do concreto; n é o número de pavimentos; $I_{eq,x}$ e $I_{eq,y}$ são os momentos de inércia equivalentes do edifício, iguais a

$$I_{x,eq} = \sum_i (I_{x,i} + A_i d_i^2) \quad (3.30)$$

$$I_{y,eq} = \sum_i (I_{y,i} + A_i d_i^2) \quad (3.31)$$

em que $I_{x,i}$ e $I_{y,i}$ são os momentos de inércia da i -ésima seção de pilar-parede; A_i é a sua área; e d_i é distância entre o centro geométrico da i -ésima seção ao eixo de referência que passa pelo centro geométrico do edifício.

Figura 3.9 – Superposição de deslocamentos



Fonte: Autor, 2022.

3.4 Verificação da capacidade resistente das seções de pilares-parede

O comprimento, largura e altura de cada trecho de pilar-parede, as características das armaduras, as propriedades dos materiais e a força normal solicitante são dados informados pelo usuário. Adotam-se barras de aço com seções e distribuição uniforme por simplicidade computacional e em consideração à economia e facilidade de construção.

A verificação da resistência é realizada no núcleo como um todo por meio da análise de seções formadas pela associação de pilares-parede. Os carregamentos gravitacionais são distribuídos aos pilares-parede proporcionalmente à área da seção transversal correspondente. A partir dos carregamentos laterais calculados conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), obtêm-se os momentos fletores e esforços cortantes na base de acordo com as Equações (3.24), (3.25), (3.26) e (3.27). A seção de pilares-parede deve satisfazer

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \quad (3.32)$$

$$N_{Rd} \geq N_{Sd} \quad (3.33)$$

$$V_{Rd} \geq V_{Sd} \quad (3.34)$$

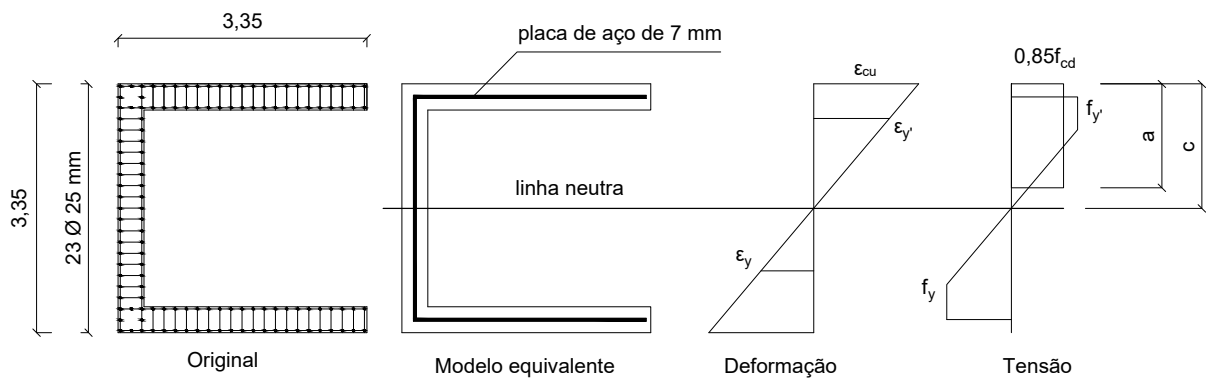
em que M_{Rd} , N_{Rd} e V_{Rd} são o momento fletor, o esforço normal e cortante resistente de cálculo; e M_{Sd} , N_{Sd} e V_{Sd} são os esforços solicitantes.

A verificação da capacidade resistente à flexão composta ao longo do processo de otimização é realizada pelo método simplificado proposto por Zhang e Müller (2017). Posteriormente, realiza-se a avaliação dos modelos otimizados pelos métodos de dimensionamento descritos na NBR 6118 (ABNT, 2014).

As seguintes hipóteses são aplicáveis ao processo de verificação:

- a) A aderência entre o aço e concreto impede o deslizamento relativo dos materiais;
- b) As seções inicialmente planas permanecerão planas após a aplicação das cargas;
- c) A análise é baseada nas relações de tensão-deformação e nas propriedades mecânicas dos dois materiais;
- d) Por simplicidade computacional, o conjunto das armaduras longitudinais é modelado por uma placa de aço de espessura equivalente, conforme Figura 3.10.

Figura 3.10 – Modelo equivalente



Fonte: Autor, 2022.

Calcula-se a área de aço comprimida ou tracionada a partir da profundidade da linha neutra, c . As equações de equilíbrio são dadas por

$$\Sigma A'_s \sigma'_s + \Sigma A_c \sigma_c + \Sigma A_s \sigma_s = N_R \quad (3.35)$$

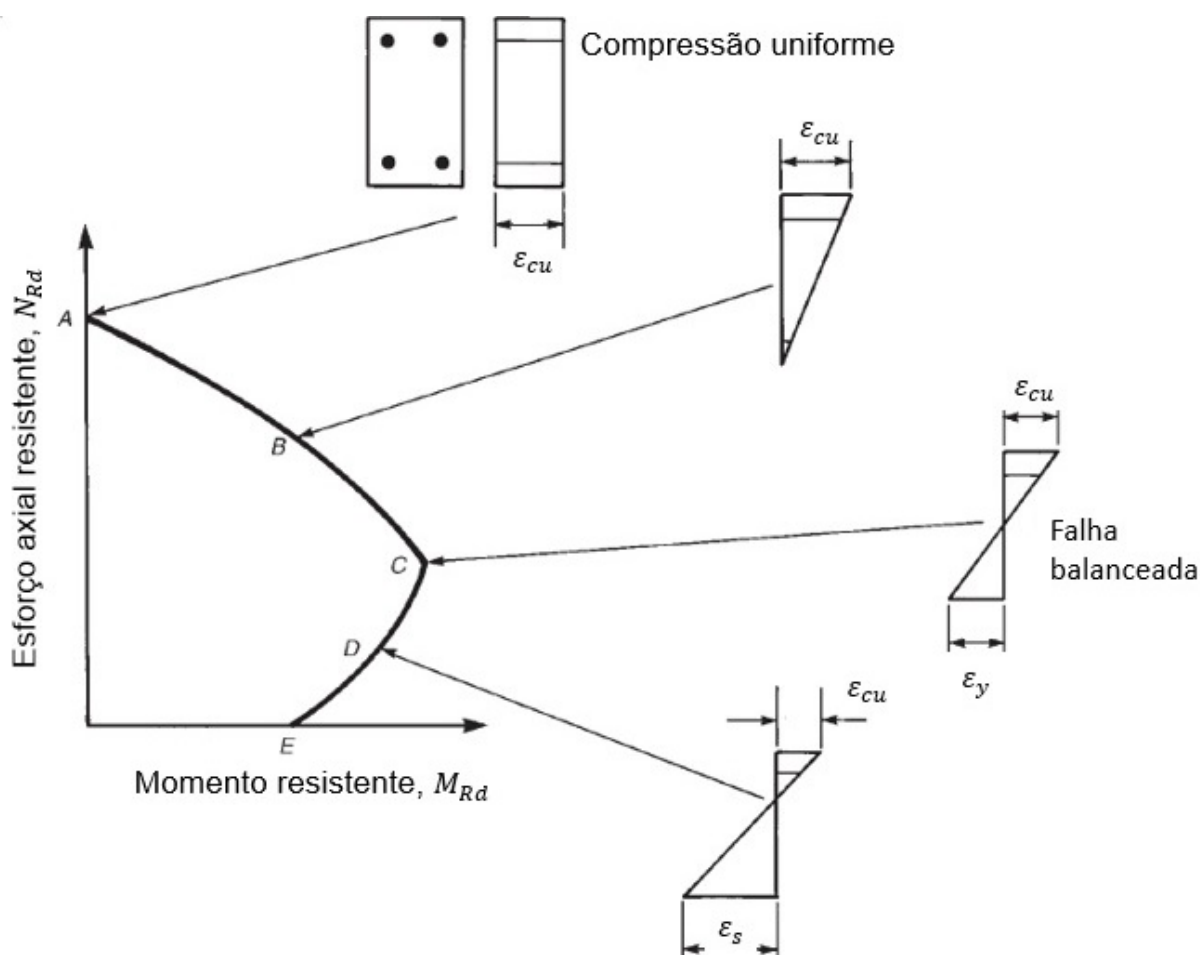
$$\Sigma A'_s \sigma'_s (d'_s - d_{CG}) + \Sigma A_c \sigma_c (d_c - d_{CG}) + \Sigma A_s \sigma_s (d_s - d_{CG}) = M_R \quad (3.36)$$

em que A'_s , A_c e A_s são as áreas das seções de aço em compressão, de concreto em compressão e de aço tracionado; σ'_s , σ_c e σ_s são as tensões do aço em compressão, do concreto comprimido e do aço em tração; $(d - d_{CG})$ é a distância entre o centro geométrico da sub-seção e a seção transversal do elemento; e N_R e M_R são os esforços normais e fletores resistentes.

A Figura 3.11 ilustra a curva de interação entre o esforço normal e momento fletor resistente construída com base nas equações de equilíbrio. Na curva, destacam-se cinco pontos referentes aos domínios de estado limite último do concreto, cujo diagrama é mostrado na Figura 3.12.

O ponto A corresponde ao domínio de deformação 5, isto é, o estado de compressão uniforme, cuja carga axial atinge o valor máximo que o elemento pode suportar. No ponto B, inicia-se a fissuração do concreto na borda menos comprimida; consiste no limite entre os domínios 5 e 4a. O ponto C caracteriza o estado em que a ruptura do concreto ocorre simultaneamente ao escoamento do aço; representa o limite entre os domínios 4 e 3. No ponto D, a deformação do aço na borda tracionada atinge o seu valor limite último; representa ao limite entre os domínios 3 e 2. O ponto E corresponde ao estado de flexão pura.

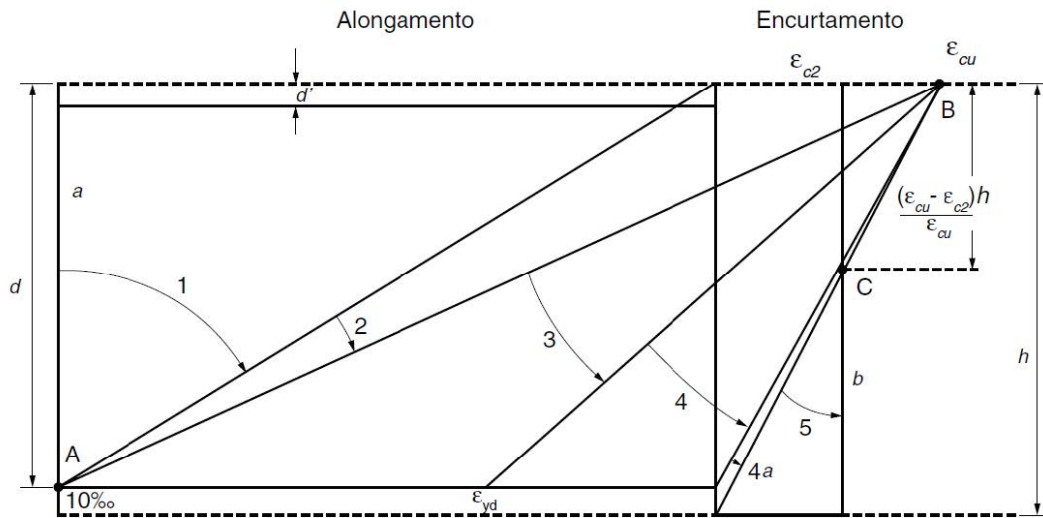
Figura 3.11 – Distribuição de deformação correspondente aos pontos no diagrama de interação



Fonte: Adaptado de WIGHT; MACGREGOR, 2012.

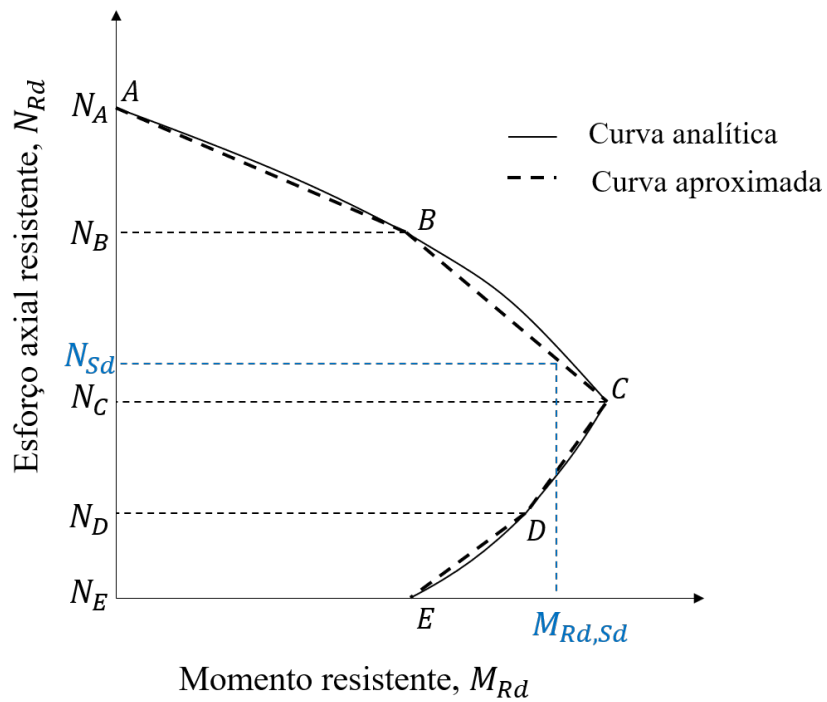
Neste trabalho, a verificação da capacidade resistente à flexão composta é realizada por meio da aproximação da curva de interação $M_{Rd} \times N_{Rd}$ por retas ligando os pontos A, B, C, D e E, conforme a Figura 3.13.

Figura 3.12 – Domínios de estado limite último



Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Figura 3.13 – Verificação da resistência à flexão composta



Fonte: Autor, 2022.

Com base no esforço normal solicitante, N_{Sd} , identifica-se o trecho de reta que caracteriza o estado limite último e calcula-se o momento fletor resistente, $M_{Rd,Sd}$, em função do esforço normal solicitante:

$$M_{Rd,Sd} = f(N_{Sd}) \quad (3.37)$$

A verificação está satisfeita se

$$M_{Rd,Sd} \geq M_{Sd} \quad (3.38)$$

Quanto à verificação da resistência ao esforço de cisalhamento, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a resistência da seção de pilares-parede é satisfatória se for atendida simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (3.39)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (3.40)$$

em que V_{Sd} é o esforço cortante solicitante; V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto; V_{Rd3} é força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal; V_c é a parcela absorvida por mecanismos complementares ao da treliça; e V_{sw} é a parcela resistida pela armadura transversal.

A verificação das seções ao esforço cortante é realizada de acordo com o modelo de cálculo I, que admite diagonais de compressão inclinadas a $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{Sd} .

A força resistente de cálculo à compressão V_{Rd2} é dada por

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{V2}f_{cd}b_wd \quad (3.41)$$

em que $\alpha_{V2} = 1 - f_{ck}/250$; b_w é a largura útil da seção; f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto; f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto; b_w é a largura; e d é a altura útil da seção transversal.

A parcela de esforço cortante absorvido pelo concreto, V_c , é dado por

$$V_c = 0,6f_{ctd}b_wd \quad (3.42)$$

no qual f_{ctd} é a resistência à tração de cálculo do concreto,

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (3.43)$$

em que $f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração característica do concreto, igual a

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ct,m} = 0,21f_{ck}^{2/3} \quad (3.44)$$

A parcela resistida pela armadura transversal V_{sw} é obtida por

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9df_{ywd} \quad (3.45)$$

no qual A_{sw} é a área de armadura transversal; s é o espaçamento e f_{ywd} é a tensão nos estribos.

Os procedimentos para o cálculo da capacidade resistente à flexão composta e esforço cortante descritos nesta seção são implementados na função de aptidão descrita em seguida.

3.5 Função de aptidão

A avaliação da qualidade das soluções, de acordo com a especificação do problema, é realizada pela implementação de uma função de aptidão constituída pelas função objetivo e pelas funções de penalidade correspondentes às restrições de projeto.

A natureza da função de aptidão adotada

$$F(\mathbf{v}) = (P(\mathbf{v}) + C_{com})(C_p + C_{tor} + C_{fl} + C_{desl} + C_{cis} + C_{ab})^2 \quad (3.46)$$

baseia-se na função proposta por Zhang e Müller (2017), na qual $P(\mathbf{v})$ é a função objetivo, medida pelo peso estrutural do núcleo rígido; e C_{com} , C_p , C_{tor} , C_{fl} , C_{desl} , C_{cis} , C_{ab} são as funções de penalidade complementar, e referentes ao peso, aos efeitos da torção, à capacidade resistente à flexão composta, ao deslocamento lateral no topo, à capacidade resistente ao cisalhamento e à necessidade de aberturas.

Diferente das funções de penalidade C_{fl} , C_{desl} e C_{cis} propostas por Zhang e Müller (2017), que assumem valores binários 0 ou 1, neste trabalho, são atribuídos um valor decimal, em função da razão entre o esforço solicitante e resistente, e entre o deslocamento observado e o limite. Com isso, busca-se uma maior diferenciação entre os valores de aptidão de diferentes *layouts* contidos no espaço viável mas com o mesmo peso estrutural.

Deve-se notar que, neste trabalho, em que o domínio é discretizado por elementos com as mesmas características, isto é, o comprimento, altura, espessura e reforço de cada trecho de pilar-parede são constantes; o número de elementos pode ser entendido como o peso, custo ou volume normalizado.

3.5.1 Função de penalidade para o peso estrutural

A função de penalidade para o peso estrutural reforça o propósito da função objetivo $P(\mathbf{v})$ por estabelecer um peso limite P_{lim} . O objetivo é diferenciar *layouts* com pesos diferentes, mas que ocasionalmente possam apresentar desempenhos semelhantes. Projetos com peso estrutural superior a este dado limite são penalizados, reduzindo a probabilidade de sobreviver à geração.

A função C_p é dada por

$$C_p = \begin{cases} 10 \cdot (P(\mathbf{v}) - P_{lim}), & \text{se } P(\mathbf{v}) \geq P_{lim} \\ 0, & \text{se } P(\mathbf{v}) < P_{lim} \end{cases} \quad (3.47)$$

3.5.2 Função de penalidade para os efeitos da torção

Os efeitos causados pela torção do edifício são mensurados pela excentricidade entre o centro geométrico, assumido como o ponto de aplicação da resultante das cargas laterais, e o centro de rigidez do *layout*. Entre os efeitos consequentes de tal excentricidade está o surgimento de deslocamentos de rotação e esforços solicitantes adicionais.

A distância D_e entre o centro geométrico e o centro de rigidez, é dado por

$$D_e = \sqrt{(X_r - X_g)^2 + (Y_r - Y_g)^2} \quad (3.48)$$

em que X_r e Y_r são as coordenadas do centro de rigidez; e X_g e Y_g são as coordenadas do centro geométrico do edifício.

A função de penalidade para o efeito da torção C_{tor} é dada por

$$C_{tor} = \frac{D_e}{D_{lim}} \quad (3.49)$$

em que D_{lim} é a distância limite, estabelecida como 15% da largura do edifício.

3.5.3 Função de penalidade para a resistência à flexão composta

O processo de verificação da capacidade resistente descrito na seção 3.4 fornece o valor do momento fletor resistente calculado em função do esforço normal solicitante $M_{Rd,Sd}$ para cada seção de pilares-parede, em quatro direções principais. No caso em que o esforço normal solicitante N_{Sd} ultrapassa o esforço resistente para o caso de compressão uniforme N_A ($N_{Sd} > N_A$), atribui-se o valor zero para $M_{Rd,Sd}$.

A função de penalidade para a resistência à flexão composta C_{fl} assume o maior valor

$$C_{fl} = \begin{cases} 1 - \frac{M_{Sd}}{M_{Rd,Sd}}, & \text{se } M_{Rd,Sd} \geq M_{Sd} \\ 10, & \text{se } M_{Rd,Sd} < M_{Sd} \end{cases} \quad (3.50)$$

obtido entre as quatro direções avaliadas em cada seção. O maior valor corresponde à seção e o sentido em que a eficiência é mínima, ou que ocorre a falha em relação à flexão composta.

3.5.4 Função de penalidade para o deslocamento lateral no topo

Com base nos deslocamentos laterais no topo do edifício nas direções x e y obtidas pelas equações (3.28) e (3.29), a função de penalidade C_{desl} é calculada por

$$C_{desl} = \frac{\Delta_h}{\Delta_{lim}} \quad (3.51)$$

em que Δ_h é o maior valor entre as deflexões no topo $\Delta_{h,x}$ e $\Delta_{h,y}$; e Δ_{lim} é o deslocamento lateral limite do edifício em aço igual a $H/1700$, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.5.5 Função de penalidade para a resistência ao cisalhamento

Na verificação da resistência ao cisalhamento, assume-se que o esforço é resistido apenas por elementos de pilares-parede com comprimento maior paralelo à direção da força aplicada.

A partir das cortantes resistentes de um elemento de pilar-parede, segundo as Equações (3.40) e (3.41), a função de penalidade para resistência ao cisalhamento C_{cis} assume o maior valor

$$C_{cis} = \begin{cases} 1 - \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,e}} \frac{1}{n_e}, & \text{se } \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,e}} \frac{1}{n_e} \leq 1 \\ 10, & \text{se } \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,e}} \frac{1}{n_e} > 1 \end{cases} \quad (3.52)$$

entre as duas direções principais. Na função, V_{Sd} é o esforço cortante solicitante na direção considerada; $V_{Rd,e}$ é o maior esforço resistente entre V_{Rd2} e V_{Rd3} obtido para um elemento de pilar-parede; e n_e é o número de trechos de pilares-parede com a maior dimensão em planta paralela à direção da força solicitante.

O valor assumido está relacionada à direção de menor eficiência, ou de falha, em relação à capacidade resistente ao cisalhamento.

3.5.6 Função de penalidade para a necessidade de aberturas

A função de penalidade para a necessidade de aberturas C_{ab} penaliza projetos em que o *layout* do núcleo rígido contém uma seção fechada de pilares-parede, impossibilitando o acesso ao seu interior.

A verificação da acessibilidade da seção é realizada por meio de

$$r_{coord} = \frac{n_{dc}}{n_s} \quad (3.53)$$

em que r_{coord} é razão entre o número de diferentes coordenadas n_{dc} ; e o número de trechos de pilares-parede associados em uma seção n_s .

A função de penalidade C_{ab} é dada por

$$C_{ab} = \begin{cases} 0, & \text{se } r_{coord} > 1 \\ 1, & \text{se } r_{coord} \leq 1 \end{cases} \quad (3.54)$$

3.5.7 Função de penalidade complementar

A função de penalidade complementar C_{comp} compromete fortemente o *layout* que não atende a pelo menos um dos requisitos de rigidez, resistência, acessibilidade e excentricidade limite entre o centro geométrico e o centro de rigidez.

O propósito é reduzir drasticamente a possibilidade de sobrevivência de soluções não viáveis, e, conseqüentemente, melhorar o desempenho do algoritmo.

A função C_{comp} é obtida por

$$C_{tot} = \begin{cases} 1000, & \text{se } C_{tor} > 1 \text{ ou } C_{fl} > 1 \text{ ou } C_{cis} > 1 \text{ ou } C_{desl} > 1 \text{ ou } C_{ab} \geq 1 \\ 0, & \text{se } C_{tor} < 1 \text{ e } C_{fl} < 1 \text{ e } C_{cis} < 1 \text{ e } C_{desl} < 1 \text{ e } C_{ab} < 1 \end{cases} \quad (3.55)$$

Implementa-se o problema de otimização apresentado em um programa computacional na linguagem de programação *Python*, fazendo uso do *framework* de otimização evolucionária DEAP para obtenção das soluções otimizadas. Em seguida, é apresentada a descrição da rotina computacional.

3.6 Programa computacional

DEAP (*Distributed Evolutionary Algorithms in Python*) é um *framework* voltado para a linguagem de programação *python*, usado na resolução de problemas via algoritmos genéticos e outras técnicas evolucionárias. A facilidade de customização e transparência dos processos são dois diferenciais do *framework*, alcançados por efeito das estruturas principais *creator* e *toolbox*.

O módulo *creator* dá origem a genótipos e populações a partir de qualquer estrutura de dados, tais como listas, dicionários, árvores e outros; e permite a atribuição de dados e métodos, como a função de aptidão, à classes existentes.

O módulo *toolbox* dispõe de diversos operadores de inicialização, seleção, *crossover* e mutação. Quatro algoritmos clássicos de computação evolucionária: generacional, (μ, λ) , $(\mu + \lambda)$ e *ask-and-tell* são abordados no módulo *algorithms*. Tais aplicações servem como ponto de partida para que o usuário modele o problema de acordo com suas necessidades (FORTIN et., 2012).

As funções utilizadas neste trabalho estão indicadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Funções adotadas do *framework* DEAP

Processo	Função	Descrição
Inicialização	<i>initRepeat</i>	Repetição de uma função (<i>random.randint(0,1)</i>)
Seleção	<i>selTournament(3)</i>	Torneio entre 3 indivíduos
<i>Crossover</i>	<i>cxTwoPoint</i>	<i>Crossover</i> em duas posições
Mutação	<i>mutFlipBit(0,1)</i>	Probabilidade de mutação em cada gene é 0,1
Algoritmo	<i>eaSimple</i>	Algoritmo genético simples

Fonte: Autor, 2022.

Na rotina implementada para a obtenção dos *layouts* otimizados do núcleo rígido, além das propriedades mecânicas dos materiais, das dimensões do edifício e do núcleo, e dos parâmetros do algoritmo genético, que são dados de entrada fornecidos pelo usuário; é possível determinar elementos fixos na estrutura base. Isto é, a definição de posicionamentos de pilares-parede presentes (1) ou ausentes (0) na planta, que permanecerão constantes ao longo do processo de otimização, e portanto, não estão contidos no vetor de variáveis de projetos **v**. Apesar disso, os elementos fixados ativos são restabelecidos para a integral avaliação da aptidão das soluções.

A determinação de trechos ausentes na estrutura base é útil para estabelecer restrições arquitetônicas ao *layout* do núcleo rígido. A restrição à arquitetura é imposta limitando o posicionamento de trechos de pilares-parede às divisórias previstas na planta de arquitetura. Além disso, para contemplar os casos em que se busca uma configuração em planta simétrica, é possível limitar o espaço de variáveis, impondo-se um ou dois eixos de simetria às concepções otimizadas.

Após a definição de todos os dados de entrada, conforme o exemplo da Figura 3.14, o funcionamento do algoritmo segue o fluxograma indicado na Figura 3.15.

Inicialmente verifica-se a existência de possíveis soluções viáveis dentro do domínio de soluções. Tal verificação é realizada pela avaliação das restrições de projeto, no *layout* em que todas as variáveis de projeto estão ativas (1), por meio das funções de penalidade C_{tor} , C_{fl} , C_{desl} e C_{cis} , descritas na seção 3.5.

Caso as restrições

$$C_{tor} < 1 \quad (3.56)$$

$$C_{fl} \leq 1 \quad (3.57)$$

$$C_{desl} < 1 \quad (3.58)$$

$$C_{cis} \leq 1 \quad (3.59)$$

não sejam atendidas, faz-se necessário o ajuste da geometria, das propriedades dos materiais ou dos elementos fixados. Em caso contrário, dá-se andamento com a geração da população inicial, e evolução das soluções, até que o número de gerações definido como critério de parada seja alcançado.

Após o critério de parada ser atendido, verifica-se o atendimento da melhor solução às restrições (3.56), (3.57), (3.58), (3.59) e $C_{ab} < 1$. Em caso afirmativo, o procedimento chega ao fim com a impressão dos 6 *layouts* melhor avaliados. Caso as equações de restrições não sejam satisfeitas, é possível incluir uma variável de projeto, dentre os elementos fixos e desativados (0) definidos anteriormente, e o processo se repete com mais um posicionamento disponível para o acionamento do trecho de pilar-parede.

Figura 3.14 – Exemplo de dados de entrada

```

# Parâmetros do algoritmo genético
CXPB = 0.6          # taxa de crossover
MUTPB = 0.05        # taxa de mutação
NGEN = 20           # número de gerações
n_pop = 2000        # tamanho da população
peso_desejavel = 0.4 # % de elem. ativos desejáveis (x n_var)

# Dados dos pilares-parede
c_ele = 3           # comprimento de um elemento (m)
l_ele = 0.35        # largura de um elemento (m)
h_ele = 3.96        # altura de um elemento (pé-direito) (m)

# Propriedades do concreto
fck = 40*10**3      # resistência à compressão característica do concreto
                        (kN/m²)

# Dados da estrutura-base
n_ele_x = 5         # número de elementos em cada linha - eixo x
n_ele_y = 5         # número de elementos em cada linha - eixo y

# Dados do edifício
n_pav = 36          # número de pavimentos
larg_ed_x = 30      # largura x total do edifício (m)
larg_ed_y = 30      # largura y total do edifício (m)

# Dados do reforço longitudinal
as_un = 0.0008      # área de aço 32 mm (unid) (m²)
esp = 0.12          # espaçamento de barras (m)
cam = 2             # camadas de armadura
cob = 0.03          # cobrimento (m)

# Dados do reforço transversal
Asw = 2*0.315*10**(-4) # área de dois ramos de estribos (m²)
s = 0.1             # espaçamento longitudinal dos estribos (m²)

# Simetria
simetria = True
simetria_uni = True  # simetria em torno de um eixo
simetria_dup = False # simetria em torno de dois eixos

# Elementos fixos
desativados = [2,4,6,7,9,12,14,19,20,21,25,26,27,28,29,30]
ativos = [1,5,16,31]

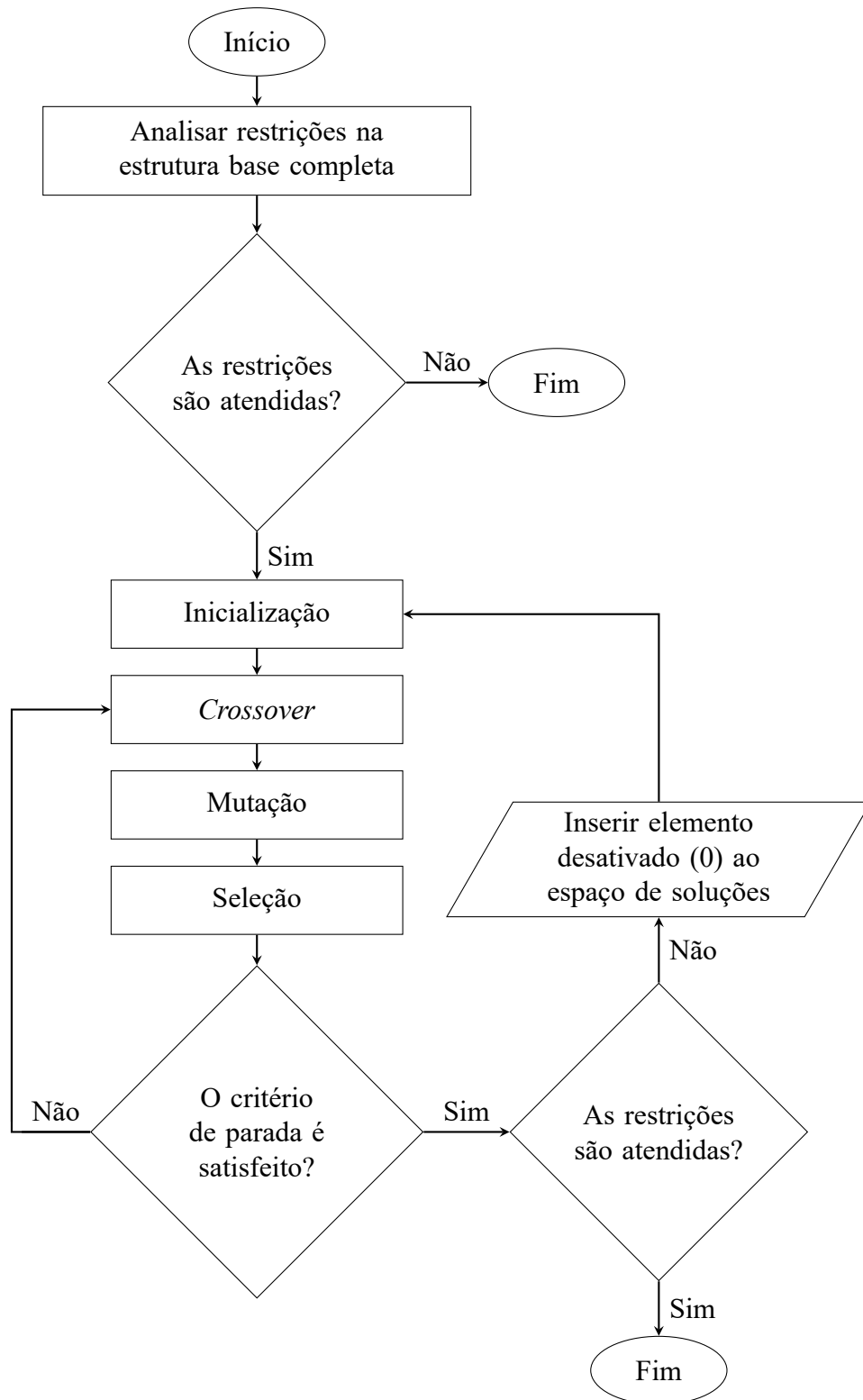
# Carga do vento
S1 = 1              # fator topográfico
b = 0.84            # parâmetro meteorológico
p = 0.135           # expoente da lei potencial de variação de S2
Fr = 0.95           # fator de rajada
S3 = 1              # fator baseado em conceitos probabilísticos
v0 = 30             # velocidade básica do vento
C = 1.39            # coeficiente de arrasto

# Normal solicitante (kN)
P_comb1_vento = 125*10**3
P_comb2_sobr = 132.4*10**3

```

Fonte: Autor, 2022.

Figura 3.15 – Fluxograma de processos



Fonte: Autor, 2022.

Aplica-se o procedimento descrito a um estudo de caso, apresentado em seguida.

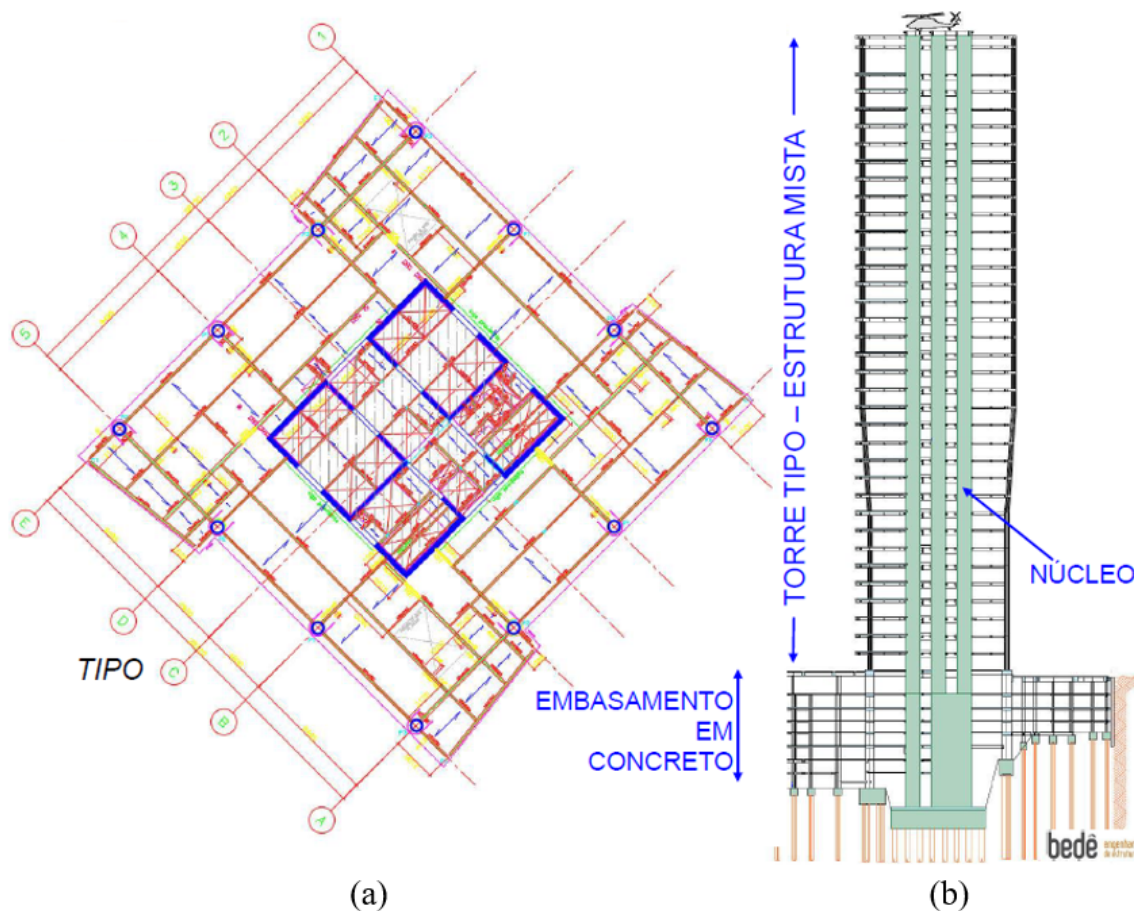
4 ESTUDO DE CASO

4.1 Descrição do edifício

As concepções de *layouts* otimizados do núcleo de concreto foram obtidas para um edifício de planta quadrada com 30 metros de largura, 36 pavimentos e pé-direito de 3,96 metros, totalizando uma altura de 142,56 metros. O modelo corresponde a uma adaptação da torre de um edifício construído em Nova Lima, Minas Gerais, inaugurado em 2018.

O edifício referido consiste em uma estrutura híbrida composta por um núcleo rígido central em concreto armado associado ao pórtico de elementos mistos de aço e concreto. As paredes do núcleo possuem 35 centímetros de espessura, e foram construídas em concreto armado C40. No perímetro do edifício são dispostos 12 pilares mistos, de seção tubular preenchida de concreto, servindo de suporte para lajes do tipo *steel deck* e vigas mistas (BEDÊ, 2021). A Figura 4.1 mostra a configuração em planta e a vista em corte do edifício.

Figura 4.1 – Edifício Concórdia Corporate: (a) configuração em planta; (b) corte

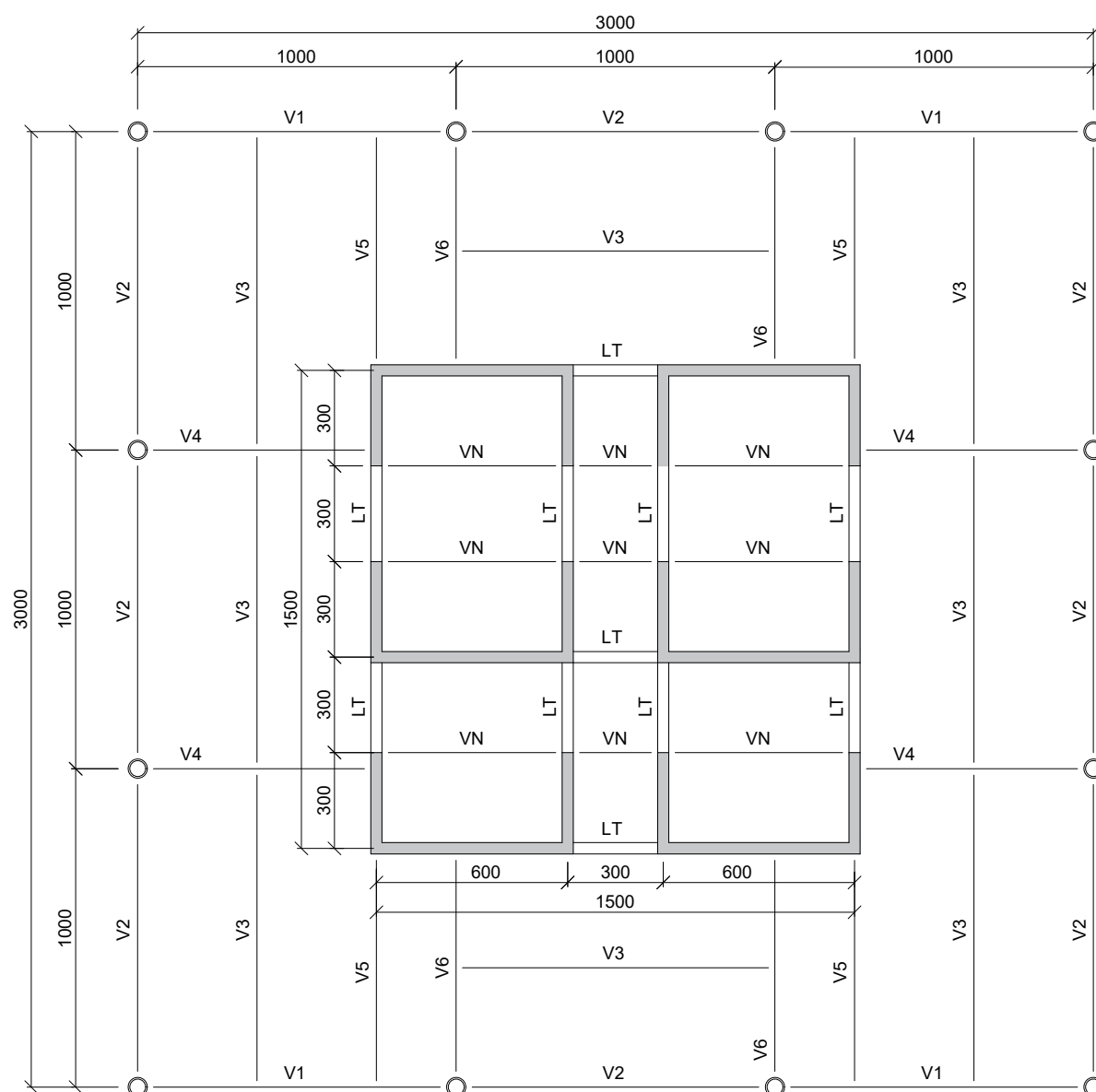


Fonte: Adaptado de BEDÊ, 2021.

O modelo simplificado estudado neste trabalho é composto por 36 pavimentos tipo, cujo plano de vigas é mostrado na Figura 4.2. As dimensões da área central referente ao núcleo são adaptadas para uma região quadrada de 15 metros em cada lado; dessa forma, a área pode ser facilmente discretizada em uma malha quadriculada com o comprimento de cada elemento divisor de 15.

Os deslocamentos horizontais e quantitativos de materiais resultantes da análise deste modelo foram comparados àqueles com os quais o *layout* do núcleo é otimizado. Por esta razão, tal modelo é nomeado como o de referência.

Figura 4.2 – Plano de vigas do modelo de referência



Fonte: Autor, 2022.

4.2 Ações e combinações

Na análise estrutural do edifício, além do peso próprio dos elementos, adota-se um carregamento permanente distribuído sobre as lajes de $2,10 \text{ kN/m}^2$; dos quais, 1 kN/m^2 refere-se ao peso do revestimento, 1 kN/m^2 às divisórias internas e $0,1 \text{ kN/m}^2$ ao peso do forro. Adota-se $2,50 \text{ kN/m}^2$ como carga accidental distribuída sobre a área, valor correspondente à categoria de salas comerciais de uso geral de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019).

Define-se o carregamento lateral devido ao vento segundo as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988). Para isso, considera-se a edificação em Minas Gerais, em um terreno plano ou fracamente acidentado, coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona urbanizada, com altura superior a 50 metros, e de uso comercial com alto fator de ocupação. O resumo dos parâmetros necessários para o cálculo das cargas de vento é mostrado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Parâmetros da edificação segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988)

Característica	Definição
Velocidade básica V_0	30 m/s
Fator topográfico S_1	1,00
Fator S_2	
Rugosidade do terreno	Categoria IV
Dimensões da edificação	Classe C
Fator estatístico S_3	Grupo 2
Coefficiente de arrasto C_a	1,39

Fonte: Autor, 2022.

A condição de segurança referente aos estados limites últimos, verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços, é expressa em

$$R_d \geq S_d \quad (4.1)$$

em que R_d é o esforço resistente, e S_d é o esforço solicitante de cálculo. Tal verificação foi realizada considerando os valores de ponderações de ações indicados na NBR 8681 (ABNT, 2003), para cada combinação de ações que podem acarretar os efeitos mais desfavoráveis na seção crítica da estrutura. As combinações normais e de construção adotadas são indicadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Combinações de estado limite último

Combinação normal 1	$1,4 \text{ PP} + 1,4 \text{ PERM} + 1,4 \cdot 0,7 \text{ ACID} + 1,4 \text{ VENTO}$
Combinação normal 2	$1,4 \text{ PP} + 1,4 \text{ PERM} + 1,4 \text{ ACID} + 1,4 \cdot 0,6 \text{ VENTO}$
Combinação de construção	$1,3 \text{ PP} + 1,3 \text{ PERM} + 1,0 \cdot 0,4 \text{ ACID}$

Fonte: Autor, 2022.

Adotam-se os coeficientes de redução de cargas variáveis para a verificação dos estados limites últimos dos pilares, segundo a recomendação da NBR 6120 (ABNT, 2019), de acordo com a Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Coeficientes de redução das cargas variáveis

Piso	Multiplicador das cargas variáveis
34 a 36	1,0
33	0,8
32	0,6
1 a 31	0,4

Fonte: Autor, 2022.

A condição de segurança referente aos estados limites de serviço é expressa por

$$S_{serv} \leq S_{lim} \quad (4.2)$$

em que S_{serv} é o valor dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço, e S_{lim} é o valor limite assumido para esses efeitos. As combinações de serviço adotadas, considerando os valores de ponderações de ações expressos na NBR 8681 (ABNT, 2003), são indicadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Combinações de estado limite de serviço

Combinação frequente 1	$\text{PP} + \text{PERM} + 0,4 \text{ ACID} + 0,3 \text{ VENTO}$
Combinação frequente 2	$\text{PP} + \text{PERM} + 0,6 \text{ ACID}$

Fonte: Autor, 2022.

4.3 Propriedades dos materiais

Adotam-se as propriedades mecânicas do aço e do concreto de acordo com os valores indicados nas Tabelas 4.5 e 4.6, tendo ainda a resistência à compressão f_{ck} de 35 MPa para as lajes e pilares mistos, e 40 MPa para o núcleo rígido.

Tabela 4.5 – Propriedades mecânicas do aço

Módulo de elasticidade (MPa)	200000
Coefficiente de Poisson	0,3
Módulo de elasticidade transversal (MPa)	77000
Coefficiente de dilatação térmica ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	$1,2 \times 10^{-5}$
Massa específica (kg/m^3)	7850

Fonte: ABNT NBR 8800, 2008.

Tabela 4.6 – Propriedades mecânicas do concreto

	35 MPa	40 MPa
Módulo de elasticidade secante (MPa)	29000	32000
Coefficiente de Poisson	0,2	
Coefficiente de dilatação térmica ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	10^{-5}	
Massa específica (kg/m^3)	2500	

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Adotam-se perfis de aço de baixa liga e alta resistência mecânica ASTM A572 Grau 50 para as vigas mistas, e perfis tubulares de aço-carbono ASTM A501 Grau B para os pilares mistos. Os valores nominais de resistência ao escoamento f_y e resistência à ruptura f_u estão descritos na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Resistências dos aços estruturais

Denominação	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ASTM A572 Gr 50	345	450
ASTM A501 Gr B	350	485

Fonte: ABNT NBR 8800, 2008.

4.4 Estrutura mista de aço e concreto

Para obter o adequado levantamento de ações no núcleo de concreto, o pórtico misto é dimensionado, em consideração à configuração em planta ilustrada na Figura 4.2 e aos carregamentos gravitacionais definidos anteriormente, uma vez que toda a ação do vento é resistida pelo núcleo.

O *steel deck* MF-75 de aço galvanizado ASTM A635 Grau 40 considerado adequado ao carregamento solicitante, cuja soma de ações características permanentes e acidentais é 4,6 kN/m², possui 1,25 milímetros de espessura e camada de concreto no topo de 65 milímetros, totalizando 140 milímetros de altura da laje, de acordo com a tabela de cargas e vãos máximos do fabricante Metform (2017). O sistema é capaz de vencer vãos duplos e triplos de até 3,75 metros sem escoramento. As características adotadas são apresentadas na Tabela 4.8. As dimensões da fôrma MF-75 são ilustradas na Figura 4.3.

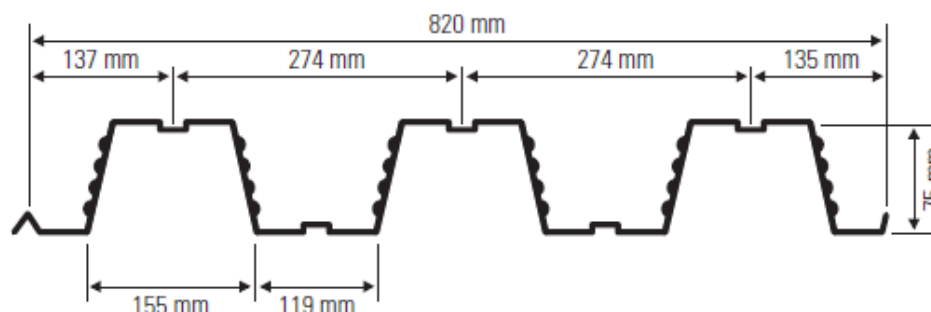
Tabela 4.8 – Características da laje *steel deck*

Altura total da laje (mm)	Espessura <i>steel deck</i> (mm)	Vãos sem escoramento				Peso próprio (kN/m ²)	M. inércia laje mista (10 ⁸ mm ⁴ /m)	Carga sobreposta máxima ¹ (kN/m ²)
		Simples (mm)	Duplo (mm)	Triplo (mm)	Balanço (mm)			
140	1,25	3500	4150	4250	1600	2,55	15,68	4,61

¹Carga sobreposta máxima para vão sem escoramento de 3,75 metros.

Fonte: METFORM, 2017.

Figura 4.3 – Dimensões da fôrma de *steel deck* MF-75 da Metform



Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2017.

Com base na distribuição de cargas gravitacionais por área de influência, as vigas mistas são dimensionadas com o auxílio da calculadora do *software* TQS. Para a solidarização entre as vigas de aço e as seções de concreto, adotam-se conectores de cisalhamento do tipo *stud bolt*, em aço ASTM A108 Gr. 1020, com 19 milímetros de diâmetro.

A Tabela 4.9 apresenta os perfis adotados, o número de conectores de cisalhamento necessários para a interação parcial, os esforços solicitantes e resistentes na etapa final, assim como as flechas obtidas e as contrafechas especificadas.

Tabela 4.9 – Verificação da etapa final das vigas mistas

Viga	Perfil	Nº de conectores	M_{Rd} (kNm)	M_{Sd} (kNm)	V_{Rd} (kN)	V_{Sd} (kN)	δ (cm)	δ_{lim} (cm)	Contra flecha (cm)
V1	W 530 x 72	22	850,4	582,8	887,5	157,1	3,49	2,86	2,00
V2	W 410 x 38	24	418,6	241,0	477,5	96,4	4,43	2,86	3,00
V3	W 410 x 60	34	694,4	478,7	685,0	191,5	4,38	2,86	3,00
V4	W 530 x 72	24	878,9	725,4	887,5	195,2	2,09	2,14	2,00
V5	W 360 x 32,9	16	300,4	239,5	380,9	127,7	3,50	2,14	2,00
V6	W 360 x 58	28	526,8	452,6	532,2	145,5	3,19	2,14	2,00
VN	W 320 x 21	8	230,6	72,1	290,8	47,1	1,07	1,74	0,00

Autor, 2022.

O dimensionamento à compressão centrada dos pilares mistos tubulares preenchidos de concreto é realizado com o auxílio do *software* PilarMisto (CALDAS; FAKURY; SOUZA JÚNIOR). A Tabela 4.10 apresenta os perfis adotados ao longo dos pavimentos, as armaduras longitudinais e os esforços normais resistentes e solicitantes.

Tabela 4.10 – Verificação dos pilares mistos

Pavimento	Perfil	Reforço	N_{Rd} (kN)	N_{Sd} (kN)
1 a 6	610 x 16	14 ϕ 20 mm	16890	14334
7 a 12	559 x 12,5	14 ϕ 20 mm	13322	11947
13 a 18	508 x 11	14 ϕ 20 mm	11030	9558
19 a 24	457 x 10	8 ϕ 16 mm	8114	7170
25 a 30	355 x 12,5	6 ϕ 10 mm	5854	4779
31 a 66	323 x 8	6 ϕ 10 mm	3910	2394

Fonte: Autor, 2022.

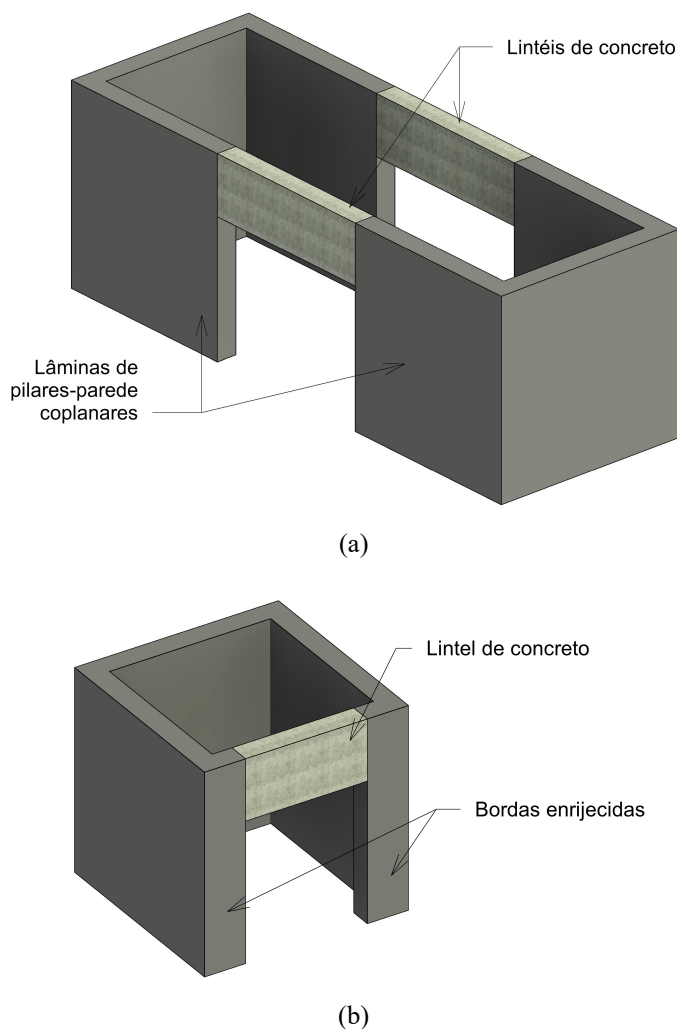
As reações das vigas são devidamente aplicadas ao núcleo nas análises seguintes.

4.5 Influência da ligação dos lintéis

Os lintéis são vigas de grande altura em relação ao vão, que promovem o fechamento das seções de pilares-parede no nível das lajes, e consequentemente, conferem a solidarização entre os elementos devido ao ganho de rigidez. De acordo com Martins (2001), os lintéis são considerados engastados nas paredes que lhe são coplanares e, em caso contrário, são considerados articulados.

Devido à complexidade de execução da ligação rígida entre a viga metálica e a parede de concreto; neste trabalho, os lintéis que podem ser considerados engastados, isto é, aqueles que unem trechos coplanares de paredes com pequenos vãos ou com enrijecimento nas bordas, são modelados como elementos de concreto. A Figura 4.4 ilustra as duas situações em que assume-se a disposição de lintéis de concreto.

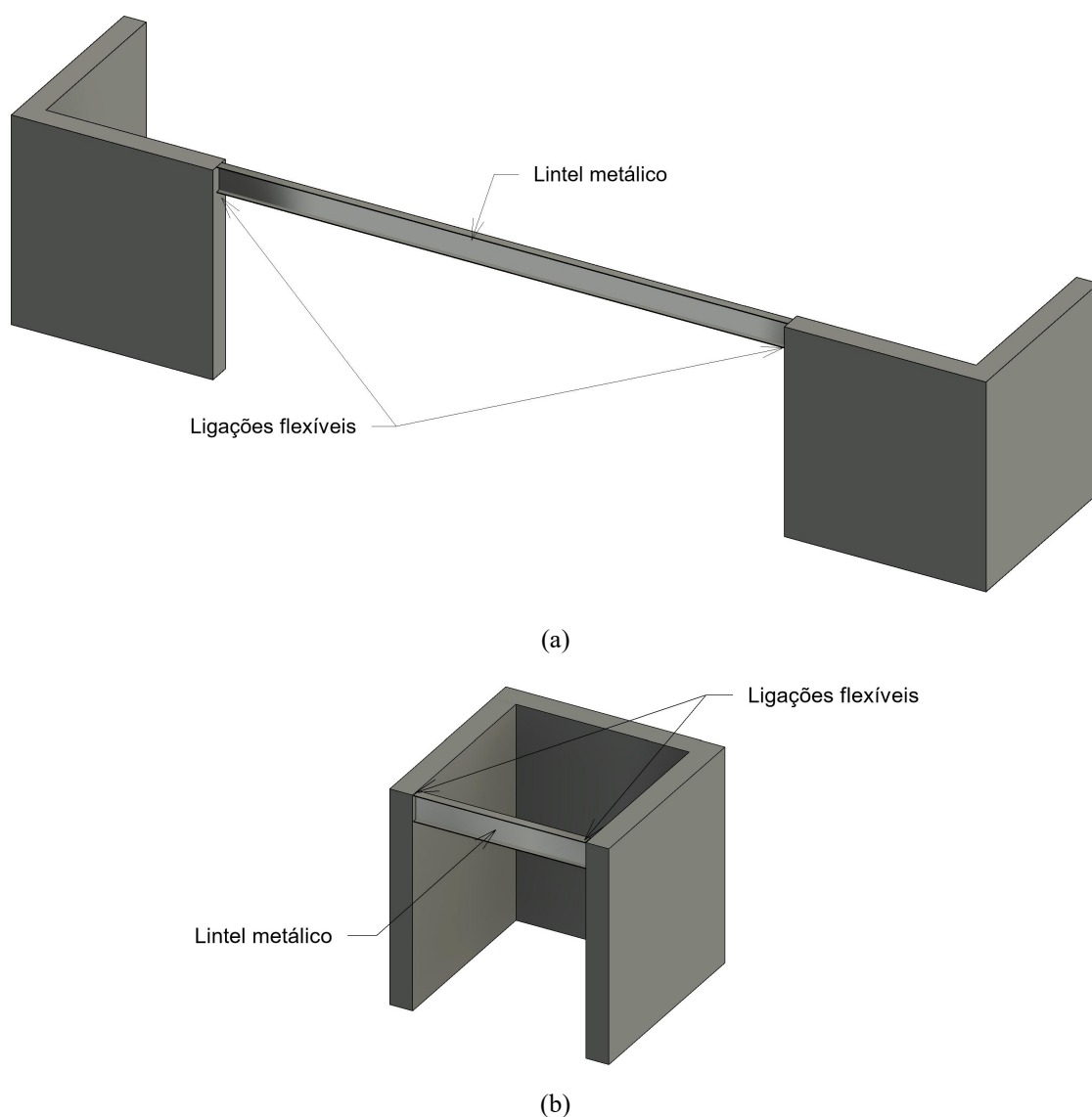
Figura 4.4 – Lintéis de concreto: (a) lâminas de pilares-parede coplanares; (b) bordas enrijecidas



Fonte: Autor, 2022.

Nos demais casos, em que se assume a ligação entre os lintéis e as paredes de concreto como flexível, convencionou-se a disposição de lintéis metálicos com ligações flexíveis nas extremidades. Tal configuração é assumida quando os lintéis vencem grandes vãos, ou na ausência de enrijecimento nas bordas. A Figura 4.5 ilustra casos em que são assumidos lintéis metálicos com ligações flexíveis.

Figura 4.5 – Lintéis metálicos: (a) grande vão; (b) trechos de pilares-parede não coplanares, sem enrijecimento nas bordas

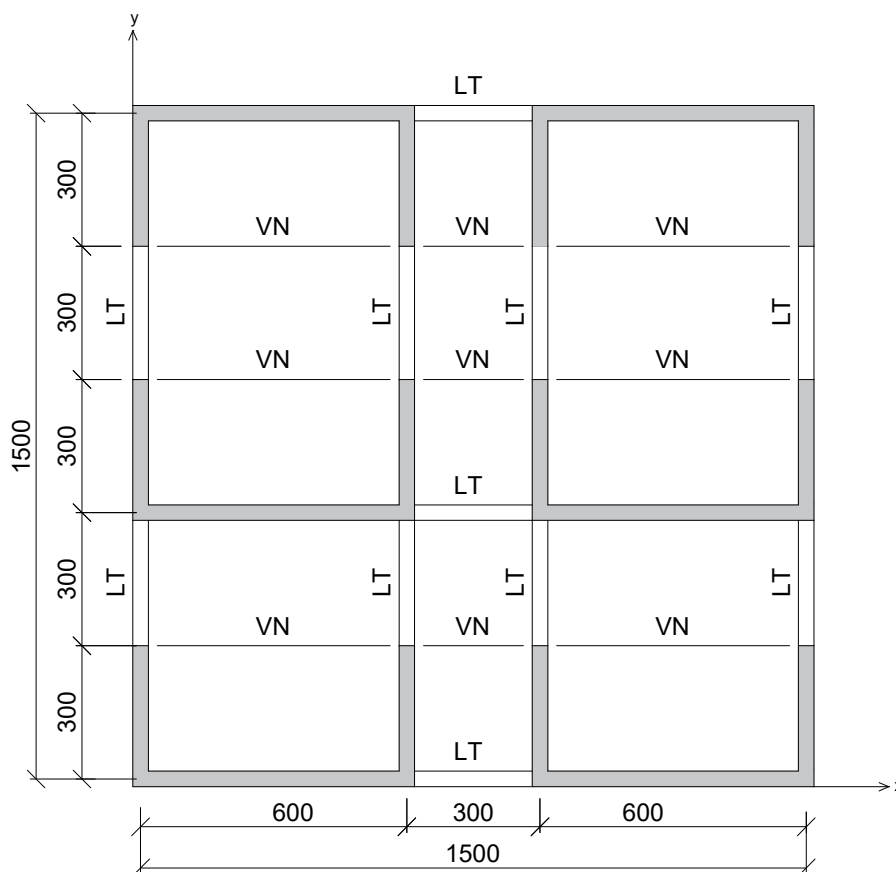


Fonte: Autor, 2022.

A fim de avaliar a influência da rigidez dos lintéis no desempenho do núcleo de concreto do modelo de referência, são obtidos os deslocamentos laterais no topo e esforços de flexão nas seções de pilares-parede variando-se o modelo de análise e a condição de rigidez das

ligações dos lintéis. A Figura 4.6 ilustra a configuração em planta do modelo de referência apresentado anteriormente. Na análise por pórtico espacial realizada no *software* TQS, os trechos *VN* representam vigas metálicas; e os trechos *LT*, lintéis rígidos (em concreto) ou flexíveis (metálicos).

Figura 4.6 – *Layout* do modelo de referência



Fonte: Autor, 2022.

4.5.1 Ligações flexíveis

A Tabela 4.11 apresenta os deslocamentos laterais do núcleo sob ação do vento nas duas direções principais, obtidos

a) pelo método analítico apresentado na seção 3.3, que despreza a rigidez dos lintéis. Os deslocamentos laterais são calculados usando o momento de inércia do pilar equivalente dado pela soma das inércias de cada seção de pilares-parede, conforme

$$I_{eq} = \sum_i I_i \quad (4.3)$$

em que I_{eq} é o momento de inércia do pilar equivalente; e I_i é o momento de inércia da i -ésima seção de pilares-parede;

b) por análise do pórtico espacial no *software* TQS, na qual se adotam os perfis metálicos W 310 x 21 para as vigas VN e lintéis LT , com todas as ligações viga-viga e viga-parede assumidas como flexíveis.

Tabela 4.11 – Comparação de modelos com lintéis de ligações flexíveis

	Modelo analítico	Pórtico espacial (TQS)	Erro relativo (%)
Δ_x (cm)	8,23	8,38	1,82
Δ_y (cm)	50,97	52,88	3,74

Fonte: Autor, 2022.

A boa aproximação dos resultados é um indicativo de que, na ausência de ligações rígidas entre os lintéis e as paredes, o comportamento isolado de cada uma das diferentes seções aproxima-se ao de um pilar engastado na base e livre na extremidade.

4.5.2 Ligações rígidas

No entanto, com o aumento da rigidez da ligação viga-parede, os deslocamentos laterais diminuem consideravelmente. A Tabela 4.12 mostra os valores de deslocamentos obtidos

a) pelo método analítico equivalente ao caso ideal de comportamento composto das seções, em que os deslocamentos laterais são calculados usando o momento de inércia do pilar equivalente resultante da solidarização ideal das seções de pilares-parede, conforme

$$I_{eq} = \sum_i (I_i + A_i d_i^2) \quad (4.4)$$

em que I_i é o momento de inércia da i -ésima seção de pilares-parede; A_i é a sua área; e d_i é distância entre o centro geométrico da i -ésima seção ao eixo de referência que passa pelo centro geométrico do edifício;

b) por análise do pórtico espacial no *software* TQS, em que os elementos LT são modelados como lintéis de concreto, com alturas de 50 e 100 centímetros.

Os dados evidenciam uma diferença significativa entre os modelos com ligações dos lintéis rígidas (lintéis de concreto) e flexíveis (lintéis metálicos). E que, além disso, o comportamento

da estrutura tende a se aproximar do caso de solidarização ideal das seções conforme aumenta-se a rigidez à flexão dos lintéis.

Tabela 4.12 – Comparação de modelos com lintéis de ligações rígidas

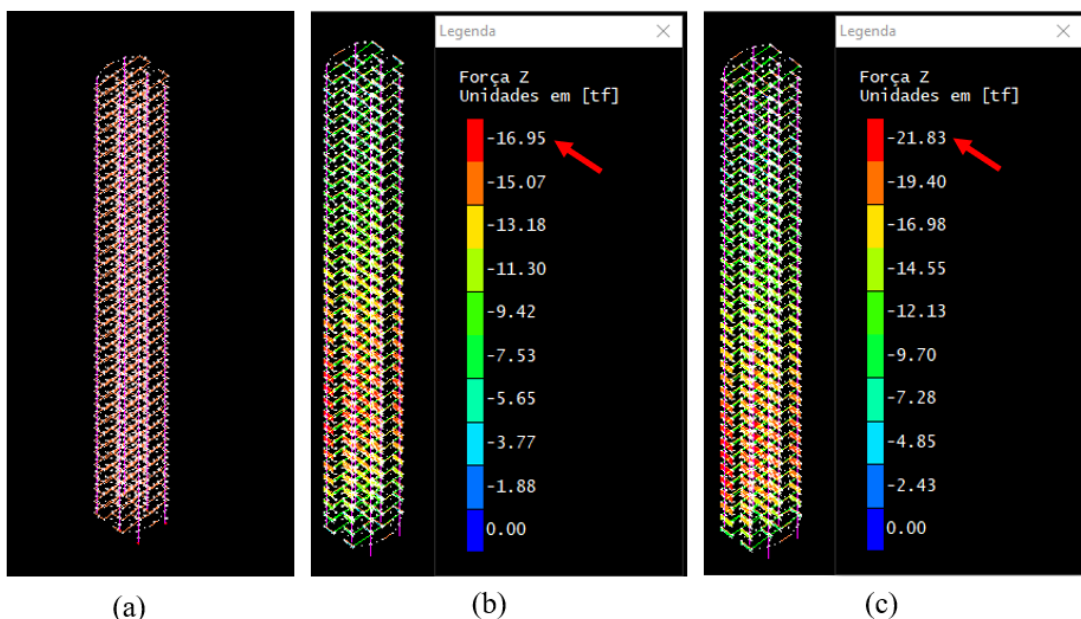
	Modelo analítico	Pórtico espacial (TQS)	
Seção LT	-	35×50	35×100
Δ_x (cm)	1,88	2,90	2,15
Δ_y (cm)	1,52	3,19	1,93

Fonte: Autor, 2022.

4.5.3 Esforços internos

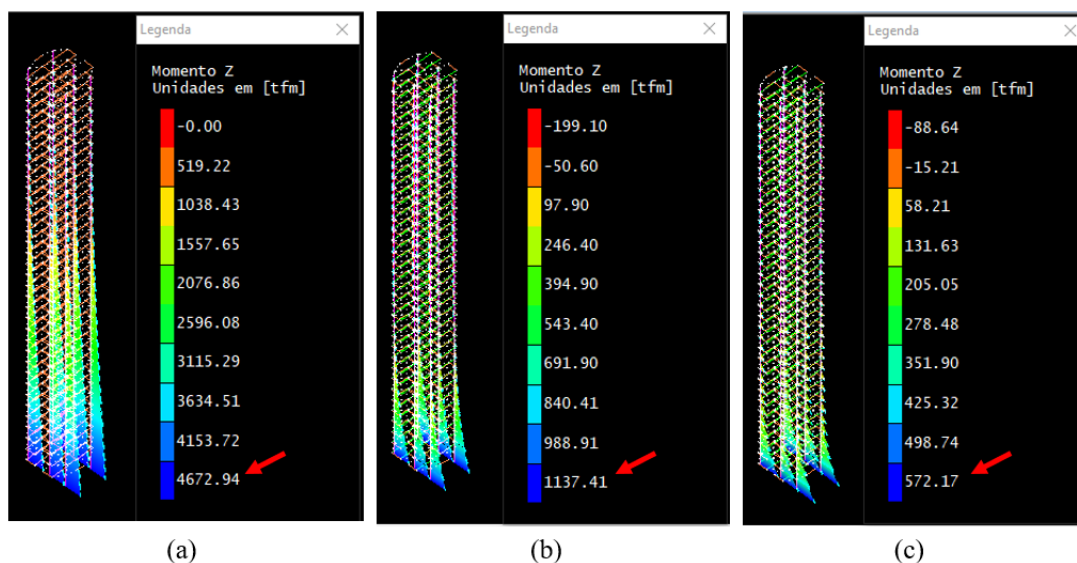
A introdução de lintéis com elevada rigidez provoca o aumento da eficiência do sistema pela transferência de esforços de cisalhamento entre os lintéis e as paredes, como pode ser observado na Figura 4.7, em que houve um acréscimo de esforço cortante induzido nos lintéis com o aumento da rigidez da seção. Os esforços cortantes nos lintéis resultam em esforços axiais nos pilares; de modo que, assim como no sistema de contraventamento treliçado, a eficiência da estrutura formada por pilares-parede e lintéis consiste em transformar esforços de flexão em esforços axiais, diminuindo o momento fletor nos pilares, conforme a Figura 4.8.

Figura 4.7 – Distribuição de esforço cortante nos lintéis: (a) modelo com lintéis de ligações flexíveis; modelos com lintéis de ligações rígidas com altura de (b) 50 cm; (c) 100 cm



Fonte: Autor, 2022.

Figura 4.8 – Distribuição de momento fletor: (a) modelo com lintéis de ligações flexíveis; modelos com lintéis de ligações rígidas com altura de (b) 50 cm; (c) 100 cm



Fonte: Autor, 2022.

Neste trabalho, as concepções de *layouts* otimizados do núcleo são gerados considerando a distribuição de momentos fletores em modelos de seções de pilares-parede com comportamento isolado. Dessa forma, garante-se a resistência à flexão composta mesmo que o produto final não disponha de lintéis com ligações rígidas.

No entanto, o uso de lintéis com elevada rigidez à flexão conduz à estruturas mais eficientes, e, portanto, é desejável a obtenção de *layouts* que favoreçam esta configuração.

Tendo em vista que no processo de otimização a armadura longitudinal é definida previamente, e que, a presença de lintéis com ligações rígidas ameniza à flexão das seções de pilares-parede; avalia-se a geração de concepções obtidas com diferentes taxas de armadura, incluindo uma superior à recomendação normativa. O limite da taxa de armadura longitudinal estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é imposto no pós-processamento das concepções, em modelos com as ligações adequadas.

Uma vez que o atendimento ao estado limite de serviço é uma condição especialmente restritiva no projeto de edifícios de múltiplos pavimentos, e que, como se observa nas Tabelas 4.11 e 4.12, as ligações dos lintéis exercem grande influência no deslocamento lateral; por efeito de avaliar o desempenho das soluções ao longo do processo de otimização, a função de restrição relacionada aos deslocamentos laterais é definida pela condição ideal de solidarização das seções. Com isso, o estado limite de serviço é considerado por um valor potencial de deslocamento; evitando, portanto, restringir em excesso o espaço viável de soluções. Por fim,

concepções otimizadas do núcleo serão selecionadas para análise estrutural e dimensionamento preciso no *software* TQS.

4.6 Layouts otimizados do núcleo de concreto

Os *layouts* otimizados do núcleo de concreto são gerados via algoritmo genético, considerando o posicionamento centralizado em planta. O edifício possui projeção em planta com 30 metros de comprimento em cada lado, pé-direito de 3,96 metros e 36 pavimentos. Ao núcleo, destina-se a região central com 15 metros em cada lado, discretizada em estruturas base com malhas de 5×5 e 10×10 elementos, conforme a Figura 4.9.

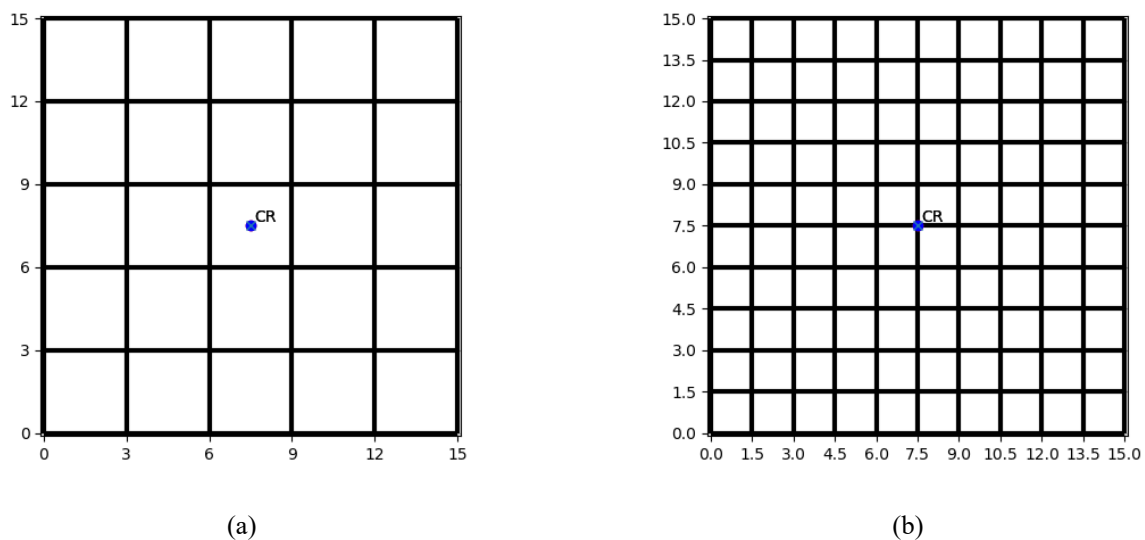
Atribui-se ao núcleo os carregamentos normais de projeto indicados na Tabela 4.13, além do peso próprio; e a parcela integral de carregamento lateral devido à ação do vento, obtido conforme a Seção 4.2.

Tabela 4.13 – Esforço normal de projeto

	N_{Sd} (kN)
Combinação 1	125000
Combinação 2	132400

Fonte: Autor, 2022.

Figura 4.9 – Estruturas base: (a) 5×5 ; (b) 10×10



Fonte: Autor, 2022.

Adota-se a resistência à compressão característica do concreto de 40 MPa, e o aço das armaduras com a resistência característica de escoamento de 500 MPa (CA-50).

Os *layouts* são obtidos considerando-se três possíveis taxas de armaduras longitudinais. A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a taxa limite de 8% da área de concreto, e 4% nas regiões de emenda, onde as áreas das armaduras são somadas. Além desses valores, avaliam-se as concepções obtidas com a taxa de 10%. A Tabela 4.14 mostra possíveis distribuições de armaduras para o trecho de pilar-parede com seção transversal de 300×35 centímetros.

Tabela 4.14 – Distribuições de armaduras

Taxa de armadura	Distribuição
4%	$2 \times 26 \phi 32 \text{ mm c/ } 12 \text{ cm}$
8%	$2 \times 52 \phi 32 \text{ mm c/ } 6 \text{ cm}$
10%	$2 \times 65 \phi 32 \text{ mm c/ } 5 \text{ cm}$

Fonte: Autor, 2022.

Para a verificação da capacidade resistente ao cisalhamento, assume-se que cada trecho de pilar-parede possui armadura transversal com dois ramos de $\phi 5$ milímetros, distribuídos longitudinalmente a cada 10 centímetros.

Quanto aos parâmetros do algoritmo genético, Yang (2014) relata que resultados empíricos e experimentais sugerem a definição da probabilidade de *crossover* relativamente alta, entre 0,6 a 0,95, e da probabilidade de mutação muito baixa, entre 0,001 e 0,05. Segundo o autor, tais coeficientes variam entre a alta e relativamente baixa exploração do subespaço, e resultam, em muitos casos, no alcance do ponto de ótimo global com facilidade.

A partir disso e com base em análises prévias, definem-se os parâmetros constantes do algoritmo genético conforme a Tabela 4.15. Varia-se o número de gerações em cada caso analisado, devido à variação do número de variáveis de projeto. Conforme se aumenta o número de variáveis, mais gerações são necessárias para atingir o possível ponto de ótimo.

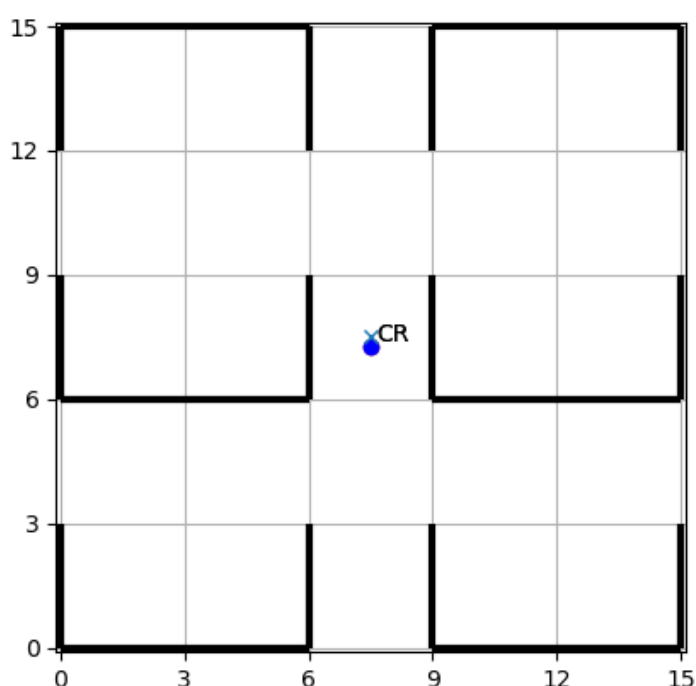
Quanto à função de penalidade relacionada ao peso estrutural, adota-se, como limite $P_{lim}(\mathbf{v})$, o peso relativo ao modelo de referência igual a 24 trechos, conforme a Figura 4.10. Dessa forma, são penalizados os *layouts* com mais trechos de pilares-parede que o modelo de referência.

Tabela 4.15 – Parâmetros do algoritmo genético

Tamanho da população	2000
Probabilidade de <i>crossover</i>	0,65
Probabilidade de mutação	0,05

Fonte: Autor, 2022.

Figura 4.10 – Modelo de referência



Fonte: Autor, 2022.

A seguir são apresentados os *layouts* otimizados do núcleo de concreto sem e com restrições arquitetônicas, caso em que se estabelece uma planta arquitetônica, com qual as soluções otimizadas são compatíveis.

No contexto tradicional do projeto de edifícios, busca-se conceber estruturas compatíveis com o projeto arquitetônico estabelecido, e eventuais conflitos são resolvidos por articulação entre os projetistas. Embora a abordagem tenha êxito, o esforço do projetista estrutural concentra-se em viabilizar uma estrutura funcional e econômica dentro das limitações impostas pela arquitetura, em que nem sempre a solução concebida é aquela que apresenta o melhor desempenho estrutural. Por outro lado, a abordagem de projeto que parte da colaboração

multidisciplinar nos estágios iniciais pode resultar na maior exploração da planta do edifício, e consequentemente, em soluções mais econômicas. Nesse sentido, a geração de *layouts* otimizados do núcleo sem a imposição de restrições arquitetônicas pode ser usada como uma ferramenta auxiliar ao projeto arquitetônico, em consideração aos efeitos estruturais.

Além do projeto arquitetônico e estrutural, outras disciplinas influenciam o *layout* do núcleo de concreto. A concentração da distribuição dos sistemas prediais, como os sistemas hidráulico, sanitário, elétrico e de climatização, torna complexo o projeto do núcleo. Tendo em conta os aspectos ausentes à formulação do problema de otimização, apresenta-se, em cada caso, os seis melhores *layouts* obtidos, dos quais, cabe ao projetista a análise qualitativa daquele mais adequado ao edifício.

4.6.1 Sem restrição arquitetônica

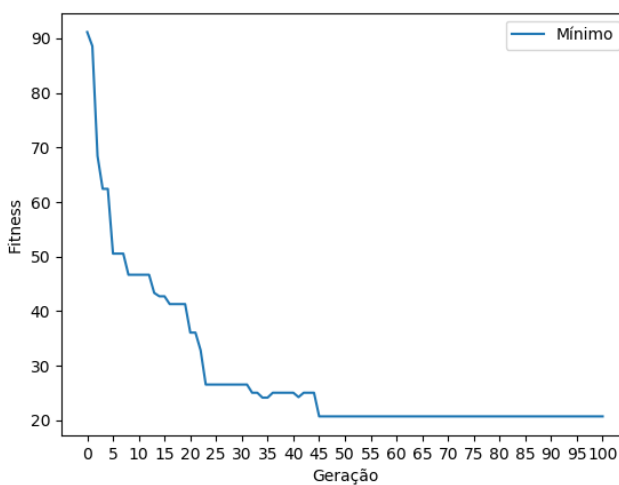
São obtidas as concepções de *layout* sem restrição arquitetônica considerando inicialmente a discretização do núcleo rígido em uma estrutura base com malha de 5×5 elementos, e taxa de armadura longitudinal de 4%.

Os modelos LSRA1 (*Layouts Sem Restrição Arquitetônica 1*) são gerados sem a imposição de nenhum tipo de simetria; de modo que o problema de otimização possui 60 variáveis, conforme a Figura 4.11-(a). Nessa configuração, a curva da função *fitness* ao longo das gerações manteve-se constante a partir da 45ª geração, de acordo com a Figura 4.11-(b).

Figura 4.11 – LSRA1: (a) estrutura base sem simetria; (b) *Fitness* × Geração

5	56 10	57 15	58 20	59 25	60 30
4	51 9	52 14	53 19	54 24	55 29
3	46 8	47 13	48 18	49 23	50 28
2	41 7	42 12	43 17	44 22	45 27
1	36 6	37 11	38 16	39 21	40 26
	31	32	33	34	35

(a)



(b)

Fonte: Autor, 2022.

Os *layouts* resultantes variam entre 15 e 18 trechos de pilares-parede, como pode ser observado na Tabela 4.16, em que os valores das funções de penalidade relacionadas ao peso estrutural e à necessidade de aberturas são iguais a zero, e portanto, são omitidos. A plotagem dos seis *layouts* mais bem avaliados, na Figura 4.12, mostra configurações desordenadas, incompatíveis com o plano de vigas da estrutura mista contraventada definida anteriormente. Apesar disso, o processo de otimização se mostra eficiente em restringir os efeitos da torção, como pode ser observado pelas pequenas excentricidades entre os centros de rigidez e os centróides dos modelos na Figura 4.16 e pelos valores relativamente baixos das funções C_{tor} .

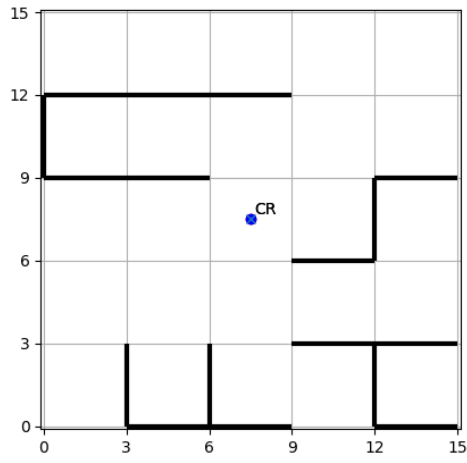
Tabela 4.16 – LSRA1: Funções

Modelo	$Fitness$	$P(\mathbf{v})$	C_{tor}	C_{fl}	C_{desl}	C_{cis}
LSRA1-1	20,741	17	0,012	0,556	0,390	0,145
LSRA1-2	24,175	15	0,002	0,512	0,608	0,145
LSRA1-3	24,272	16	0,293	0,343	0,449	0,145
LSRA1-4	24,734	18	0,070	0,573	0,382	0,145
LSRA1-5	25,071	18	0,075	0,573	0,385	0,145
LSRA1-6	25,186	16	0,054	0,573	0,385	0,145

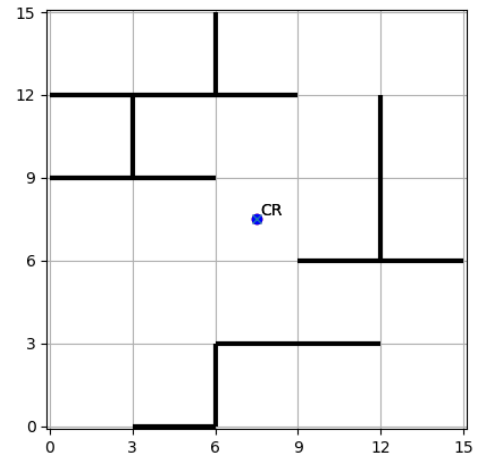
Fonte: Autor, 2022.

Para garantir a compatibilidade com o plano de vigas do pórtico misto, nas simulações seguintes, os trechos de pilares-parede nos quais as vigas mistas se apoiam são fixados. Tais elementos ocupam as posições 1, 5, 26, 30, 31, 35, 56 e 60 em destaque na Figura 4.13-(a).

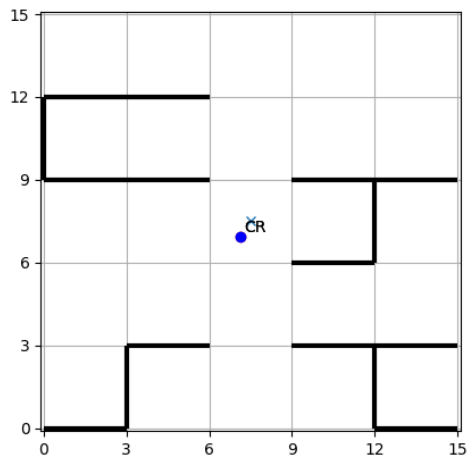
Figura 4.12 – LSRA1: *Layouts* sem restrição arquitetônica 1



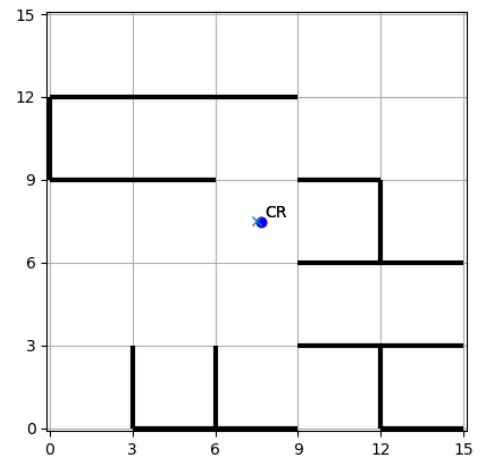
(a) LSRA1-1



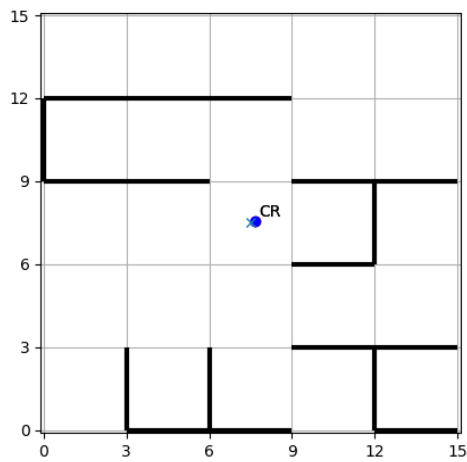
(b) LSRA1-2



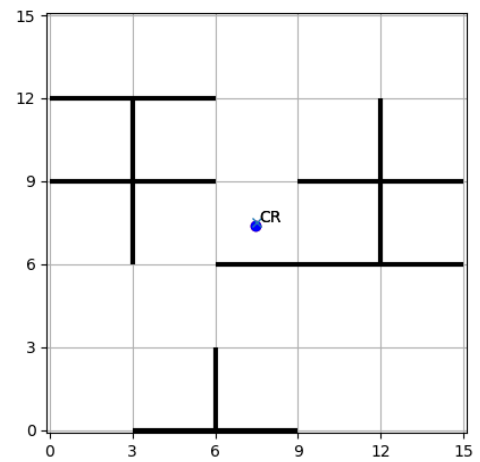
(c) LSRA1-3



(d) LSRA1-4



(e) LSRA1-5

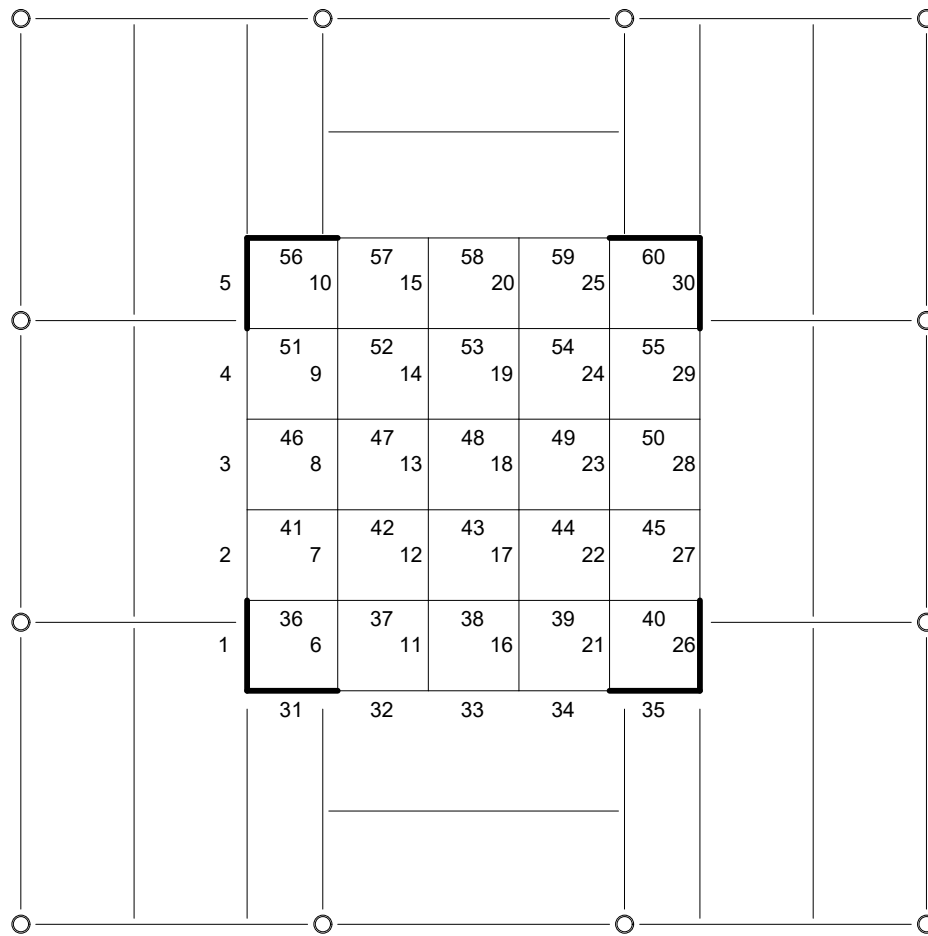


(f) LSRA1-6

Figura 4.13 – Elementos de apoio das vigas: (a) estrutura base com elementos ativos; (b) plano de vigas

5	56 10	57 15	58 20	59 25	60 30
4	51 9	52 14	53 19	54 24	55 29
3	46 8	47 13	48 18	49 23	50 28
2	41 7	42 12	43 17	44 22	45 27
1	36 6	37 11	38 16	39 21	40 26
	31	32	33	34	35

(a)

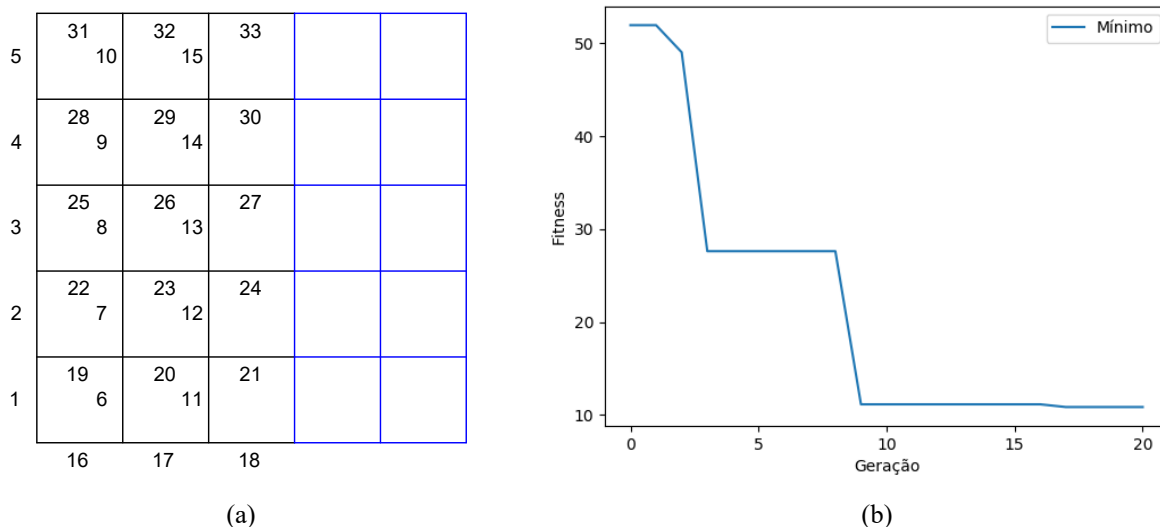


(b)

Fonte: Autor, 2022.

Os modelos LSRA2 (*Layouts Sem Restrição Arquitetônica 2*) são obtidos com imposição da simetria em torno do eixo vertical, reduzindo o número de variáveis do problema de otimização, conforme a Figura 4.14-(a), em que os trechos em azul são simétricos aos em preto. A diminuição do número de variáveis acelera a convergência da função de aptidão, que ocorre por volta da 9ª geração, de acordo com a Figura 4.14-(b).

Figura 4.14 – LSRA2: (a) estrutura base com simetria em torno de um eixo; (b) *Fitness* × Geração



Fonte: Autor, 2022.

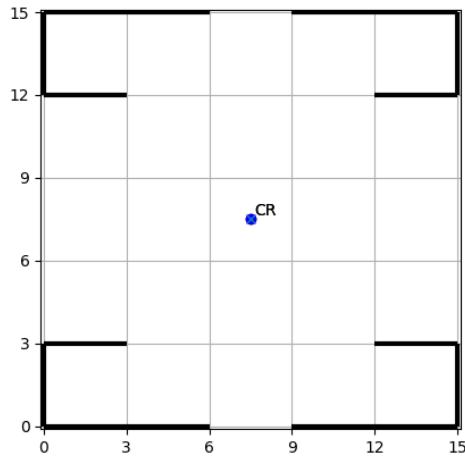
A Tabela 4.17 mostra que as configurações resultantes variam entre 16 e 20 trechos de pilares-parede. Observa-se que a imposição de simetria conduz a *layouts* mais eficientes, visto a redução dos valores da função de aptidão, em um número de gerações também reduzido. Os *layouts* obtidos são apresentados da Figura 4.15.

Tabela 4.17 – LSRA2: Funções

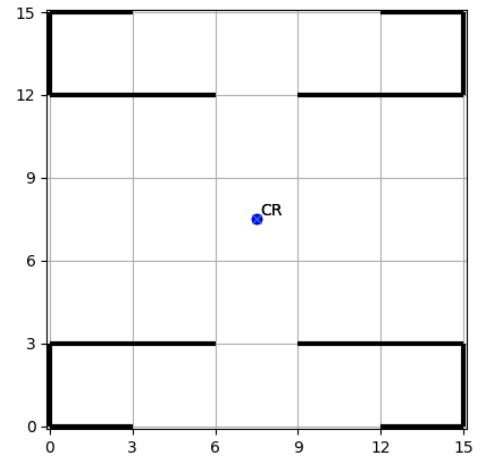
Modelo	<i>Fitness</i>	$P(\mathbf{v})$	C_{tor}	C_{fl}	C_{desl}	C_{cis}
LSRA2-1	10,849	16	0,00	0,431	0,245	0,145
LSRA2-2	11,141	16	0,00	0,431	0,256	0,145
LSRA2-3	13,023	18	0,00	0,354	0,350	0,145
LSRA2-4	15,215	16	0,166	0,403	0,259	0,145
LSRA2-5	15,215	16	0,166	0,403	0,259	0,145
LSRA2-6	18,276	20	0,00	0,580	0,229	0,145

Fonte: Autor, 2022.

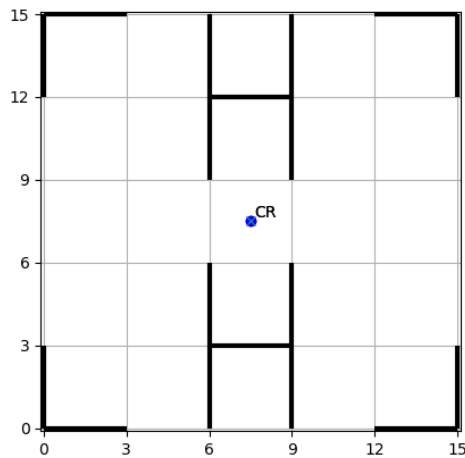
Figura 4.15 – LSRA2: *Layouts* sem restrição arquitetônica 2



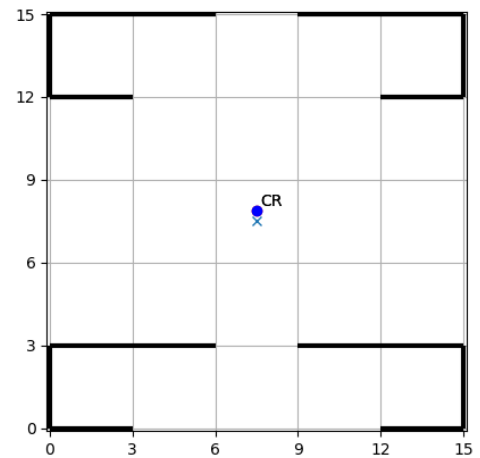
(a) LSRA2-1



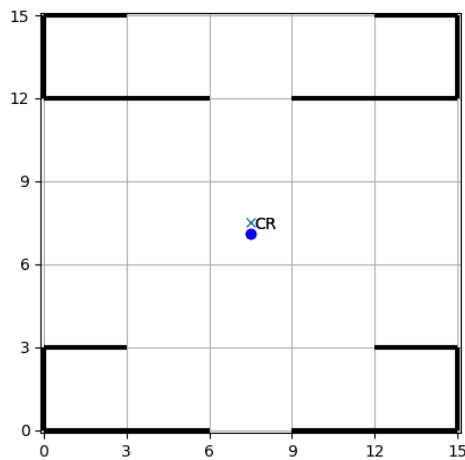
(b) LSRA2-2



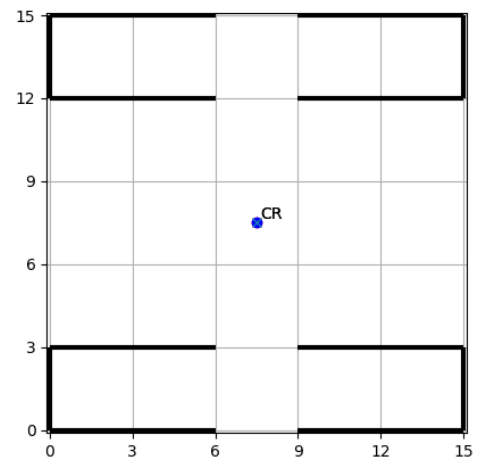
(c) LSRA2-3



(d) LSRA2-4



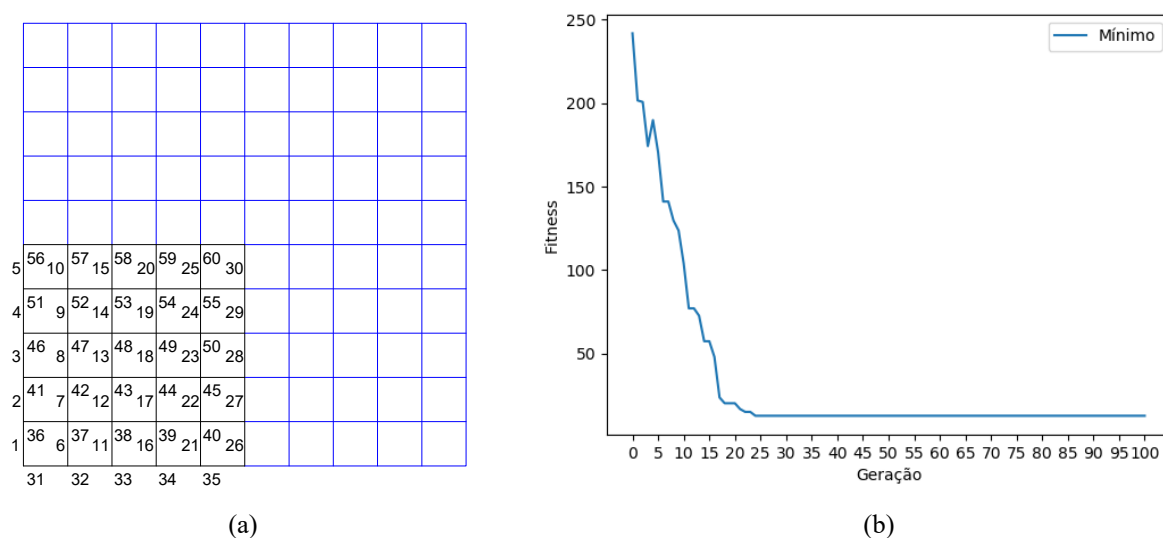
(e) LSRA2-5



(f) LSRA2-6

Para simular o caso em que busca-se um *layout* duplamente simétrico, os modelos LSRA3 (*Layout Sem Restrição Arquitetônica 3*) são gerados considerando uma estrutura base com malha de 10×10 elementos, e com determinação de simetria em relação aos dois eixos principais. A Figura 4.16-(a) mostra as variáveis de projeto para o caso de simetria dupla. A curva da função de aptidão ao longo das gerações apresenta estabilidade por volta da 25ª geração, como pode ser visto na Figura 4.16-(b). As *layouts* resultantes apresentam uma concentração de elementos próximo aos apoios das vigas, de acordo com a Figura 4.17. A quantidade de trechos de pilares-parede obtidos com a imposição da simetria dupla e estrutura base com uma malha de 10×10 elementos varia entre 32 e 38, como pode ser observado na Tabela 4.18.

Figura 4.16 – LSRA3: (a) estrutura base com simetria em torno de dois eixos; (b) *Fitness* × Geração



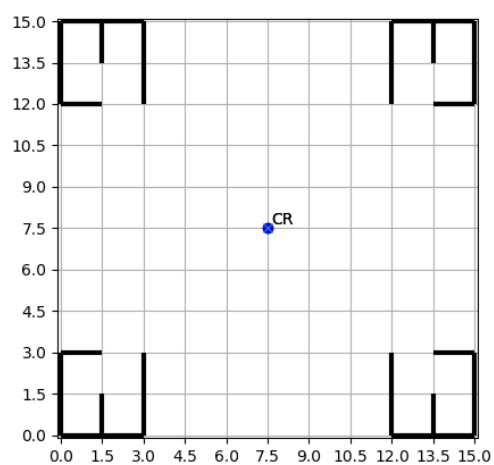
Fonte: Autor, 2022.

Tabela 4.18 – LSRA3: Funções

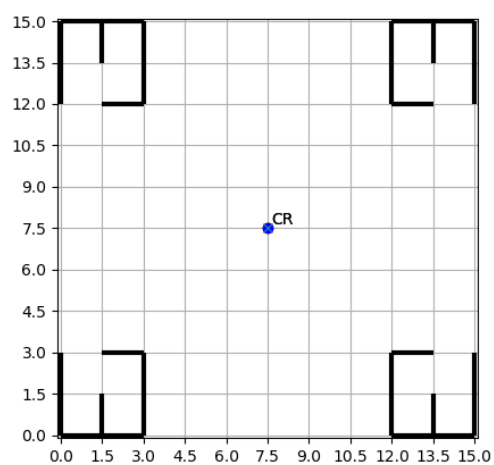
Modelo	<i>Fitness</i>	$P(\mathbf{v})$	C_{tor}	C_{fl}	C_{desl}	C_{cis}
LSRA3-1	12,657	32	0,000	0,223	0,222	0,223
LSRA3-2	13,218	32	0,000	0,182	0,236	0,223
LSRA3-3	14,864	34	0,000	0,362	0,247	0,050
LSRA3-4	14,990	32	0,000	0,383	0,250	0,050
LSRA3-5	15,426	38	0,000	0,371	0,214	0,050
LSRA3-6	16,210	32	0,000	0,383	0,277	0,050

Fonte: Autor, 2022.

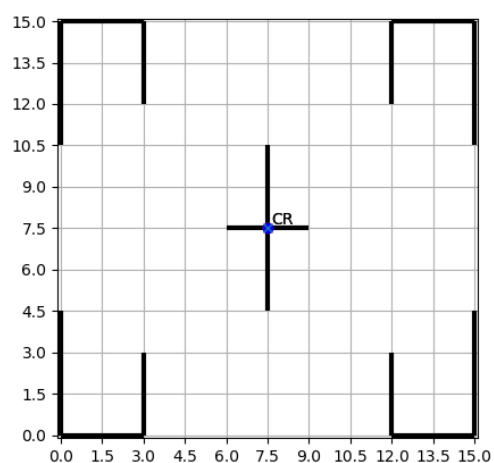
Figura 4.17 – LSRA3: *Layouts* sem restrição arquitetônica 3



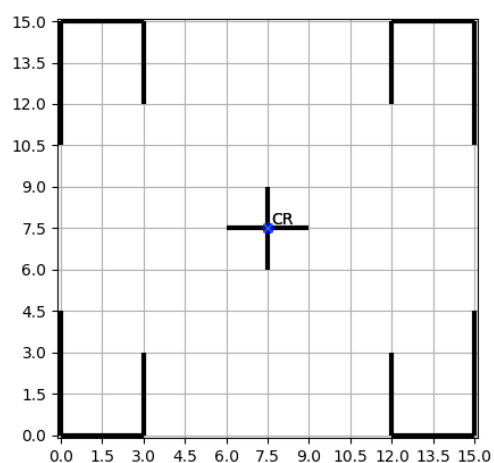
(a) LSRA3-1



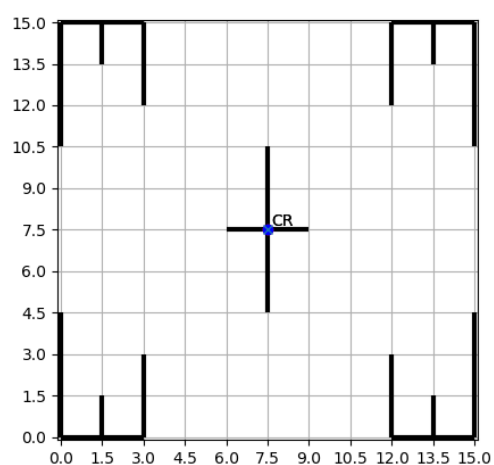
(b) LSRA3-2



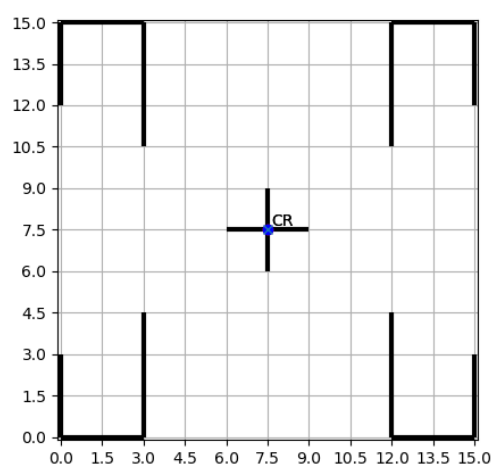
(c) LSRA3-3



(d) LSRA3-4



(e) LSRA3-5

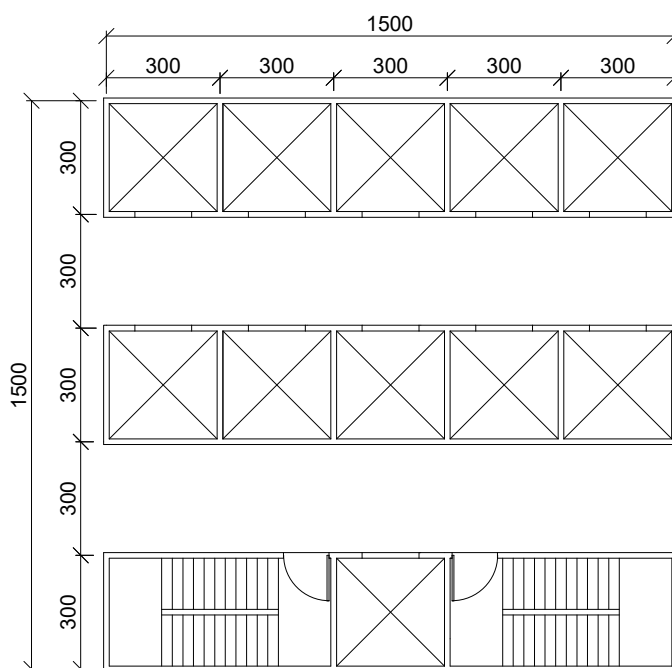


(f) LSRA3-6

4.6.2 Com restrição arquitetônica

Para contemplar a situação em que o engenheiro estrutural recebe a planta arquitetônica do edifício com as locações de paredes, e deseja encontrar uma configuração otimizada do núcleo rígido compatível com a planta baixa fornecida, são obtidas concepções de *layout* com restrições arquitetônicas. Para isso, adotou-se a planta baixa da região central do edifício em estudo conforme a Figura 4.18.

Figura 4.18 – Planta baixa arquitetônica do núcleo



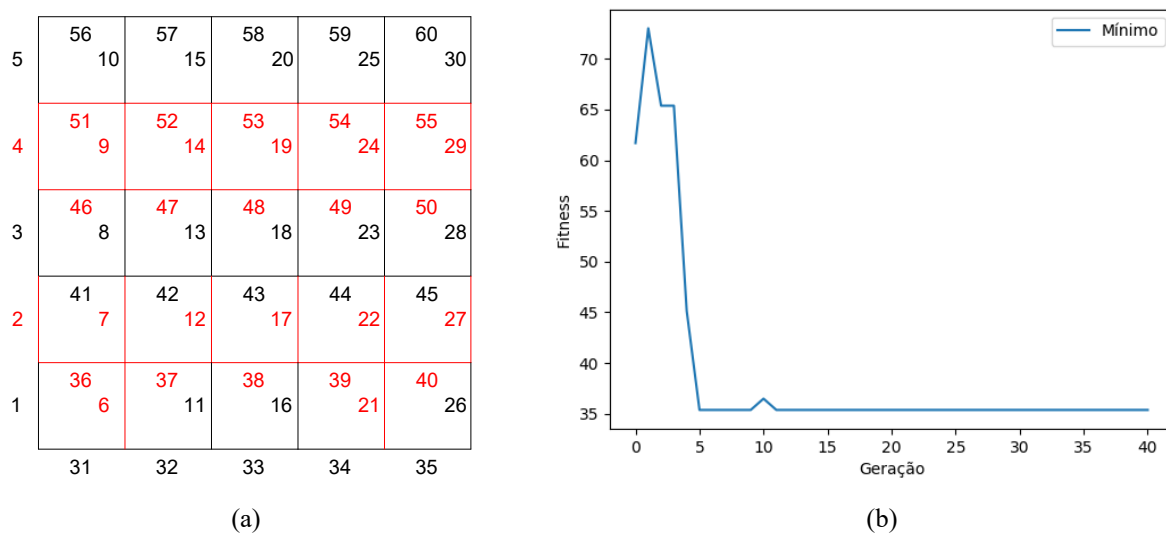
Fonte: Autor, 2022.

A restrição à arquitetura é realizada pela eliminação de determinadas variáveis de projeto, relacionadas ao posicionamento de trechos de pilares-parede que eventualmente poderiam interferir na disposição de paredes estabelecida. A estas posições, atribui-se o valor "0" no cromossomo representativo do *layout*; valor mantido constante ao longo de todo o processo de otimização.

Geram-se os modelos LCRA1 (*Layouts* Com Restrição Arquitetônica 1) a partir de uma estrutura base com malha de 5×5 elementos, conforme a Figura 4.19-(a), nos quais os trechos em vermelhos são desativados em consideração à planta de arquitetura. Dessa forma, todas as variáveis de projeto são lançadas sobre o posicionamento previsto de paredes. Na obtenção destes modelos, adota-se a taxa de armadura longitudinal de 4%.

Os *layouts* obtidos com restrição arquitetônica apresentam 23 trechos de pilares-parede, conforme a Tabela 4.19 e a Figura 4.20.

Figura 4.19 – LCRA1: (a) estrutura base com restrição arquitetônica; (b) $Fitness \times$ Geração



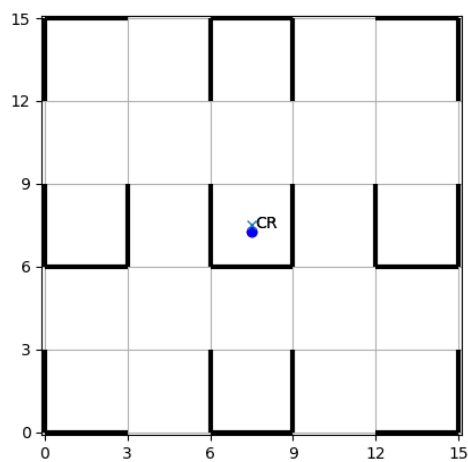
Fonte: Autor, 2022.

Tabela 4.19 – LCRA1: Funções

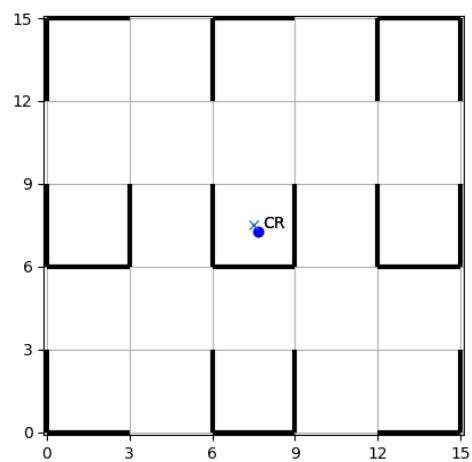
Modelo	$Fitness$	$P(v)$	C_{tor}	C_{fl}	C_{desl}	C_{cis}
LCRA1-1	35,364	23	0,103	0,443	0,226	0,466
LCRA1-2	36,478	23	0,129	0,443	0,221	0,466
LCRA1-3	36,478	23	0,129	0,443	0,221	0,466
LCRA1-4	38,800	23	0,168	0,442	0,221	0,466
LCRA1-5	38,800	23	0,168	0,442	0,221	0,466
LCRA1-6	40,061	23	0,194	0,441	0,217	0,466

Fonte: Autor, 2022.

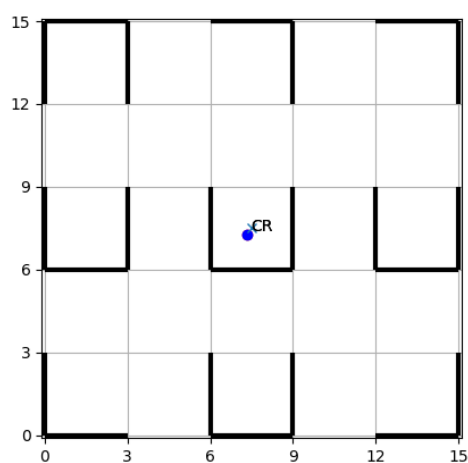
Figura 4.20 – LCRA1: *Layouts* com restrição arquitetônica 1



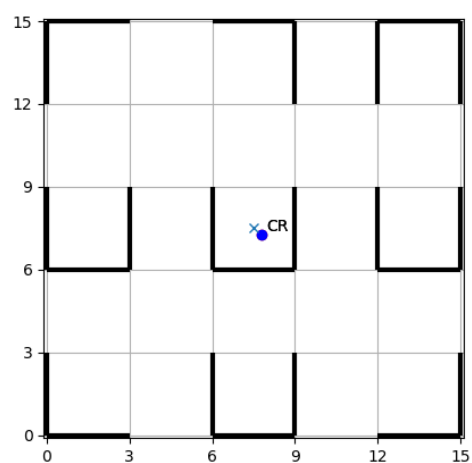
(a) LCRA1-1



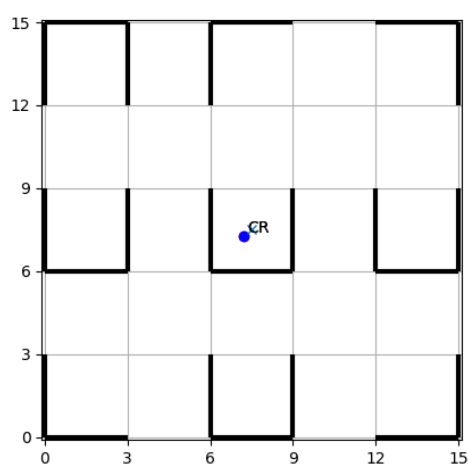
(b) LCRA1-2



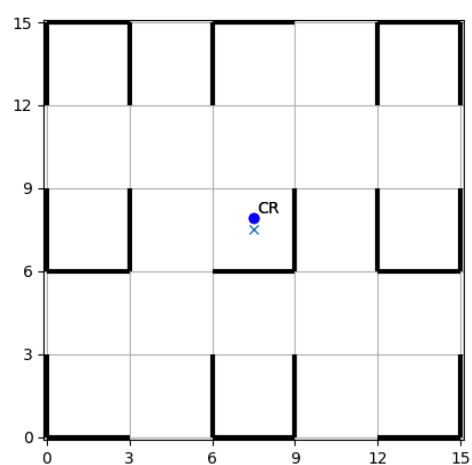
(c) LCRA1-3



(d) LCRA1-4



(e) LCRA1-5

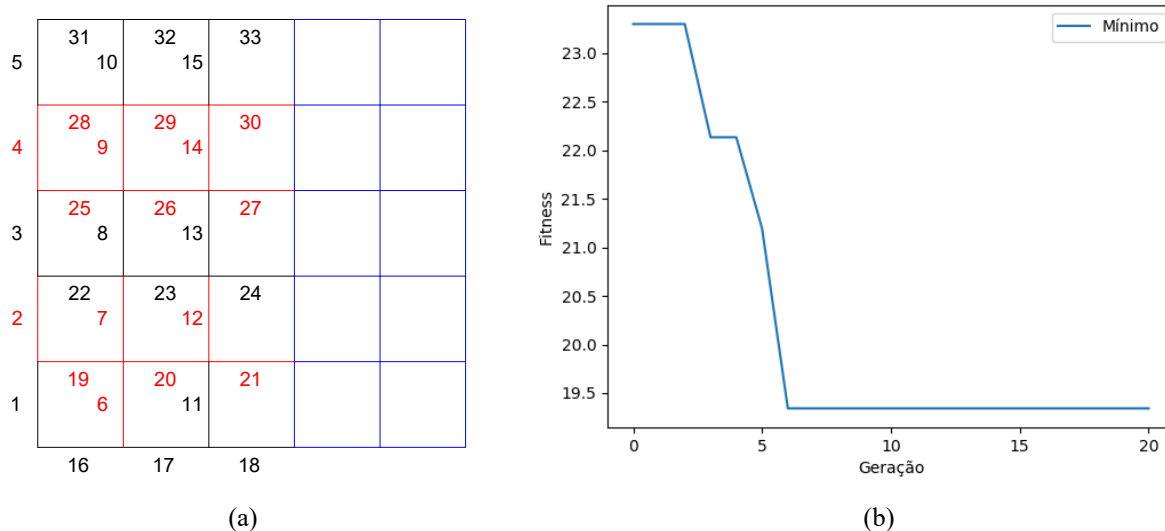


(f) LCRA1-6

Em busca de reduzir o número de trechos, avaliam-se as concepções geradas com diferentes taxas de armadura longitudinal.

São obtidos os modelos LCRA2 (*Layouts Com Restrição Arquitetônica 2*) considerando a taxa de armadura longitudinal de 8%, e impondo-se a simetria em torno do eixo vertical. A Figura 4.21-(a) mostra as variáveis de projeto disponíveis, e os trechos desativados e simétricos da estrutura base. Devido ao número de variáveis de projeto reduzido, a curva da função de aptidão ao longo das gerações manteve-se constante a partir da 6ª geração, conforme a Figura 4.21-(b). Os *layouts* resultantes contêm entre 16 e 18 trechos de pilares-parede, apresentando uma redução em relação aos modelos LCRA1, como pode ser observado na Tabela 4.20.

Figura 4.21 – LCRA2: (a) estrutura base com restrição arquitetônica e simetria em torno de um eixo; (b) $Fitness \times Geração$



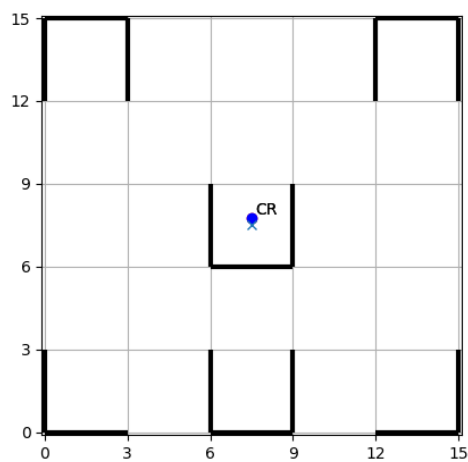
Fonte: Autor, 2022.

Tabela 4.20 – LCRA2: Funções

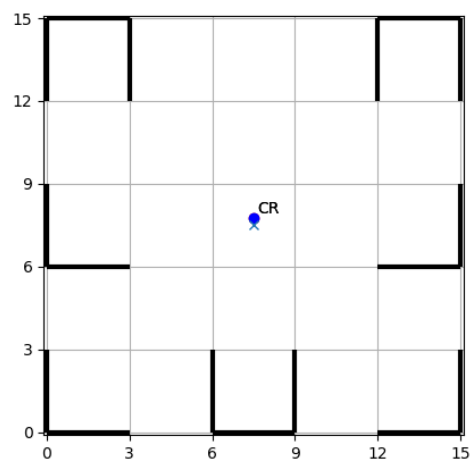
Modelo	$Fitness$	$P(v)$	C_{tor}	C_{fl}	C_{desl}	C_{cis}
LCRA2-1	19,341	16	0,110	0,513	0,330	0,145
LCRA2-2	21,195	17	0,113	0,477	0,237	0,288
LCRA2-3	22,134	17	0,113	0,476	0,262	0,288
LCRA2-4	23,256	18	0,057	0,445	0,243	0,389
LCRA2-5	23,300	17	0,113	0,476	0,292	0,288
LCRA2-6	23,620	17	0,483	0,483	0,357	0,288

Fonte: Autor, 2022.

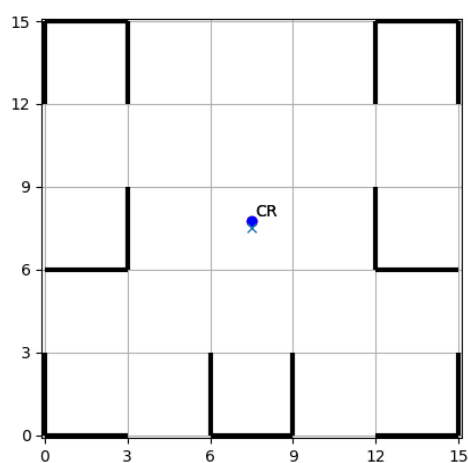
Figura 4.22 – LCRA2: *Layouts* com restrição arquitetônica 2



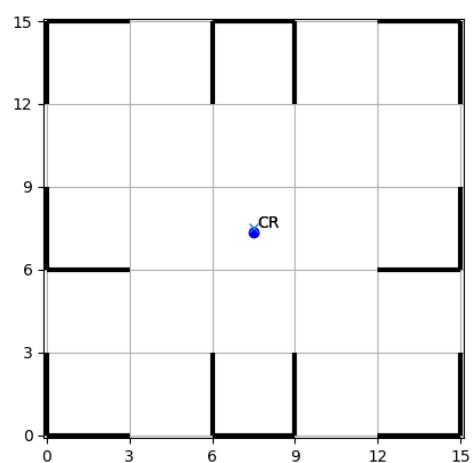
(a) LCRA2-1



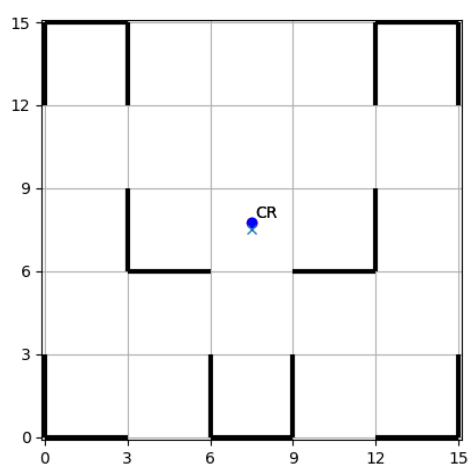
(b) LCRA2-2



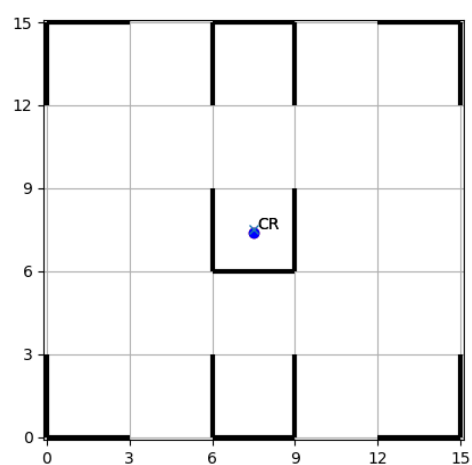
(c) LCRA2-3



(d) LCRA2-4



(e) LCRA2-5

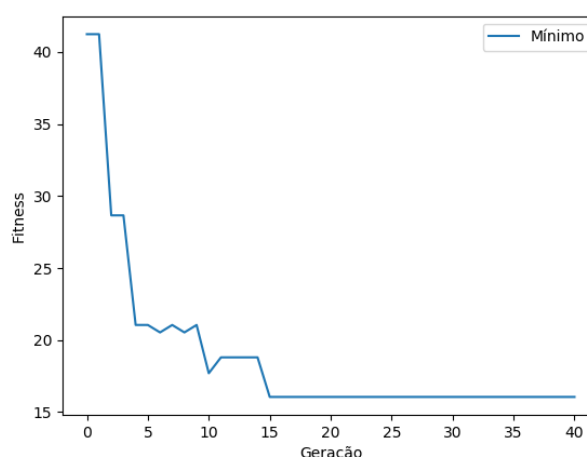


(f) LCRA2-6

Varia-se a taxa de armadura longitudinal para 10% nos modelos LCRA3 (*Layouts Com Restrição Arquitetônica 3*). As concepções são obtidas sem determinação de simetria e com uma taxa de armadura superior ao limite normativo. Este valor é avaliado em consideração à condição de que no pós-processamento dos *layouts* sejam dispostos lintéis com ligações rígidas, que atuarão reduzindo os momentos fletores considerados no processo de otimização. Tal hipótese é verificada nas seções seguintes por meio da análise do núcleo com inclusão dos lintéis e imposição da taxa de armadura longitudinal limite segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

A Figura 4.23 mostra o valor da função *fitness* constante a partir da 15ª geração nas concepções com taxa de armadura longitudinal de 10%. Os *layouts* resultantes apresentam uma redução do número de trechos de pilares-parede em relação aos modelos LCRA1 e LCRA2, com taxas de armaduras de 4% e 8%, como pode ser observado na Tabela 4.21 e na Figura 4.24.

Figura 4.23 – LCRA3: *Fitness* × Geração



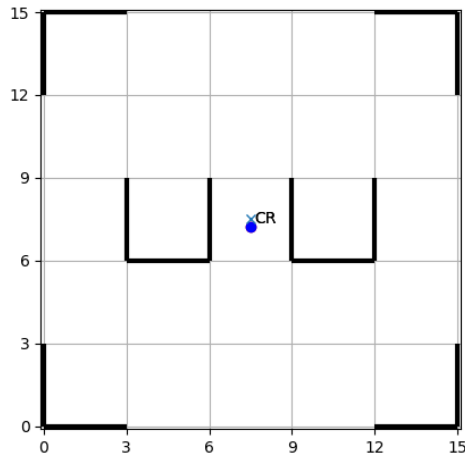
Fonte: Autor, 2022.

Tabela 4.21 – LCRA3: Funções

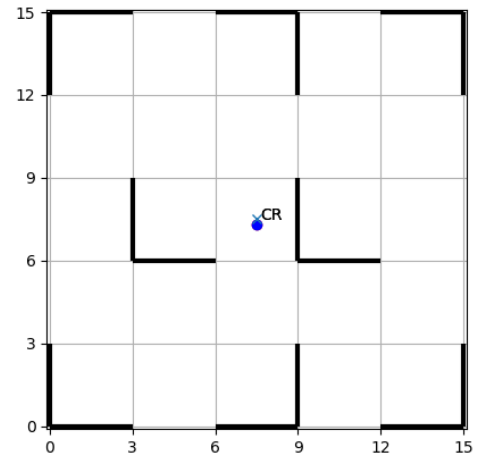
Modelo	<i>Fitness</i>	$P(v)$	C_{tor}	C_{fl}	C_{desl}	C_{cis}
LCRA3-1	16,047	14	0,129	0,145	0,363	0,145
LCRA3-2	17,672	16	0,083	0,246	0,331	0,389
LCRA3-3	17,694	16	0,117	0,243	0,300	0,389
LCRA3-4	18,105	16	0,117	0,243	0,312	0,389
LCRA3-5	18,180	16	0,083	0,246	0,346	0,389
LCRA3-6	18,322	16	0,117	0,243	0,318	0,389

Fonte: Autor, 2022.

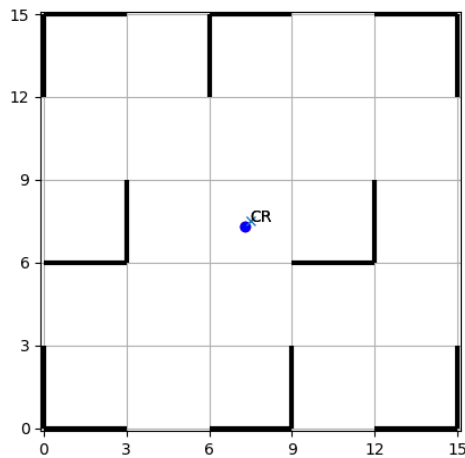
Figura 4.24 – LCRA3: *Layouts* com restrição arquitetônica 3



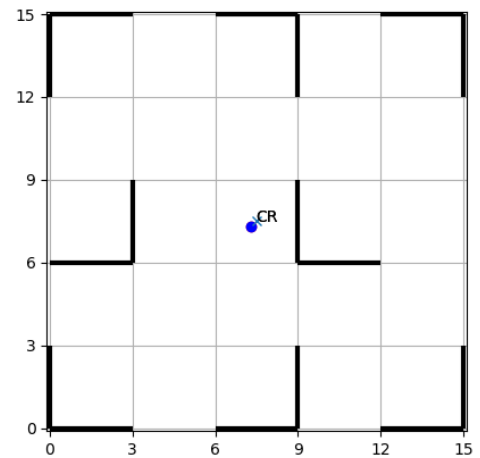
(a) LCRA3-1



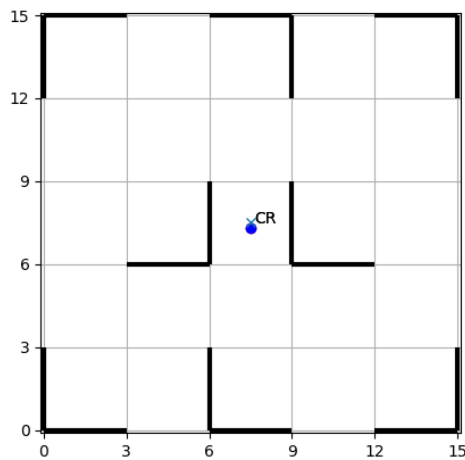
(b) LCRA3-2



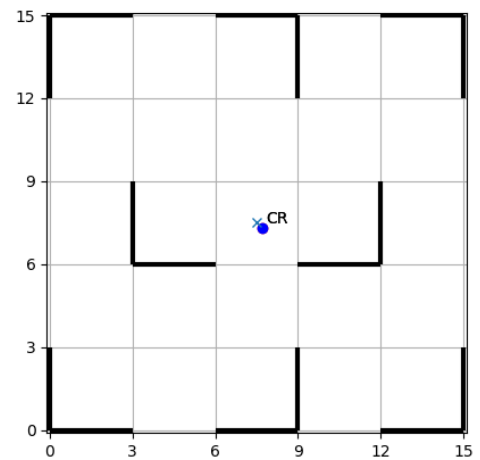
(c) LCRA3-3



(d) LCRA3-4



(e) LCRA3-5



(f) LCRA3-6

Por último, avalia-se o caso de restrição arquitetônica em uma estrutura base de 10×10 , com determinação de simetria em torno do eixo vertical e taxa de armadura longitudinal de 8%. As variáveis de projeto para o problema com restrição arquitetônica e simetria em torno de um eixo são mostradas na Figura 4.25-(a). Neste caso, a curva da função de aptidão permanece constante a partir da 12ª geração, conforme a Figura 4.25-(b).

As concepções obtidas variam o número de trechos de pilares-parede entre 30 e 36, de acordo com a Tabela 4.22.

Tabela 4.22 – LCRA4: Funções

Modelo	<i>Fitness</i>	$P(\mathbf{v})$	C_{tor}	C_{fl}	C_{desl}	C_{cis}
LCRA4-1	43,850	32	0,086	0,492	0,248	0,342
LCRA4-2	43,956	30	0,077	0,567	0,341	0,223
LCRA4-3	44,344	30	0,167	0,572	0,252	0,223
LCRA4-4	47,307	34	0,017	0,571	0,247	0,342
LCRA4-5	53,552	32	0,200	0,625	0,244	0,223
LCRA4-6	54,043	36	0,025	0,609	0,247	0,342

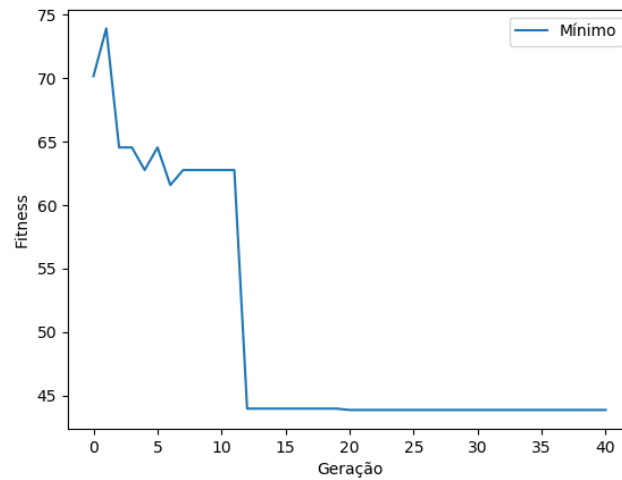
Fonte: Autor, 2022.

Considerando que o peso de concreto de um trecho de pilar-parede de 300×35 é equivalente a dois trechos de 150×35 , observa-se que o maior refinamento da estrutura base pode favorecer à redução do peso da estrutura. Ambos os modelos LCRA2 e LCRA4 são gerados com a mesma taxa de armadura longitudinal e imposição de simetria em torno do eixo vertical. No entanto, o *layout* com o menor peso entre os modelos LCRA2, resultantes da estrutura base de 5×5 elementos, contém 16 trechos de pilares-parede. Já o *layout* com o menor peso resultante da estrutura base de 10×10 possui 30 elementos de 150×35 , equivalente a 15 de 300×35 . A redução de um trecho de pilar-parede é um indicativo de que o maior refinamento da estrutura base pode resultar em concepções mais econômicas.

Figura 4.25 – LCRA4: (a) estrutura base 10×10 com restrição arquitetônica e simetria em torno de um eixo; (b) $Fitness \times Geração$

10	111 20	112 30	113 40	114 50	115 60					
9	106 19	107 29	108 39	109 49	110 59					
8	101 18	102 28	103 38	104 48	105 58					
7	96 17	97 27	98 37	99 47	100 57					
6	91 16	92 26	93 36	94 46	95 56					
5	86 15	87 25	88 35	89 45	90 55					
4	81 14	82 24	83 34	84 44	85 54					
3	76 13	77 23	78 33	79 43	80 53					
2	71 12	72 22	73 32	74 42	75 52					
1	66 11	67 21	68 31	69 41	70 51					
	61	62	63	64	65					

(a)



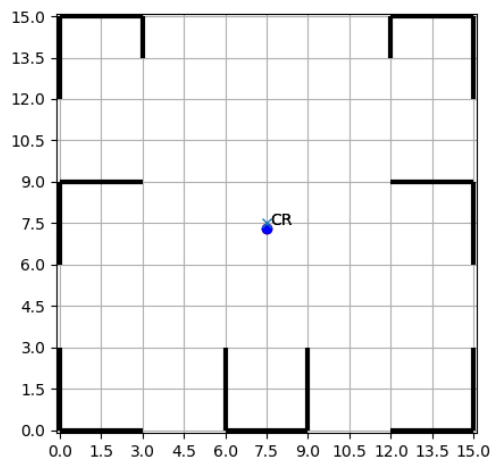
(b)

Fonte: Autor, 2022.

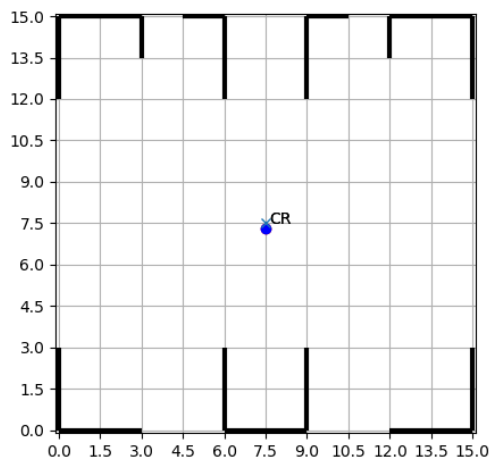
As concepções de *layouts* obtidas a partir da estrutura base com 10×10 elementos são apresentadas na Figura 4.25.

O custo computacional associado ao número de variáveis do problema de otimização, assim como ao grau de refinamento da estrutura base, será discutido em seguida.

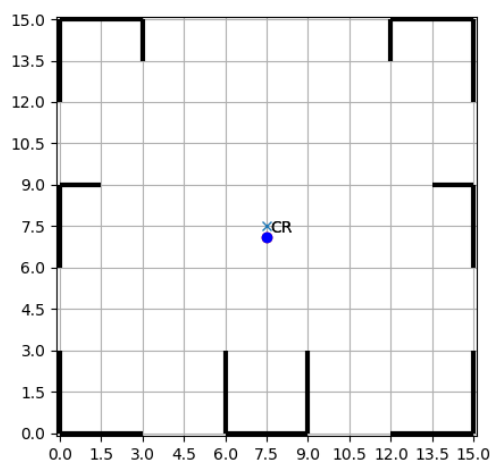
Figura 4.26 – LCRA 4: *Layouts* com restrição arquitetônica 4



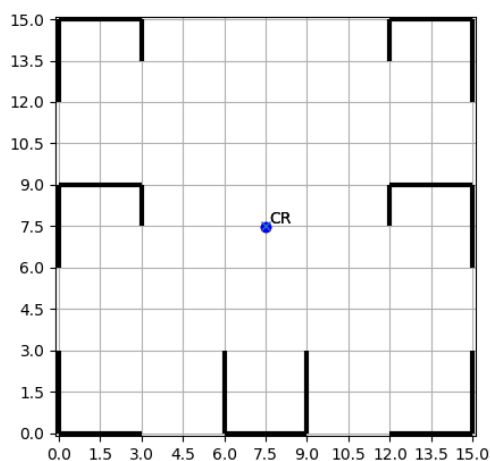
(a) LCRA4-1



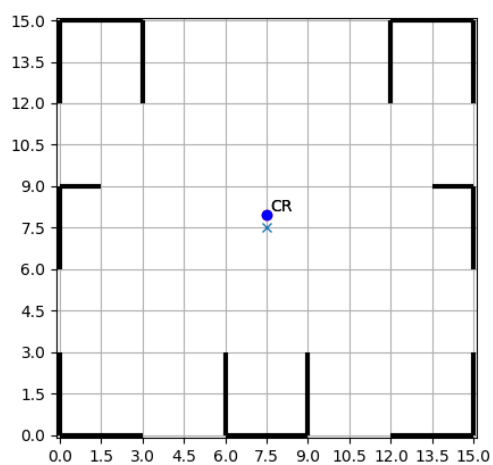
(b) LCRA4-2



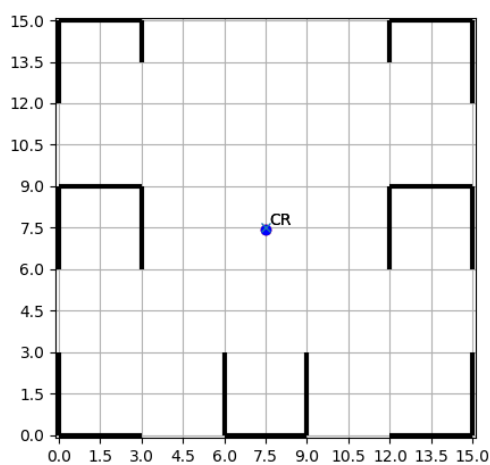
(c) LCRA4-3



(d) LCRA4-4



(e) LCRA4-5



(f) LCRA4-6

4.6.3 Considerações sobre o custo computacional

Para a obtenção dos resultados, utiliza-se um notebook com processador Intel i5-7200U com 8GB de memória RAM e sistema operacional Windows 10 Home, 64 Bits.

A Tabela 4.23 mostra o tempo de processamento de cada caso analisado, associado ao refinamento da estrutura base, ao número de possíveis *layouts*, isto é, ao tamanho do domínio, e ao número de gerações adotado no processo de otimização.

Tabela 4.23 – Tempo de processamento do processo de otimização

Modelos	Estrutura base	Domínio de soluções	Número de gerações	Tempo de processamento
LSRA1	5×5	$2^{60} \cong 1,15 \cdot 10^{18}$	100	11'18"
LSRA2	5×5	$2^{31} \cong 2,14 \cdot 10^9$	40	02'47"
LSRA3	10×10	$2^{56} \cong 7,20 \cdot 10^{16}$	100	26'38"
LCRA1	5×5	$2^{23} \cong 8,38 \cdot 10^6$	40	09'52"
LCRA2	5×5	$2^{13} = 8192$	20	05'44"
LCRA3	5×5	$2^{23} \cong 8,38 \cdot 10^6$	40	05'21"
LCRA4	10×10	$2^{23} \cong 8,38 \cdot 10^6$	40	18'20"

Fonte: Autor, 2022.

Observa-se que o custo computacional é associado ao número de gerações e à discretização do núcleo rígido. Ambos os modelos LSRA1 e LSRA3 são definidos com 100 gerações, em domínios com tamanhos relativamente próximos: o primeiro com 60 variáveis, e o segundo, 56. No entanto, os modelos LSRA3, gerados com estrutura base de 10×10 , apresentam um custo computacional maior.

A imposição da simetria reduz o tempo de processamento dos modelos, devido à restrição do domínio de projeto. Observa-se a redução do tempo de processamento entre os modelos LSRA1 e LSRA2 causada pela determinação de simetria em relação a um eixo e definição de elementos fixos. O mesmo pode ser notado entre os modelos LCRA1 e LCRA2, que diferem pela imposição da simetria e pela taxa de armadura longitudinal.

Em seguida, serão comparados o consumo de materiais e deslocamentos horizontais resultantes da análise *layouts* otimizados selecionados e do modelo de referência.

4.7 Análise comparativa

Nessa seção são apresentados os resultados da análise de concepções de *layouts* do núcleo rígido selecionadas entre os casos apresentados, realizada no *software* de projeto TQS, onde se realiza a análise estrutural dos modelos do núcleo de concreto com a consideração dos lintéis, e o dimensionamento dos elementos de acordo com as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os dados de consumo de materiais e deslocamentos horizontais no topo destes modelos são comparados com os do modelo do núcleo de referência, apresentado na Figura 4.6.

Os *layouts* otimizados são escolhidos de acordo com a possibilidade de dispor lintéis de concreto unindo trechos de três metros de pilares-parede coplanares, ou ortogonais com borda enrijecida. Foram selecionados, entre os casos apresentados, aqueles que possibilitam o maior número de lintéis de concreto, dispostos segundo o critério estabelecido anteriormente. As vigas de fechamento das seções de pilares-parede com vãos maiores de três metros ou entre trechos não coplanares de pilares-paredes são modelados por lintéis metálicos com ligações flexíveis, conforme as Figuras 4.4 e 4.5.

4.7.1 Descrição dos modelos

Analisa-se, além do modelo de referência, os seguintes *layouts*: LSRA2-3, LCRA1-1, LCRA2-6 e LCRA3-4, conforme a Tabela 4.24.

Tabela 4.24 – Modelos analisados

Modelo	Caso	Número de elementos
MREF	Modelo de referência	24
LSRA2-3	<i>Layouts</i> Sem Restrição Arquitetônica 1	18
LCRA1-1	<i>Layouts</i> Com Restrição Arquitetônica 1	23
LCRA2-6	<i>Layouts</i> Com Restrição Arquitetônica 2	17
LCRA3-4	<i>Layouts</i> Com Restrição Arquitetônica 3	16

Fonte: Autor, 2022.

Realiza-se a análise no *software* TQS apenas do núcleo de concreto, com introdução dos lintéis. É possível realizar a análise isolada do pórtico misto uma vez que o núcleo é o único responsável pelo contraventamento da estrutura; sendo os elementos mistos resistentes apenas às cargas gravitacionais.

Realiza-se a análise estrutural dos modelos de núcleo rígido considerando as propriedades dos materiais, os carregamentos gravitacionais, horizontais devido ao vento e as combinações de ações de acordo com as definições anteriores.

Em todos os modelos, atribuem-se lintéis de concreto apenas nos vãos que ligam lâminas coplanares de pilares-parede com três metros de comprimento ou lâminas ortogonais com enrijecimento nas bordas. Nos demais vãos, atribuem-se lintéis metálicos com ligações flexíveis.

Inicialmente dispõem-se lintéis de concreto com seção transversal de 35×50 centímetros. O aumento da seção fez-se necessário para o atendimento aos estados limites últimos dos lintéis nos seguintes modelos:

- LSRA2-3 e LCRA2-6, onde se adota a seção 35×60 centímetros;
- LCRA3-4, em que é assumida a seção 35×60 centímetros para os lintéis externos, e 35×70 centímetros para os lintéis internos.

Nos demais vãos, com trechos de pilares-parede coplanares com mais de três metros de comprimento ou nos vãos entre trechos ortogonais de pilares-parede, atribuem-se os seguintes perfis metálicos:

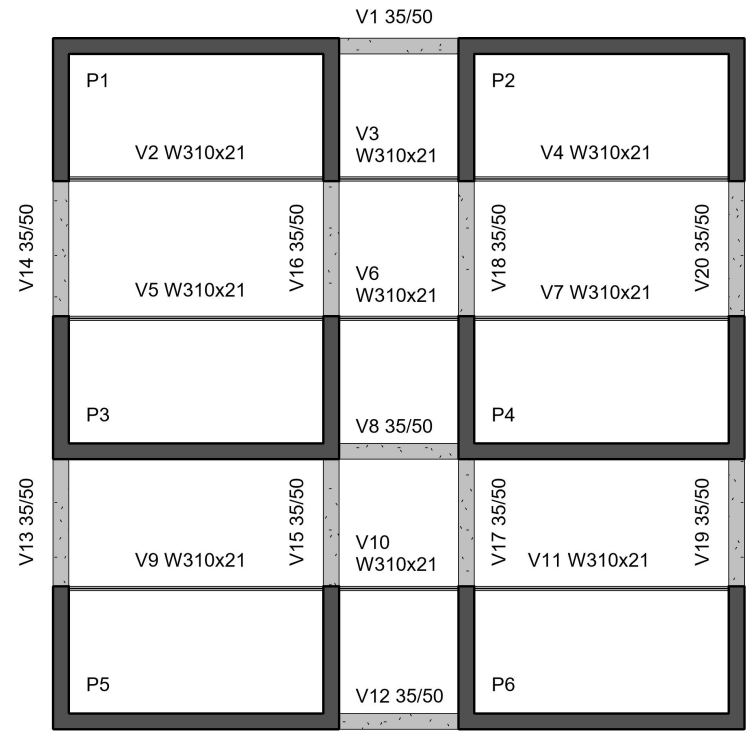
- W 460 $\times$ 68 para as vigas com 9 metros de comprimento;
- W 310 $\times$ 21 para as vigas de 6 e 3 metros de comprimento.

Todas as ligações entre os perfis metálicos e as paredes de concreto são assumidas flexíveis.

Sobre as vigas, assume-se um carregamento característico distribuído de 7 kN/m, em consideração às cargas de peso próprio da laje e permanentes, e 4 kN/m de carregamento accidental.

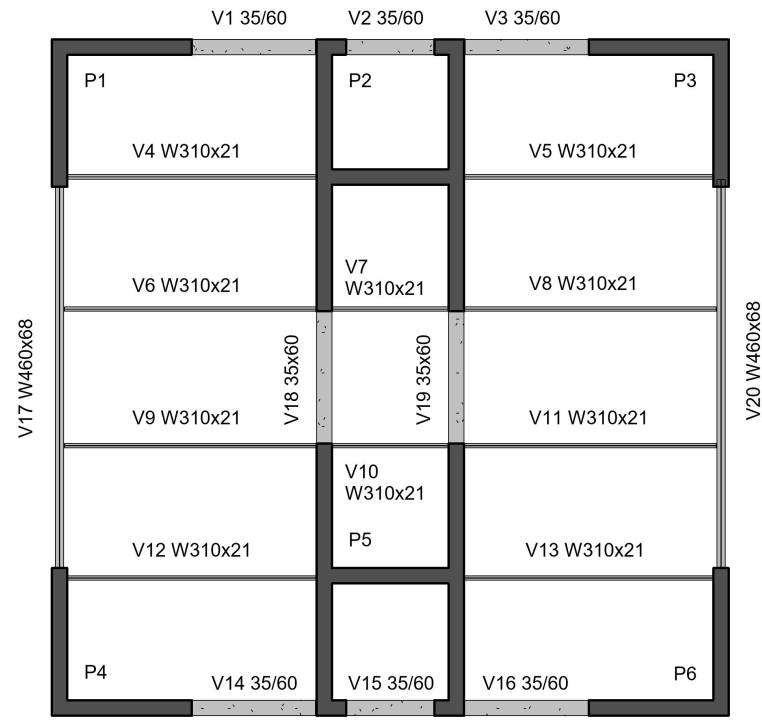
As plantas de fôrma dos modelos analisados no *software* TQS, com a indicação dos perfis dos lintéis, são mostradas das Figuras 4.27, 4.28, 4.29, 4.30 e 4.31.

Figura 4.27 – Modelo de referência: planta de fôrma do pavimento tipo



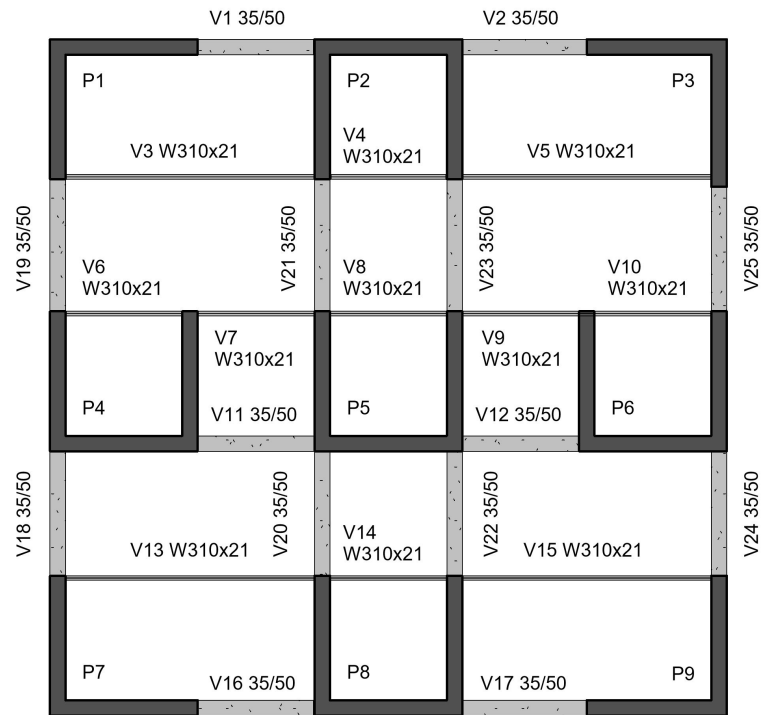
Fonte: Autor, 2022.

Figura 4.28 – Modelo LSRA2-3: planta de fôrma do pavimento tipo



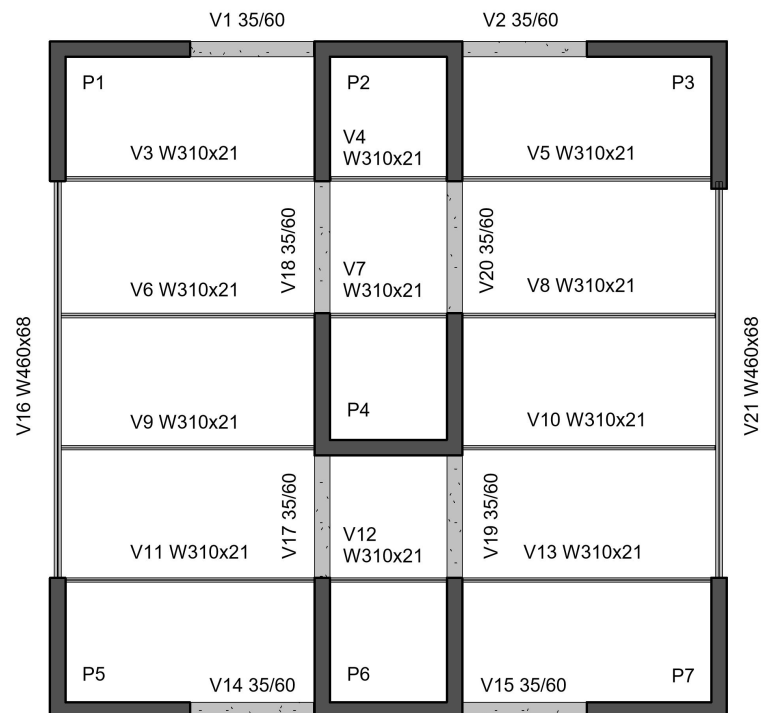
Fonte: Autor, 2022.

Figura 4.29 – Modelo LCRA1-1: planta de fôrma do pavimento tipo



Fonte: Autor, 2022.

Figura 4.30 – Modelo LCRA2-6: planta de fôrma do pavimento tipo



Fonte: Autor, 2022.

Figura 4.31 – Modelo LCRA3-4: planta de fôrma do pavimento tipo



Fonte: Autor, 2022.

4.7.2 Deslocamentos horizontais no topo

Os resultados da análise dos modelos de núcleo rígido com a inclusão dos lintéis no *software* TQS mostram que todos os *layouts* atendem ao limite estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para o deslocamento lateral de $H/1700$, igual a 8,38 centímetros, para as combinações de serviço.

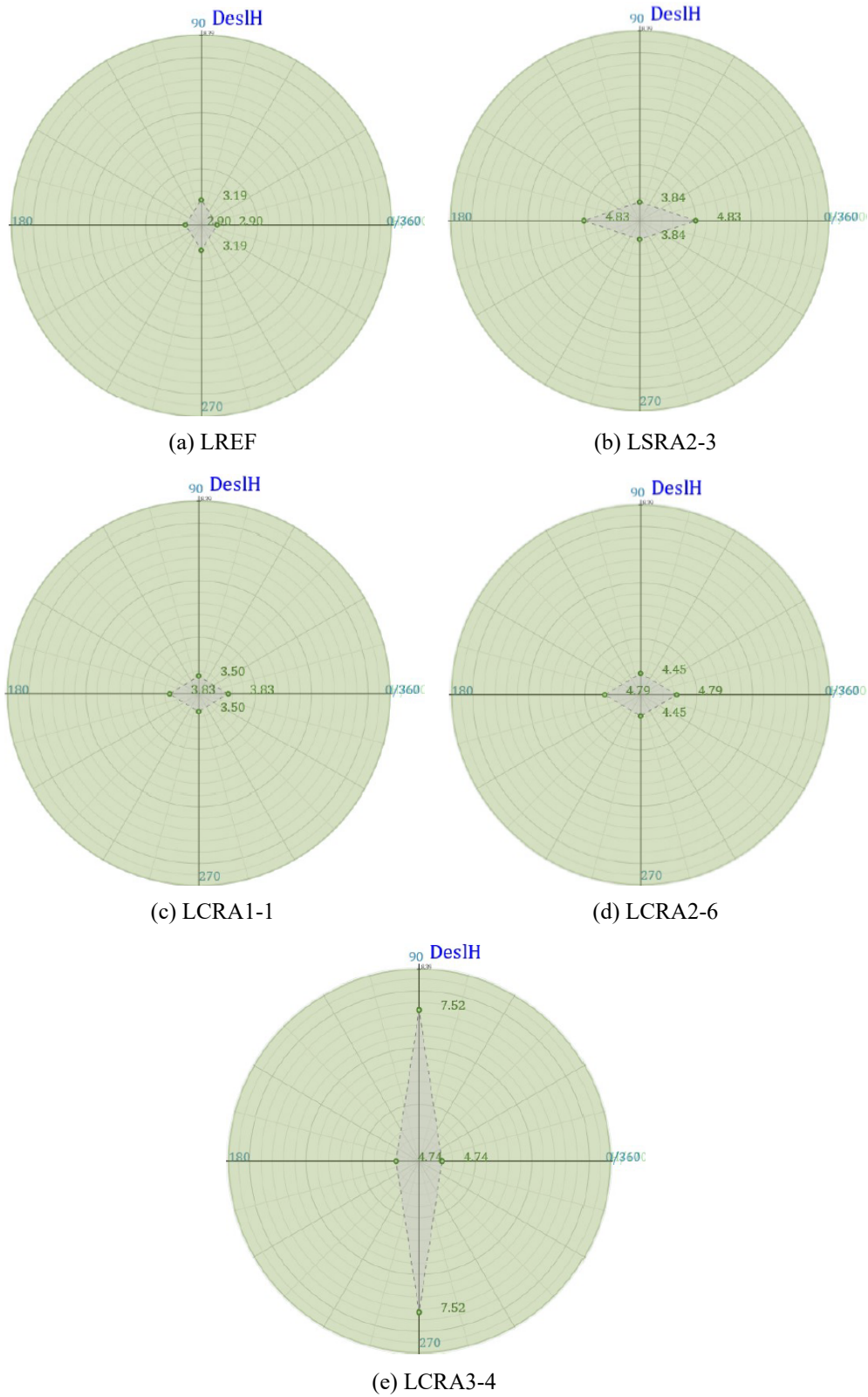
Os valores de deslocamentos são apresentados na Tabela 4.25 e nos gráficos da Figura 4.32.

Tabela 4.25 – Deslocamentos horizontais no topo

Sentido	LREF (cm)	LSRA2-3 (cm)	LCRA1-1 (cm)	LCRA2-6 (cm)	LCRA3-4 (cm)
0°	2,90	4,83	3,83	4,79	4,74
180°	2,90	4,83	3,83	4,79	4,74
90°	3,19	3,84	3,50	4,45	7,52
270°	3,19	3,84	3,50	4,45	7,52

Fonte: Autor, 2022.

Figura 4.32 – Gráficos de deslocamentos



Fonte: Autor, 2022.

Observa-se que os deslocamentos laterais na direção y (sentido $90^\circ/270^\circ$) são inversamente proporcionais à quantidade de trechos de pilares-parede. Em ordem crescente de deslocamentos: LREF (24 trechos), LCRA1-1 (23 trechos), LSRA2-3 (18 trechos), LCRA2-6 (17 trechos) e LCRA3-4 (16 trechos). Na direção x (sentido $0^\circ/180^\circ$), os *layouts* LSRA2-3, LCRA2-6 e LCRA3-4 apresentaram deslocamentos muito próximos, com o maior valor observado no modelo LSRA2-3, cujos lintéis de concreto são apoiados em lâminas de pilares-parede ortogonais com enrijecimento da borda.

O maior deslocamento é observado no modelo LCRA3-4, na direção y , favorecido pelo menor número de trechos de pilares-parede e de lintéis rígidos na direção considerada.

4.7.3 Consumo de concreto

A redução do consumo de concreto dos pilares-parede em relação ao modelo de referência LREF varia de 4,17%, no *layout* LCRA1-1 com apenas um trecho a menos, à 32,06%, no *layout* LCRA3-4, que possui 8 trechos a menos que o LREF, de acordo com as Tabelas 4.26 e 4.27.

Com exceção do modelo LCRA1-1, que possui 14 vãos de lintéis de concreto, 3 a mais que o modelo de referência, os demais *layouts* apresentam redução no consumo de concreto dos lintéis, chegando a 32,06% no modelo LCRA3-4, com seções de 35×60 e 35×70 .

Tabela 4.26 – Consumo de concreto

Elemento	LREF (m ³)	LSRA2-3 (m ³)	LCRA1-1 (m ³)	LCRA2-6 (m ³)	LCRA3-4 (m ³)
Pilares-parede	3592,51	2799,17	3442,82	2544,70	2440,58
Lintéis	196,88	160,18	251,19	173,38	133,77

Fonte: Autor, 2022.

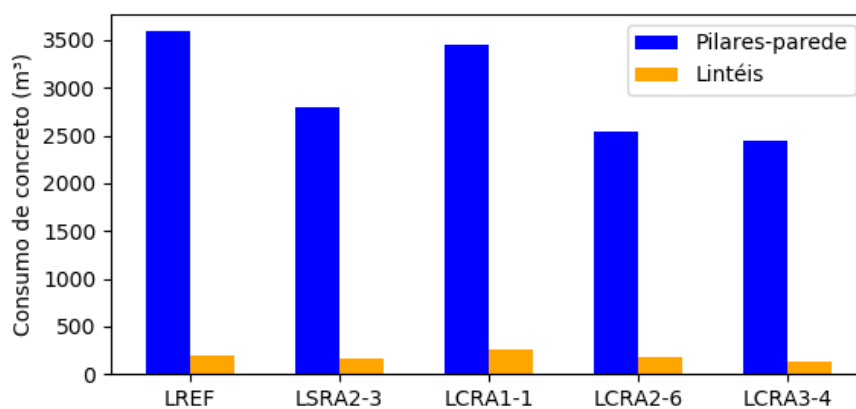
Tabela 4.27 – Consumo de concreto: variação percentual em relação ao modelo de referência

Elemento	LREF (%)	LSRA2-3 (%)	LCRA1-1 (%)	LCRA2-6 (%)	LCRA3-4 (%)
Pilares-parede	0	-22,08	-4,17	-29,17	-32,06
Lintéis	0	-18,64	27,59	-11,94	-32,06

Fonte: Autor, 2022.

O gráfico do consumo de concreto é ilustrado na Figura 4.33.

Figura 4.33 – Consumo de concreto



Fonte: Autor, 2022.

4.7.4 Consumo de fôrmas

A menor redução da área de fôrmas das seções de pilares-parede é de 2,63%, no *layout* LCRA1-1, com apenas um trechos em relação ao modelo de referência. Já a maior redução é de 35,75%, no *layout* LCRA3-4, com oito trechos a menos. As área de fôrmas e as variações percentuais são mostradas nas Tabelas 4.28 e 4.29.

Tabela 4.28 – Consumo de fôrma

Elemento	LREF (m²)	LSRA2-3 (m²)	LCRA1-1 (m²)	LCRA2-6 (m²)	LCRA3-4 (m²)
Pilares-parede	21127,39	16593,98	20571,41	15239,66	14744,50
Lintéis	1518,75	1182,96	1939,14	1280,61	975,85

Fonte: Autor, 2022.

Tabela 4.29 – Consumo de fôrma: relação percentual em relação ao modelo de referência

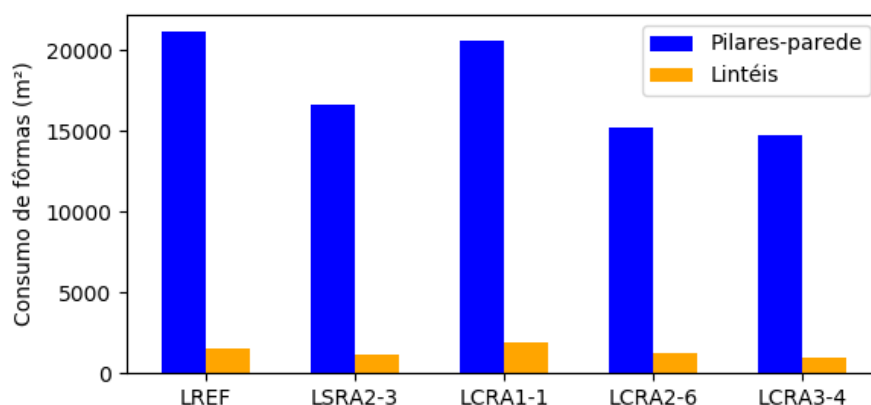
Elemento	LREF (%)	LSRA2-3 (%)	LCRA1-1 (%)	LCRA2-6 (%)	LCRA3-4 (%)
Pilares-parede	0	-21,45	-2,63	-27,86	-30,21
Lintéis	0	-22,11	27,68	-15,68	-35,75

Fonte: Autor, 2022.

Os lintéis do *layout* LCRA1-1 demandam uma maior área de fôrma em relação ao modelo de referência, assim como um maior consumo de concreto. O acréscimo de 27,68% é consequente do maior comprimento de vãos de lintéis de concreto. Os demais *layouts* apresentam redução do consumo de fôrma nos lintéis, em que a maior variação ocorre no modelo LCRA3-4, onde há uma redução de 35,75%.

O gráfico do consumo de fôrmas é ilustrado na Figura 4.34.

Figura 4.34 – Consumo de fôrma



Fonte: Autor, 2022.

4.7.5 Consumo de aço das armaduras

No consumo de aço das armaduras dos lintéis, observa-se tanto um acréscimo devido ao maior comprimento de lintéis de concreto, como em LCRA1-1, quando um acréscimo causado pelo maior esforço de cisalhamento associado ao menor número de trechos de pilares-parede; é o que acontece nos *layouts* LCRA2-6 e LCRA3-4, em que a variação atingiu 40,24% e 38,03%. Nota-se que tais modelos reduzem o consumo de concreto e de fôrmas, e, no entanto, demandam um acréscimo de reforço devido ao grau de solicitação das vigas.

Tabela 4.30 – Consumo de aço das armaduras

Elemento	LREF (kgf)	LSRA2-3 (kgf)	LCRA1-1 (kgf)	LCRA2-6 (kgf)	LCRA3-4 (kgf)
Pilares-parede	228383	224052	217530	163979	158975
Lintéis	147235	133787	187390	206485	203241

Fonte: Autor, 2022.

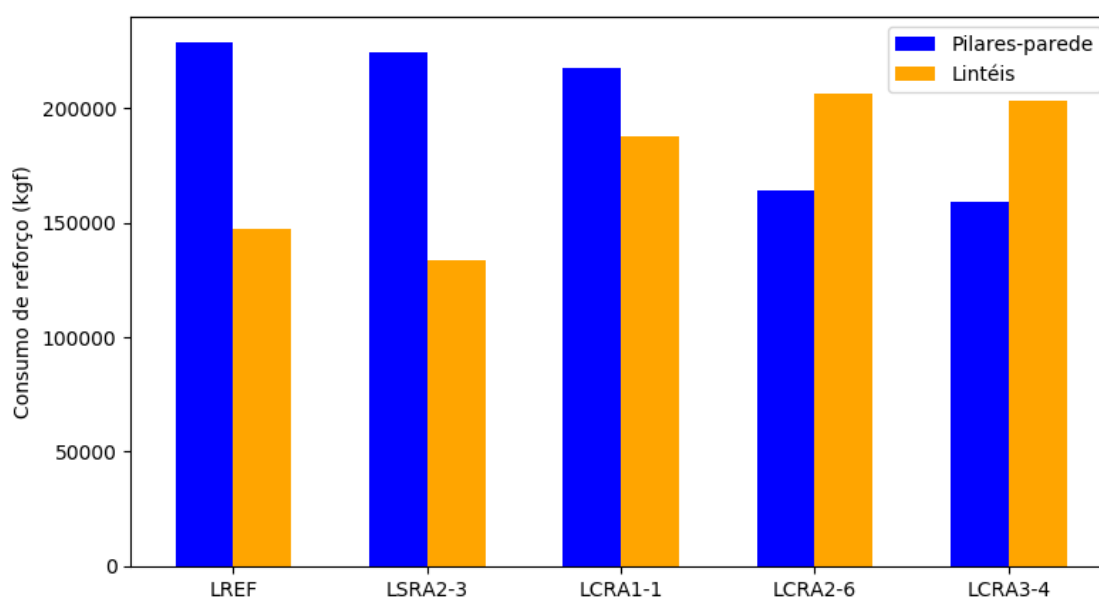
Tabela 4.31 – Consumo de aço das armaduras: variação percentual em relação ao modelo de referência

Elemento	LREF (%)	LSRA2-3 (%)	LCRA1-1 (%)	LCRA2-6 (%)	LCRA3-4 (%)
Pilares-parede	0	-1,90	-4,75	-28,20	-30,39
Lintéis	0	-9,13	27,27	40,24	38,03

Fonte: Autor, 2022.

Em relação ao consumo de aço das armaduras dos pilares-parede, com exceção do *layout* LSRA2-3, cujos lintéis de concreto apoiam-se sobre trechos ortogonais de pilares-parede com bordas enrijecidas, os demais modelos apresentam consumo de armadura proporcional ao número de trechos de pilares-parede, em que a maior redução é observada no modelo LCRA3-4, de 30,39% em relação ao modelo de referência, conforme as Tabelas 4.30 e 4.31.

Figura 4.35 – Consumo de aço das armaduras



Fonte: Autor, 2022.

4.7.6 Consumo de aço estrutural dos lintéis

Para avaliar a disposição dos lintéis metálicos nos diferentes *layouts*, levanta-se o consumo de aço estrutural dos perfis das vigas. Os resultados da Tabela 4.32 indicam que a redução de trechos de pilares-parede causam um acréscimo considerável do consumo de perfis metálicos, de 149,26% nos *layouts* LSRA2-3 e LCRA2-6, e 234,39%, no modelo com o menor número de trechos de pilares-parede, LCRA3-4.

Tabela 4.32 – Consumo de aço estrutural

	LREF	LSRA2-3	LCRA1-1	LCRA2-6	LCRA3-4
Lintéis (kgf)	916,52	2284,50	916,52	2284,50	3064,70
Variação (%)	0	149,26	0,00	149,26	234,39

Fonte: Autor, 2022.

4.7.7 Resumo do consumo de materiais

O quantitativo de materiais dos modelos considerando as seções de pilares-parede e lintéis são dados na Tabela 4.33, e a variação em relação ao modelo de referência, na Tabela 4.34.

Observa-se que, com exceção do aço de reforço do modelo LCRA1-1, que possui maior comprimento de lintéis de concreto, as concepções de *layout* obtidas via algoritmo genético conduzem a soluções mais econômicas, em relação aos elementos de concreto do modelo de referência. A diminuição dos trechos de pilares-parede causa, no entanto, um aumento considerável do consumo de aço estrutural dos lintéis metálicos.

Tabela 4.33 – Resumo do consumo de materiais

	LREF	LSRA2-3	LCRA1-1	LCRA2-6	LCRA3-4
Concreto (m³)	3789,39	2959,35	3694,01	2718,08	2574,35
Fôrma (m²)	22646,14	17776,94	22510,55	16520,27	15720,35
Aço das armaduras (kgf)	375618,00	357839,00	404920,00	370464,00	362216,00
Aço estrutural (kgf)	916,52	2284,5	916,52	2284,5	3064,7

Fonte: Autor, 2022.

Tabela 4.34 – Resumo do consumo de materiais: variação percentual em relação ao modelo de referência

	LREF	LSRA2-3	LCRA1-1	LCRA2-6	LCRA3-4
Concreto (%)	0,00	-21,90	-2,52	-28,27	-32,06
Fôrma (%)	0,00	-21,50	-0,60	-27,05	-30,58
Aço das armaduras (%)	0,00	-4,73	7,80	-1,37	-3,57
Aço estrutural (%)	0,00	149,26	0,00	149,26	234,39

Fonte: Autor, 2022.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo avaliar o uso do algoritmo genético na obtenção de concepções otimizadas para o *layout* do núcleo rígido em edifícios híbridos de aço e concreto. Para isso, desenvolveu-se um programa computacional em linguagem de programação *Python* para a geração de configurações em planta otimizadas, com base na análise estrutural do sistema, em que o núcleo é composto por um conjunto de seções de pilares-parede engastadas na base e livres na extremidade. A verificação da capacidade resistente das seções foi realizada por meio de um método simplificado, aplicando-se a curva de interação entre a força normal e momento fletor, assumindo uma configuração de armaduras constante.

O problema de otimização minimiza o peso estrutural do núcleo de concreto, com restrições em relação à capacidade resistente à flexão composta e cisalhamento, ao deslocamento lateral no topo, aos efeitos de torção, e à necessidade de aberturas para a circulação de pessoas. Para a codificação genética do domínio de soluções, adotou-se um vetor binário, do qual, cada posição associa-se a uma variável de projeto em uma estrutura base de elementos ortogonais.

Aplicou-se a metodologia na obtenção de concepções otimizadas do núcleo de um edifício, adaptado de um projeto real; do qual foram obtidas configurações de plantas sem e com restrição arquitetônica, em que os possíveis posicionamentos dos pilares-parede levaram em consideração a previsão de divisórias na planta de arquitetura. Além disso, geraram-se modelos compatíveis com o pórtico misto contraventado, com imposição de simetria em relação a um e dois eixos, e variando-se a taxa de armadura longitudinal em 4%, 8% e 10% da seção de concreto.

Apesar da NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelecer o limite de taxa de armadura longitudinal em 8%, avaliou-se a geração de modelos com taxa de 10% em consideração à hipótese de que, no pós-processamento das concepções, a disposição de lintéis com elevada rigidez atuariam reduzindo o momento fletor nas seções, de modo a atender os limites normativos de taxa de armadura.

A análise do custo computacional indica que tanto o número de variáveis de projeto, e, consequentemente, o número de gerações necessárias para a convergência do algoritmo; quanto o grau de discretização da estrutura base influenciam o tempo de processamento. A redução do número de variáveis pela determinação de simetria em relação a um eixo conduziu a resultados mais eficientes, em que a convergência do algoritmo se deu em um menor número de gerações.

A análise dos modelos gerados com a variação do refinamento da estrutura base e da taxa de armadura longitudinal sugerem que o maior grau de discretização do domínio de soluções e a maior taxa de armadura longitudinal levam a configurações com menor peso estrutural.

Por fim, realizou-se uma análise comparativa de deslocamentos laterais e do consumo de materiais entre o modelo de referência, com 24 trechos de pilares-parede, e quatro *layouts* selecionados entre as concepções otimizadas: um *layout* obtido sem restrição arquitetônica e taxa de armadura longitudinal de 4%, com 18 trechos de pilares-parede; e três *layouts* obtidos com restrição arquitetônica, com 23, 17 e 16 trechos de pilares-parede, obtidos com taxa de armadura de 4%, 8% e 10%, respectivamente.

A análise dos modelos de núcleo rígido com a consideração da rigidez dos lintéis no *software* de projeto TQS atestou que todos os *layouts* atendem aos estados limites últimos e ao limite de deslocamento lateral estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014); e que, de modo geral, os deslocamentos são inversamente proporcionais à quantidade de trechos de pilares-parede.

A redução do consumo de concreto, de fôrmas e de aço das armaduras nas seções de pilares-parede e nos lintéis dos *layouts* otimizados, em relação ao modelo de referência, demonstra que o processo de otimização via algoritmo genético conduziu à soluções econômicas, com e sem restrição arquitetônica.

No entanto, notou-se que o *layout* do núcleo rígido impactou o consumo dos lintéis metálicos definidos com ligações flexíveis, em que se observou um aumento significativo do consumo de aço estrutural nos modelos otimizados, em relação ao modelo de referência. A otimização do consumo de materiais mais precisa da estrutura de contraventamento deve ser realizada, portanto, com a inclusão do consumo dos lintéis. Igualmente, a consideração dos lintéis no modelo de cálculo estrutural adotado ao longo do processo de otimização conduzirá ao comportamento mais aproximado do sistema.

Este trabalho usou de ferramentas acessíveis e análise estrutural simplificada para obter concepções de *layout* otimizados do núcleo rígido de concreto via algoritmos genéticos, e analisou a aplicação em edifícios híbridos em aço e concreto, em busca de evidenciar o potencial apresentado pela ferramenta de otimização no dia a dia do projeto estrutural de edifícios.

5.2 Sugestões de trabalhos futuros

Na mesma linha de pesquisa, sugerem-se as seguintes abordagens:

- Implementar a otimização tridimensional da estrutura, com variação da espessura do trecho de pilar-parede ao longo da altura;
- Implementar o problema de otimização do *layout* do plano de vigas, em conjunto com o *layout* dos pilares-parede;
- Implementar a análise da estrutura global, em que parâmetros de estabilidade, como o γ_z (gama-z) ou MAES (método de amplificação dos esforços solicitantes), são definidos como função objetivo ou de restrição;
- Implementar o dimensionamento otimizado das armaduras de reforço do núcleo rígido;
- Implementar otimização multi-objetivo entre grandezas conflitantes, como o custo total da estrutura e um parâmetro de estabilidade.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL. **Manual da Construção Industrializada: Conceitos e etapas**. Volume 1: Estrutura e Vedação. Brasília, 2015.
- ALDWAIK, M.; ADELI, H. Advances in optimization of highrise building structures. **Structural and Multidisciplinary Optimization**, v. 50, p. 899–919, 2014.
- ALHADDAD, W. et al. A comprehensive introduction to outrigger and belt-truss system in skyscrapers. **Structures**, v. 27, p. 989-998, 2020.
- ALI, M. M.; MOON, K. S. Advances in structural systems for tall buildings: emerging developments for contemporary urban giants. **Buldings**, v. 8(8), 2018.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Specification for structural steel buildings**. Chicago, 2016.
- ARORA, J. S. **Introduction to optimum design**. 4th ed. Waltham: Academic Press, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- 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 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- BEDÊ, P. R. C. Sinergia viabilizou visual gigante. **Revista Estrutura**. Edição 10, ano 5, p. 6-16, 2021.

BERNARDINO JÚNIOR, C. F. **Avaliação da influência do posicionamento do núcleo de rigidez na estabilidade global de edifícios.** Trabalho de conclusão de curso (Graduação) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2011.

BRASIL, R. M. L. F.; SILVA, M. A. **Otimização de projetos de engenharia.** São Paulo: Blucher, 2019.

CABRAL, S. V.S.; MARTINS, R. L. T.; BRAGA, B. H. G. Concepção de estruturas híbridas e mistas: estudo de caso. In: CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA - CONSTRUMETAL, São Paulo, 2016. **Anais...** ABCEM: São Paulo, 2016, p. 792-817.

CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; SOUZA JÚNIOR, J. B. M. **PilarMisto 3.04.11:** Verificação de pilares mistos de aço e concreto segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a NBR 14323:2010. Universidade Federal de Minas Gerais. Acesso em maio de 2022.

CHRISTENSEN, P. T.; KLARBRING, A. **An introduction to structural optimization.** Waterloo: Springer, 2009.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. **Best tall buildings:** a global overview of 2016 skyscrapers. Mulgrave: Images Publishing Group, 2016.

CÔTE, M. **Shear wall layout optimization of dynamically loaded three- dimensional tall building structures.** Master Thesis - Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 2018.

DEHNAVIPOUR, H.; MESHLD, H.; NADERPÓUR, H. Torsion-based layout optimization of shear walls using multi-objective water cycle algorithm. **Advances in Structural Engineering**, v. 24(13), p. 3030-3042, 2021.

DIAS, S. A. M. **Estruturas híbridas e mistas de aço e concreto.** São Paulo: Zigurate, 2014.

DINIZ, C. W. S. **Estabilidade global de estrutura de edifícios considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2017.

FAKURY, R. H.; CASTRO E SILVA, A. N. R.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto.** São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016

FORTIN, F. A. et al. DEAP: evolutionary algorithms made easy. **Journal of Machine Learning Research**, v. 13, p. 2171-2175, 2012.

FRANÇA, M. P. A. **Estudo da eficiência dos contraventamentos treliçados em edifícios com estruturas de aço**. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

FRANÇA, R. L. S.; KAIZUKA, R. H.; KLEIN JÚNIOR, O. Rigor estrutural viabilizou formas estruturais. **Revista Estrutura**. Edição 8, ano 3, p. 15-24, 2019.

HAGISHITA, T.; OHSAKI, M. Topology optimization of trusses by growing ground structure method. **Structural and Multidisciplinary Optimization**, v. 37, p. 377-393, 2009.

HOUSSAIN, K. M. A. Non-linear performance of slabs in coupled shear wall structures. **Advances in Structural Engineering**, v. 6, p. 339-352, 2003.

İNAM, İ. E. et al. Determining the optimum outrigger locations for steel tall buildings by using time history analyses. **The Structural Design of Tall Special Buildings**, v. 30(7), 2021.

KRAMER, O. **Genetic algorithm essentials**. Springer International Publishing, 2017.

KUSTER, V. K. J. P. **Estudo do comportamento estrutural de prédios de concreto armado contraventados por núcleo rígido tendo em vista o esforço de torção originado pela ação do vento**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2014.

LOU, H. et al. Shear wall layout optimization strategy for high-rise buildings based on conceptual design and data-driven tabu search. **Computers and Structures**, v. 250, 2021.

MARTINS, C. H. **Análise não-linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MEI, L.; WANG, Q. Structural optimization in civil engineering: a literature review. **Buildings**, v. 11(66), 2021.

METFORM. **Telha-fôrma (steel deck) Metform: Manual técnico: especificações para o projeto, manuseio e montagem**. Betim, 2017.

MORI, D. D.; MUNAIAR NETO, J. **Flexo torção:** barras de seção delgada aberta. São Carlos: EESC-USP, 2009.

MOZAFFARI, S.; AKBARZADEH, M.; VOGEL, T. Graphic static in a continuum: strut-and-tie models for reinforced concrete. **Computers and Structures**, v. 240, 2020.

PÂRV, B. R.; HULEA, R.; MOJOLIC, C. Structural optimization for shear wall and central core tall building using genetic algorithms – Part I soft-ware. In: AIP Conference. **Proceedings...** 2019.

PEREIRA, A. C. O. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos.** Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

SANTOS, T. P. **Comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2019.

SILVEIRA, M.; CALIXTO, R. Aço e concreto em harmonia. **Revista Estrutura**. Edição 9, ano 4, p. 15-24, 2020.

TALATAHARI, S.; RABIEI, M.; Shear wall layout optimization of tall buildings using quantum charged system search. **Frontiers of Structural and Civil Engineering**, v. 14, p. 1113-1151, 2020.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings.** Boca Raton: CRC Press, 2010.

TARANATH, B. S. **Structural analysis and design of tall buildings: steel and composite construction.** Boca Raton: CRC Press, 2012.

TARANATH, B. S. **Tall building designer:** steel, concrete and composite systems. Boca Raton: CRC Press, 2017.

VLASOV, V. Z. **Thin-walled elastic beams.** 2nd ed. Jerusalem: Israel Program for Scientific Translations, 1961.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete:** mechanics and design. 6th ed. Upper Saddle River: Pearson Education, 2012.

WIRSANSKY, E. **Hands-on genetic algorithms with python:** applying genetic algorithms to solve real-world deep learning and artificial intelligence problems. Birmingham: Packt Publishing, 2020.

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

YANG, X. S. **Nature-inspired optimization algorithms.** 1st ed. London: Elsevier, 2014.

ZHANG, Y; MUELLER, C. Shear wall layout optimization for conceptual design of tall buildings. **Engineering Structures**, v. 140, p. 225-240, 2017.