



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

WALTNER WAGNER NUNES SILVA

**ANÁLISE E PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO COM MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM ESTRUTURA MISTA DE AÇO E CONCRETO**

Caruaru, 2018

WALTNER WAGNER NUNES SILVA

**ANÁLISE E PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO COM MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM ESTRUTURA MISTA DE AÇO E CONCRETO**

Trabalho de conclusão de curso realizado como requisito obrigatório na obtenção do título de bacharel em engenharia civil, na Universidade Federal de Pernambuco.

Área de Concentração: Estruturas

Orientado pelo Prof. Dr. Douglas Mateus de Lima.

Caruaru, 2018

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Simone Xavier - CRB/4 - 1242

S586a Silva, Waltner Wagner Nunes.
Análise e projeto estrutural de edifício com múltiplos pavimentos em estrutura mista de aço e concreto. / Waltner Wagner Nunes Silva. - 2018.
161f. ; il.: 30 cm.

Orientador: Douglas Mateus de Lima.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências.

1. Estruturas. 2. Projeto estrutural (Engenharia Civil). 3. Análise estrutural (Engenharia). 4. Vigas. 5. Aço – Estruturas. 6. Edifícios – Projeto e construção. I. Douglas Mateus de Lima (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2018-077)

WALTNER WAGNER NUNES SILVA

**ANÁLISE E PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO COM MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM ESTRUTURA MISTA DE AÇO E CONCRETO**

Trabalho de conclusão de curso realizado como requisito obrigatório na obtenção do título de bacharel em engenharia civil, na Universidade Federal de Pernambuco.

Área de Concentração: Estruturas

A banca examinadora composta pelos professores abaixo, considera o candidato ALUNO APROVADO COM NOTA: 9,8.

Caruaru, 12 de Julho de 2018.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Douglas Mateus de Lima _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE/CAA (Orientador)

Prof. Dr. Flávio Eduardo Gomes Diniz _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Humberto Correia Lima Júnior _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Elder Alpes de Vasconcelos _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

*Dedico este trabalho a Jesus, e aos meus pais,
Valdir e Rejane, por todo amor e dedicação
que tiveram comigo.*

AGRADECIMENTOS

A Jesus (meu melhor amigo), pelo seu imenso amor por mim, por mesmo sem que eu mereça deu a vida em resgate da minha, por me ensinar amar, por moldar meu caráter, por me dar o dom da sabedoria e por fazer com que eu acredite em mim.

Aos meus pais, Rejane e Valdir, pelo amor que me deram, pela educação e por todos seus esforços que fizeram durante toda a vida, para que eu chegasse até aqui.

Ao meu amigo e professor orientador Douglas Mateus, o qual primeiramente é um exemplo de ser humano para mim, e me ensinou toda a base da engenharia estrutural. O agradeço também por toda disponibilidade e paciência comigo durante a realização desse trabalho, e durante toda a graduação.

À minha irmã, Renatha Victorya, pelo seu amor, pela cumplicidade, por todo apoio e principalmente pela nossa amizade.

A todos os amigos que fiz durante a graduação, entre eles o pessoal de engenharia de produção, meus alunos de monitoria, meus companheiros de trabalho, a galera do racha, o pessoal do Papo de Universitário, que fizeram a árdua rotina do curso se tornar mais leve.

À professora Larissa Falcão, que me incentivou a fundar a Pórtis Jr., empresa júnior do curso de Engenharia Civil, a qual me fez crescer bastante.

A todos os membros da Pórtis Jr., por terem abraçado a ideia e por darem continuidade a este projeto.

A todos os meus professores do Colégio, em especial Maria do Carmo, Renato Adriano, Karina Vasconcelos e Magda Zileide.

A todos meus professores da graduação, em especial a Rogério Soares (meu orientador de monitoria), Cléssio Leão, Giuliana Bono (minha orientadora de monitoria), Humberto Lima e Roberto Evaristo, pela competência e por todos os conhecimentos passados.

Ao meu amigo, padre e diretor espiritual, Pe. Augusto Fagnê, por todas as orientações e por ser sinal da misericórdia de Deus na minha vida.

A todos meus amigos da igreja, em especial os jovens da Assunção, por todas as resenhas e principalmente por me aproximarem de Jesus.

A Matheus Roman Carini, o qual não o conheço, mas fez seu trabalho de conclusão de curso com o mesmo tema que o meu, e suas ideias e procedimentos me ajudaram bastante.

*Buscai, assim, em primeiro lugar, o Reino de
Deus e a sua justiça, e todas essas coisas vos
serão acrescentadas.
(Mt 6,33)*

RESUMO

A construção de edifícios altos é sinônimo de grandes investimentos, diante do atual cenário de grande concorrência no setor da construção civil torna-se imprescindível a redução dos custos e aumento de produtividade, a escolha adequada do sistema estrutural pode ser bastante significativa nesse cenário. Dentre os diversos sistemas estruturais estão os formados por elementos mistos de aço e concreto, onde as características dos dois materiais são diferentes e complementares. O concreto alia boa resistência à compressão e elevada robustez. O aço, como características complementares, apresenta elevada resistência à tração e esbeltez dos elementos, a interação entre os dois materiais é garantida graças aos conectores de cisalhamento. Este trabalho consiste em um projeto estrutural de um edifício comercial de dezessete pavimentos em estrutura mista de aço e concreto. A partir de revisão bibliográfica, que aborda os principais tipos de sistemas estruturais de edifícios de múltiplos pavimentos, assim como os elementos mistos, foi determinado o sistema estrutural da edificação, composto por paredes de cisalhamento em concreto armado, contraventamento treliçado e contraventamento por pórtico rígido. Em seguida, efetuou-se o lançamento da estrutura e definiu-se o método construtivo. Posteriormente, determinaram-se as ações atuantes na estrutura do edifício e suas respectivas combinações. A análise estática e modal da estrutura foi feita com auxílio do *software* SAP 2000, o qual forneceu as solicitações atuantes, e os deslocamentos dos elementos estruturais. As lajes *steel deck* foram dimensionadas através do catálogo fornecido pelo fabricante, as vigas mistas foram verificadas tanto na etapa de construção quando na etapa final da estrutura. Foi realizada uma análise estrutural de 2º ordem elástica para a determinação das solicitações e dos deslocamentos dos pilares metálicos, utilizada para o dimensionamento dos mesmos, além disso, foi realizada uma comparação entre a opção de utilizar pilares com seção constante da base até o topo, e utilizar a redução da seção dos pilares conforme a variação da carga dos mesmos, a qual mostrou que a segunda opção é a mais viável do ponto de vista econômico. Também foi realizada uma análise modal da estrutura, a qual forneceu todos os modos de vibração da estrutura, mostrando que o primeiro e o segundo modo, apresentam frequências menores que 1 Hz, o que indica que a resposta flutuante é importante, podendo ser necessária uma análise dinâmica da estrutura. Por último, projetaram-se as ligações viga-viga e viga-pilar. Constatou-se que a introdução de conectores de cisalhamento nas vigas metálicas, e consequentemente o dimensionamento como seção mista, proporciona um aumento considerável na resistência,

possibilitando o emprego de elementos mais esbeltos. Conclui-se que o sistema estrutural adotado é adequado para o edifício em estudo.

Palavras-chave: Estrutura Mista De Aço e Concreto. Projeto Estrutural De Edifício. Projeto De Vigas Mistas. Análise Estrutural De Edifício.

ABSTRACT

The construction of tall buildings is synonymous with large investments, facing the current scenario of great competition in the construction it is essential to reduce costs and increase productivity sector, the proper choice of the structural system can be quite significant in this scenario. Among the various structural systems are those composite steel and concrete structures, for which the characteristics of the two materials are different and complementary. The concrete combines good resistance to compression and high strength. The steel, as complementary characteristics, presents high resistance to the traction and slenderness of the elements, the interaction between the two materials is guaranteed thanks to the shear studs. This work consists of a structural design of a commercial building of seventeen floors in composite steel and concrete structure. From a bibliographic review, which addresses the main types of structural systems of multi-floor buildings, as well as the composite elements, the structural system of the building was determined, composed of reinforced concrete shear walls, braced frames and rigid frames. Then, the structure was launched and the constructive method was defined. Subsequently, the actions in the structure of the building and their respective combinations were determined. The static and modal analysis of the structure was done with the help of SAP 2000 software, which provided the active requests and the displacements of the structural elements. The steel deck slabs were dimensioned through the catalog supplied by the fabricator, the composite beams were verified both in the construction stage and in the final stage of the structure. A 2nd order elastic structural analysis was performed to determine the stresses and displacements of the steel columns, used for their dimensioning. In addition, a comparison was made between the option of using columns with constant section from the base to the top and using the reduction of the section of the columns according to the variation of the load of the same, which showed that the second option is the most viable economic point of view. A modal analysis of the structure was also performed, which provided all modes of vibration of the structure, showing that the first and second modes have frequencies lower than 1 Hz, which indicates that the floating response is important and may require a dynamic analysis of the structure. Finally, the beam-beam and beam-column connection were designed. It was contacted that the introduction of shear studs in the steel beams, and consequently the designing as a composite section, provides a considerable increase in the resistance, allowing the use of slender elements. It is concluded that the structural system adopted is suitable for the building under study.

Keywords: Composite steel And Concrete Structures. Structural Building Design. Composite Beam Design. Structural Analysis Of Building.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa.	25
Figura 2 – Perfis de aço laminado: (a) perfis L cantoneira; (b) perfil U; (c) perfil I; (d) perfil W; (e) perfil HP; (f) trilho; (g) perfil tubular quadrado; (h) perfil tubular redondo.	28
Figura 3 - Perfis de aço soldado: (a) perfil I; (b), (c) e (d) perfis compostos formados pela associação de perfis laminados simples.	29
Figura 4 - Perfis de aço de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z.....	29
Figura 5 - Diagrama tensão x deformação do concreto.	30
Figura 6 – Sistema Misto variação de deformação na viga.....	37
Figura 7 - Comportamento dos conectores rígidos e flexíveis.	38
Figura 8 - Principais tipos de conectores de cisalhamento.....	39
Figura 9 - Comportamento dos conectores ao longo da viga mista.....	39
Figura 10 –Tipos de fôrmas de lajes mistas de aço e concreto.....	40
Figura 11 – Seções críticas nas lajes mistas.	42
Figura 12 – Viga mista em laje <i>steel deck</i>	43
Figura 13 - Seções usuais de vigas mistas.....	44
Figura 14– Comportamento de vigas mistas contínuas em regiões de momentos positivo e negativo.	45
Figura 15 - Tipos de ligação segundo a sua rigidez.....	48
Figura 16 - Ligações ideais: (a) Ligação perfeitamente rígida; (b) Ligação Rotulada.	48
Figura 17 - Tipos de ligações soldadas, segundo a posição da solda em relação ao material-base.	50
Figura 18 - Classificação das ligações quanto ao tipo de solicitação. (a) Ligação por corte; (b) ligação por tração; (c) e (d) ligações a corte e tração dos conectores.....	51
Figura 19 - Ligações flexíveis entre viga e pilar constituídos por perfis I ou H.	53
Figura 20 – Ligações viga-viga usuais (a) ligação parafusada; (b) ligação soldada.	54
Figura 24 – Elementos de contraventamento e elementos contraventados (a) por pórtico treliçado; (b) por pórtico rígido.	55
Figura 25 – Pórtico rígido (a) deslocamento por flexão; (b) deslocamento por cisalhamento.	57
Figura 26 – Geometria e esforços em sistemas treliçados: (a) diagonal única; (b) treliça em X; (c) treliça em K; (d) diagonal única alternada.....	58

Figura 27 – Planta de um sistema tubular aporticado.	59
Figura 28 – Distribuição da tensão axial em um tubo com e sem o efeito <i>shear lag</i>	59
Figura 29 – Sistemas estruturais (a) parede de cisalhamento; (b) núcleo de concreto armado.	60
Figura 30 – Efeito global de segunda ordem.	62
Figura 31 – Efeito local de segunda ordem.	63
Figura 32 – Previsão do edifício pronto.	65
Figura 33 – Planta baixa do pavimento tipo do edifício em estudo.	67
Figura 34 – Planta baixa do pavimento cobertura do edifício em estudo.	68
Figura 35 – Planta baixa pavimento casa de máquinas do edifício em estudo.	69
Figura 36 – Planta baixa do pavimento coberta do edifício em estudo.	69
Figura 37 – Lançamento das vigas e pilares do pavimento tipo e cobertura.	72
Figura 38 – Lançamento de vigas e pilares do pavimento casa de máquinas.	73
Figura 39 – Lançamento de vigas e pilares do pavimento coberta.	73
Figura 40 – Elevações do plano yz dos eixos que contém os pilares metálicos.	74
Figura 41 – Elevações do plano xz dos eixos que contém os pilares metálicos.	74
Figura 42 – Estrutura do edifício em 3D.	75
Figura 43 – Sequência construtiva do edifício.	76
Figura 44 – Distribuição típica da carga de vento em prédio de múltiplos pavimentos.	80
Figura 45 – Direções do vento.	81
Figura 46 – Coeficientes de forma para vento na direção x.	82
Figura 47: Coeficiente de forma para vento na direção y.	82
Figura 48 – Laje do pavimento tipo e cobertura.	89
Figura 49 - Laje da casa de máquina.	90
Figura 50 – Laje da cobertura.	90
Figura 51 – Geometria da MF-75.	92
Figura 52 – Geometria da MF-50.	93
Figura 53 – Seção da laje <i>steel deck</i>	94
Figura 54 – Armadura positiva laje L3 do pavimento casa de máquinas.	96
Figura 55 – Armadura negativa laje L3 do pavimento casa de máquinas.	96
Figura 56 – Armaduras da laje L1 do pavimento casa de máquinas.	97
Figura 57 - Esquema estático das vigas do pavimento tipo.	99
Figura 58 – Esquema estático das vigas do pavimento casa de máquinas.	100
Figura 59 – Esquema estático do pavimento coberta.	100

Figura 60 – Seções finais das vigas do pavimento tipo.	101
Figura 61 – Seções finais das vigas do pavimento casa de máquinas.	102
Figura 62 – Seções das vigas finais do pavimento coberta.	102
Figura 63 – Seção transversal viga VP8.	109
Figura 64 – Flecha das vigas mistas não escoradas.	110
Figura 65 – Homogeneização da seção transversal (a) seção mista; (b) seção homogeneizada de aço.	110
Figura 66 – Sequência de carregamento em vigas mistas até atingir a flecha máxima.	111
Figura 67 – Posicionamento dos pilares.	112
Figura 68 - Gráfico de comparativo dos esforços normais de 1º ordem e de 2º ordem dos pilares.	113
Figura 69 - Gráfico comparativo dos momentos fletores em torno do eixo x de 1º ordem e de 2º ordem dos pilares.	114
Figura 70 - Gráfico de comparativo dos momentos fletores em torno do eixo y de 1º ordem e de 2º ordem dos pilares.	114
Figura 71 – Gráfico comparativo dos esforços cortantes na direção x de 1º ordem e de 2º ordem dos pilares.	114
Figura 72 – Deslocamento nos pilares metálicos: (a) de 1º ordem, (b) de 2º ordem.	119
Figura 74 - Deslocamento horizontais de edifícios de dois ou mais pavimentos.	121
Figura 75 – Deformada de pórtico do edifício no plano xz.	121
Figura 76 - Gráfico do comparativo de consumo de aço dos pilares metálicos da edificação.	123
Figura 77 - Deformação de 2º ordem máxima nos pilares comparando os pilares de seção constante com o caso de pilares com seção variável.	124
Figura 78 – Deslocamentos dos pilares do edifício (a) modo 1; (b) modo 2.	126
Figura 79 - Deslocamento dos pilares do edifício: (a) modo 3; (b) modo 4.	126
Figura 80 - Deslocamento dos pilares do edifício: (a) modo5; (b) modo 6.	127
Figura 81 – Ligação flexível viga-pilar VP16-P7.	129
Figura 82 – Ligação rígida viga pilar (VP9 – P2).	129
Figura 83 – Ligação flexível viga-viga VS5-VI2.	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Redução das cargas acidentais.	79
Tabela 2- Parâmetros para determinação dos coeficientes de forma externo.	81
Tabela 3 - Pressão dinâmica do vento ao longo do edifício.	84
Tabela 4 – Dimensionamento das lajes do pavimento tipo e cobertura.	91
Tabela 5 – Dimensionamento das lajes do pavimento casa de máquinas.	91
Tabela 6 – Dimensionamento das lajes do pavimento coberta.	92
Tabela 7 – Deslocamento das lajes do pavimento tipo na etapa de construção.	94
Tabela 8 - Verificação do deslocamento da laje na etapa final.	95
Tabela 9 – Relação entre altura e vão das vigas pré-dimensionadas do pavimento tipo.	98
Tabela 10 – Verificação das vigas na etapa de construção.	104
Tabela 11 – Flechas na etapa de construção e contraflecha especificada.	105
Tabela 12 – Número de conectores por viga e tipo de interação.	106
Tabela 13 – Verificação das vigas na etapa final (Momento fletor positivo).	107
Tabela 14 – Verificação das vigas na etapa final (Momento fletor negativo).	108
Tabela 15 – Verificação dos deslocamentos das vigas na etapa final.	112
Tabela 16 – Verificação dos pilares metálicos quanto ao estado-limite último.	117
Tabela 17 – Deslocamentos de 1º e de 2º ordem dos pilares metálicos e seus respectivos graus de deslocabilidade.	120
Tabela 18 – Verificação do estado limite de deslocamento excessivo para os pilares metálicos.	122
Tabela 19 – Verificação do estado limite de deslocamentos excessivos para os pilares parede.	122
Tabela 20 – Dados de vibração do edifício.	125
Tabela 21 – Verificação dos elementos do contraventamento em X.	128

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores característicos das resistências dos materiais utilizados.	70
Quadro 2 – Valores dos coeficientes de ponderação da resistência.	71
Quadro 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes.	85
Quadro 4 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis.	85
Quadro 5 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e da redução de ψ_1 e ψ_2	86
Quadro 6 – Combinações de ações para o estado-limite último.	86
Quadro 7 – Combinações do estado-limite de serviço.	87
Quadro 8 - Perfis finais dos pilares e seus aproveitamentos quanto à flexocompressão oblíqua.	118

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	JUSTIFICATIVA	20
1.2	OBJETIVOS.....	21
1.2.1	Objetivo Geral	21
1.2.2	Objetivos Específicos.....	21
1.3	LIMITAÇÕES	22
1.4	DELINEAMENTO	22
1.5	CONTÉUDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	23
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	25
2.1	MATERIAIS	25
2.1.1	Aços dos perfis estruturais	25
2.1.2	Concreto	27
2.1.3	Aço das armaduras.....	29
2.2	AÇÕES E COMBINAÇÕES	29
2.2.1	Ações.....	29
2.2.2	Combinações	31
2.3	ELEMENTOS ESTRUTURAIS	35
2.3.1	Conectores de cisalhamento	35
2.3.2	Lajes Mistas (Steel Deck)	38
2.3.3	Vigas Mistas	41
2.4	LIGAÇÕES	45
2.4.1	Classificação das ligações quanto à rigidez	45
2.4.2	Meios de ligação	47
2.4.3	Elementos de ligação	51
2.4.4	Ligações de viga e pilar de alma cheia	51
2.4.5	Ligação entre vigas	52
2.5	SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	53
2.5.1	Sistemas de pórticos rígidos	54
2.5.2	Sistemas contraventado treliçado	55
2.5.3	Sistemas tubulares	56
2.5.4	Sistemas com paredes de cisalhamento e núcleo rígido de concreto.....	57
2.6	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	58
2.6.1	Análise de 1º ordem.....	58

2.6.2	Análise elástica de 2º ordem.....	58
2.7	REVISÃO DA LITERATURA.....	60
3	METODOLOGIA	62
3.1	DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO.....	62
3.1.1	Pavimento tipo.....	63
3.1.2	Cobertura.....	63
3.1.3	Casa de máquinas	63
3.1.4	Pavimento coberta.....	63
3.2	FERRAMENTA DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	66
3.3	MATERIAIS UTILIZADOS	67
3.4	DEFINIÇÃO DE SISTEMA ESTRUTURAL E LANÇAMENTO ESTRUTURAL.....	68
3.5	MÉTODO CONSTRUTIVO.....	73
3.6	AÇÕES.....	74
3.6.1	Ações Permanentes	74
3.6.2	Ações variáveis.....	75
3.7	COMBINAÇÕES	81
3.7.1	Combinações do estado-limite último	83
3.7.2	Combinações do estado-limite de serviço.....	84
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	85
4.1	LAJES MISTAS	85
4.1.1	Dimensionamento das lajes steel deck.....	86
4.1.2	Etapas de construção	88
4.1.3	Etapas finais	90
4.1.4	Lajes L1 e L3 pavimento casa de máquinas.....	91
4.2	VIGAS	93
4.2.1	Pré-dimensionamento	94
4.2.2	Verificação das vigas	96
4.3	PILARES.....	108
4.3.1	Solicitações.....	109
4.3.2	Estados limites últimos	111
4.3.3	Estados-limites de serviço.....	115
4.3.4	Comparativo seção de pilares constante x variável	118
4.4	ANÁLISE MODAL.....	120
4.5	CONTRAVENTAMENTOS.....	123

4.6	LIGAÇÕES	124
4.6.1	Ligações viga-pilar	124
4.6.2	Ligações viga-viga.....	125
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	127
5.1	PERSPECTIVAS/SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	128
	REFERÊNCIAS	129
	APÊNDICE A – VERIFICAÇÃO DOS PILARES METÁLICOS.....	131
	APÊNDICE B – VERIFICAÇÃO DAS VIGAS MISTAS (MOMENTO POSITIVO).....	140
	APÊNDICE C – CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE PARA VIGAS SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR NEGATIVO.....	157

1 INTRODUÇÃO

Com o processo de crescimento urbanístico, também causado pelo crescimento populacional, se faz necessário o abrigo de um número maior de pessoas e atividades em um mesmo espaço. Esse fenômeno pode acontecer através da verticalização que os edifícios de múltiplos pavimentos podem oferecer, permitindo a multiplicação vertical do solo. A verticalização foi possibilitada pelo avanço de técnicas construtivas, que permitiu a construção de edifícios altos, provocando uma transformação em cidades de muitos países no século XX. Além de ter se tornado ícone da ocupação urbana contemporânea, a verticalização das cidades se tornou um símbolo de poder econômico de uma nação.

A construção de edifícios altos é sinônimo de grandes investimentos, diante do atual cenário de grande concorrência no setor da construção civil torna-se imprescindível a redução dos custos que abrangem a construção desses edifícios, por isso empresas do setor vêm investindo incessantemente no conhecimento de novas tecnologias e informações que permitam minimizar o desperdício, aumentar a produtividade e, consequentemente, minimizar o custo total da obra.

A escolha adequada do sistema estrutural do edifício é um fator bastante significativa para a redução do custo total da obra, porém esta escolha não depende apenas do custo, mas também de outros fatores como:

- ✓ projeto arquitetônico;
- ✓ ações atuantes;
- ✓ vãos a serem vencidos;
- ✓ método construtivo;
- ✓ mão de obras e tecnologia disponíveis;
- ✓ prazo de execução da obra;
- ✓ custo das fundações;
- ✓ tempo de retorno do capital investido.

O desenvolvimento econômico, técnico e científico fez surgir diversos sistemas estruturais e construtivos, entre os quais estão os sistemas formados por elementos mistos de aço e concreto, onde as características dos dois materiais são diferentes e complementares. O concreto alia boa resistência à compressão e elevada robustez. O aço, como características complementares, apresenta elevada resistência à tração e esbeltez dos elementos. Além dessas características, ambos os materiais possuem coeficientes de dilatação térmicos próximos, não ocasionando deformações térmicas diferenciais significativas.

Os edifícios de múltiplos pavimentos em estrutura metálica começaram a surgir no mundo no fim do século XIX. Em 1885, foi terminada a construção em Chicago, do *Home Insurance Building*, um edifício com dez pavimentos e o primeiro do mundo com estrutura de aço. Já a construção de edifícios em estruturas metálicas no Brasil teve início em meados do século XX, em 1957, foi finalizada a construção do Edifício Garagem América, com 16 andares, localizado em São Paulo (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008). Após a aparição desse novo sistema, estudos começaram a ser desenvolvidos com este tipo de estrutura, nos pavimentos de edifícios em estrutura metálica, a laje de concreto ou mista aço-concreto é um elemento geralmente presente, porém sua resistência à flexão no plano da viga não era considerada. Com o desenvolvimento de conectores de cisalhamento, que são elementos de custo relativamente baixo, pode-se dizer que houve uma melhora significativa nas vigas mistas, fazendo com que os elementos trabalhem em conjunto com grande eficiência.

Diante do constante desenvolvimento tecnológico e com um mercado cada vez mais exigente e competitivo, a busca por novos métodos construtivos mais econômicos e de boa qualidade torna-se necessária. Por isto, este trabalho se propõe a realizar a análise e projeto estrutural, de um edifício comercial de múltiplos pavimentos, com a utilização do sistema estrutural formados por elementos mistos de aço e concreto.

A seguir, são apresentadas a justificativa do trabalho, bem como seus objetivos, limitações, seu delineamento e a síntese do conteúdo.

1.1 JUSTIFICATIVA

A verticalização no Brasil está em desenvolvimento progressivo para atender as necessidades da população, neste contexto está inserido o estado de Pernambuco, o qual Caruaru está contido, que também se destaca pelo número expressivo de edifícios altos, com isso surge à necessidade de novas técnicas para construções verticais, de modo a acelerar o processo construtivo, e assim obter soluções mais econômicas. A escolha adequada de um sistema estrutural é determinante para que a construção do empreendimento seja economicamente viável.

Outra justificativa para este trabalho é o crescimento da construção em aço no Brasil, que cresceu ao ritmo de 11% ao ano, em média, no período de 2002 a 2012. Enquanto isso, a construção civil como um todo crescia 4,3% ao ano, segundo a Pesquisa Industrial Anual do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (INABA; COELHO, 2015). Apesar do

sistema construtivo em aço está em fase de crescimento no Brasil, o mesmo já é um sistema estabelecido em um expressivo número de países desenvolvidos.

O sistema construtivo em aço apresenta algumas características significativas (CBCA, 2016), entre elas estão:

- ✓ menor prazo de execução, que pode levar a uma redução de até 40% no tempo de execução quando comparado com os processos convencionais;
- ✓ liberdade no projeto arquitetônico, permitindo a elaboração de projetos arrojados e de expressão arquitetônica marcante;
- ✓ racionalização de materiais, através de processos convencionais, o desperdício de materiais pode chegar a 25% em peso, a estrutura em aço possibilita a adoção de sistemas industrializados, reduzindo sensivelmente o desperdício;
- ✓ alívio de carga nas fundações, por serem mais leves, as estruturas em aço podem reduzir em até 30% o custo das fundações;
- ✓ antecipação de ganho, devido a maior velocidade de execução da obra, haverá um ganho adicional pela ocupação antecipada do imóvel e pela rapidez no retorno do capital investido;
- ✓ reciclabilidade, o aço é 100% reciclável e as estruturas podem ser desmontadas e reaproveitadas com menor geração de rejeitos.

De modo a difundir a utilização da construção de estruturas mistas na região, assunto este que não é abordado no atual currículo do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco e, de modo a complementar a formação do autor e de futuros leitores do trabalho, é justificável a elaboração deste trabalho sobre o tema.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral elaborar a análise e projeto estrutural de um edifício comercial de múltiplos pavimentos utilizando estruturas mistas de aço e concreto.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar um levantamento bibliográfico que servirá de base para as análises realizada neste trabalho;

- Escolher sistema estrutural adequado para o edifício em estudo;
- Elaborar diretrizes para o dimensionamento dos elementos estruturais do edifício;
- Analisar a estabilidade global do edifício.

1.3 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) não foi realizado o dimensionamento das fundações do edifício;
- b) os pilares paredes não foram verificados quanto aos estados-limites últimos;
- c) ausência de verificação da estrutura em caso de incêndio;
- d) não foram dimensionados os furos nas lajes e vigas;
- e) não dimensionamento de ligações fora do pavimento tipo (base de pilar, emenda de pilares);
- f) As verificações de segurança relativas às ações excepcionais não foram contempladas neste trabalho;
- g) não foi realizado o dimensionamento de escadas, reservatório de água.

1.4 DELINEAMENTO

O presente trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na Figura 1, e são descritos nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) concepção estrutural;
- c) determinação dos carregamentos;
- d) pré-dimensionamento;
- e) análise da estrutura;
- f) verificação dos elementos;
- g) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa.



Fonte: Autor (2018).

1.5 *CONTÉUDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO*

Este trabalho é dividido em cinco capítulos, uma lista de referências e três apêndices, conforme a sequência descrita a seguir.

Neste capítulo (INTRODUÇÃO) estão apresentados a problemática a respeito do tema abordado, a justificativa, bem como o objetivo geral e um resumo da metodologia utilizada (objetivos específicos). Ainda, são comentadas as suas limitações, seu delineamento e é exposto este item de conteúdo do trabalho.

No capítulo 2 (REFERENCIAL TEÓRICO), são descritos os materiais utilizados nas estruturas mistas de aço e concreto, os tipos de ações atuantes e suas combinações, bem como seus elementos estruturais. Em seguida, é exibido um resumo do tema ligações. Ainda, são abordados os principais tipos de sistemas estruturais utilizados em edifícios de múltiplos pavimentos. Em adição, são descritos os tipos de análise estrutural que serão realizadas neste estudo.

No terceiro capítulo (METODOLOGIA), é feita a descrição do edifício utilizado no estudo e sua concepção estrutural, assim como a ferramenta de análise estrutural utilizada. Também define-se os materiais utilizados para cada elemento estrutural do edifício e o

método construtivo utilizado. Ainda, são determinadas as ações atuantes no edifício e as combinações pertinentes.

No capítulo 4 (RESULTADOS E DISCUSSÕES), são apresentadas as solicitações e as verificações dos elementos estruturais do edifício (LAJES, VIGAS, PILARES e CONTRAVENTAMENTOS). Em seguida, é realizada a análise modal da estrutura. E finalmente, são dimensionadas as ligações presentes no edifício.

No quinto capítulo (CONSIDERAÇÕES FINAIS), apresentam-se as principais conclusões e contribuições obtidas neste trabalho e, também, as perspectivas para realização de trabalhos futuros nesta linha de pesquisa.

O primeiro elemento pós-textual é uma lista de referências (REFERÊNCIAS) na qual se expõe o conjunto de materiais utilizados por base para elaboração do trabalho.

Em seguida, no apêndice A (VERIFICAÇÃO DOS PILARES METÁLICOS) os pilares metálicos são verificados quanto aos seus estados-limites últimos, flexocompressão e cisalhamento.

No apêndice B (VERIFICAÇÃO DAS VIGAS MISTAS (MOMENTO POSITIVO)) as vigas mistas são verificadas quanto aos seus estados limites últimos e de serviço, tanto na etapa de construção como na etapa final, quando estão submetidas a momento fletor positivo, neste apêndice são feitas as seguintes verificações: resistência ao momento fletor fase de construção, flexocompressão na etapa final, cisalhamento na etapa final e por último são verificados os deslocamentos excessivos das vigas mistas.

Por fim, no apêndice C (CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE PARA VIGAS SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR NEGATIVO) são mostrados os cálculos para a determinação do momento fletor resistente de cálculo, quando as vigas estão submetidas a momento fletor negativo, em que são introduzidas barras de aço na laje, para o aumento da resistência das vigas ao momento fletor.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo são apresentados os conceitos teóricos essenciais para realização deste trabalho. Portanto, inicialmente são estudados os materiais que formam as estruturas mistas de aço e concreto (aço dos perfis estruturais, concreto e aço das armaduras). Em seguida, é apresentado um resumo sobre as possíveis ações e combinações, que serão aplicadas neste trabalho, de acordo com as normas pertinentes. Logo após, são apresentados os elementos estruturais que serão empregados no edifício em questão (conectores de cisalhamento, lajes mistas, vigas mistas e pilares metálicos). Posteriormente, é abordado o tema de ligações, mostrando suas classificações e seus tipos, que são imprescindíveis para a construção de edifícios. Em seguida, são apresentados os conceitos e os principais tipos de sistemas estruturais utilizados em edifícios de múltiplos pavimentos. Finalmente, é apresentado um resumo sobre análise estrutural, que é necessário para a realização desse trabalho e, adicionalmente, expõem-se os principais trabalhos relacionados ao tema de projeto estrutural de edifícios com múltiplos pavimentos em estruturas mistas de aço e concreto.

2.1 MATERIAIS

Nesta seção são apresentados os principais materiais que são utilizados em estruturas mistas, que são:

- a) aço dos perfis estruturais;
- b) aço das armaduras;
- c) concreto.

2.1.1 Aços dos perfis estruturais

Os aços para perfis estruturais devem ter qualidade estrutural, isto é, necessitam ter propriedades mecânicas adequadas para a utilização em peças submetidas a tensões e deformações. Quanto às propriedades mecânicas, os aços estruturais devem ter nível apropriado de resistência mecânica, ductilidade, tenacidade, resiliência, soldabilidade, dureza superficial e homogeneidade. Além de possuir boa durabilidade, para isso é necessário que possuam um padrão mínimo de resistência à corrosão, a fim de se atender às exigências de vida útil (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

A NBR 8880 (ABNT, 2008) apresenta as seguintes características físicas que podem ser adotadas em todos os tipos de aço estrutural na faixa normal de temperaturas atmosféricas:

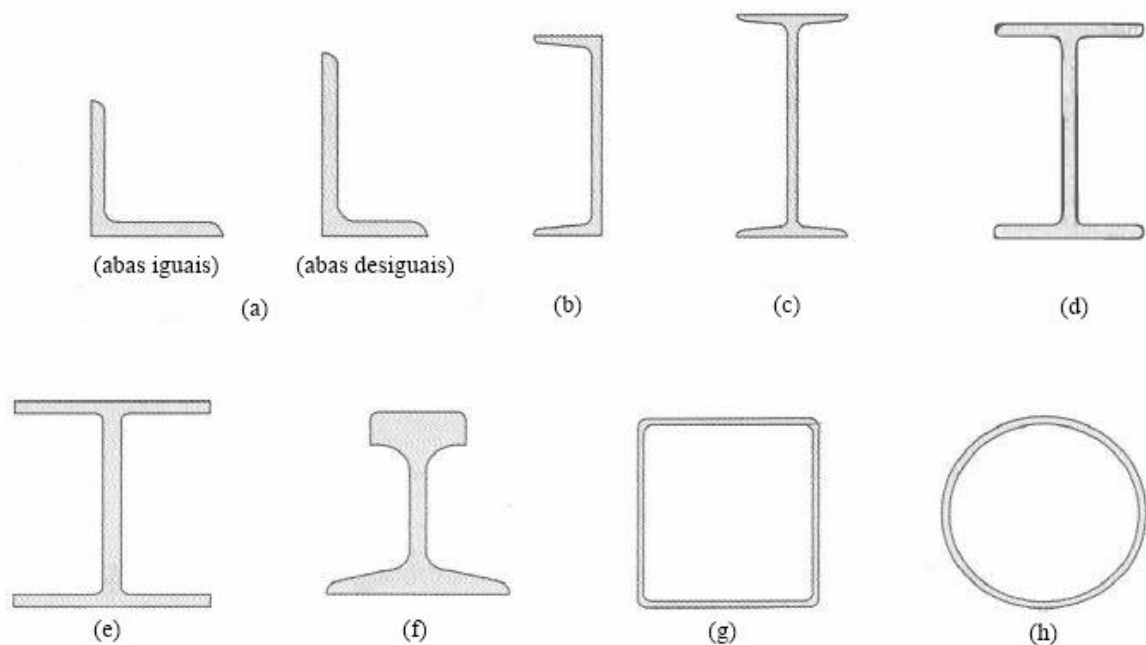
- a) Módulo de elasticidade longitudinal: $E_a = 200.000 \text{ MPa}$;
- b) Módulo de elasticidade transversal: $G_a = 77.000 \text{ MPa}$;
- c) Coeficiente de Poisson: $\nu_a = 0,3$;
- d) Coeficiente de dilatação térmica: $\beta_a = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- e) Massa específica: $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

2.1.1.1 Tipos de perfis estruturais

Os aços estruturais possuem três tipos de perfis que são mais utilizados, os perfis laminados, os soldados e os perfis formados a frio (PFF), comumente conhecidos como perfis de chapa dobrada.

Os perfis laminados são aqueles que são obtidos por meio de um processo de transformação mecânica de metais chamado laminação. Nesse processo, a forma de um corpo metálico é alterada para torná-lo adequado a uma determinada aplicação. Correntemente são fabricados os perfis em forma de I, H, L, U e perfis tubulares.

Figura 2 – Perfis de aço laminado: (a) perfis L cantoneira; (b) perfil U; (c) perfil I; (d) perfil W; (e) perfil HP; (f) trilho; (g) perfil tubular quadrado; (h) perfil tubular redondo.



Fonte: Adaptado de Pfeil e Pfeil (2009).

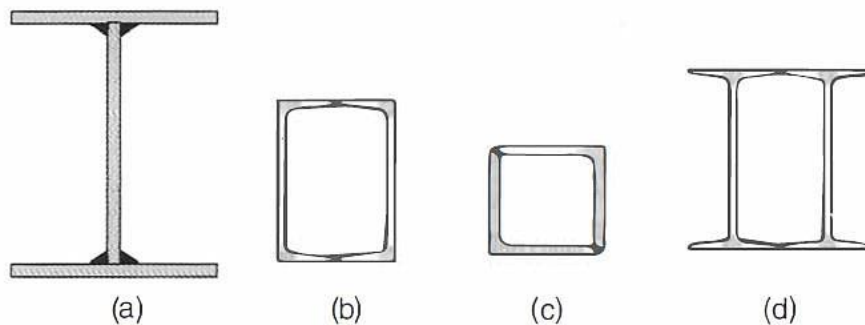
Os perfis soldados são formados pela associação de chapas ou perfis laminados, sendo a ligação, por meio de solda.

A norma brasileira NBR 5884 (ABNT,1980) padronizou três séries de perfis soldados.

- Perfis CS (Colunas Soldadas);
- Perfis VS (Vigas soldadas);
- Perfis CVS (Colunas e vigas soldadas).

Na Figura 3 são exibidos alguns tipos de seções de perfis estruturais soldados.

Figura 3 - Perfis de aço soldado: (a) perfil I; (b), (c) e (d) perfis compostos formados pela associação de perfis laminados simples.

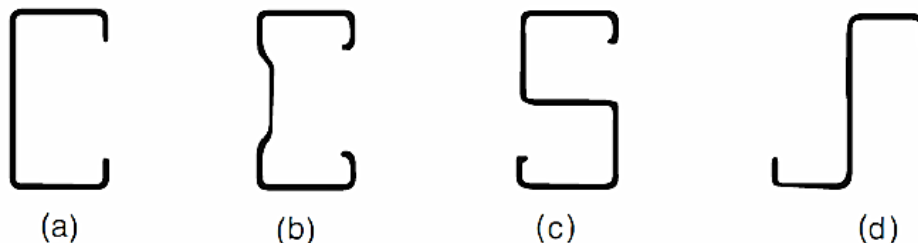


Fonte: Pfeil e Pfeil (2009).

Os perfis formados a frio são aqueles que têm as chapas metálicas de aços dúcteis dobradas a frio, transformando-se em um perfil estrutural. A dobragem das chapas é feita em prensas especiais nas quais há gabaritos que limitam os raios internos de dobragem a certos valores mínimos, especificados para impedir a fissuração do aço na dobra (PFEIL; PFEIL, 2009).

É possível a fabricação de uma grande diversidade de perfis, muitos com apenas um eixo de simetria ou nenhum, alguns simples e outros mais complexos, como mostra a Figura 4.

Figura 4 - Perfis de aço de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z.

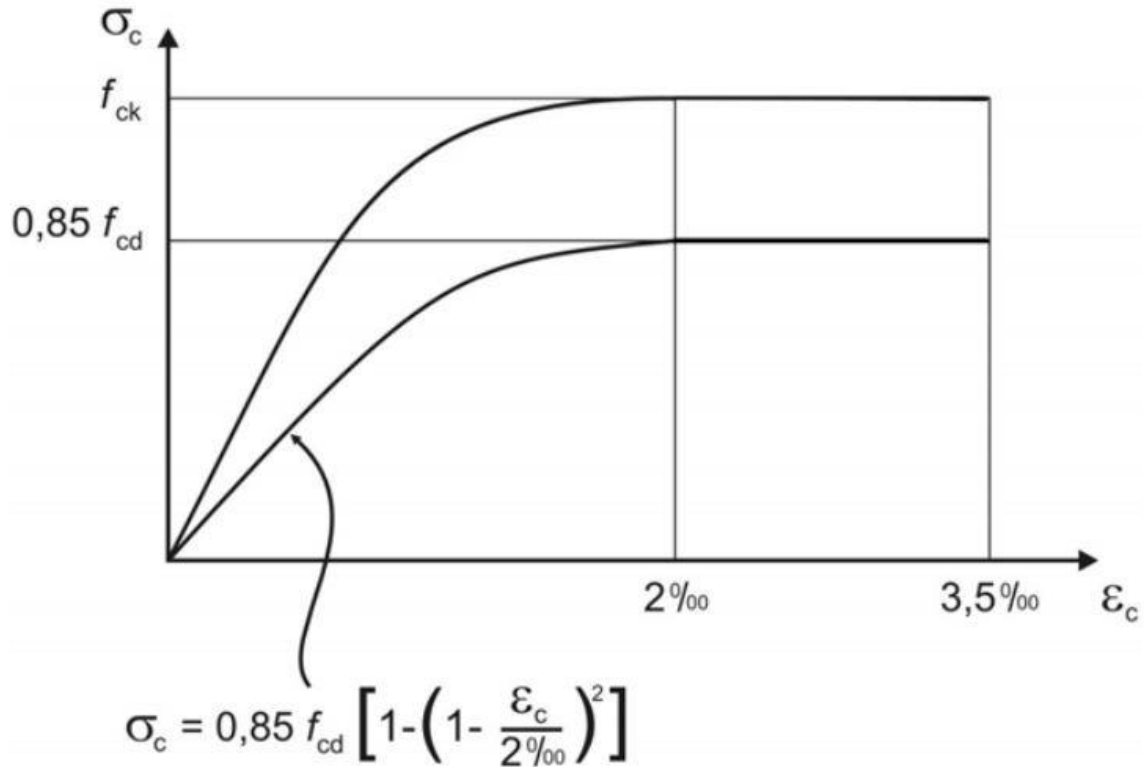


Fonte: Pfeil e Pfeil (2009).

2.1.2 Concreto

A NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece para o concreto, para análises no estado-limite último o diagrama de tensão versus deformação específica na compressão ($\sigma_c \times \epsilon_c$), mostrado na Figura 5.

Figura 5 - Diagrama tensão x deformação do concreto.



Fonte: ABNT NBR 6118(2014).

O módulo de elasticidade do concreto, a ser utilizado nos cálculos estruturais, é o secante, dado, em MPa, por:

$$E_{cs} = \alpha_i \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2)$$

$$\alpha_E = \begin{cases} 1,2 & \text{para basalto e diabásio} \\ 1,0 & \text{para granito e gnaisse} \\ 0,9 & \text{para calcário} \\ 0,7 & \text{para arenito} \end{cases}$$

em que a resistência característica à compressão, f_{ck} , deve ser expressa também em MPa.

As seguintes características físicas podem ser adotadas para o concreto na faixa normal de temperaturas atmosféricas:

- a) Coeficiente de Poisson $\nu_c = 0,2$
- b) Coeficiente de dilatação térmica $\beta_c = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

- c) Massa específica do concreto simples $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- d) Massa específica concreto armado $\rho_{ca} = 2500 \text{ kg/m}^3$

2.1.3 Aço das armaduras

Segundo Fakury, Castro e Silva e Caldas (2016), nos elementos estruturais de aço e concreto, utilizam-se como armaduras passivas barras redondas nervuradas em aço CA-50, que apresenta patamar de escoamento definido e aceita solda comum. Esse aço possui diagrama de tensão versus deformação similar ao dos aços dos perfis estruturais e exibe os seguintes valores característicos da resistência ao escoamento e da resistência à ruptura, $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$ e $f_{us} = 550 \text{ MPa}$, respectivamente.

Além do aço CA-50 também se utiliza a categoria do aço CA-60 composta por fios lisos, entalhados ou nervurados, geralmente utilizada para estribos.

As seguintes características físicas podem ser adotadas para os aços das armaduras na faixa normal de temperaturas atmosféricas:

- a) Módulo de elasticidade longitudinal $E_s = 210.000 \text{ MPa}$
- b) Módulo de elasticidade transversal $G_s = 77.200 \text{ MPa}$
- c) Coeficiente de Poisson $\nu_s = 0,3$
- d) Coeficiente de dilatação térmica $\beta_s = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- e) Massa específica $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$

2.2 AÇÕES E COMBINAÇÕES

Nesta seção são apresentados os principais tipos de ações e combinações utilizadas em projeto estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos.

2.2.1 Ações

A NBR 8681 (ABNT, 2003) define ações como causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.

Segundo a NBR 8880 (ABNT, 2008), na análise de uma estrutura deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando em conta os estados-limites últimos e de serviço.

No projeto estrutural, as ações são classificadas segundo a sua variabilidade em relação ao tempo em três categorias:

- a) ações permanentes;
- b) ações variáveis;
- c) ações excepcionais.

2.2.1.1 Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que praticamente não variam ao longo da vida útil da estrutura, e são subdivididas em diretas e indiretas. As ações permanentes diretas são o peso próprio da estrutura e de todos os elementos componentes da construção, tais como, pisos, paredes permanentes, revestimentos e acabamentos, instalações, equipamentos fixos, entre outros, e os empuxos causados pelo peso próprio de terras não removíveis. As ações permanentes indiretas são compostas pelas deformações impostas pela **a** protensão, por recalques de apoio, por retração e fluência do concreto, e por imperfeições geométricas.

2.2.1.2 Ações variáveis

As ações variáveis são aquelas que variam com o tempo, podendo ter natureza e intensidade normais, ou natureza ou intensidade especial.

- a) **Ações variáveis normais:** são ações variáveis que adquirem valores expressivos durante uma parte importante da vida útil da estrutura, ainda que em alguns intervalos, possam ser inclusive, nulas. Dentre essas ações estão as decorrentes do uso e ocupação da edificação, como sobrecargas em pisos e coberturas; as procedentes de equipamentos móveis e de divisórias móveis, do vento usual e da variação de temperatura e, ainda, as ações truncadas, ou seja, cuja separação do valor máximo estipulado é impedida por um dispositivo físico, como água de uma caixa d'água;
- b) **Ações variáveis especiais:** são ações variáveis transitórias, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil da estrutura, possuindo valores que ultrapassam os das outras ações variáveis, como é o caso das ações decorrentes de sismos e do transporte eventual de um equipamento de grande peso.

2.2.1.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais também variam com o tempo, mas adquirem valores expressivos apenas durante uma parte muito pequena da vida útil da estrutura e, além disso, tem baixa probabilidade de ocorrência. Enquadram-se nessa categoria as ações decorrentes de explosões, choques de veículos ou embarcações, ventos extraordinários, incêndio, sismos excepcionais etc. Esse tipo de ação precisa ser considerado apenas em determinados tipos de construção, nos quais não é possível tomar medidas que anulem ou atenuem a severidade das consequências de seus efeitos. As condições climáticas e do subsolo do Brasil não proporcionam a ocorrência de ventos extraordinários e de efeitos sísmicos significativos. Ações provenientes de choques de veículos e explosões dificilmente são consideradas nas edificações usuais.

2.2.2 Combinações

Na NBR 8880 (ABNT, 2008) é afirmado que:

Um carregamento é definido pela combinação de ações que têm probabilidade não desprezáveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação de ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

2.2.2.1 Combinações últimas

Os estados limites últimos são aqueles que estão relacionados com a segurança estrutural. Seu acontecimento significa sempre colapso, total ou parcial, sendo associada à falha do material, instabilidade de um elemento ou de um conjunto estrutural, ou, ainda, movimento de corpo rígido (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004), uma combinação última pode ser classificada em normal, especial, de construção e excepcional.

2.2.2.1.1 Combinações últimas normais

A NBR 8681 (ABNT, 2004) afirma que em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3)$$

na qual, $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes; $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação; $F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável principal.

2.2.2.1.2 Combinações últimas especiais

A NBR 8681 (ABNT, 2004) prescreve que as combinações últimas especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial. A cada carregamento especial corresponde a uma única combinação última especial de ações, na qual devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos, e as outras ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (4)$$

em que, $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável especial; $\Psi_{0j,ef}$ representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável especial F_{Q1} .

2.2.2.1.3 Combinações últimas de construção

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) se houver riscos de ocorrência de estados-limites últimos, durante a fase de construção, as combinações últimas de construção devem ser levadas em conta.

Para esse tipo de combinação aplica-se a equação 4, em que $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada.

2.2.2.1.4 Combinações últimas excepcionais

A NBR 8880 (ABNT, 2008) diz que cada carregamento excepcional corresponde a uma única combinação última excepcional de ações, na qual devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com seus valores reduzidos de combinação, conforme a NBR 8681. Esse tipo de combinação não foi considerado no presente trabalho.

2.2.2.2 Combinações de serviço

Os estados-limites de serviços associam-se a capacidade da estrutura de desempenhar satisfatoriamente as funções às quais se destina. A ocorrência desse tipo de estado-limite pode prejudicar a aparência e a funcionalidade de uma edificação, o conforto dos seus usuários e o funcionamento de equipamentos, bem como causar rachaduras e trincas em alvenarias, e danos diversos a portas, esquadrias, materiais de acabamento, etc.

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004) as combinações de serviço podem ser classificadas em quase permanentes, frequentes e raras.

2.2.2.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

Segundo NBR 8681 (ABNT, 2004) as combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida útil da estrutura, sendo utilizadas para efeitos de longa duração e para aparência da construção. Nessas combinações, todas as ações variáveis devem ser consideradas com seus valores quase permanentes.

Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (5)$$

em que, $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes; $F_{Qj,k}$ é o valor característico das ações variáveis; Ψ_{2j} representa os fatores de redução de cada uma das ações variáveis.

2.2.2.2.2 Combinações frequentes de serviço

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2004) as combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida útil da estrutura. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites reversíveis, ou seja, que não causam danos permanentes a estrutura ou a outros componentes da construção, tais como vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos, empoçamento em coberturas e aberturas de fissura. Nessas combinações a ação variável principal é tomada com seu valor frequente e todas as demais ações variáveis com seus valores quase permanentes.

Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (6)$$

em que, $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes; $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal; Ψ_1 representa o fator de redução da ação variável principal; $F_{Qj,k}$ é o valor característico das ações variáveis; Ψ_{2j} representa os fatores de redução de cada uma das ações variáveis.

2.2.2.2.3 Combinações raras de serviço

A NBR 8681 (ABNT, 2004) afirma que as combinações raras são aquelas que podem atuar durante um curto espaço de tempo, no máximo algumas horas, durante todo o período de vida útil da estrutura. Esse tipo de combinação é utilizado para os estados-limites irreversíveis, ou seja, que causam danos permanentes à estrutura, tais como formação de fissuras e danos aos fechamentos. Nas combinações raras, a ação variável principal é tomada com seu valor característico, e todas as demais ações variáveis com seus valores frequentes.

Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (7)$$

em que, $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes; $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal; Ψ_{1j} representa os fatores de redução de cada ação variável; $F_{Qj,k}$ é o valor característico das ações variáveis.

2.3 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Neste item são abordados os principais elementos estruturais que compõe as estruturas mistas de aço e concreto.

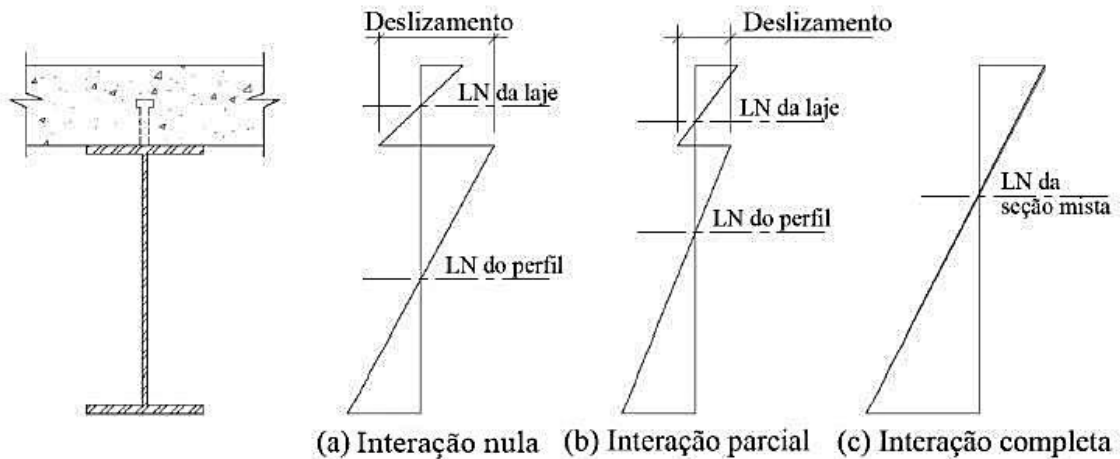
2.3.1 Conectores de cisalhamento

Queiroz, Pimenta e Martins (2012, p.14) afirmam que:

O comportamento de estruturas mistas é baseado na ação conjunta entre o perfil de aço e o concreto armado. Para que isso ocorra, é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento. A aderência natural entre os dois materiais, embora possa atingir valores bastante elevados, não é normalmente levada em conta no cálculo, devido à baixa ductilidade e à pouca confiabilidade de tipo de conexão. Portanto, exceto em alguns casos, como de pilares mistos sujeitos apenas a força de compressão nas regiões entre trechos de introdução de carga, torna-se necessário o uso de conectores de cisalhamento[...]

Se não existisse qualquer tipo de ligação ou atrito na interface entre aço e concreto, os dois elementos se deformariam independentemente, cada elemento absorvendo uma parte da carga imposta. Ao se deformarem, cada superfície da interface estaria submetida a diferentes tensões: enquanto a superfície inferior da laje apresentaria tensões de tração e se alongaria, a superfície superior da viga, por outro lado estaria sujeita a tensões de compressão e, portanto se encurtaria, havendo um deslizamento relativo entre as superfícies de contato. Consequentemente, haveria duas linhas neutras na seção, uma relativa à laje e outra ao perfil, e a resistência seria a soma das resistências individuais. Este caso é chamado de interação nula (Figura 6a). Por outro lado, se os conectores possuísem rigidez infinita, o comportamento seria de tal forma que se deformariam como um elemento único e a resistência seria maior que a anterior. Neste caso as seções permanecem planas e existe uma única linha neutra. Este caso é chamado de interação completa (Figura 6c). Por fim, quando os conectores não forem suficientemente rígidos, tem-se uma situação intermediária onde haverá um deslizamento relativo entre as duas superfícies, porém menor do que ocorreria sem a ligação. Com isso, há duas linhas neutras na seção. Esse caso é chamado de interação parcial (Figura 6

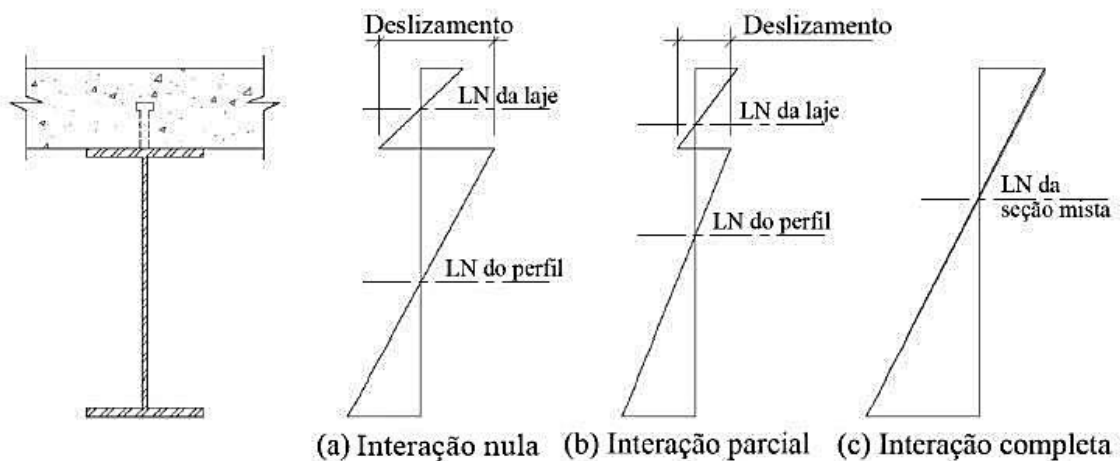
Figura 6 – Sistema Misto variação de deformação na viga.



Fonte: Adaptada de FABRIZZI (2007).

b) (QUEIROZ, PIMENTA, MARTINS, 2012).

Figura 6 – Sistema Misto variação de deformação na viga.

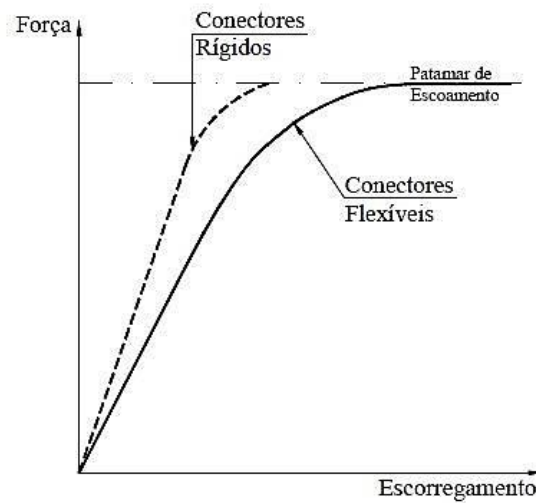


Fonte: Adaptada de FABRIZZI (2007).

Quando o somatório das forças resistentes individuais dos conectores, posicionados na região entre o momento fletor máximo e nulo, for maior do que a máxima força resultante de tração que o perfil de aço pode transmitir ou maior do que a máxima força resultante de compressão possível na laje diz-se que interação é completa. Caso contrário, ela é parcial (ABNT, 2008).

Existem dois tipos principais de conectores: os rígidos e os flexíveis. No primeiro tipo, a ruptura se dá de maneira frágil, isto é, não apresenta patamar de escoamento. Já o segundo tipo apresenta um patamar de escoamento, assim apresentando ruptura dúctil (Figura 7).

Figura 7 - Comportamento dos conectores rígidos e flexíveis.

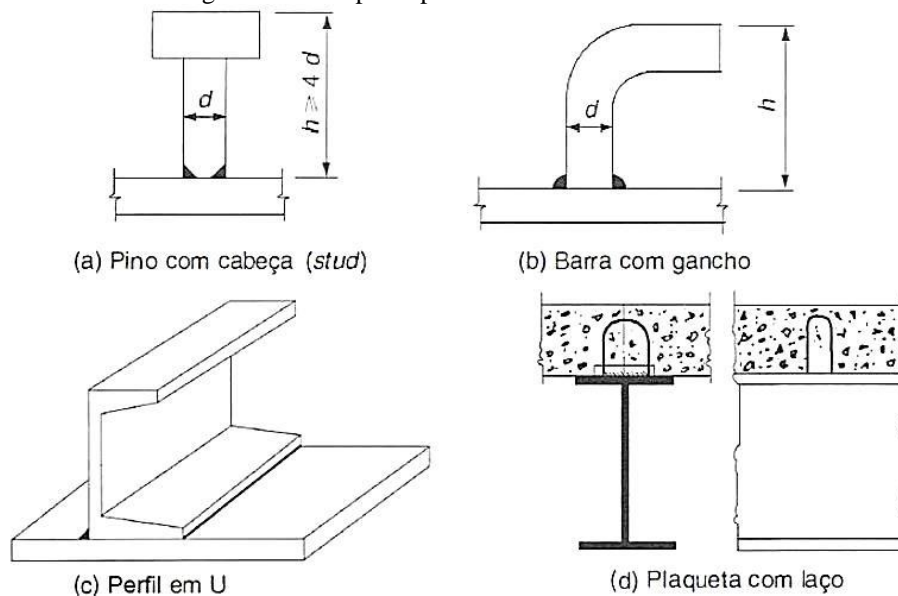


Fonte: Fabrizzi (2007).

Os principais tipos de conectores são apresentados na Figura 8 e dentre eles, segundo Pfeil e Pfeil (2009), “[...] o conector tipo pino com cabeça é o mais largamente utilizado.”. Este tipo de conector é popularmente conhecido como *stud bolt*.

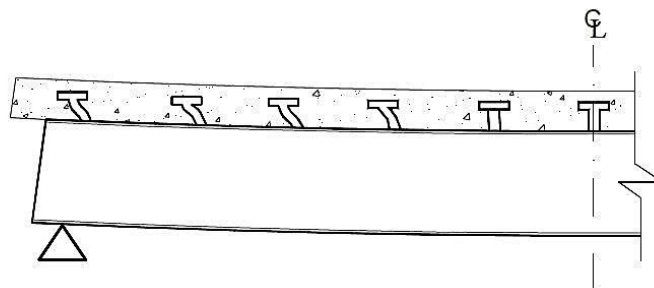
A solicitação nos conectores é semelhante ao diagrama do esforço cortante das vigas mistas. Assim, os conectores próximos aos apoios são mais solicitados, já no meio do vão os conectores são pouco solicitados, o que implica a necessidade de posicionar mais conectores próximos aos apoios, o que pode ser visto na Figura 9. Porém, à medida que a resistência máxima de um conector é atingida, ocorre a redistribuição de esforços para os conectores vizinhos. Portanto, é possível posicionar os conectores com espaçamentos constantes ao longo do vão (FABRIZZI, 2007).

Figura 8 - Principais tipos de conectores de cisalhamento.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009).

Figura 9 - Comportamento dos conectores ao longo da viga mista.



Fonte: Fabrizzi (2007).

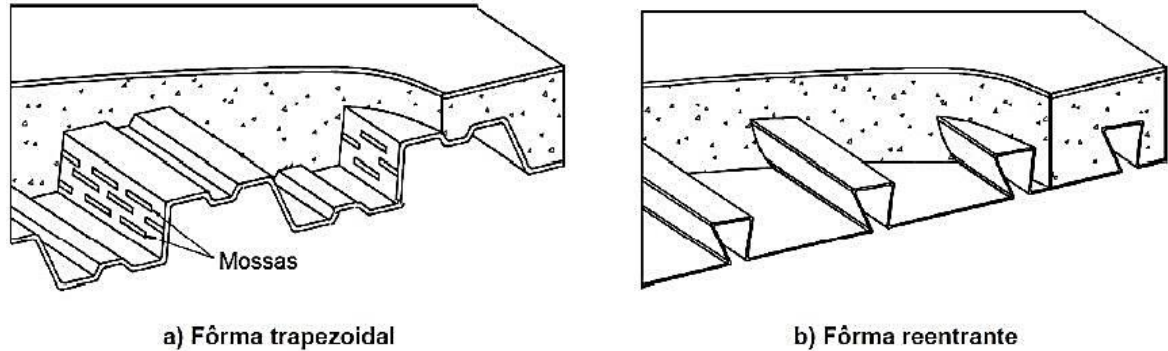
2.3.2 Lajes Mistas (Steel Deck)

Lajes mistas de aço e concreto, também chamada de lajes com fôrma de aço incorporada, ou ainda de lajes *steel deck*, são formadas por perfis de aço e por concreto moldado *in loco*. Na etapa inicial ou de construção, o perfil de aço trabalha como fôrma, suportando todo o peso próprio do concreto e a sobrecarga de construção, e dispensando, parcialmente ou totalmente, o escoramento. Na Etapa final, ou seja, quando o concreto atinge 75% da resistência característica à compressão, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, funcionando como parte ou como toda a armadura de tração da laje (ABNT NBR 8880, 2008).

Nas lajes mistas, a fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto, para que haja comportamento conjunto

entre os dois materiais. A aderência natural entre o aço e o concreto não é considerada efetiva para o comportamento misto, o qual pode ser garantido nas fôrmas de aço trapezoidais (Figura 10a) por meio das mossas, que formam uma ligação mecânica, e nas fôrmas de aço reentrante (Figura 10

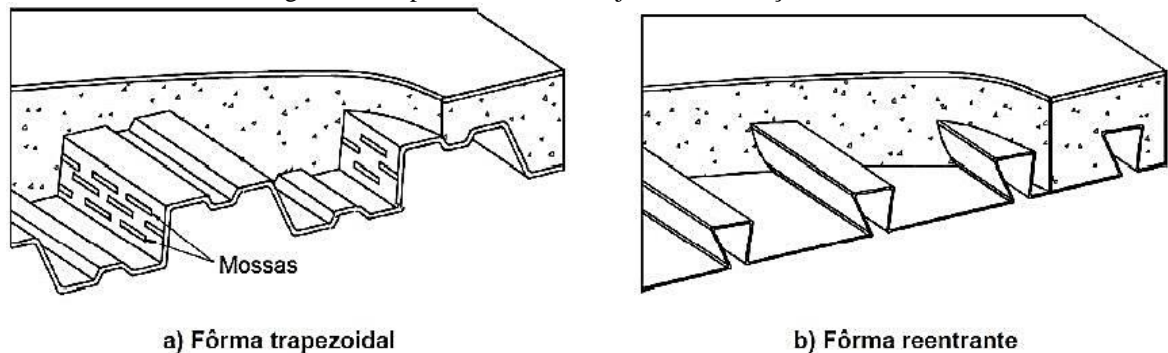
Figura 10 –Tipos de fôrmas de lajes mistas de aço e concreto.



Fonte: ABNT NBR 8880 (2008).

b) é garantida por meio de atrito devido ao confinamento do concreto (ABNT NBR 8880, 2008).

Figura 10 –Tipos de fôrmas de lajes mistas de aço e concreto.



Fonte: ABNT NBR 8880 (2008).

2.3.2.1 Vantagens e desvantagens

Pode-se destacar algumas das vantagens das lajes mistas (FABRIZZI, 2007):

- a) dispensa escoramento e redução dos gastos com desperdício de material;
- b) utilização de fôrma de aço como plataforma de serviço e proteção aos operários que trabalham nos andares inferiores durante a construção;
- c) fôrma de aço funciona como armadura positiva da laje;
- d) alta qualidade de acabamento da face interna da laje;
- e) facilidade de instalação e maior rapidez construtiva.

Segundo Alva (2000), podem ser citadas outras desvantagens, como:

- a) a necessidade de uma maior quantidade de vigas secundárias, caso não se utilize escoramento, devido à limitação dos vãos antes da cura do concreto;
- b) a necessidade de maior nível de especialização da mão de obra, que pode acarretar no aumento do custo do sistema e na escassez de trabalhadores disponíveis para sua execução;
- c) menor resistência da laje em situações de incêndio.

2.3.2.2 Verificação da fôrma fase inicial

A seguir são apresentadas as verificações quanto aos estados-limites últimos e de serviço na fase inicial, onde a fôrma trabalha isoladamente.

2.3.2.2.1 *Estados-limites últimos*

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) a verificação da fôrma de aço na fase inicial deve ser feita com base na ABNT NBR 14762, levando em consideração o efeito das mossas na resistência e utilizando-se análise elástica.

2.3.2.2.2 *Estados-limites de serviço*

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), o deslocamento máximo da fôrma de aço considerando o seu peso próprio e o peso do concreto fresco, neste caso desconsiderando a sobrecarga de construção, não deve ser maior que $L_F/180$ (L_F é o vão teórico da fôrma na direção das nervuras) e a 20 milímetros.

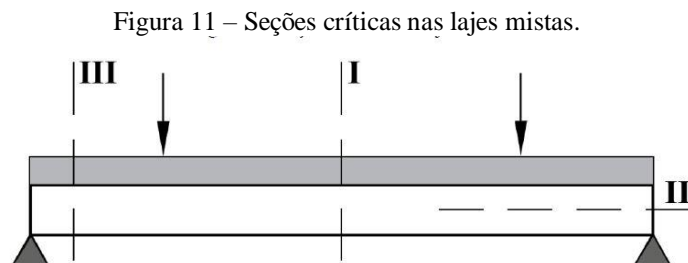
2.3.2.3 Verificação da laje fase final

Em seguida são apresentadas as verificações quanto aos estados-limites últimos e de serviço na fase final, onde temos o comportamento de laje mista, já que o concreto chegou a 75% de sua resistência característica à compressão.

2.3.2.3.1 *Estados-limites últimos*

Segundo Queiroz, Pimenta e Martins (2012), as possíveis formas de colapso de uma laje mista são:

- a) por flexão, na seção com maior momento fletor solicitante (seção I da Figura 11). Esse estado limite pressupõe interação completa entre fôrma e o concreto e pode ser crítico para vãos suficientemente grandes;
- b) por cisalhamento longitudinal, na seção II da Figura 11, sendo crítico para lajes com vãos usuais;
- c) por cisalhamento vertical, na seção III da Figura 11, sendo crítico para lajes curtas com carregamento elevado;
- d) por punção, caso a carga concentrada for muito grande ou a laje tiver pequena espessura.



Fonte: Adaptada de Queiroz, Pimenta e Martins (2012).

Deste modo, quatro verificações são necessárias para o dimensionamento de lajes mistas nos estados-limites últimos, verificações ao momento fletor, ao cisalhamento longitudinal, ao cisalhamento vertical e à punção. Caso, a laje seja contínua, torna-se necessário a verificação da flambagem local da fôrma nas regiões próximas aos apoios intermediários, já que a fôrma se encontraria comprimida.

2.3.2.3.2 Estados-limites de serviço

Segundo Fabrizzi (2007), os estados-limites de serviços aplicáveis a lajes mistas são fissuração do concreto, deslocamento vertical excessivo, vibração excessiva e deslizamento excessivo na interface aço-concreto.

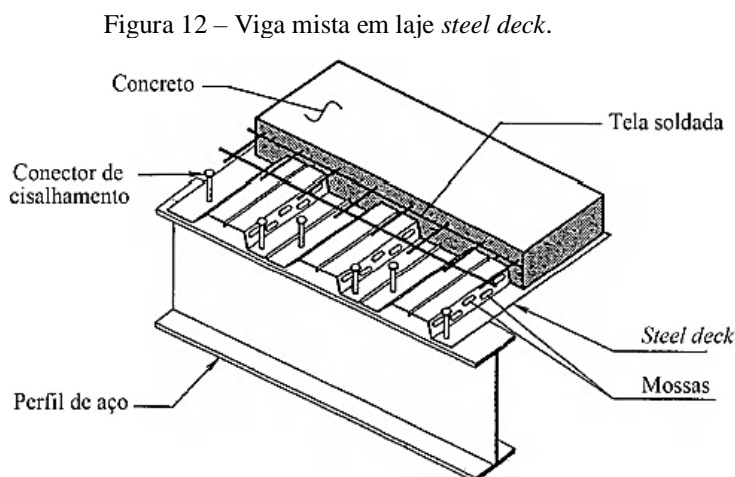
Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), em regiões de momento fletor positivo, deve-se colocar uma armadura para combater os efeitos de retração do concreto e dilatação térmica com área no mínimo igual a 0,1% da área de concreto acima da face superior da fôrma de aço. Essa armadura deve ser colocada preferencialmente 20 milímetros abaixo do topo da laje.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) afirma que “O deslocamento vertical de lajes mistas de aço e concreto não pode ser maior que $L_F/350$, considerando apenas o efeito das ações variáveis, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras.”.

O caminhar humano, possui uma frequência natural em torno de 2 Hz, podendo induzir vibrações em pisos com vãos consideráveis e amortecimento reduzido, causando desconforto aos usuários. A NBR 8800 (ABNT, 2014) indica que a frequência natural para pisos de escritórios deve ser superior a 4Hz. Essa condição fica satisfeita caso o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequente de serviço, não superar 20 milímetros.

2.3.3 Vigas Mistas

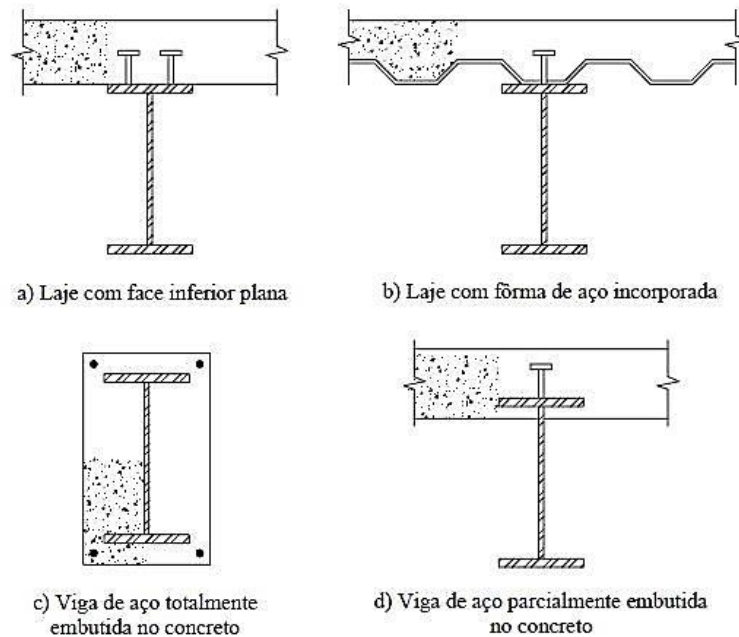
As vigas mistas resultam da associação de uma viga de aço com uma laje, que pode ser de concreto armado moldada *in loco*, pré-moldada ou mista, cuja a ligação é feita por meio dos conectores de cisalhamento, soldados à mesa superior do perfil. Em edifícios, o perfil mais utilizado como viga de aço é do tipo “I” (ALVA, 2000). A configuração típica de uma viga mista com a laje *steel deck* é apresentada na Figura 12.



Fonte: adaptada de Taranath (2012).

Além da configuração de viga mista apresentada na Figura 12, existem outras configurações com seções também usuais que estão indicadas na Figura 13.

Figura 13 - Seções usuais de vigas mistas.



Fonte: Alva (2000).

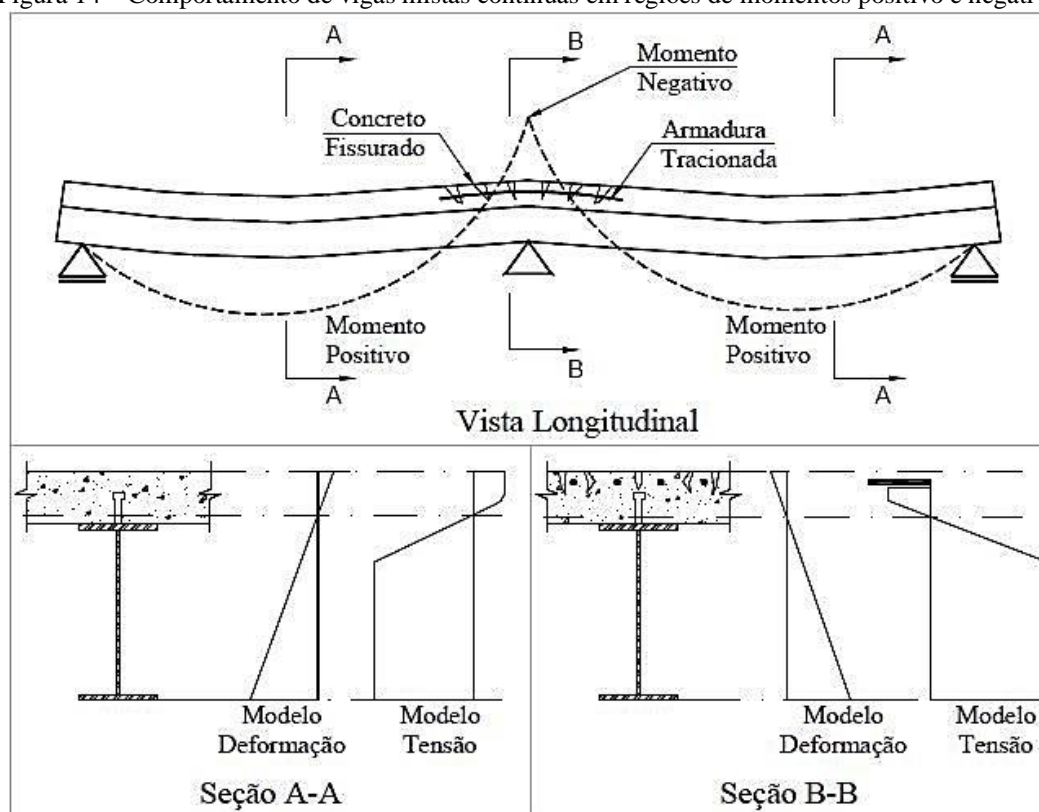
A NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 168) classifica as vigas mistas em biapoiadas, contínuas e semicontínuas, e afirma que:

As biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos. As semicontínuas são aquelas em que o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, ou seja, que possuem ligação de resistência parcial [...]

Segundo Alva (2000, p.33), “As [vigas mistas] simplesmente apoiadas [...] contribuem para a maior eficiência do sistema misto, pois a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de concreto à compressão.”.

Nas vigas mistas contínuas (Figura 14), nas regiões próximas aos apoios internos, a laje de concreto é tracionada, onde a resistência do concreto a tração é desprezada, e o perfil de aço comprimido. Com isso, torna-se necessário a utilização de armadura negativa na laje para resistir aos esforços de tração e o perfil de aço pode sofrer problemas de instabilidade. Porém, a continuidade faz com que o momento positivo e a flecha sejam menores do que em vigas biapoiadas, além de aumentar a resistência aos carregamentos horizontais, por causa do efeito de pórtico rígido (FABRIZZI, 2007).

Figura 14 – Comportamento de vigas mistas contínuas em regiões de momentos positivo e negativo.



Fonte: Fabrizzi (2007).

2.3.3.1 Vantagens

Alva (2000, p.33) afirma que:

Uma das vantagens da utilização de vigas mistas em sistemas de pisos é o acréscimo de resistência e de rigidez propiciados pela associação dos elementos de aço e concreto, o que possibilita a redução da altura dos elementos estruturais, implicando em economia de material. A principal desvantagem reside na necessidade de provisão de conectores de cisalhamento na interface aço-concreto.

2.3.3.2 Verificação da fase inicial

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), no caso da construção ser não escorada, o perfil de aço deve resistir isoladamente aos pesos das fôrmas da laje, do concreto fresco e da sobrecarga de construção. Neste caso, verifica-se o perfil de aço quanto à flambagem local da mesa e da alma, flambagem lateral à torção, plastificação da seção pela ação do momento fletor, escoamento e flambagem por cisalhamento, essa fase se encerra quando o concreto atinge 75% de sua resistência característica à compressão, f_{ck} .

2.3.3.2.1 Estado-limite último

Em seguida são apresentadas as verificações quanto ao estado-limite último e de serviço das vigas na fase final, que se inicia após o concreto atingir 75% da sua resistência a compressão, f_{ck} . Nas vigas mistas, como a mesa do perfil de aço encontra-se continuamente unida laje pelos conectores de cisalhamento, a flambagem lateral com torção (FLT) e a flambagem local da mesa comprimida (FLM) ficam impedidas, uma vez que o principal elemento de resistência às tensões de compressão é a laje de concreto. Portanto, nessas vigas, o estado-limite último causado pelo momento fletor está associado apenas à flambagem local da alma (FLA) do perfil de aço (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

A ocorrência da flambagem local da alma do perfil de aço da viga mista depende da relação entre a altura da alma, h_w , e a espessura da alma, t_w . Portanto, se, no perfil de aço,

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (8)$$

diz-se que a alma é compacta e não há ocorrência de flambagem local da alma, assim para a determinação do momento fletor resistente é feita análise plástica da seção. Por outro lado, se no perfil de aço,

$$3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \leq \frac{h_w}{t_w} \leq 5,7 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (9)$$

diz-se que a alma é semicompacta, podendo ocorrer a flambagem local da alma em regime elastoplástico. Então, para que a flambagem não ocorra, a viga não pode alcançar o regime elastoplástico, ou seja, deve trabalhar dentro do regime elástico. Considerando-se o estado-limite último o início do escoamento por tração da face inferior do perfil de aço ou o esmagamento da face superior da laje por compressão.

Os perfis de alma esbelta, quando,

$$\frac{h_w}{t_w} > 5,7 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (10)$$

não são contemplados nesse trabalho, já que esse tipo de perfil não é usual para vigas de edifícios (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

2.3.3.2.2 Estado limite de serviço

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), os principais estados-limites de serviço aplicáveis a vigas mistas são:

- a) deslocamento máximo, conforme limites impostos pelo o anexo C da NBR 8800;
- b) fissuração da laje, devendo-se prever armadura transversal à viga, conforme item O.1.3 da NBR 8800;
- c) vibração excessiva, respeitando-se o mesmo limite apresentado para lajes.

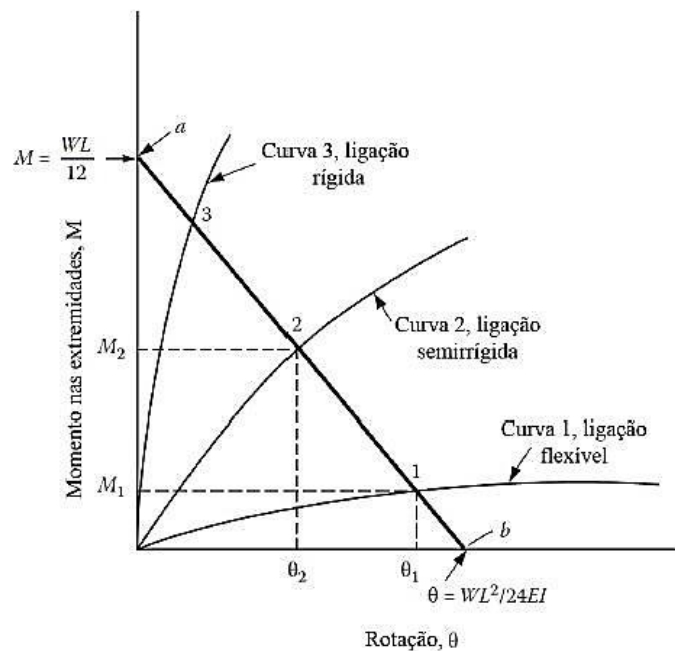
2.4 LIGAÇÕES

Devido à impossibilidade de fabricar a estrutura de um edifício de múltiplos pavimentos como um elemento único, se faz necessário a união entre vários elementos estruturais, para que os esforços solicitantes sejam transmitidos de um elemento para o outro, a essa união dar-se o nome de ligação.

2.4.1 Classificação das ligações quanto à rigidez

Seja uma viga de vão único de comprimento L , com um momento fletor M e rotação θ nas extremidades, sujeita a um carregamento uniformemente distribuído cuja resultante vale W . Se a vinculação dos apoios fossem engastes, o ângulo de rotação das extremidades seria zero (ponto a da Figura 15), e se, fossem rótulas, o momento seria zero (ponto b da Figura 15). A linha ab representa todas as possíveis combinações de momentos e rotação nas extremidades. As curvas 1, 2 e 3 representam três tipos de ligação, chamadas de flexíveis, semirrígidas e rígidas, respectivamente, onde esta classificação depende do momento fletor e da rotação da viga em sua extremidade (TARANATH, 2012).

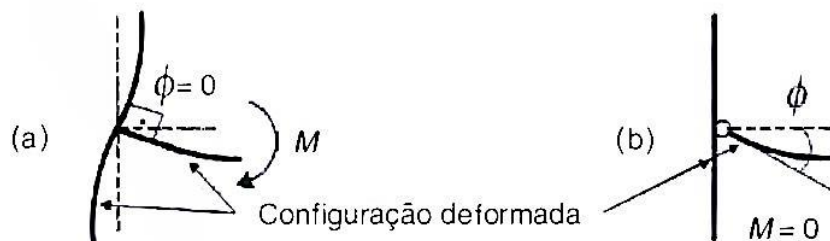
Figura 15 - Tipos de ligação segundo a sua rigidez.



Fonte: adaptado de Taranath (2012).

A ligação perfeitamente rígida, Figura 16a, impede completamente a rotação relativa entre a viga e o pilar ($\phi=0$; ou seja, o ângulo entre os eixos da viga e do pilar permanece 90° após a deformação, sendo ϕ o ângulo de rotação relativa entre pilar e viga). Neste tipo de ligação, considera-se que há transmissão integral de momento fletor, força cortante e força axial entre os componentes estruturais conectados. A ligação rotulada, Figura 16b, permite que a viga possa rotacionar livremente em relação ao pilar. Neste tipo de ligação, não há transmissão de momentos fletor, mas há transmissão integral de força cortante e pode haver transmissão de força axial (PFEIL; PFEIL, 2009).

Figura 16 - Ligações ideais: (a) Ligação perfeitamente rígida; (b) Ligação Rotulada.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009).

Devido ao grau de dificuldade em materializar um engaste perfeito, para a ligação perfeitamente rígida e uma rótula perfeita, para a ligação rotulada. Segundo Taranath (2012),

na prática a ligação perfeitamente rígida dá lugar a ligação rígida (curva 3), que transmite cerca de 90% a 95% do momento de engaste perfeito e a rotação é pequena. A ligação rotulada dá lugar a ligação flexível (curva 1), que transmite em torno de 5 a 20% do momento de engaste perfeito. Uma situação intermediária é representada na curva 2, caracterizando a ligação semirrígida, que transmite em torno de 20 a 90% do momento de engaste perfeito.

Em uma análise simplificada, no caso de vigas com seção I, pode-se considerar que a força cortante é transmitida apenas pela alma, e o momento fletor apenas pelas mesas, através de forças localizadas de tração e compressão, iguais ao momento atuante dividido pela distância entre os centros geométricos das mesas. Assim sendo, é usual, quando se deseja uma ligação flexível, não conectar as mesas da viga ao pilar ou a outro elemento de suporte, deixando um folga para permitir a rotação da viga, e, quando se deseja uma ligação rígida, conectar as mesas da viga ao pilar, impedindo as rotações relativas entre os dois elementos. (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

2.4.2 Meios de ligação

Os meios de ligação são os elementos que promovem a união entre as partes da estrutura para formar a ligação. Os meios de ligação mais utilizados são: soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos (VASCONCELLOS, 2011). Para o presente trabalho, serão utilizados apenas soldas e parafusos como meios de ligação.

2.4.2.1 Solda

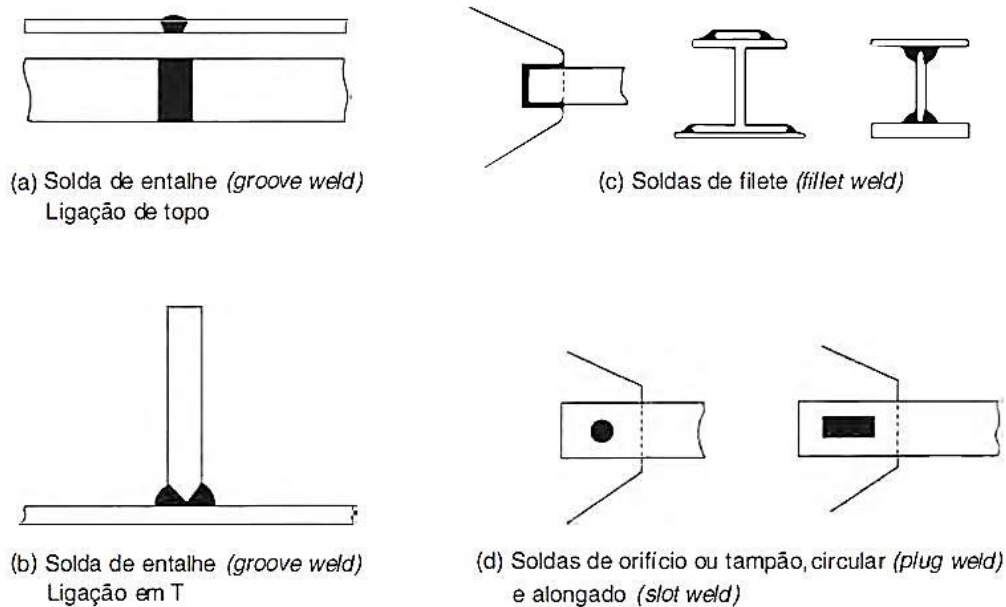
A solda elétrica é um meio de ligação que é composto pela fusão conjunta das peças de aço a serem unidas e de um eletro metálico através da alta temperatura provocada por arco elétrico e do posterior resfriamento (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

2.4.2.1.1 Classificação de soldas de eletrodo quanto a posição do material de solda em relação ao material-base

Na Figura 17 estão apresentados os tipos de solda de eletrodos, conforme a posição do material de solda em relação ao material-base. Nas soldas de entalhe, o metal de solda é depositado diretamente entre as peças metálicas, geralmente dentro dos chanfros. Em soldas de filete, o material de solda é depositado nas faces laterais dos elementos ligados. Nas soldas

de tampão ou de orifício, o material é depositado **em** orifícios circulares ou alongados, feitos em uma das chapas do material-base.

Figura 17 - Tipos de ligações soldadas, segundo a posição da solda em relação ao material-base.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009).

2.4.2.1.2 Vantagens das ligações soldadas

Dentre as vantagens que a solda oferece, pode-se destacar (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008):

- a) a grande vantagem está na economia do material, porque o uso de soldagem permite o aproveitamento total do material (área líquida=área bruta);
- b) as estruturas soldadas permitem eliminar uma grande percentagem de chapas de ligação em relação às estruturas parafusadas;
- c) as estruturas soldadas são mais rígidas, porque os membros normalmente estão soldados diretamente um ao outro;
- d) facilidade da realização de modificações nos desenhos das peças e de corrigir erros durante a montagem a um custo menor do que as parafusadas.

2.4.2.1.3 Desvantagens das ligações soldadas

Dentre as principais desvantagens das ligações soldadas, pode-se destacar (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008):

- a) em estruturas soldadas de grandes extensões a mesma sofre redução no comprimento devido aos efeitos cumulativos de retração;

- b) energia elétrica insuficiente no local de montagem, o que exigiria a colocação de geradores para acionar as máquinas de solda;
- c) as estruturas soldadas exigem uma análise de fadiga mais profunda do que as estruturas parafusadas;
- d) maior tempo de fabricação e de montagem das peças.

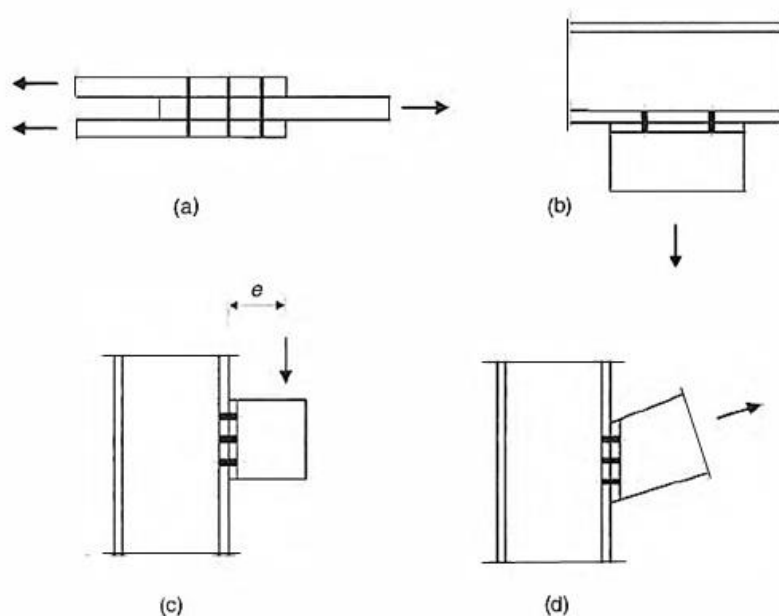
2.4.2.2 Parafusos

As ligações parafusadas, tanto quanto as soldadas, são empregadas em larga escala nas ligações de partes das estruturas nas montagens finais de campo e nas de fábrica.

2.4.2.2.1 Classificação da ligação quanto ao esforço solicitante dos conectores

Além da classificação quanto à sua rigidez à rotação, a ligação ela também pode ser classificada quanto ao tipo de solicitação que impõe aos conectores. Na Figura 18 temos as classificações mais comuns.

Figura 18 - Classificação das ligações quanto ao tipo de solicitação. (a) Ligação por corte; (b) ligação por tração; (c) e (d) ligações a corte e tração dos conectores.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009).

Na ligação de peças tracionadas (Figura 18a) que se apoiam ao fuste do conector, fazendo com que ele fique sujeito a pressão de contato, criando um carregamento que provoca esforços de flexão (esforço cortante e momento fletor) no conector. Como em geral o

comprimento dos conectores é pequeno, o esforço cortante é determinante na resistência, devido a isso denomina-se esta de ligação por corte (PFEIL; PFEIL, 2009).

Na ligação da Figura 18b, os conectores estão sujeitos à tração axial, enquanto na ligação da Figura 18c os parafusos superiores ficam tracionados devido à ação do momento fletor produzido na ligação pela excentricidade (e), e estão sujeitos ao corte devido à força vertical. Já na Figura 18d todos os parafusos ficam igualmente tracionados devido à componente horizontal da carga (PFEIL; PFEIL, 2009).

2.4.2.2.2 *Vantagens da ligações parafusadas*

Dentre as vantagens que a ligação parafusada oferece, pode-se destacar (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008):

- a) rapidez na fabricação das peças e nas ligações de campo;
- b) economia com relação ao consumo de energia, podendo ser executada em locais com pouca disponibilidade de energia;
- c) uso de poucos operários, não muito qualificados;
- d) melhor resposta às tensões de fadiga.

2.4.2.2.3 *Desvantagens*

Dentre as desvantagens que a ligação parafusada possui, pode-se destacar (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008):

- a) necessidade de verificação de áreas líquidas e esmagamento das peças, o que muitas vezes exige reforço dessas partes;
- b) necessidade de previsão antecipada, para evitar falta de parafusos na obra;
- c) necessidade, em alguns casos, de realizar uma pré-montagem de fábrica para o casamento perfeito dos furos;
- d) maior dificuldade de se fazer modificações e correções na montagem.

2.4.2.3 *Verificação dos meios de ligação*

A NBR 8800 (ABNT, 2008) prescreve que os meios de ligação devem ser dimensionados de forma que sua resistência de cálculo a um determinado estado limite último seja igual ou superior à solicitação de cálculo.

Onde para a ligação metálica está bem dimensionada é necessário que o dimensionamento obedeça as exigências dos seguintes itens da ABNT NBR 8800 (2008):

- a) item 6.2, para ligações soldadas;
- b) item 6.3, para ligações parafusadas.

2.4.3 Elementos de ligação

Os elementos de ligação são todos os componentes incluídos no conjunto para permitir ou facilitar a transmissão dos esforços. No dimensionamento de uma ligação, devem ser verificados também os enrijecedores, placas de base, talas de emenda às chapas de ligação, as cantoneiras, os consolos e todas as partes ligadas afetadas localmente pela ligação (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

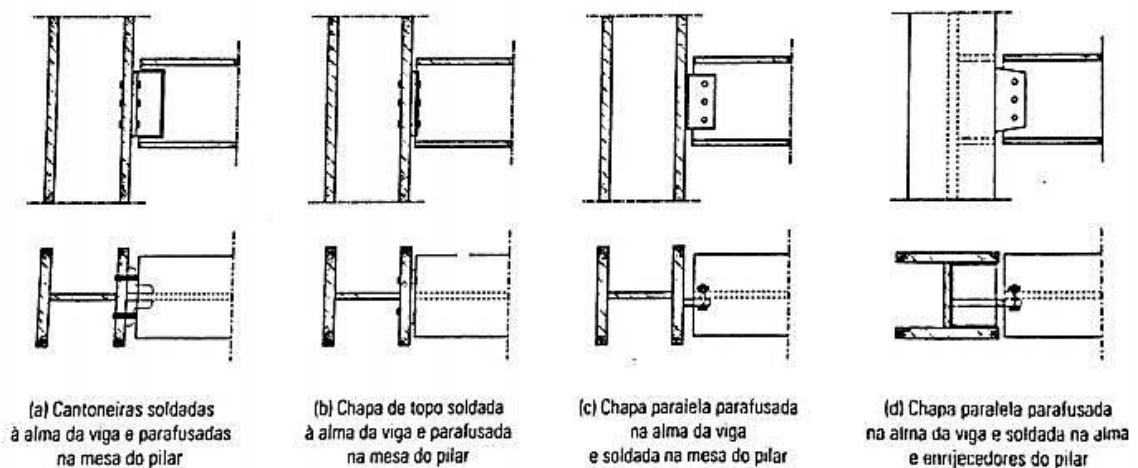
2.4.3.1 Verificação dos elementos de ligação

Os elementos de ligação podem estar submetidos a diversos tipos de esforços, devido a esta causa é necessário verificar estes elementos, para que a ligação seja bem dimensionada e resista aos esforços solicitantes, os elementos de ligação devem obedecer a todas as exigências do item 6.5 da ABNT NBR 8800 (2008), de acordo com os esforços a qual os elementos estejam sendo solicitados.

2.4.4 Ligações de viga e pilar de alma cheia

A Figura 19 mostra algumas ligações comumente empregadas na prática, consideradas como flexíveis, entre vigas e pilar constituídos por perfis I ou H, usando parafusos e soldas.

Figura 19 - Ligações flexíveis entre viga e pilar constituídos por perfis I ou H.



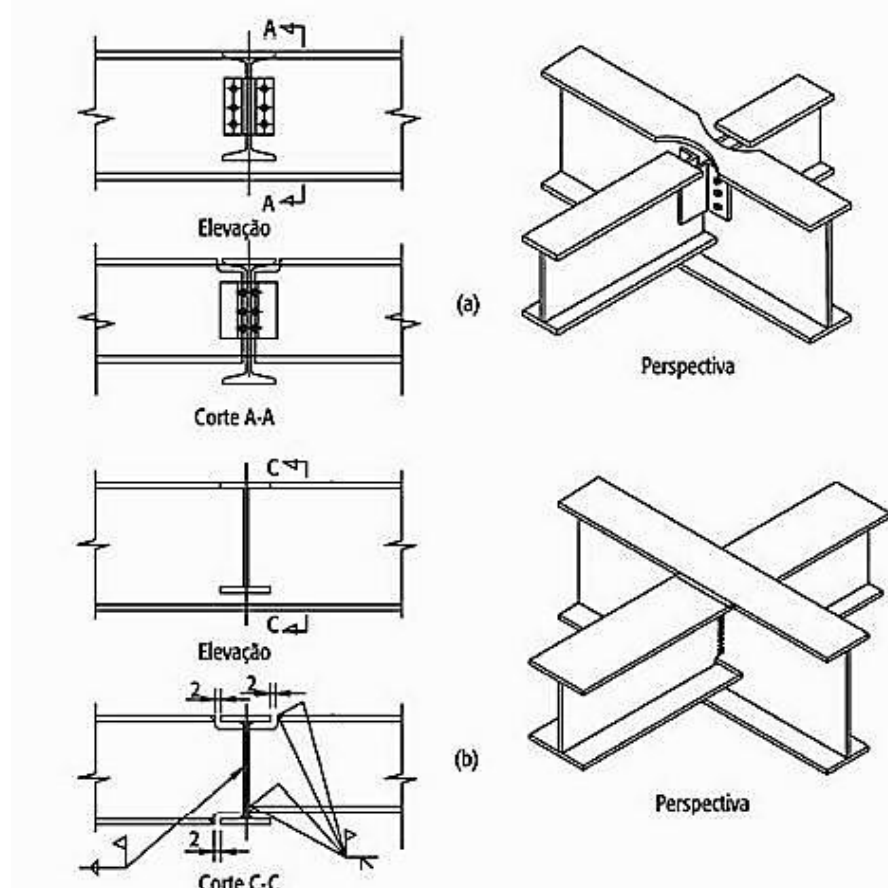
Fonte: Fakury, Castro e Silva e Caldas (2016).

Nesses tipos de ligações flexíveis, é recomendado a utilização de elementos de ligação com altura maior ou igual a metade da altura total da viga suportada. Essa recomendação visa assegurar que a viga não tenha rotação em relação a seu eixo longitudinal nos apoios, o que pode lhe causar diversos problemas, como a perda da estabilidade sob pequenas solicitações (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

2.4.5 Ligação entre vigas

A ligação entre vigas de aço podem ser rígidas e flexíveis, porém na maioria das vezes são flexíveis. Na Figura 20 mostram-se ligações entre vigas, que são mais usuais na prática, utilizando parafusos e soldas.

Figura 20 – Ligações viga-viga usuais (a) ligação parafusada; (b) ligação soldada.



Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2008).

Assim como nas ligações flexíveis entre vigas e pilar, recomenda-se projetar a altura dos elementos de ligação igual a, no mínimo, metade da altura total do perfil da viga suportada (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

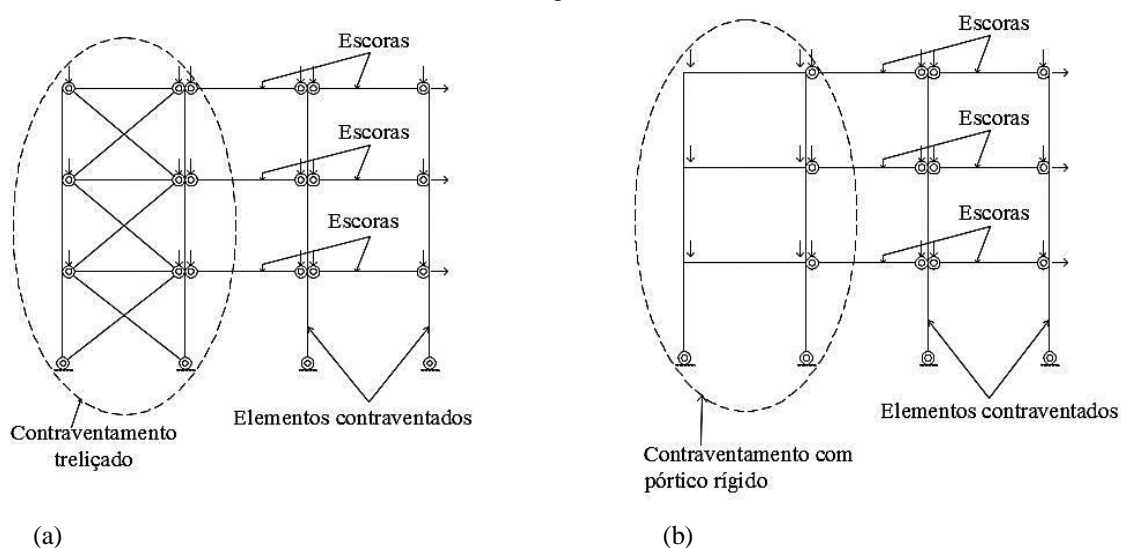
2.5 SISTEMAS ESTRUTURAIS

O resultado final do conjunto da obra, aos aspectos de peso da estrutura, da facilidade de fabricação, da rapidez da montagem e consequentemente do custo final da estrutura, tem influência da escolha do sistema estrutural que vai sustentar o edifício. Os sistemas estruturais tem como funções básicas a transmissão das ações verticais e horizontais às fundações, além de conferirem estabilidade global ao edifício e de resistirem às ações do vento.

Em uma estrutura existem subestruturas que, devido à grande rigidez lateral, resistem às ações horizontais em sua totalidade ou à quase sua totalidade. Essas subestruturas, que estabilizam a edificação, são denominadas subestruturas de contraventamento. As estruturas também podem possuir componentes com capacidade nula ou desprezável para resistir às ações horizontais, projetados para resistir principalmente às cargas gravitacionais, conduzindo-as para as fundações. Esses componentes são ditos elementos contraventados (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016), como se pode ver na Figura 21.

As subestruturas de contraventamento proporcionam a estabilidade lateral dos elementos contraventados, ou seja, as forças que tendem a desestabilizar os elementos contraventados são transferidas para as subestruturas de contraventamento e precisam ser consideradas no dimensionamento destas últimas. A transmissão dessas forças que desestabilizam os elementos contraventados para as subestruturas de contraventamento comumente se dá por componentes estruturais horizontais, em geral vigas e lajes, chamadas genericamente de escoras (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

Figura 21 – Elementos de contraventamento e elementos contraventados (a) por pórtico treliçado; (b) por pórtico rígido.



Fonte: Adaptada de Fakury, Castro e Silva e Caldas (2016).

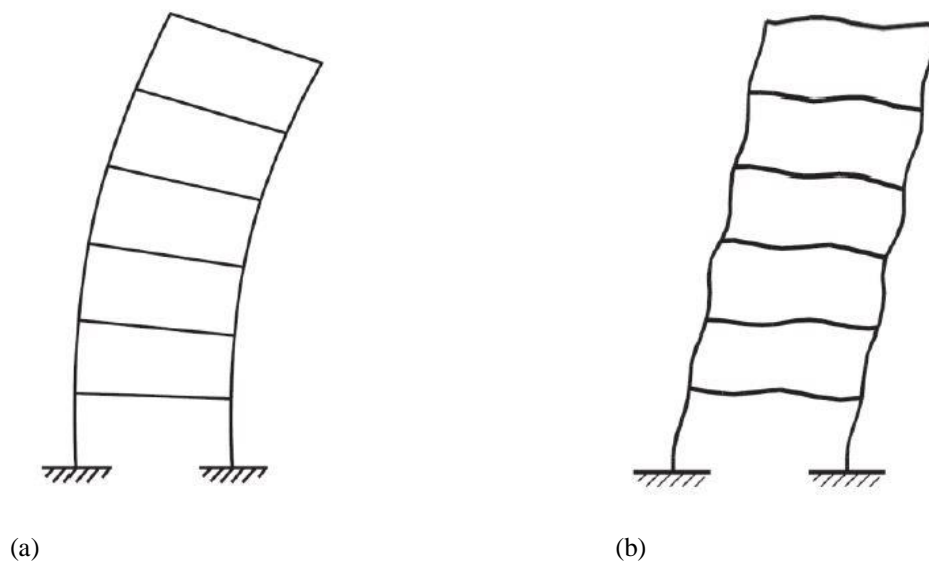
2.5.1 Sistemas de pórticos rígidos

As ligações rígidas existentes diminuem o momento fletor positivo e a flecha nas vigas e o comprimento equivalente de flambagem dos pilares. Estas ligações tornam a estrutura hiperestática, criando uma interdependência entre as solicitações e as propriedades dos elementos.

A deformação lateral se assemelha a uma viga em balanço, podendo ser dividida em duas partes, uma parcela relativa à flexão (Figura 22a) e outra ao cisalhamento (Figura 22b). Na primeira a força exercida pelo vento faz com que os pilares de barlavento sofram um alongamento e os de sotavento um encurtamento, causando flexão na estrutura em conjunto, com inclinação crescente ao longo da altura. O deslocamento devido ao cisalhamento resulta da flexão das vigas e pilares isoladamente, com um giro aproximadamente constante ao longo dos pavimentos, e em edifícios de até 20 pavimentos normalmente predomina, representando cerca de 70% do deslocamento lateral da estrutura (TARANATH, 2012).

A resistência ao carregamento lateral é basicamente governada pela rigidez à flexão das vigas e pilares individualmente, sendo esta rigidez inversamente proporcional ao comprimento do elemento. Normalmente o vão das vigas é maior do que a altura dos pilares, portanto quando for necessário reduzir o deslocamento lateral de um reticulado rígido, deve-se primeiramente, adicionar rigidez às vigas. Cabe ressaltar que as conexões desempenham papel importante evitando o giro relativo entre os elementos e caso esta restrição não for efetiva, o deslocamento lateral aumenta consideravelmente (TARANATH, 2012).

Figura 22 – Pórtico rígido (a) deslocamento por flexão; (b) deslocamento por cisalhamento.



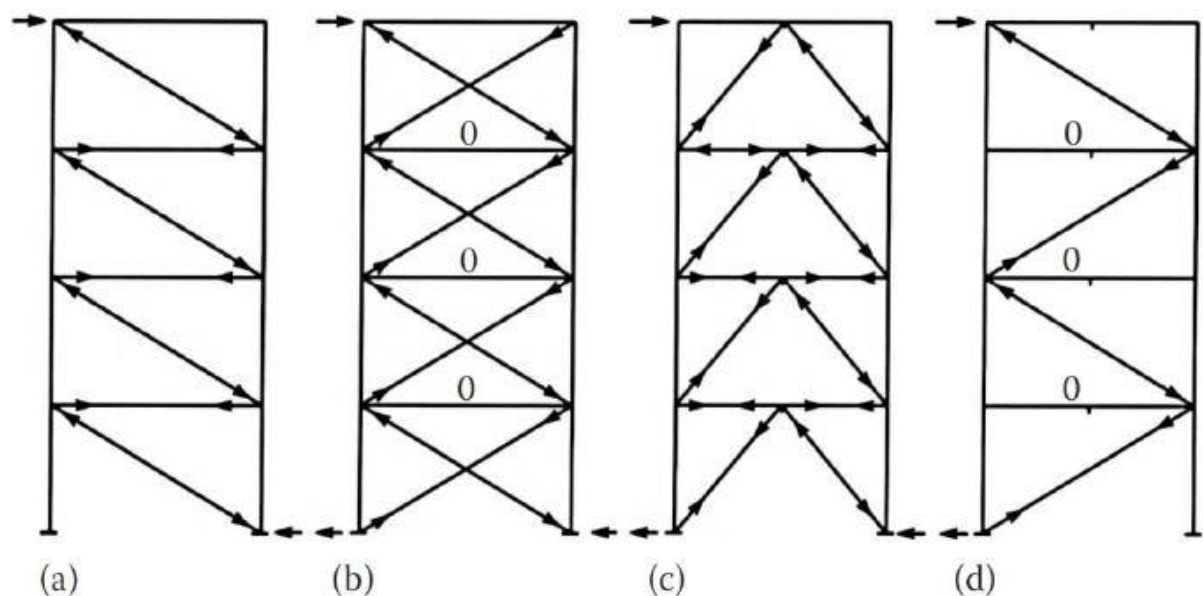
Fonte: Taranath (2012).

2.5.2 Sistemas contraventado treliçado

O sistema estrutural aporticado é eficiente em edifícios de até 20 pavimentos, acima deste limite a flexão das vigas e pilares devida à carga lateral se torna excessiva. Pode-se diminuir essa flexão através do posicionamento de elementos inclinados na fachada ou próximo ao centro do edifício. Estes elementos resistem ao carregamento lateral predominantemente por esforços axiais, constituindo sistemas treliçados.

Na Figura 23, encontram-se geometrias típicas e os esforços que surgem devido a uma carga horizontal aplicada no topo. Em alguns casos as vigas também são solicitadas, como na Figura 23a, onde as diagonais estão comprimidas e as vigas tracionadas. O deslocamento lateral para este sistema é, basicamente, a soma do deslocamento devido ao alongamento e encurtamento dos pilares e elementos inclinados (TARANATH, 2012).

Figura 23 – Geometria e esforços em sistemas treliçados: (a) diagonal única; (b) treliça em X; (c) treliça em K; (d) diagonal única alternada.



Fonte: Taranath (2012).

Como a carga de vento é predominantemente resistida por esforços axiais, este sistema é mais eficiente que o sistema aporticado. Apesar disso, a utilização do sistema treliçado fica limitada a edifícios em torno de 20 pavimentos. Mas se os sistemas aporticado e treliçado forem combinados, é possível construir edifícios de até 50 pavimentos (TARANATH, 2012).

Quando é possível a utilização de contraventamentos verticais, pode-se fazer com que o resto da estrutura trabalhe de forma mais simples com maior número de ligações flexíveis e

explorando ao máximo as vigas mistas, tornando assim a estrutura mais leve e consequentemente mais fácil de montar. Ao contrário, quando não podemos utilizar os contraventamentos, temos que utilizar o sistema de pórtico rígido, resultando em uma estrutura com mais ligações rígidas, o que torna mais lenta a montagem e a estrutura menos econômica (BELLEI;PINHO;PINHO, 2008).

2.5.3 *Sistemas tubulares*

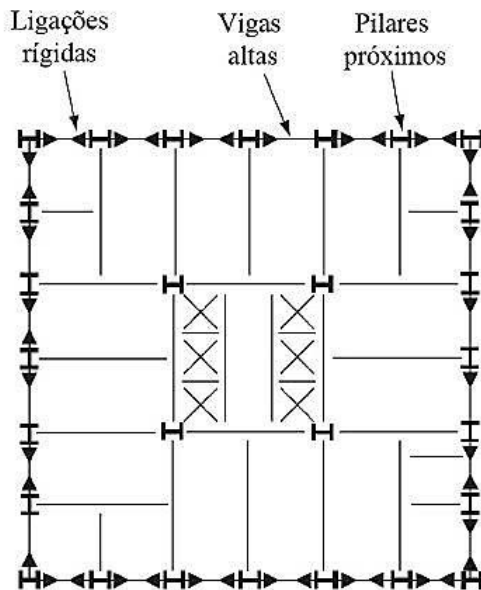
O conceito dos sistemas tubulares é posicionar, na periferia do edifício, pilares pouco espaçados, ligados rigidamente a vigas, formando uma estrutura tridimensional altamente eficiente para prédios altos. O eixo de maior inércia dos pilares é colocado perpendicularmente à fachada, garantindo uma maior rigidez ao sistema. Sendo assim, os pilares internos podem ser projetados para receber somente carregamento vertical, dando liberdade ao projeto arquitetônico do interior do edifício (TARANATH, 2012).

Na prática, o comportamento tubular é obtido com pilares espaçados de três a seis metros e com viga de 0,90 a 1,52 metros de altura. Em alguns casos os pilares podem estar mais próximos, como nas torres gêmeas do *World Trade Center*, que tinham espaçamento de apenas um metro (TARANATH, 2012).

A periferia apertada pode ser considerada, de forma conceitual, semelhante à parede de um tubo oco. Assim, o comportamento da estrutura é análogo a uma viga de seção caixão em balanço, onde a ação do vento causa uma distribuição linear de tensões axiais. Como o tubo possui aberturas ocorre o efeito *shear lag*, fazendo com que os elementos próximos ao vértice da estrutura sejam mais solicitados que os elementos intermediários, conforme ilustra a Figura 25, diminuindo a eficiência do sistema (TARANATH, 2012).

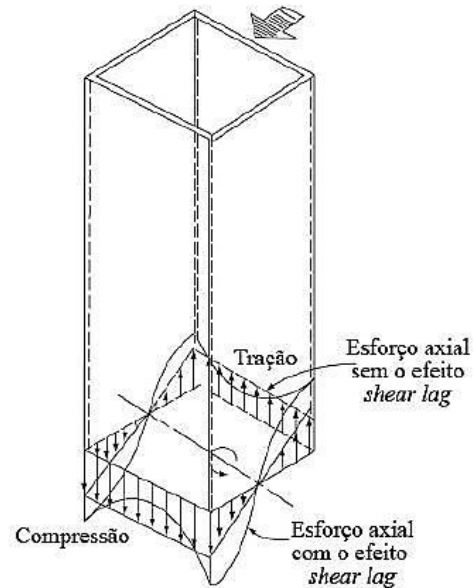
Para prédios muito altos, como no caso do *World Trade Center* e seus 110 pavimentos, o pórtico se torna muito denso, ditando a arquitetura da fachada. Uma forma de aumentar a eficiência é adicionando barras diagonais, englobando vários andares. Consequentemente a estrutura se comporta como uma treliça, suavizando a flexão das vigas e pilares e praticamente eliminando o efeito *shear lag* (TARANATH, 2012).

Figura 24 – Planta de um sistema tubular aporticado.



Fonte: Taranath (2012).

Figura 25 – Distribuição da tensão axial em um tubo com e sem o efeito *shear lag*.

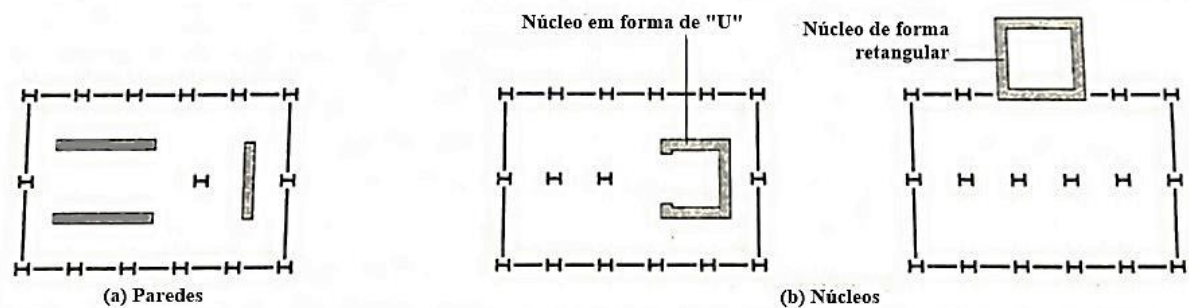


Fonte: Taranath (2012).

2.5.4 Sistemas com paredes de cisalhamento e núcleo rígido de concreto

As paredes de cisalhamento são geralmente feitas de concreto armado, têm forma plana, com comprimento muito superior à largura, e são utilizadas para a estabilização dos edifícios, de acordo com a Figura 26a. Os núcleos de concreto, da mesma maneira que as paredes são usadas para fins de estabilização e possuem geralmente forma retangular ou em U, com grandes dimensões em planta, conforme mostra a Figura 26b, e costumam conter em seu interior poços de elevadores e as escadas. Tanto as paredes de cisalhamento quanto os núcleos de concreto podem se situar no interior ou na periferia do edifício (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

Figura 26 – Sistemas estruturais (a) parede de cisalhamento; (b) núcleo de concreto armado.



Fonte: Fakury, Castro e Silva e Caldas (2016).

Neste sistema o núcleo ou parede de cisalhamento pode ser projeto de modo a resistir todo o carregamento horizontal e à torção, enquanto os demais elementos resistem somente ao carregamento vertical. Com isso toda a periferia pode ser conectada com ligações flexíveis, proporcionando economia e rapidez construtiva. Uma vez que os pilares suportam somente cargas verticais, eles tendem a ser mais esbeltos, aumentando o aproveitamento do espaço interno (ALVA,2000).

2.6 ANÁLISE ESTRUTURAL

Dar-se o nome de análise estrutural para a obtenção das respostas de estrutura a um conjunto de ações por meio do estabelecimento de equações de equilíbrio. Em linhas gerais, essas respostas são esforços solicitantes ou tensões, utilizados para verificação de estados-limites últimos, e deslocamentos, para verificação de estados-limites de serviço.

A análise estrutural usualmente realizada é elástica, considerando que os materiais têm diagrama de tensão versus deformação elástico-linear. Essa análise pode ser de primeira ou de segunda ordem e deve levar em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

2.6.1 *Análise de 1ª ordem*

Análise estrutural é elástica de primeira ordem se as equações de equilíbrio são estabelecidas com base na geometria indeformada (ou original) da estrutura, e os materiais dos elementos estruturais são considerados com comportamento sempre elástico linear. Esse tipo de análise é considerado relativamente simples.

2.6.2 *Análise elástica de 2ª ordem*

Se as equações de equilíbrio são estabelecidas com base na geometria deformada da estrutura, com os materiais considerados com comportamento sempre elástico-linear, a análise é chamada de segunda ordem. Esse tipo de análise é mais complexo, pois, como a geometria deformada da estrutura não é conhecida durante a resolução das equações de equilíbrio, é necessário o emprego de um procedimento iterativo (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

Quando a análise é feita com a geometria deformada, é indispensável considerar os chamados efeitos global e local de segunda ordem, de acordo com os subitens a seguir.

2.6.2.1 Efeito global de segunda ordem

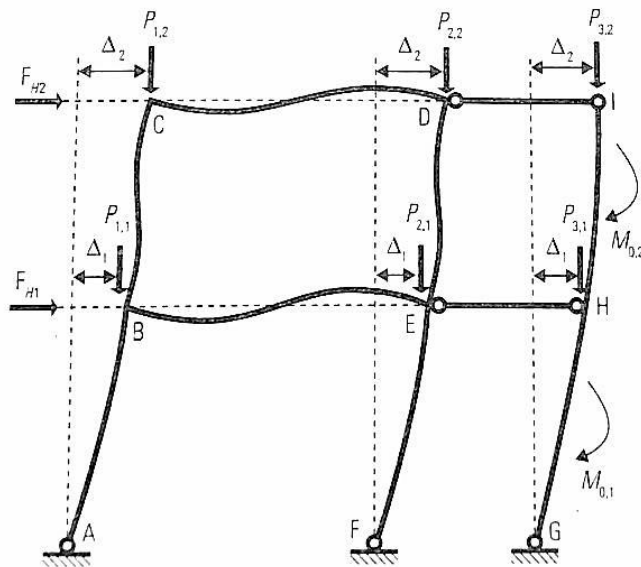
O efeito global de segunda ordem, denominada efeito P- Δ , é caracterizado pelas respostas decorrentes dos deslocamentos horizontais relativos das extremidades das barras, submetidas às cargas verticais atuantes na estrutura. Considere, por exemplo, a estrutura de dois andares exibida na Figura 27, formada pelo pórtico ABCDEF e pelo elemento contraventado GHI, submetida à força horizontal F_{H1} e à atuação das cargas verticais $P_{1,1}$, $P_{2,1}$, e $P_{3,1}$, nas três prumadas de pilares do primeiro andar, e à força horizontal F_{H2} e às cargas verticais $P_{1,2}$, $P_{2,2}$, e $P_{3,2}$ no segundo andar. Se os nós da estrutura, no nível das vigas do primeiro andar, se deslocam horizontalmente de Δ_1 , ao se considerar a carga gravitacional total nesse andar deslocada desse valor em relação à sua posição original, aparece na estrutura um momento de segunda ordem, dado por (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016):

$$M_{0,1} = (P_{1,2} + P_{2,2} + P_{3,2} + P_{1,1} + P_{2,1} + P_{3,1})\Delta_1 \quad (11)$$

De forma similar, se os nós da estrutura, no nível das vigas do segundo andar, se deslocam horizontalmente de Δ_2 , surge nesse andar da estrutura um momento de segunda ordem, igual a:

$$M_{0,2} = (P_{1,2} + P_{2,2} + P_{3,2})(\Delta_2 - \Delta_1) \quad (12)$$

Figura 27 – Efeito global de segunda ordem.



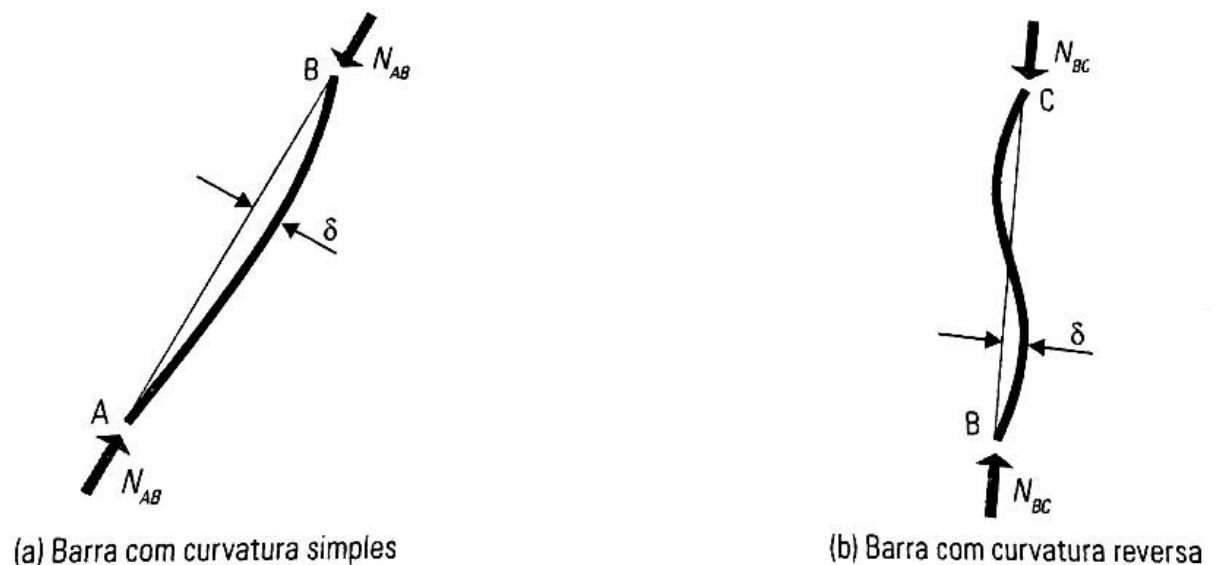
Fonte: Fakury, Castro e Silva e Caldas (2016).

Os momentos que surgem nos andares da estrutura (neste exemplo, $M_{0,1}$ e $M_{0,2}$), causados pela consideração das cargas verticais na posição deformada da estrutura, podem tornar os valores dos esforços solicitantes nas extremidades das barras mais elevados, especialmente o momento fletor e a força axial.

2.6.2.2 Efeito local de segunda ordem

O efeito local de segunda ordem, denominado efeito P- δ , é caracterizado pelas respostas decorrentes dos deslocamentos da configuração deformada de cada barra da estrutura submetida à sua própria força axial. A Figura 28 mostra esse efeito com curvatura simples, caso, por exemplo, da barra AB da Figura 27, e com curvatura reversa, caso, por exemplo, da barra BC da Figura 27. A força axial de compressão N provoca aumento do momento fletor nas seções transversais situadas entre as duas extremidades da barra, cujo valor máximo é igual ao produto entre N e δ , onde δ é o máximo deslocamento transversal da barra. Se a força axial é de tração, ocorre uma redução do momento fletor (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

Figura 28 – Efeito local de segunda ordem.



Fonte: Fakury, Castro e Silva e Caldas (2016).

2.7 REVISÃO DA LITERATURA

Neste item são apresentados os principais trabalhos relacionados à análise e projeto estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em estrutura mista de aço e concreto, considerando os objetivos deste trabalho.

ALVA (2000) abordou o tema estruturas mista aço-concreto, com ênfase em edifícios, e dos principais elementos que compõe esse sistema: as vigas mistas, as lajes mistas e os pilares mistos. São abordados os aspectos construtivos, o comportamento estrutural e os procedimentos para dimensionamento recomendados pelas principais normas aplicáveis, enfatizando a norma norte-americana do AISC e o EUROCODE 4. O projeto em situação de incêndio também é analisado, considerando o comportamento e o dimensionamento de elementos mistos frente à ação do fogo. No final, são desenvolvidos exemplos de dimensionamento, onde procura-se comparar e discutir os resultados obtidos pelas principais normas.

Fabrizzi (2007) fez uma ampla revisão bibliográfica, objetivando o estudo dos edifícios de múltiplos andares constituídos por elementos mistos de aço e concreto. A revisão bibliográfica foi realizada com base em estudos acadêmicos e normativos além do estudo de um edifício exemplo constituído por elementos mistos. Os elementos mistos lajes, vigas e pilares foram abordados inicialmente de forma isolada, com base nas recomendações normativas, sendo que ao final os elementos foram interligados, apresentando ao leitor os principais aspectos teóricos e normativos para o dimensionamento de um edifício completo constituído de elementos estruturais mistos.

Carini (2014) realizou o projeto estrutural de um edifício comercial de quinze pavimentos em estrutura mista de aço e concreto, utilizando vigas mistas, pilares mistos e lajes mistas. O sistema estrutural adotado para o edifício em estudo foi o composto por um núcleo rígido em concreto armado e a periferia em elementos mistos. A análise da estrutura do edifício foi feita com o auxílio dos *softwares* ANSYS, FTOOL E ETABS, os quais forneceram as solicitações atuantes. Em função da altura do edifício foi determinada a resposta dinâmica da estrutura devida ao vento e verificaram-se critérios de deslocamento máximo e de conforto dos ocupantes. Para atender ao último critério foi necessário um sistema de contraventamento complementar formado por duas treliças em X nas menores fachadas do edifício. Além disso, foram dimensionadas as diversas ligações existentes na estrutura. E constatou-se que o sistema estrutural composto por um núcleo rígido em concreto armado e treliça na periferia da edificação é adequado para o edifício em estudo.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo são apresentados os critérios iniciais de projeto, como a definição do edifício modelo para ser utilizado como base para a concepção estrutural, definição do sistema estrutural, lançamento da estrutura, escolha do método construtivo e dos materiais, assim como a determinação das ações atuantes no edifício e suas combinações.

3.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

Foi adotado para o presente trabalho um edifício comercial de alto padrão de acabamento (Figura 29), cedido gentilmente pela construtora CP Construção, situado na Rua José Florêncio Filho, S/N, Bairro: Universitário, na cidade de Caruaru-PE, com um total de 21 pavimentos, sendo 1 semienterrado, 1 térreo, 3 pavimentos-garagem, 14 pavimentos-tipo, 1 cobertura; além, de casa de máquinas e reservatório superior, totalizado 68,7 metros de altura sobre o solo.

O sistema construtivo utilizado na situação atual deste prédio foi o usualmente utilizado na cidade de Caruaru. O mesmo qual consiste em estruturas de concreto armado com lajes descarregando em vigas e essas, por sua vez, descarregando em pilares, o qual transmitem a carga ao solo através de fundações rasas do tipo sapata, tudo isso em um sistema monolítico de elementos estruturais.

Figura 29 – Previsão do edifício pronto.



Fonte: CP Construção (2018).

Por questões de simplificação, não foram utilizados os pavimentos: semienterrado, térreo e garagem, para este trabalho. Além disso, os pavimentos tipos deste prédio não são todos iguais, para simplificar o estudo foi adotado o primeiro pavimento tipo como sendo o pavimento tipo de todos os andares.

3.1.1 Pavimento tipo

O pavimento deste edifício é composto por dez salas de uso comercial, todas com lavabo particular, um hall de circulação, quatro elevadores, uma escada e dois lavabos na circulação. Sua planta baixa está exibida na Figura 30.

3.1.2 Cobertura

A cobertura do edifício é o pavimento que possui duas salas de reuniões que também podem ser utilizadas como auditório, este pavimento ainda possui um espaço para *coffee break*, dois lavabos, uma circulação, quatro elevadores, uma escada, um terraço e parte da área que está descoberta, possui um telhado com telha metálica e inclinação de 10%, como é exibido na Figura 31.

3.1.3 Casa de máquinas

O pavimento da casa de máquinas (Figura 32) é o pavimento onde ficam localizadas as máquinas dos elevadores, assim como o reservatório superior do edifício que para este estudo possui capacidade para 42000 litros de água, além disso, este pavimento possui uma área descoberta, que é coberta por telhado de telha metálica.

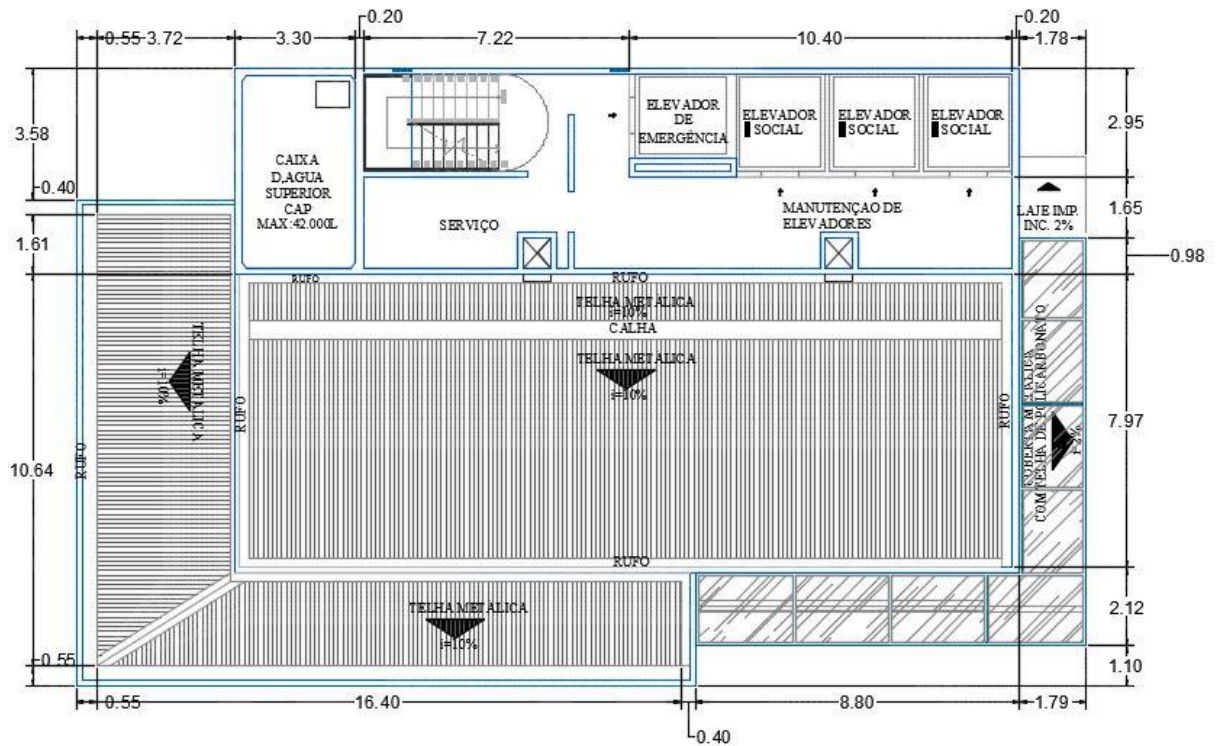
3.1.4 Pavimento coberta

O pavimento coberta é o último pavimento do edifício, nele existe apenas uma laje impermeabilizada com inclinação de 2%, como mostra na Figura 33.

[illegible]

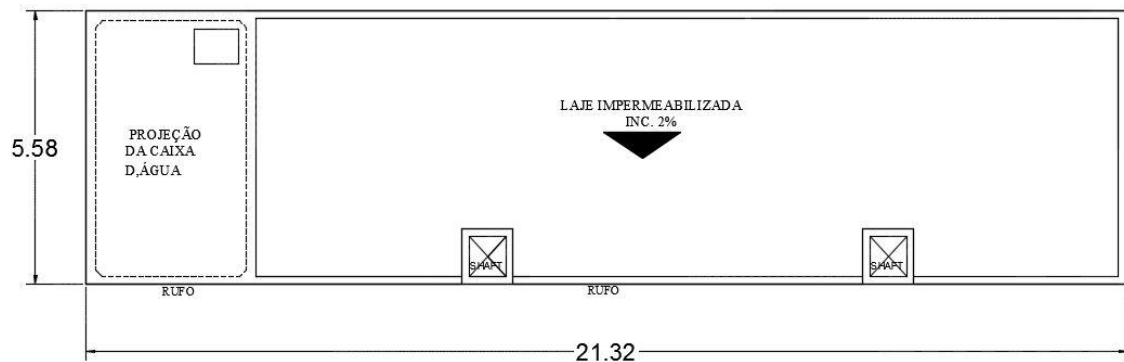
Fonte: Adaptada de CP Construção (2018).

Figura 32 – Planta baixa pavimento casa de máquinas do edifício em estudo.



Fonte: Adaptada de CP Construção (2018).

Figura 33 – Planta baixa do pavimento coberto do edifício em estudo.



Fonte: Adaptada de CP Construção (2018).

3.2 FERRAMENTA DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Para a realização do trabalho utilizou-se o *software* SAP 2000 versão 20, que é um *software* para análise estrutural estática e dinâmica, linear e não linear, por elementos finitos, para a análise estrutural da estrutura do edifício.

Apesar do SAP 2000 dimensionar perfis estruturais em aço, assim como elementos estruturais em concreto armado, o mesmo não utiliza as normas brasileiras, sendo assim para

o dimensionamento dos os elementos estruturais do edifício, foram utilizadas planilhas eletrônicas para tornar o processo de dimensionamento mais automático, limitação essa que se tornou pertinente para o domínio das técnicas de dimensionamento sem auxílio de *software*.

As análises foram feitas considerando-se o comportamento elástico-linear dos materiais dos elementos estruturais e foram extraídos do programa todos os esforços solicitantes, deformações dos elementos estruturais, além da análise dinâmica feita pelo mesmo.

3.3 MATERIAIS UTILIZADOS

A definição dos materiais utilizados depende da disponibilidade dos mesmos no mercado, para que o projeto torne-se executável. Levando-se em consideração os padrões estruturais disponibilizados pela Gerdau S.A (2014), definiu-se o aço ASTM A572 Grau 50 para os perfis das vigas e pilares. Para a fôrma de aço da laje mista *steel deck* utilizou-se o aço ASTM A653 Grau 40, devido a sua disponibilidade no fabricante Metform (c2010). Optou-se pelo uso de conectores de cisalhamento com 19 mm de diâmetro e aço ASTM A108 Grau 1020, de acordo com a recomendação de Gilson, Pimenta e Martins (2012). Já nas ligações, foi utilizado o aço ASTM A325 para parafusos e A36 para os demais elementos (chapas de ligação, talas, cantoneiras). Optou-se pelo uso de concreto com resistência característica à compressão de 35 MPa, valor empregado correntemente na região em edificações de múltiplos pavimentos, e definiu-se o aço CA-50 e o aço CA-60 para as armaduras das lajes.

O Quadro 1 apresenta os valores característicos da resistência dos materiais utilizados.

Quadro 1 – Valores característicos das resistências dos materiais utilizados.

Material	Elementos	Característica	Valor (kN/cm ²)
Aço ASTM A572 Grau 50	Perfis das vigas e pilares	Resistência ao escoamento	34,5
		Resistência à ruptura	34
Aço ASTM A36	Cantoneiras, talas e chapas de ligação	Resistência ao escoamento	25
		Resistências à ruptura	40
Aço ASTM A108 Grau 1020	Conectores de cisalhamento	Resistência ao escoamento	34,5
		Resistências à ruptura	41,5
Aço ASTM A325	Parafusos	Resistências à ruptura	82,5
Aço ASTM A653 Grau 40	Fôrmas das lajes mistas	Resistência ao escoamento	28
Aço CA-50	Armadura das lajes	Resistência ao escoamento	50
Aço CA-60	Armadura das lajes	Resistência ao escoamento	60
Concreto C35	Lajes, vigas e núcleo	Resistência à compressão	3,5

Fonte: Autor (2018).

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) a resistência de cálculo de um material é definida como:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (13)$$

sendo: f_d a resistência de cálculo do material; f_k a resistência característica do material, conforme o Quadro 1; γ_m coeficiente ponderador de resistência, conforme o Quadro 2.

Quadro 2 – Valores dos coeficientes de ponderação da resistência.

Combinações	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

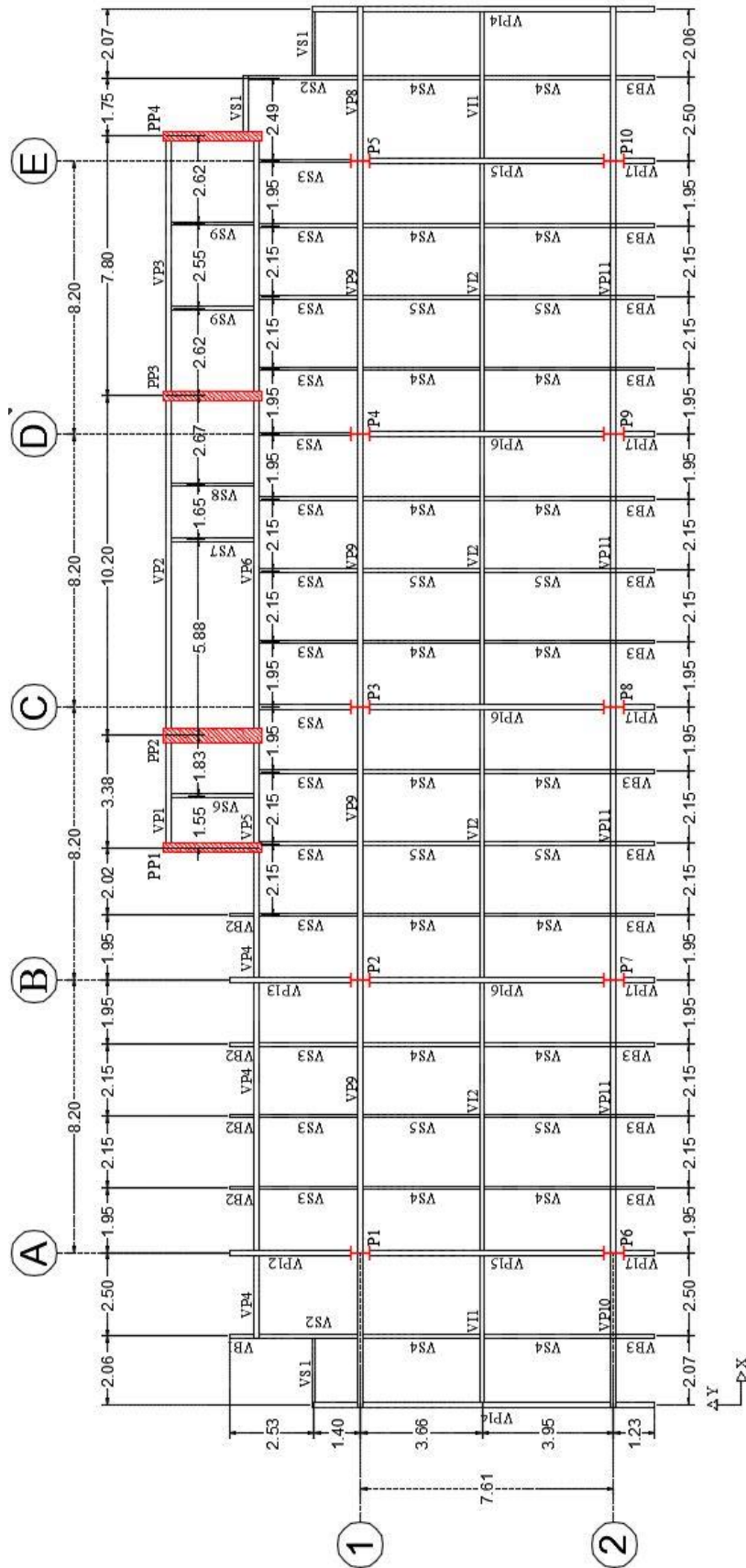
3.4 DEFINIÇÃO DE SISTEMA ESTRUTURAL E LANÇAMENTO ESTRUTURAL

O edifício será formado pelos seguintes elementos: pilares metálicos, vigas mistas e lajes mistas. A etapa de lançamento da estrutura consiste no posicionamento das vigas e pilares. Os seguintes aspectos foram considerados na realização desta etapa:

- o vão entre vigas deve estar compreendido no máximo até 3 metros, permitindo que a laje *steel deck* possa ser construída sem escoramento;
- os pilares devem ser posicionados, na medida do possível, embutidos nas paredes e fora das áreas de uso, como salas, portas, janelas e vagas de garagem;
- a transferência de cargas para os pilares deve ser a mais direta possível;
- onde houver paredes deve-se lançar preferencialmente vigas para a sustentação das mesmas.

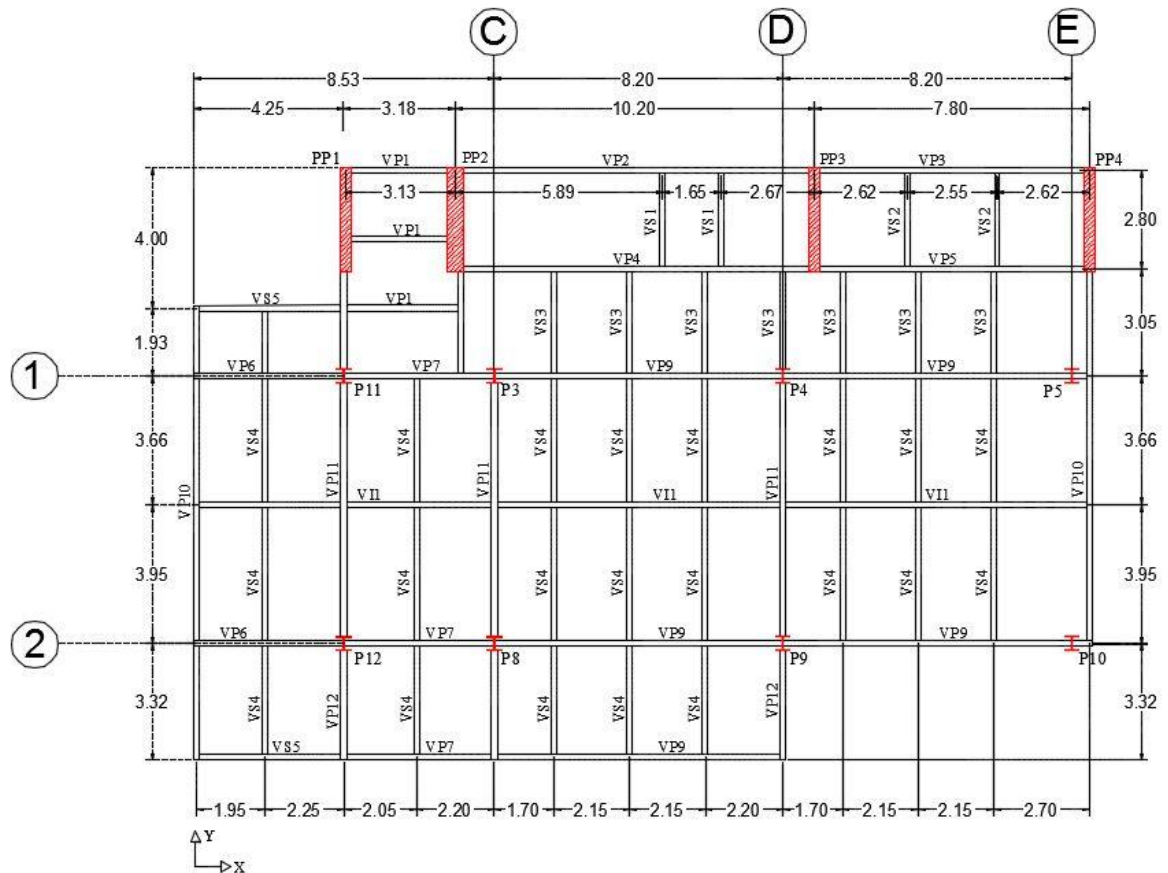
Tendo em vista estes critérios, definiu-se o valor de 2,50 metros para o vão máximo da laje, e em seguida efetuou-se o lançamento das vigas no pavimento tipo (Figura 34), casa de máquinas (Figura 35) e coberta (Figura 36).

Figura 34 – Lançamento das vigas e pilares do pavimento tipo e cobertura.



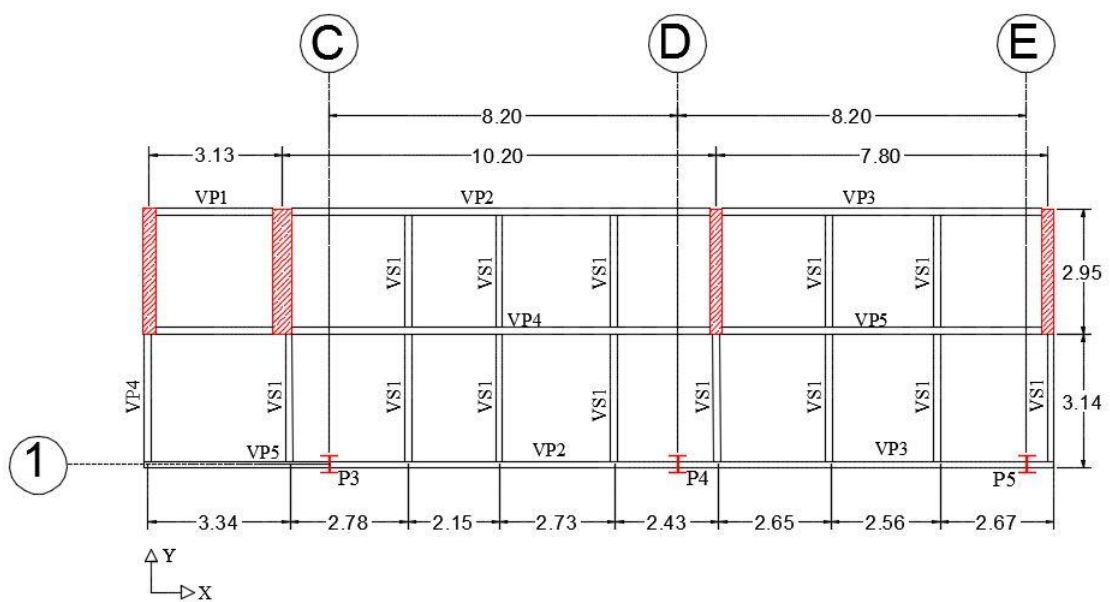
Fonte: Autor (2018).

Figura 35 – Lançamento de vigas e pilares do pavimento casa de máquinas.



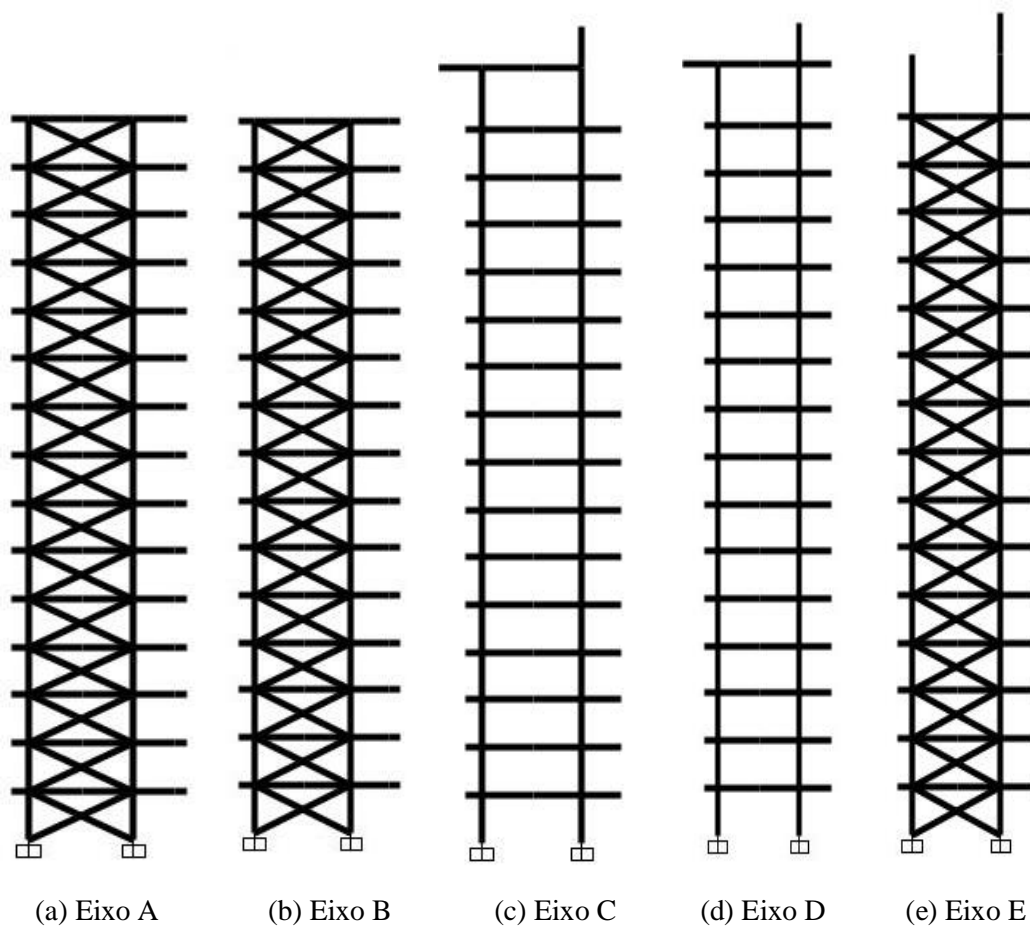
Fonte: Autor (2018).

Figura 36 – Lançamento de vigas e pilares do pavimento coberta.



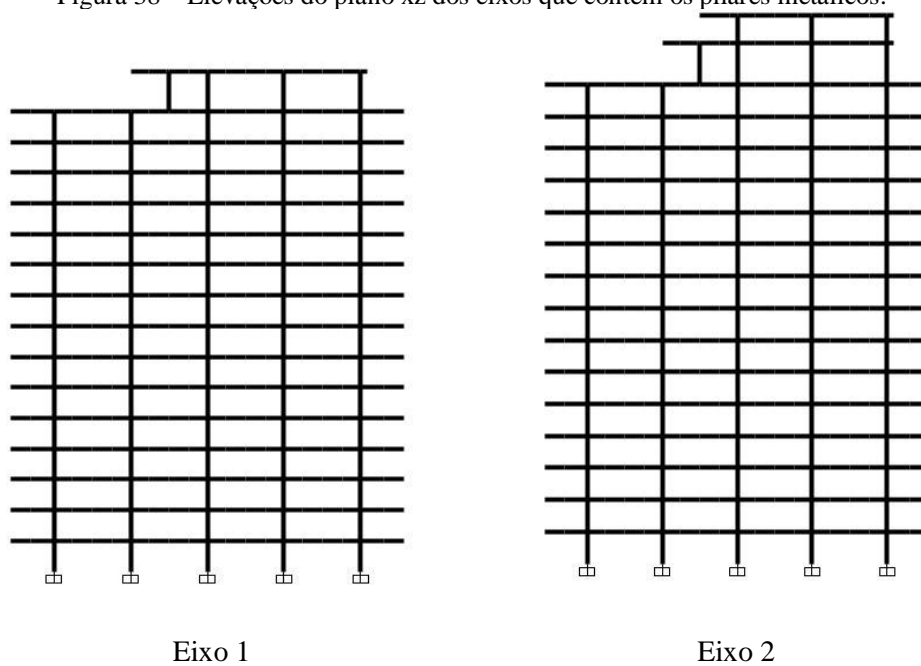
Fonte: Autor (2018).

Figura 37 – Elevações do plano yz dos eixos que contém os pilares metálicos.



Fonte: SAP 2000 (2018).

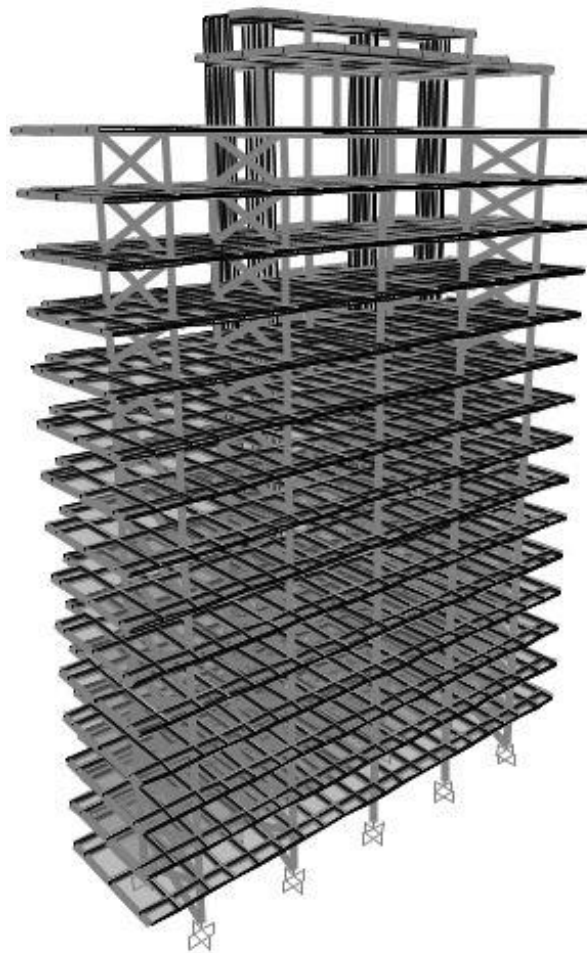
Figura 38 – Elevações do plano xz dos eixos que contém os pilares metálicos.



Fonte: SAP 2000 (2018).

Dentre os sistemas estruturais apresentados no item 2.5, optou-se para o edifício em estudo um sistema estrutural misto, formado por paredes de cisalhamento, contraventamento por pórtico rígido e contraventamento treliçado, em que, as paredes de cisalhamento foram utilizadas para contraventar os pilares P3, P4, P5, P8, P9 E P10, na direção y, além de dar maior rigidez às regiões onde estão locados, o poço de elevador, escada e caixa d'água. O contraventamento treliçado foi utilizado na direção y, para contraventar inicialmente os pilares P1, P2, P6 e P7, contudo também foi necessário utilizar contraventamento treliçado nos eixos dos pilares P9 e P10, para que a estrutura atendesse aos critérios impostos pelo estado-limite de serviço, de forma que, na direção y todas as ligações foram rotuladas. O contraventamento por pórtico rígido (Figura 38) foi utilizado para contraventar todos os pilares metálicos na direção x, devido à restrição da arquitetura que impossibilitou a locação de uma estrutura de contraventamento treliçada ou paredes de cisalhamento nessa direção.

Figura 39 – Estrutura do edifício em 3D.



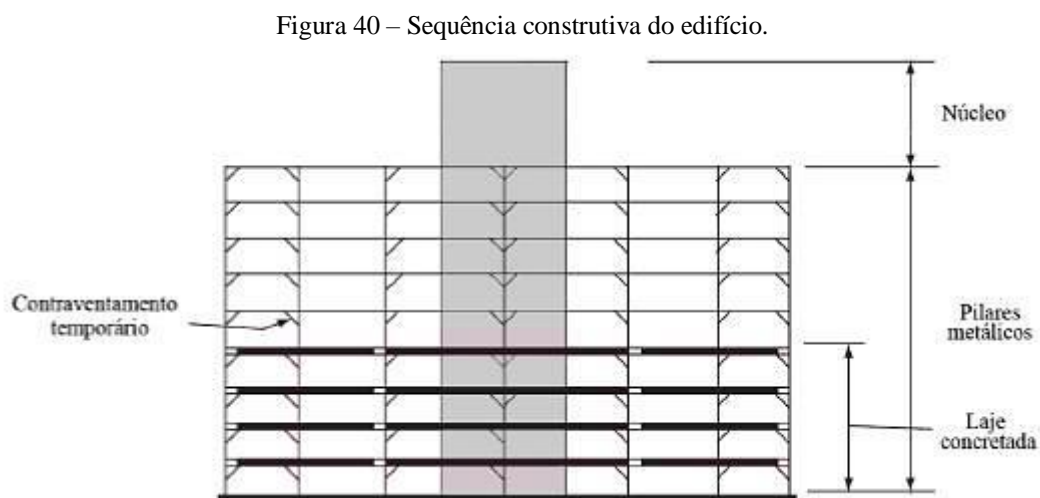
Fonte: SAP 2000 (2018).

3.5 MÉTODO CONSTRUTIVO

Na escolha do método construtivo de edifícios mistos busca-se aliar a rigidez do concreto com a rápida velocidade de construção proporcionada pelo aço. Uma decisão importante é a definição da ordem de construção do edifício. Quando se ergue o núcleo ou parede de cisalhamento, é possível utilizá-lo como circulação vertical e, apesar da estrutura metálica não ser montada tão rapidamente, geralmente implica em um menor tempo total de execução (TARANATH, 2012).

Outro ponto importante é a escolha pelo uso ou não de escoramento. Nesta escolha deve-se avaliar o curso do escoramento, a economia alcançada pelo uso de vigas mais leves na construção escorada e o tempo de execução de cada alternativa. Na construção não escorada o perfil metálico é projetado para suportar sozinho o carregamento proveniente do concreto fresco e das sobrecargas de construção. Assim, a viga torna-se mais robusta do que na construção escorada (TARANATH, 2012). Neste trabalho decidiu-se pela construção não escorada, buscando uma maior velocidade construtiva.

Na Figura 40 é ilustrada a sequência construtiva adotada. Primeiramente, constroem-se os pilares parede para proporcionar estabilidade lateral e permitir seu uso para a circulação vertical. Em seguida, montam-se os pilares e as vigas metálicas, conectando-os através de ligações flexíveis ou rígidas. Como a laje não apresenta o comportamento de diafragma rígido, nesta etapa pode ser necessário a utilização de contraventamentos provisórios. A instalação da fôrma *steel deck* é acompanhada da concretagem das lajes.



Fonte: Adaptada de Taranath (2012).

3.6 AÇÕES

Para o dimensionamento correto do edifício devem-se prever quais ações estarão atuando na estrutura. Nos próximos itens são descritas quais foram as ações consideradas para o presente estudo.

3.6.1 Ações *Permanentes*

Em seguida são apresentadas as ações permanentes atuantes em todos os pavimentos da edificação.

3.6.1.1 Pavimento tipo

Para a determinação dos valores das ações permanentes utilizaram-se os valores dos pesos específicos dos materiais apresentados na Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 1980). As cargas permanentes uniformemente distribuídas consideradas no pavimento tipo são:

- a) peso próprio da estrutura: perfis metálicos e laje com fôrma incorporada, obtido diretamente nos catálogos dos fabricantes;
- b) contrapiso: foi previsto uma camada de argamassa de cinco centímetros de espessura, totalizando uma carga de $1,05 \text{ kN/m}^2$
- c) revestimentos: foi considerado revestimento em granito, com dois centímetros de espessura e carga de $0,56 \text{ kN/m}^2$;
- d) forro: foi considerado forro de gesso, com três centímetros de espessura, totalizando uma carga de $0,375 \text{ kN/m}^2$;
- e) paredes de vedação externa e de divisão interna: optou-se pelo sistema com tijolos furados, com chapisco, embolso e reboco, como suas camadas de revestimento, totalizando uma carga de $5,5 \text{ kN/m}$.

3.6.1.2 Cobertura

As ações permanentes presentes no pavimento da cobertura foram determinadas de forma análoga às do pavimento tipo. Adicionalmente, na periferia da edificação previu-se uma platibanda com 1,20 metros de altura e peso de $2,1 \text{ kN/m}$.

Uma região da cobertura possui telhado, o qual foi considerado telhado de estrutura metálica com telha de alumínio, foi estimado uma carga de 1 kN/m^2 .

3.6.1.3 Casa de Máquinas

O peso dos elevadores que foi obtido através do catálogo do fabricante ThyssenKrupp Elevadores (2013). O mesmo apresenta, para os elevadores escolhidos o valor de 109 kN como peso dos elevadores, incluindo efeitos dinâmicos. Este valor foi dividido pela área da caixa de corrida e considerado como uma carga uniformemente distribuída com o valor de 15,9 kN/m².

Neste pavimento também foi lançada a carga devido ao volume de água armazenado no reservatório superior, onde o projeto arquitetônico previu um reservatório de água com capacidade máxima de cerca de 42000 litros de água, o que resulta é uma carga uniformemente distribuída de 19,3 kN/m².

O pavimento da casa de máquinas também possui telhado, sendo assim foi considerado o mesmo telhado utilizado na cobertura.

3.6.1.4 Coberta

Neste pavimento foi considerado apenas o peso próprio da estrutura e o peso do telhado que se apoia neste pavimento.

3.6.2 Ações variáveis

Os próximos itens apresentam as ações variáveis atuantes em todos os pavimentos da edificação.

3.6.2.1 Cargas acidentais

Os valores mínimos de cargas acidentais referentes ao uso constam na NBR 6120 (ABNT, 1980). Não há recomendação para edifícios comerciais de uso geral, sendo assim, considerando ocupação de escritórios, o valor da carga acidental mínima é de 2,0 kN/m². Considerando-se o uso estabelecido para edifício comercial, é possível que algumas salas sejam ocupadas por escritórios de advocacia, por exemplo, onde há locais para armazenamento de livros e arquivos. Nestes locais há grande quantidade de papéis e o valor mínimo estabelecido pode ser eventualmente, superado. Prevendo essas possíveis situações, considerou-se uma carga acidental de 4,0 kN/m² nas áreas das salas de uso comercial.

Nos corredores do edifício foi considerada uma sobrecarga com o valor de 3,0 kN/m² determinada pela NBR 6120 (ABNT, 1980) para corredores com acesso ao público. Em alguns locais da cobertura utilizou-se uma sobre carga de 2 kN/m², correspondente a terraços sem acesso ao público.

Na casa de máquinas utilizou-se uma sobre carga de 7,5 kN/m² de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980).

Para a determinação da solicitação em pilares de edifício de múltiplos pavimentos, as cargas acidentais podem ser reduzidas de acordo com a Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 1980). Logo, como o edifício possui mais que 6 pisos, as cargas acidentais atuantes nos pilares foram reduzidas em 60%.

Tabela 1 – Redução das cargas acidentais.

Número de pisos que atuam sobre o elemento	Redução percentual das cargas acidentais (%)
1,2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60

Fonte: ABNT NBR 6120 (1980).

3.6.2.2 Forças devido ao vento

Segundo Leet, Uang e Gilbert (2010, p.43), “A magnitude das pressões do vento sobre uma estrutura depende da sua velocidade, da forma e da rigidez da estrutura, da rugosidade e do perfil do solo nos arredores e da influência das estruturas adjacentes.”. A velocidade do vento é reduzida quando se aproxima do solo, devido à rugosidade do terreno que aumenta, e em alturas maiores, onde há uma menor influência da rugosidade do terreno, ela atinge valores mais elevados. Assim, a pressão exercida pelo vento, em edifícios de múltiplos pavimentos, possui maior valor no topo da edificação, conforme mostra a Figura 41.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) apresenta procedimentos para o cálculo das forças devidas ao vento nas edificações. A força do vento sobre um elemento plano de edificação atua em direção perpendicular a ele, sendo dada pela equação:

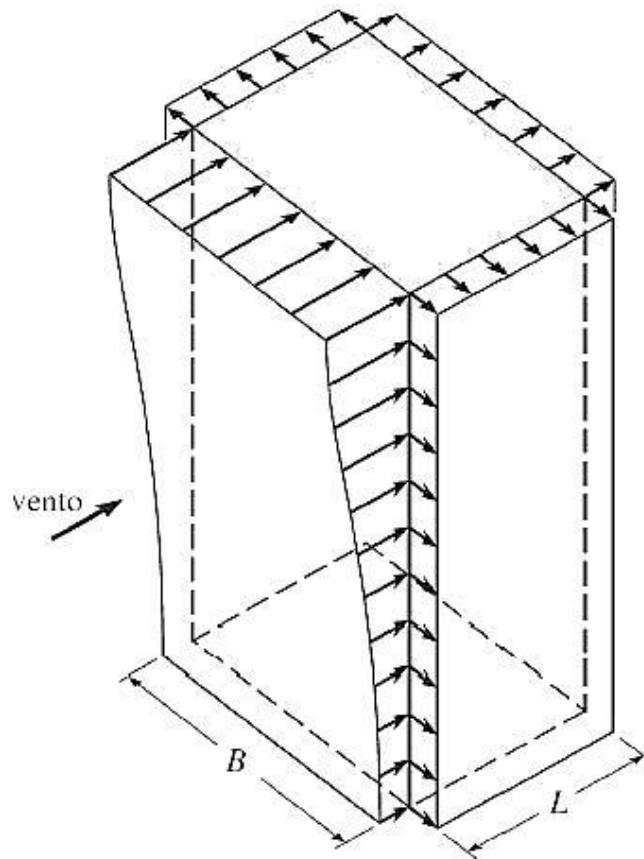
$$F = F_e - F_i \quad (14)$$

sendo: F_e a força externa à edificação, agindo na superfície plana de área A; F_i a força interna à edificação agindo na superfície plana de área A. Portanto:

$$F = (C_e - C_i) qA \quad (15)$$

na qual: C_e = coeficiente de forma externo; C_i = coeficiente de forma interno; q = pressão dinâmica do vento; A = área frontal efetiva. Para valores positivos de coeficiente de forma externo e interno, correspondem a sobrepressões, e valores negativos correspondem a sucções. A NBR 6123 prevê casos onde a pressão interna é considerada uniformemente distribuída no interior da edificação. Logo, em superfícies internas planas, $C_i = c_{pi}$. Sendo c_{pi} o coeficiente de pressão interna.

Figura 41 – Distribuição típica da carga de vento em prédio de múltiplos pavimentos.

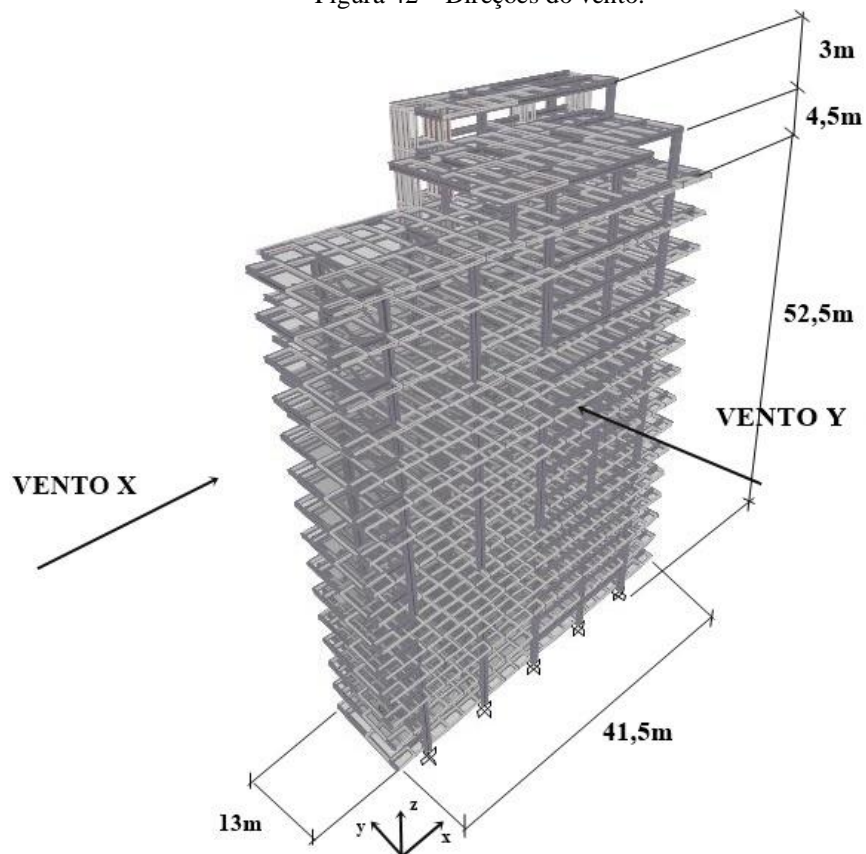


Fonte: Leet, Uang e Gilbet (2010).

3.6.2.2.1 Determinação dos coeficientes de forma

O carregamento do vento foi dividido em duas direções ortogonais às fachadas do edifício. A primeira direção está localizada no eixo y , atuando nos dois sentidos do eixo, sendo o sentido y positivo atuando na fachada frontal e o y negativo da fachada traseira. A segunda direção está localizada no eixo x , atuando nos dois sentidos do eixo, sendo o sentido x positivo atuando na fachada lateral esquerda e o x negativo na fachada lateral direita. Estas direções são apresentadas na Figura 42.

Figura 42 – Direções do vento.



Fonte: Adaptada de SAP 2000 (2018).

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), para edificações internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Para esta edificação foram consideradas quatro faces igualmente permeáveis, o que implica em um coeficiente de pressão interna igual a -0,3 ou 0, devendo-se considerar o valor mais desfavorável. Os coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular foram obtidos através da tabela 4 da NBR 6123. Este coeficiente depende da relação entre as dimensões em planta da edificação, e da relação entre a altura do edifício e a largura do edifício.

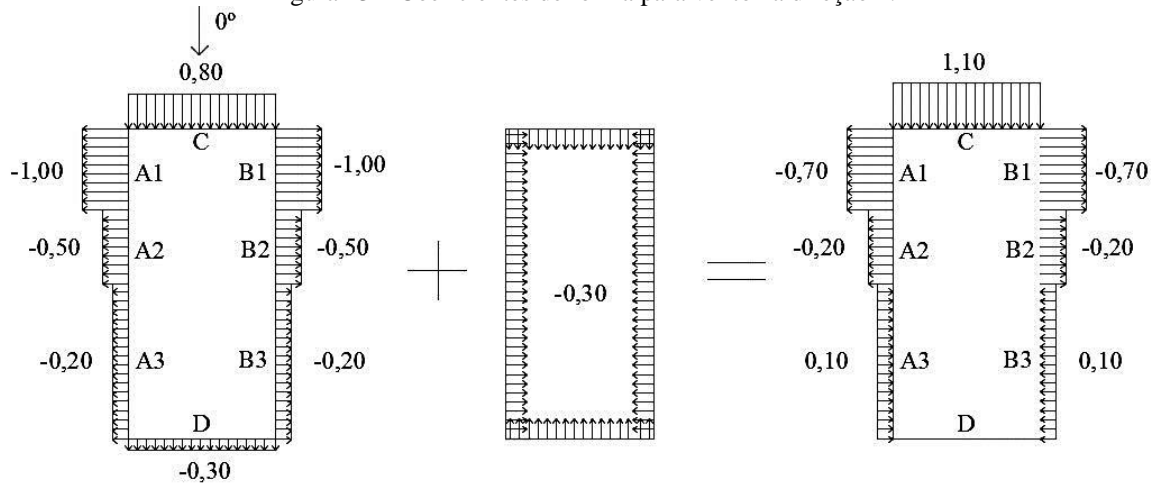
Tabela 2- Parâmetros para determinação dos coeficientes de forma externo.

Coeficiente de forma externo	
a (m)	41,5
b (m)	13
h (m)	49
a/b	3,19
h/b	3,77

Fonte: Autor (2018).

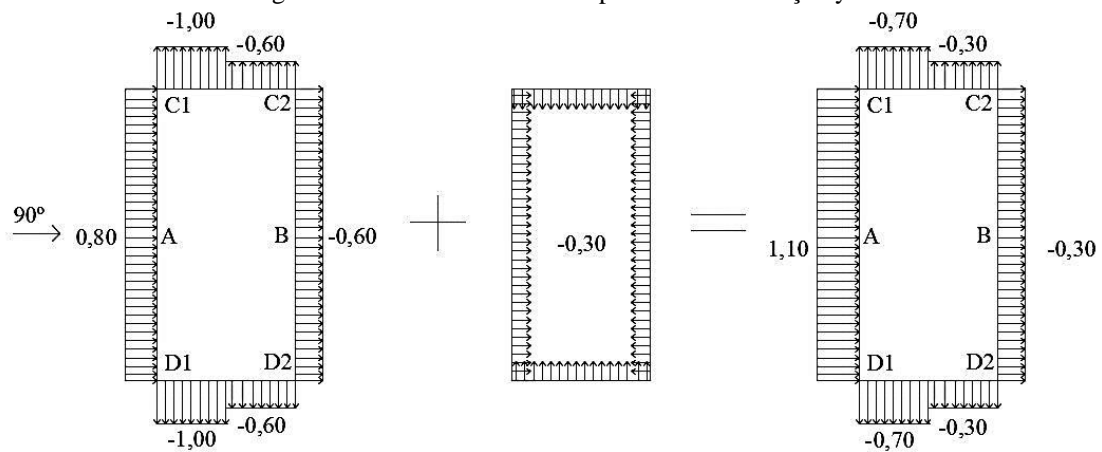
Através das informações presentes na Tabela 2, foram obtidos os coeficientes de forma externo, os quais foram somados com o coeficiente de pressão interna previamente determinada, como é mostrado na Figura 43 e Figura 44.

Figura 43 – Coeficientes de forma para vento na direção x.



Fonte: Autor (2018).

Figura 44: Coeficiente de forma para vento na direção y.



Fonte: Autor (2018).

O mesmo procedimento para a determinação dos coeficientes de forma foi feito para a porção superior do edifício.

3.6.2.2.2 Determinação da pressão dinâmica

A NBR 6123 apresenta a pressão dinâmica do vento sendo calculada pela seguinte equação (ABNT, 1988):

$$q = 0,613V_k^2 \quad (16)$$

sendo: q a pressão dinâmica do vento, em N/m²; V_k a velocidade característica do vento, em m/s.

A velocidade característica do vento é dada pela equação abaixo (ABNT, 1988):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (17)$$

sendo: V_0 a velocidade básica do vento; S_1 o fator topográfico; S_2 o fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno; S_3 o fator estatístico.

A velocidade básica do vento é, conforme a NBR 6123 (ABNT, 1998), “[...] [a] máxima velocidade média medida sobre três segundos, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano.” A NBR 6123 apresenta um mapa de isopletras, que indica qual é a velocidade básica do vento para cada localidade do Brasil e, para Caruaru, a velocidade básica considerada foi de 30m/s.

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), “O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno [...]”. Para este caso, foi considerado que a edificação está localizada em terreno plano, assim o fator S_1 é igual a 1,00. O fator S_2 leva em consideração a rugosidade dos terrenos vizinhos, dividindo-as em cinco categorias. Também considera a variação da velocidade do vento com a altura da edificação acima do terreno e suas dimensões em planta. Este fator é calculado pela equação a seguir:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (18)$$

sendo: b e p os parâmetros meteorológicos, que dependem da maior dimensão da edificação e da rugosidade do terreno; F_r o fator de rajada; z a altura acima do nível do terreno, em metros.

Como a edificação está localizada no bairro Universitário de Caruaru, ela se enquadra na categoria IV de rugosidade do terreno. A altura do edifício ultrapassa 50 metros, logo a edificação é classificada, quanto suas dimensões, na classe C. Então, os fatores b , p e F_r valem, respectivamente, 1, 0,95 e 0,1. A NBR 6123 (ABNT, 1988) afirma que “O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.”. Para edificações comerciais, que é o caso abordado no presente trabalho, o valor deste fator é igual a 1,00.

Os valores das pressões dinâmicas foram obtidos na metade da cota de cada pavimento, e são apresentados Tabela 3.

As pressões na fachada do edifício foram obtidas multiplicando a pressão dinâmica do vento pelos coeficientes de forma de acordo com a parte correspondente da fachada. A pressão foi inserida uniformemente na fachada do edifício de pavimento em pavimento, obtendo-se valores muito próximos das pressões que realmente atuam no edifício. Neste trabalho não foi considerado a influência da alvenaria na análise da estrutura quanto a ação do vento.

Tabela 3 - Pressão dinâmica do vento ao longo do edifício.

Laje	z(m)	S1	S2	S3	V _k (m/s)	q(kPa)
Casa de máquina	55,0	1,0	1,057	1,0	31,7	0,62
Cobertura	51,3	1,0	1,047	1,0	31,4	0,61
14º pavimento tipo	47,3	1,0	1,036	1,0	31,1	0,59
13º pavimento tipo	43,8	1,0	1,025	1,0	30,8	0,58
12º pavimento tipo	40,3	1,0	1,014	1,0	30,4	0,57
11º pavimento tipo	36,8	1,0	1,001	1,0	30,0	0,55
10º pavimento tipo	33,3	1,0	0,988	1,0	29,6	0,54
9º pavimento tipo	29,8	1,0	0,973	1,0	29,2	0,52
8º pavimento tipo	26,3	1,0	0,957	1,0	28,7	0,51
7º pavimento tipo	22,8	1,0	0,939	1,0	28,2	0,49
6º pavimento tipo	19,3	1,0	0,918	1,0	27,5	0,46
5º pavimento tipo	15,8	1,0	0,893	1,0	26,8	0,44
4º pavimento tipo	12,3	1,0	0,863	1,0	25,9	0,41
3º pavimento tipo	8,8	1,0	0,825	1,0	24,7	0,38
2º pavimento tipo	5,3	1,0	0,770	1,0	23,1	0,33
1º pavimento tipo	1,8	1,0	0,664	1,0	19,9	0,24

Fonte: Autor (2018).

3.7 COMBINAÇÕES

Sabendo que as ações devem ser combinadas entre si, visando à determinação dos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. As ações permanentes atuantes na estrutura foram consideradas agrupadas e seus coeficientes ponderadores são apresentados no Quadro 3. Estas ações podem ser classificadas em dois grupos:

- a) peso próprio da estrutura: peso dos pilares, lajes, vigas e pilares parede;
- b) peso próprio do elementos construtivos: peso dos revestimentos, forros, contrapisos e vedações externas.

As ações variáveis presentes na estrutura são:

- a) sobrecarga acidental referente ao uso e ocupação do edifício;
- b) sobrecarga de construção;
- c) forças devidas ao vento.

O Quadro 4 apresenta os coeficientes ponderadores das ações variáveis.

Quadro 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes.

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.

²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².

³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: ABNT NBR 8681 (2003).

Quadro 4 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis.

Combinações	Ações variáveis (γ_q)			
	Efeito da temperatura ^a	Ação do vento	Ações truncadas ^b	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00

^a O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^b Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: adaptado de ABNT NBR 8800 (2008).

Os fatores de combinação apresentados no Quadro 5 consideram a ocorrência simultânea das ações. O fator de combinação ψ_0 é utilizado nas combinações últimas e os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 são utilizados nas combinações de serviço frequentes e quase-permanentes.

Quadro 5 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e da redução de ψ_1 e ψ_2 .

Ações		γ_{f2} ^a		
		ψ_0	ψ_1 ^d	ψ_2 ^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3. ^b Edificações residenciais de acesso restrito. ^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0. ^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800 (2008).

3.7.1 Combinações do estado-limite último

As combinações de ações para o estado-limite último utilizadas são apresentadas no Quadro 6. Nestas combinações foi considerado uma ação variável como principal e as demais ações variáveis são ponderadas pelo fator ψ_0 . Simplificadamente foi considerado que o edifício possua dois eixos de simetria, logo a ação do vento foi considerada em apenas duas direções.

Quadro 6 – Combinações de ações para o estado-limite último.

Combinação	Classificação	Ações com fatores de ponderação
1	Normal	1,4 G_{perm} + 1,5 $Q_{s.c}$
2	Normal	1,4 G_{perm} + 1,4 VENTO X
3	Normal	1,4 G_{perm} + 1,4 VENTO Y
4	Normal	1,4 G_{perm} + 1,5x0,7 $Q_{s.c}$ + 1,4 Vento X
5	Normal	1,4 G_{perm} + 1,5x0,7 $Q_{s.c}$ + 1,4 Vento Y
6	Normal	1,4 G_{perm} + 1,5 $Q_{s.c}$ + 1,4x0,6 Vento X
7	Normal	1,4 G_{perm} + 1,5 $Q_{s.c}$ + 1,4x0,6 Vento Y
8	Normal	1,0 G_{perm} + 1,4 Vento X
9	Normal	1,0 G_{perm} + 1,4 Vento Y
10	Construção	1,3 P.P. + 1,3 $Q_{s.c.c}$

Fonte: Autor (2018).

sendo, G_{perm} as ações permanentes agrupadas; $Q_{s.c}$ a sobrecarga acidental devido ao uso e ocupação do edifício; Vento X o vento incidente na direção X; Vento Y o vento incidente na direção Y; P.P. o peso próprio estrutura; $Q_{s.c.c}$ a sobrecarga de construção.

3.7.2 Combinações do estado-limite de serviço

As combinações consideradas para o estado-limite de serviço são apresentadas no Quadro 7. Para a determinação dessas combinações, foram excluídas ações variáveis sempre que reduzissem o efeito provocado pelas ações mais desfavoráveis. A combinação 12, dita como quase-permanente, foi utilizada conjuntamente com a combinação 11 para a verificação do deslocamento das vigas na fase de construção. As combinações 13 e 14 foram utilizadas para verificação do deslocamento lateral da estrutura causado pela ação do vento pleno na estrutura descarregada.

Quadro 7 – Combinações do estado-limite de serviço

Combinação	Etapa	Ações com fatores de ponderação
11	Construção	1,0 P.P.
12	Final	1,0 G_{perm} + 0,4 $Q_{S.C}$
13	Final	1,0 G_{perm} + 1,0 $Q_{S.C}$ + 1,0 Vento X
14	Final	1,0 G_{perm} + 1,0 $Q_{S.C}$ + 1,0 Vento Y

Fonte: Autor (2018)

sendo, G_{perm} as ações permanentes agrupadas; $Q_{S.C}$ a sobrecarga acidental devido ao uso e ocupação do edifício; Vento X o vento incidente na direção X; Vento Y o vento incidente na direção Y; P.P. o peso próprio estrutura; $Q_{S.C.C}$ a sobrecarga de construção.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

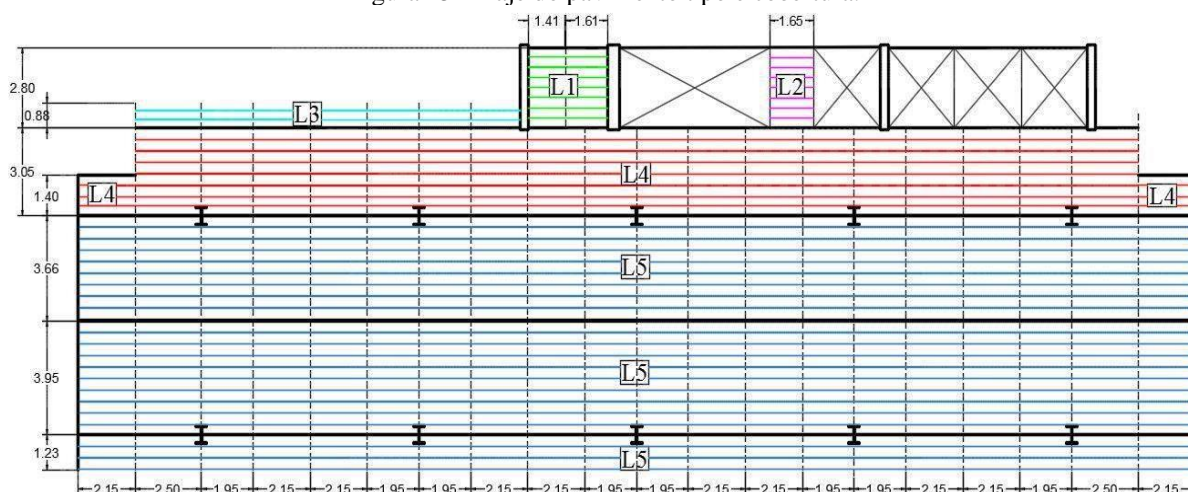
Neste capítulo são apresentadas as determinações das solicitações e verificações dos elementos estruturais do edifício, lajes, vigas e pilares. No caso dos pilares, que são elementos sujeitos à flexocompressão oblíqua, a consideração dos efeitos de segunda ordem são importantes, realizaram-se análises não lineares geométricas. Além da análise modal da estrutura, sendo exibido os seus modos de vibração.

4.1 LAJES MISTAS

Neste item serão apresentadas as etapas de determinação das ações solicitantes e a verificação das lajes mistas tanto na etapa de construção, como na fase final.

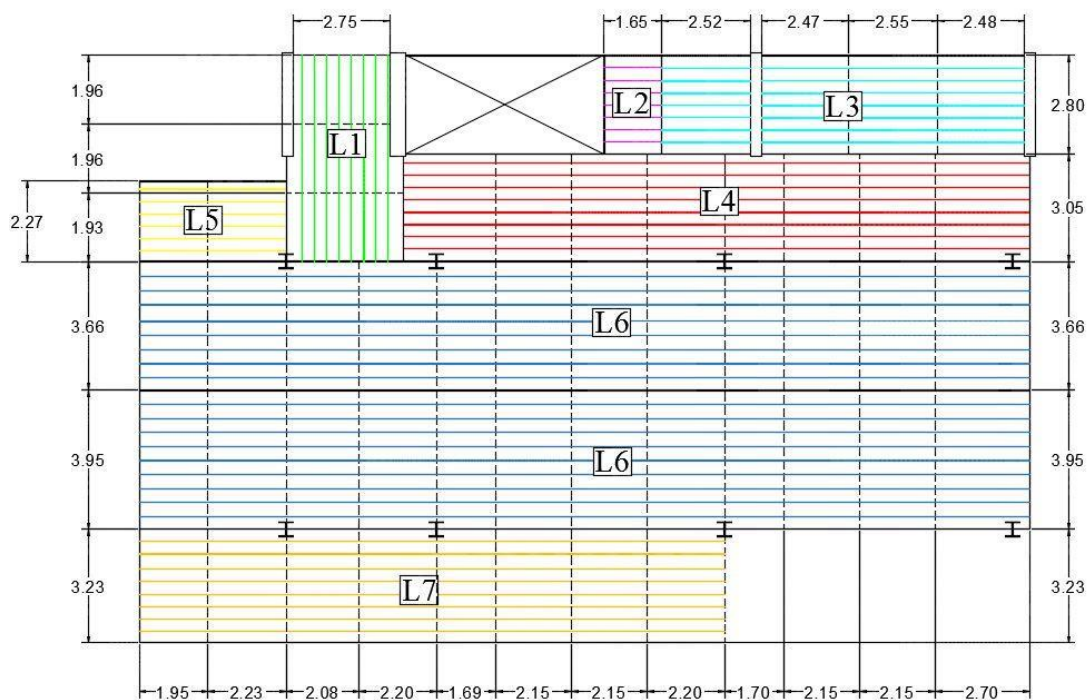
Pela falta de dados técnicos que serão apresentados nos itens a seguir, o dimensionamento das lajes *steel deck* deste edifício foi realizado através de tabelas disponibilizadas pelo fabricante da fôrma de aço incorporada. Nas figuras abaixo, são apresentados as numerações das lajes, dos pavimentos tipo e cobertura (Figura 45), casa de máquinas (Figura 46) e coberta (Figura 47). As hachuras indicam o sentido das nervuras das fôrmas do *steel deck*.

Figura 45 – Laje do pavimento tipo e cobertura.



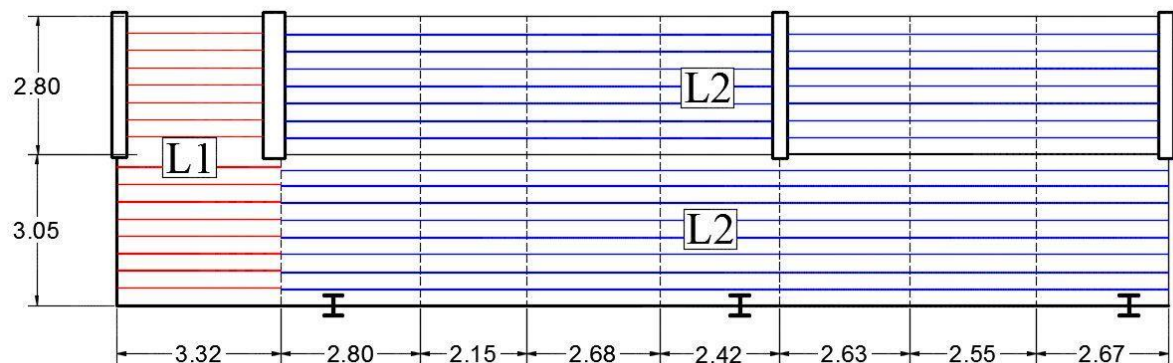
Fonte: Autor (2018).

Figura 46 - Laje da casa de máquina.



Fonte: Autor (2018).

Figura 47 – Laje da cobertura.



Fonte: Autor (2018).

4.1.1 Dimensionamento das lajes steel deck

Existem diversas normas que podem ser utilizadas no dimensionamento das lajes *steel deck*, especificamente, tem-se a NBR 8800 (ABNT, 2008), que aborda o dimensionamento das lajes mistas. E também a norma europeia EN 1994-1-1 (2004) que aborda o dimensionamento de estruturas mistas em geral e também das lajes *steel deck*. Entretanto, o projeto das lajes *steel deck* tem sido feito através de tabelas de fornecedores que fabricam as fôrmas de aço das lajes, pois as mossa que são feitas e a geometria da fôrma, tem mudanças

significativas no dimensionamento das mesmas, e de maneira geral, as empresas que fabricam as fôrmas não fornecem exatamente qual é a geometria das mossas e qual é o espaçamento entre elas, e este é um parâmetro que influencia diretamente no dimensionamento das lajes *steel deck*, logo para realização do dimensionamento desse tipo de laje, se torna necessário estudos mais profundos para a determinação dos parâmetros de atrito, devido a geometria da fôrma e a presença de mossas.

Para o dimensionamento das lajes *steel deck* foram utilizadas tabelas disponibilizadas pelo fabricante das fôrmas de aço incorporada (METFORM, 2010). Determinando-se o vão máximo sem escoramento e a carga atuante nesta laje, sem considerar o peso próprio da laje, pois o mesmo já foi levado em consideração na elaboração da tabela feito pelo fabricante. Assim, são determinadas a altura da fôrma da laje, a sua espessura e a altura de concreto.

Neste trabalho as ações permanentes foram consideradas agrupadas, com coeficiente ponderador de ações igual a 1,4 e as ações variáveis com coeficiente ponderador igual a 1,5, assim foi obtido o valor de 8,8 kN/m², para a laje L5. Então, de acordo com a tabela do fabricante, podemos escolher o modelo MF-75 para fôrma de aço e sabendo que o vão máximo é de 2,5 metros, a altura total da laje é de 15 cm e a espessura da chapa é de 0,95 mm, conforme a Tabela 4, Tabela 5 e Tabela 6.

Tabela 4 – Dimensionamento das lajes do pavimento tipo e cobertura.

Laje	Carga atuante (kN/m ²)	Vão máxima sem escoramento (m)	Fôrma	Altura laje (cm)	Carga máxima (kN/m ²)	Aproveitamento (%)	Armadura para retração em tela soldada
L1	5,8	1,61	MF-50 - 0,80mm	10	9,31	62,3	φ3,8 x φ3,8 - 150x150
L2	6,75	1,65	MF-50 - 0,80mm	10	9,31	72,5	φ3,8 x φ3,8 - 150x150
L3	4	2,5	MF-75 - 0,95mm	13	6,79	58,9	φ3,8 x φ3,8 - 150x150
L4	8,6	2,5	MF-75 - 0,95mm	15	10,2	84,3	φ3,8 x φ3,8 - 150x150
L5	8,8	2,5	MF-75 - 0,95mm	15	10,2	86,3	φ3,8 x φ3,8 - 150x150

Fonte: Autor (2018).

Tabela 5 – Dimensionamento das lajes do pavimento casa de máquinas.

Laje	Carga atuante (kN/m ²)	Vão máxima sem escoramento (m)	Fôrma	Altura laje (cm)	Carga máxima (kN/m ²)	Aproveitamento (%)	Armadura para retração em tela soldada
L2	6,25	1,65	MF-50 - 0,80mm	10	9,31	67,1	φ3,8 x φ3,8 - 150x150
L4	6,25	2,7	MF-75 - 0,95mm	14	7,64	81,8	φ3,8 x φ3,8 - 150x150
L5	4,4	2,23	MF-50 - 0,80mm	10	5,54	79,4	φ3,8 x φ3,8 - 150x150
L6	4,4	2,7	MF-75 - 0,95mm	13	6,88	64,0	φ3,8 x φ3,8 - 150x150
L7	4,4	2,2	MF-50 - 0,80mm	10	5,54	79,4	φ3,8 x φ3,8 - 150x150

Fonte: Autor (2018).

Tabela 6 – Dimensionamento das lajes do pavimento coberta.

Laje	Carga atuante (kN/m ²)	Vão máxima sem escoramento (m)	Fôrma	Altura laje (cm)	Carga máxima (kN/m ²)	Aproveitamento (%)	Armadura para retração em tela soldada
L1	3,72	3,32	MF-75 - 0,95mm	14	4,36	85,3	φ3,8 x φ3,8 - 150x150
L2	3,72	2,8	MF-75 - 0,95mm	13	6,94	53,6	φ3,8 x φ3,8 - 150x150

Fonte: Autor (2018).

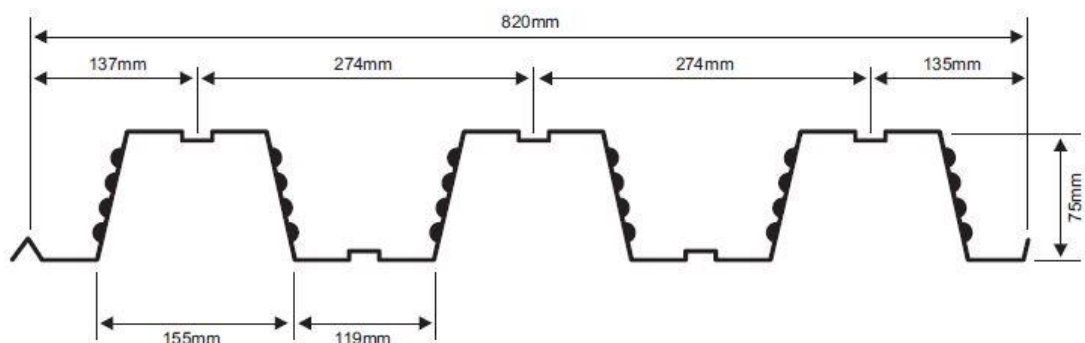
As lajes L1 e L3 do pavimento casa de máquinas não puderam ser dimensionadas como *steel deck*, pois este tipo de laje suporta carregamentos de até 20 kN/m² (METFORM, 2010). Como a laje L1 suporta o reservatório de água do edifício e a laje L3 é responsável por suportar as máquinas do elevador, foi necessário utilizar lajes maciças para o dimensionamento destas lajes. O detalhamento está apresentado no último item da seção de lajes.

Caso o projetista tenha posse dos parâmetros que envolvem a geometria da fôrma e a posição das mossas, as lajes *steel deck* devem ser dimensionadas e verificadas tanto na etapa de construção como na etapa final, conforme o procedimento exibido nos próximos itens.

4.1.2 Etapa de construção

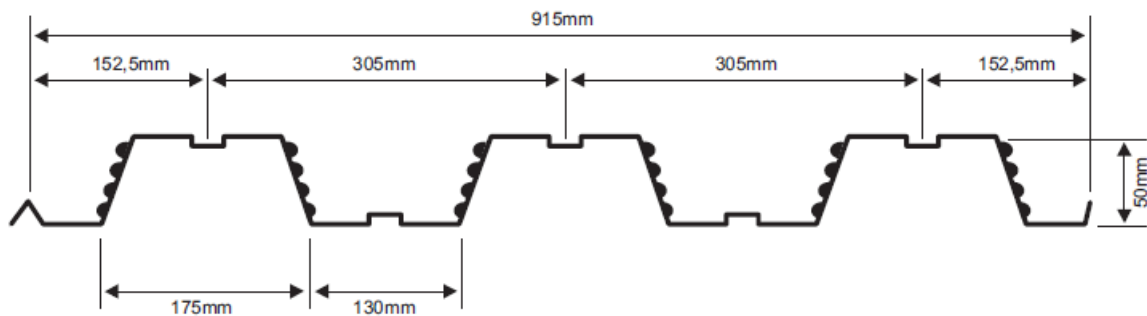
Na fase de construção, a fôrma de aço resiste isoladamente aos carregamentos e a determinação da resistência é realizada com base na NBR 14762 (ABNT, 2010). As figuras abaixo apresentam a geometria da fôrma que foi escolhida.

Figura 48 – Geometria da MF-75.



Fonte: METFORM (2010).

Figura 49 – Geometria da MF-50.



Fonte: METFORM (2010).

4.1.2.1 Ações e solicitações

As cargas atuantes nas lajes na fase da construção são:

- a) peso da fôrma do *steel deck*;
- b) peso do concreto fresco e suas armaduras;
- c) sobrecarga de construção.

A fôrma de aço incorporada apresenta elevada rigidez na direção das nervuras, sendo assim, a fôrma deve ser analisada como uma viga com largura de 1 metro na direção das nervuras. Na determinação das solicitações atuantes devem ser considerados vãos simplesmente apoiados. Esta condição de contorno é escolhida porque não há garantia de continuidade da mesma nos apoios internos, em virtude do seu comprimento de fabricação, além disso, fornece maiores solicitações de momento fletor, estando a favor da segurança.

4.1.2.2 Verificações dos estados-limites últimos

Conforme a NBR 14762 (ABNT, 2010), as verificações aplicáveis para elementos sujeitos à flexão, e seus respectivos itens normativos, são:

- a) resistência ao momento fletor, item 9.8.2;
- b) resistência ao esforço cortante, item 9.8.3;
- c) resistência ao momento fletor e esforço cortante combinados, item 9.8.4.

4.1.2.3 Verificação dos estados-limites de serviço

O deslocamento da laje foi calculado com o momento de inércia da fôrma de aço equivalente a 1 metro de largura, sendo a fôrma considerada simplesmente apoiada e

comparando com os limites que foram apresentados no item 2.3.2.2.2 deste trabalho. A Tabela 7 mostra os valores obtidos.

Tabela 7 – Deslocamento das lajes do pavimento tipo na etapa de construção.

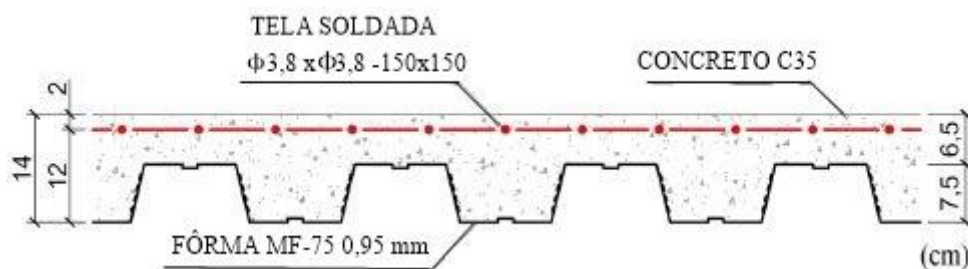
Laje	q (kN/m)	L (m)	E (kN/cm ²)	I (cm ⁴)	δ (cm)	δ_{lim} (cm)	δ/δ_{lim}
L1	2,61	1,61	20000	44,9	0,25	0,89	0,28
L2	2,61	1,65	20000	44,9	0,28	0,92	0,31
L3	2,61	2,5	20000	125,4	0,53	1,39	0,38
L4	2,61	2,5	20000	125,4	0,53	1,39	0,38
L5	2,61	2,5	20000	125,4	0,53	1,39	0,38

Fonte: Autor (2018).

4.1.3 Etapa final

Nesta etapa a laje tem o comportamento misto, pois o concreto já adquiriu 75% da sua resistência à compressão. A Figura 50 apresenta a geometria da laje mista.

Figura 50 – Seção da laje *steel deck*.



Fonte: Adaptada de Carini (2014).

4.1.3.1 Ações

Nesta etapa são consideradas as ações permanentes e variáveis, após a construção da estrutura, como peso dos revestimentos, forro, paredes, sobrecarga de utilização e etc.

As solicitações são determinadas do mesmo modo da etapa de construção, caso a laje seja considerada biapoiada. Entretanto, também pode-se considerar a continuidade entre lajes, desde que sejam dimensionadas as armaduras negativas entre apoios de laje.

4.1.3.2 Verificações do ELU

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), os estados-limites aplicáveis à laje mista na etapa final, e seus respectivos itens normativos, são:

- a) momento fletor, item Q.3.1.1;
- b) cisalhamento longitudinal, item Q.3.1.2;
- c) cisalhamento vertical, item Q.3.1.3.

4.1.3.3 Verificações do ELS

A deformação da laje mista foi calculada no maior vão das lajes do pavimento tipo, tomado como simplesmente apoiado e com o momento de inércia correspondente à seção fissurada de concreto. Desse modo, foi calculado o momento de inércia da seção homogeneizada considerando-se o módulo de elasticidade reduzido do concreto para a parcela quase-permanente das ações variáveis, visando considerar o efeito de fluência, e o módulo de elasticidade secante para a parcela restante das ações variáveis. A Tabela 8 apresenta os valores obtidos.

Tabela 8 - Verificação do deslocamento da laje na etapa final.

Parcela	q (kN/m)	L (m)	E (kN/cm ²)	I (cm ⁴)	δ(cm)	δlim(cm)	δ/δlim
Quase- permanente	6,325	2,5	20000	999	0,16	0,71	0,23
Restante	7,125	2,5	20000	1394	0,13	0,71	0,18

Fonte: Autor (2018).

A verificação de deslocamento excessivo, foi atendida para todas as lajes de todos pavimento. Assim, como a verificação relativa a vibração que foi feita com a combinação de serviço frequente.

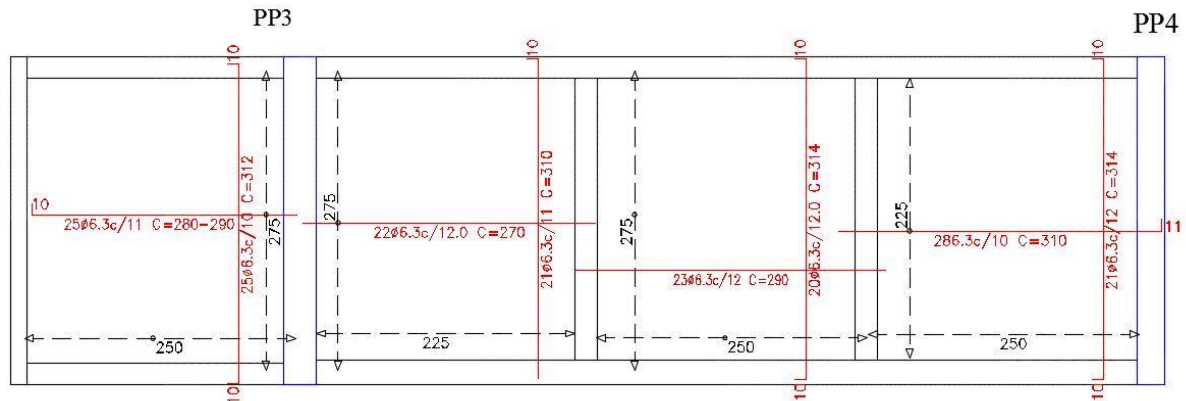
4.1.3.4 Armadura da laje

Na determinação da armadura da laje, deve-se levar em consideração o critério adotado pela NBR 8800 (ABNT, 2008), em regiões de momento fletor positivo a armadura deve possuir área não menor do que 0,1% da área de concreto acima da face superior da fôrma, e possui a função de combater os efeitos da retração do concreto e de variação da temperatura. A tela soldada escolhida atende a este critério.

4.1.4 Lajes L1 e L3 pavimento casa de máquinas

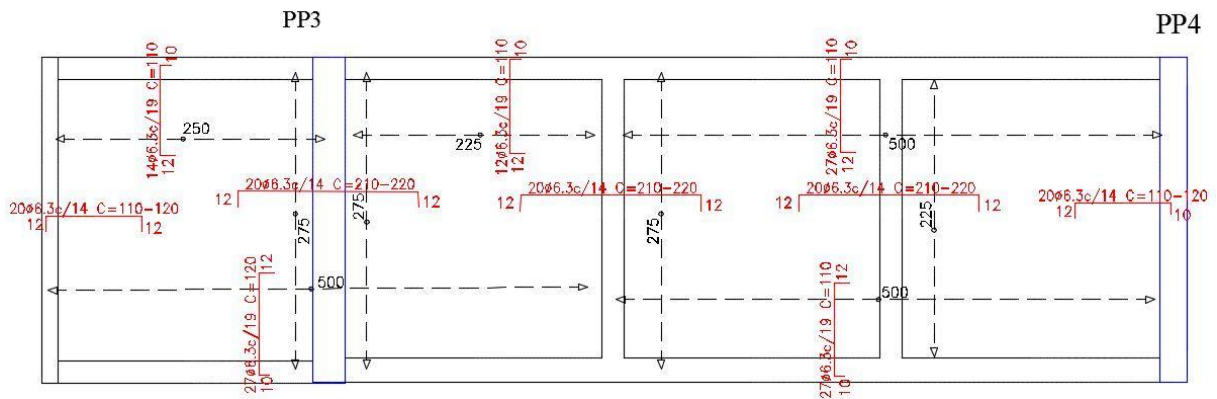
Estas lajes foram dimensionadas como lajes maciças em concreto armado. Para as armaduras optaram-se, em geral, pela utilização de barras de 6,3 mm aço CA-50, seus espaçamentos foram determinadas conforme a necessidade do projeto. O carregamento utilizado para o dimensionamento dessas lajes está descrito no item 3.6. As figuras abaixo mostram o detalhamento das lajes em planta.

Figura 51 – Armadura positiva laje L3 do pavimento casa de máquinas.



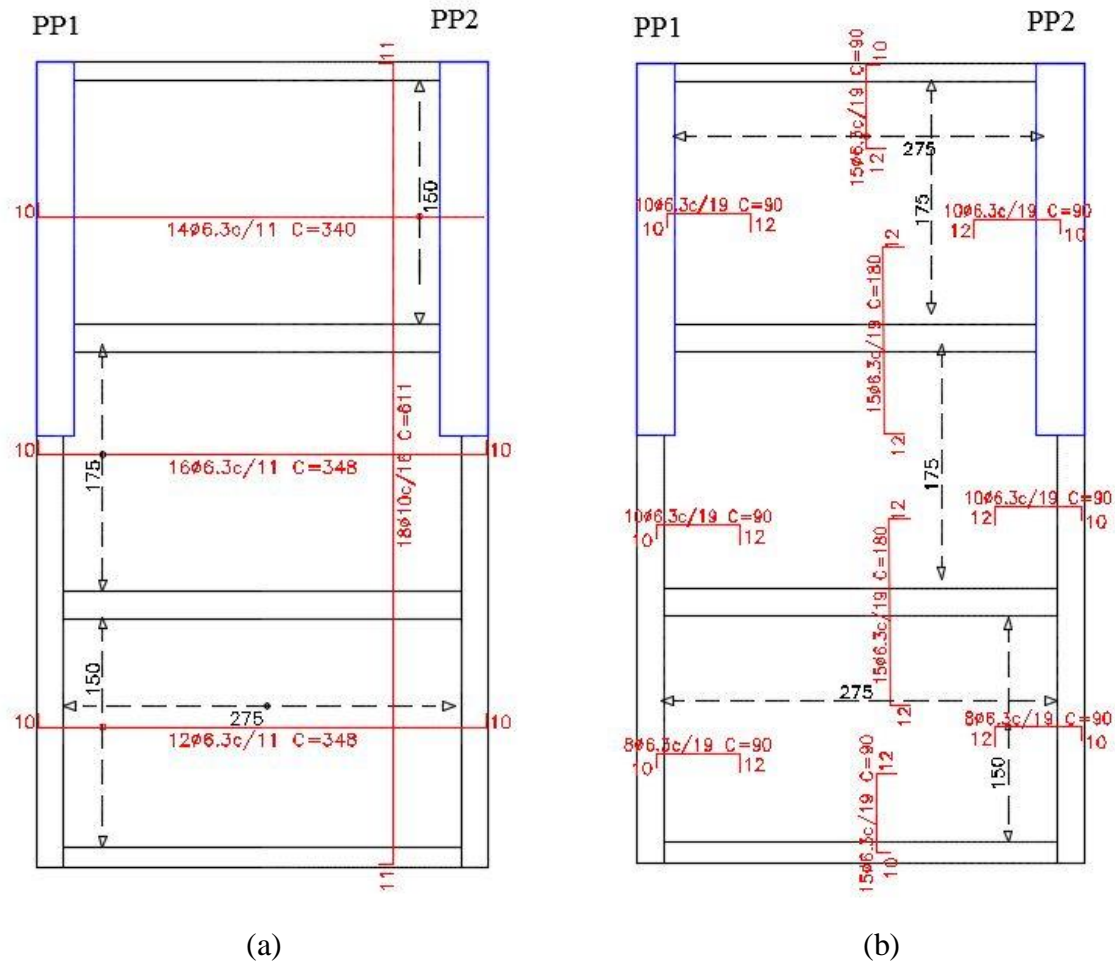
Fonte: Autor (2018).

Figura 52 – Armadura negativa laje L3 do pavimento casa de máquinas.



Fonte: Autor (2018).

Figura 53 – Armaduras da laje L1 do pavimento casa de máquinas.



Fonte: Autor (2018).

4.2 VIGAS

As vigas que possuíam vãos e carregamentos semelhantes foram agrupadas, recebendo uma única nomenclatura, com o intuito de tornar mais prático o dimensionamento de todas as vigas e a apresentação dos resultados sucinta. Assim temos as vigas principais (VP), que estão ligadas a pilares e suportam lajes e outras vigas. As vigas secundárias (VS) são aquelas que recebem carregamento apenas das lajes. As vigas intermediárias (VI) são aquelas que recebem as cargas de vigas secundárias. E nesta divisão também se tem as vigas em balanço (VB) que trabalham com momento negativo em toda sua extensão. Assim foi obtido o esquema estático dos pavimentos tipo e cobertura (Figura 54), casa de máquinas (Figura 55) e coberta (Figura 56), que também leva em consideração o tipo de ligação entre os elementos.

Devido ao elevado número de vigas presente nesse trabalho, foram escolhidas algumas vigas para a apresentação dos resultados, de acordo com o seu grau de importância no projeto. Vale ressaltar que todas as vigas foram verificadas quanto aos seus estados-limites.

4.2.1 Pré-dimensionamento

Para as vigas do edifício optou-se pelo uso de perfis estruturais laminados de seção I. As seções transversais dos perfis estruturais comerciais, obtidas segundo catálogo do fabricante Gerdau S.A. (2014).

Segundo Dias (1997), para o pré-dimensionamento de vigas metálicas simplesmente apoiadas, pode-se estimar a altura das vigas principais com sendo de 6% a 8% do vão e de 4% a 6% do vão para vigas secundárias. Já segundo Queiroz e Pimenta (2001), para o pré-dimensionamento de vigas mistas simplesmente apoiadas, pode-se estimar a altura das vigas dividindo o vão por 25, ou seja, 4% do vão. Como a maioria das vigas deste trabalho são mistas, considerou-se para o pré-dimensionamento das alturas das vigas como sendo 4% do vão. A Tabela 9 mostra a relação entre altura dessas vigas e o seu respectivo vão.

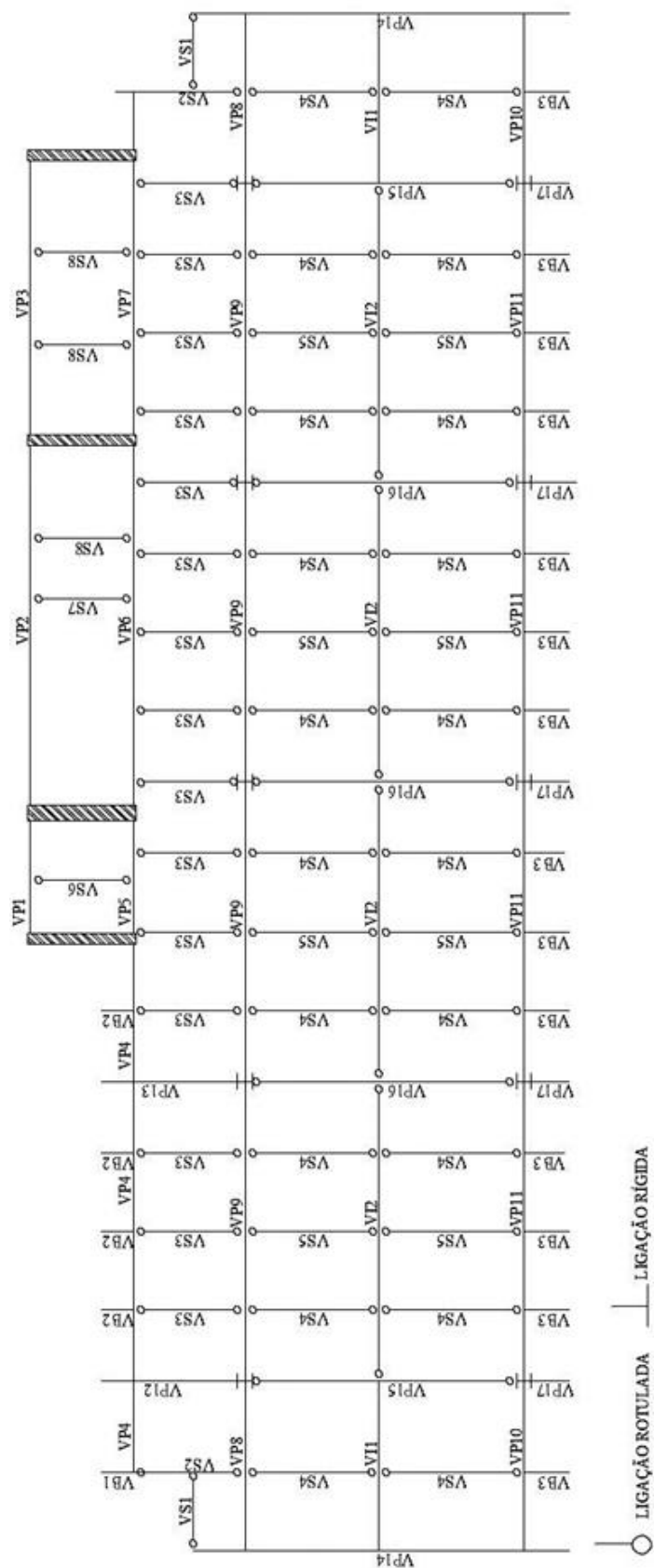
Tabela 9 – Relação entre altura e vão das vigas pré-dimensionadas do pavimento tipo.

Viga	Vão (m)	Altura (cm)	Altura comercial (cm)	Altura/Vão (%)	Perfil pré-dimensionado
VP2	9,82	0,39	39,9	4,1	W410x38,8
VP8	4,65	0,37	39,9	8,6	W410x38,8
VP9	8,2	0,33	34,7	4,2	W360x32,9
VP14	7,61	0,30	30,3	4,0	W310x21
VP16	7,2	0,29	30,3	4,2	W310x21
VI2	8,2	0,33	34,7	4,2	W360x32,9
VS5	3,66	0,15	14,8	4,0	W150x13
VB3	1,23	0,10	14,8	12,0	W150x13

Fonte: Autor (2018).

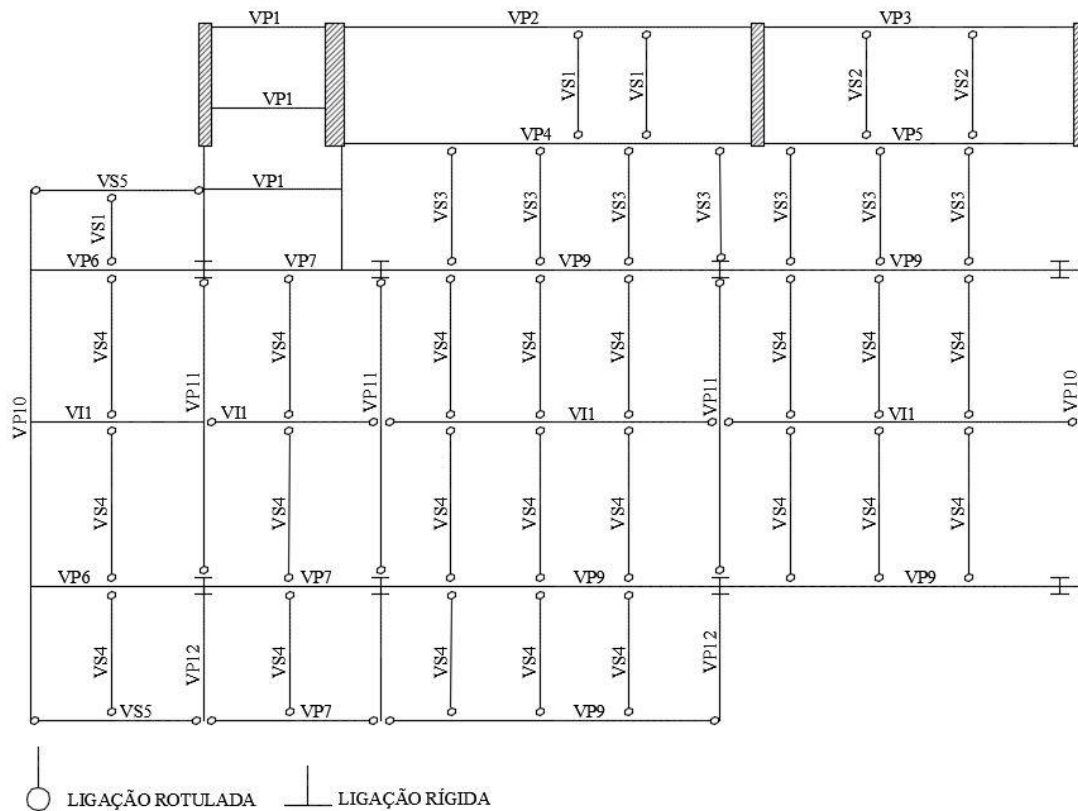
Apesar de que uma estimativa inicial da altura do perfil estrutural seja útil, o dimensionamento das vigas se apresentou mais complexo. Pois a simples seleção da altura do perfil não leva em consideração a resistência da viga, e também existem vários perfis com a mesma altura e, para as cargas e vãos utilizados, a verificação de deslocamento excessivo mostrou-se bastante crítica, visto que muitas vigas do edifício possuem grandes vãos.

Figura 54 - Esquema estático das vigas do pavimento tipo.



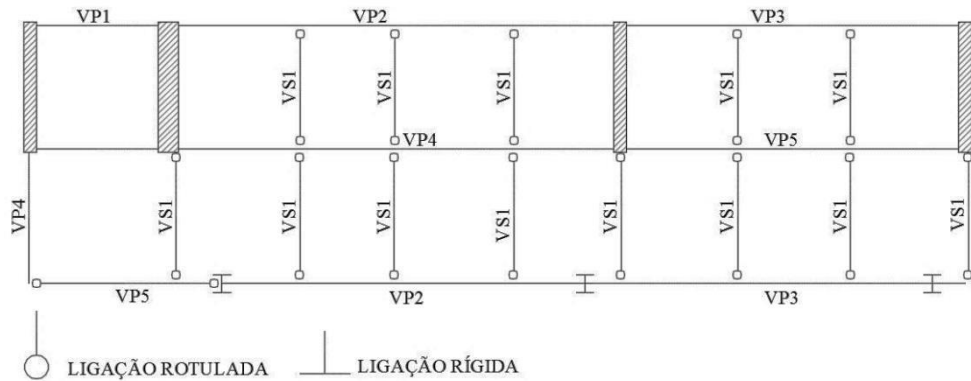
Fonte: Autor (2018).

Figura 55 – Esquema estático das vigas do pavimento casa de máquinas.



Fonte: Autor (2018).

Figura 56 – Esquema estático do pavimento coberta.

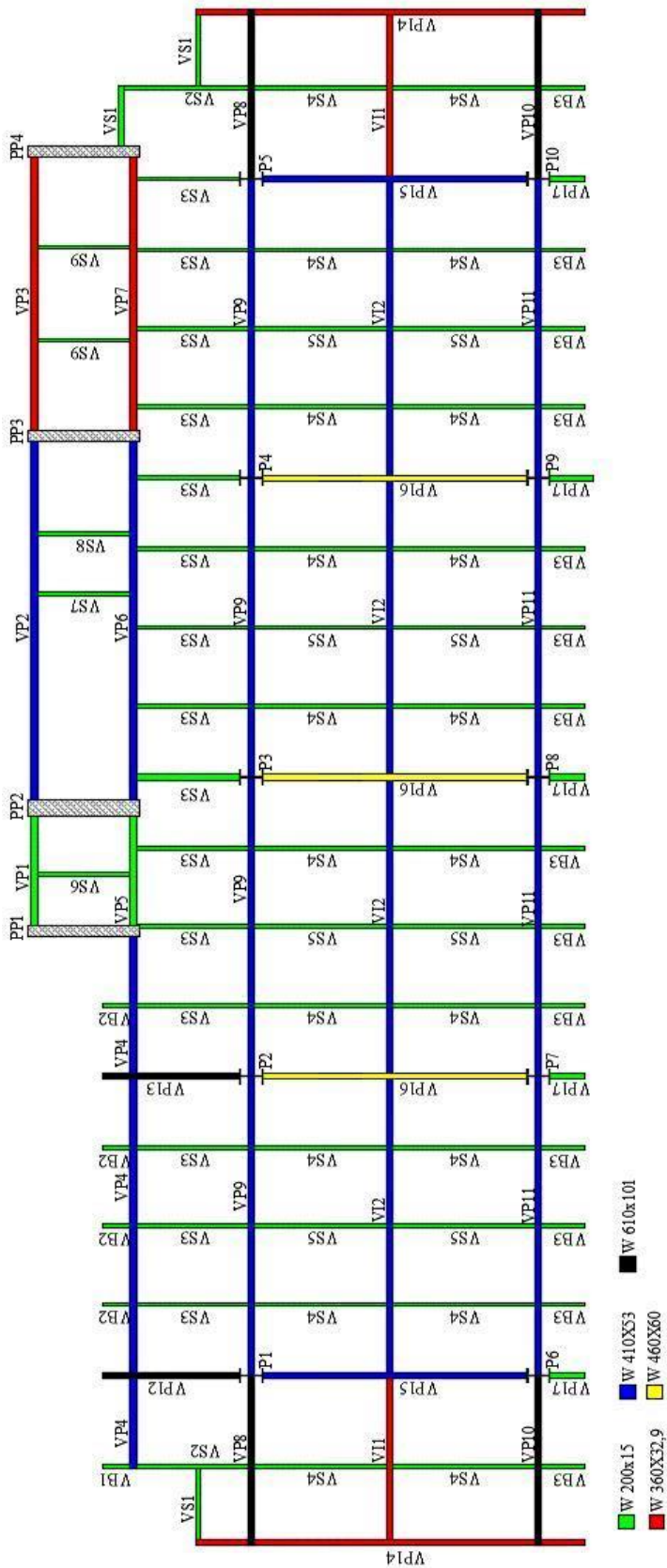


Fonte: Autor (2018).

4.2.2 Verificação das vigas

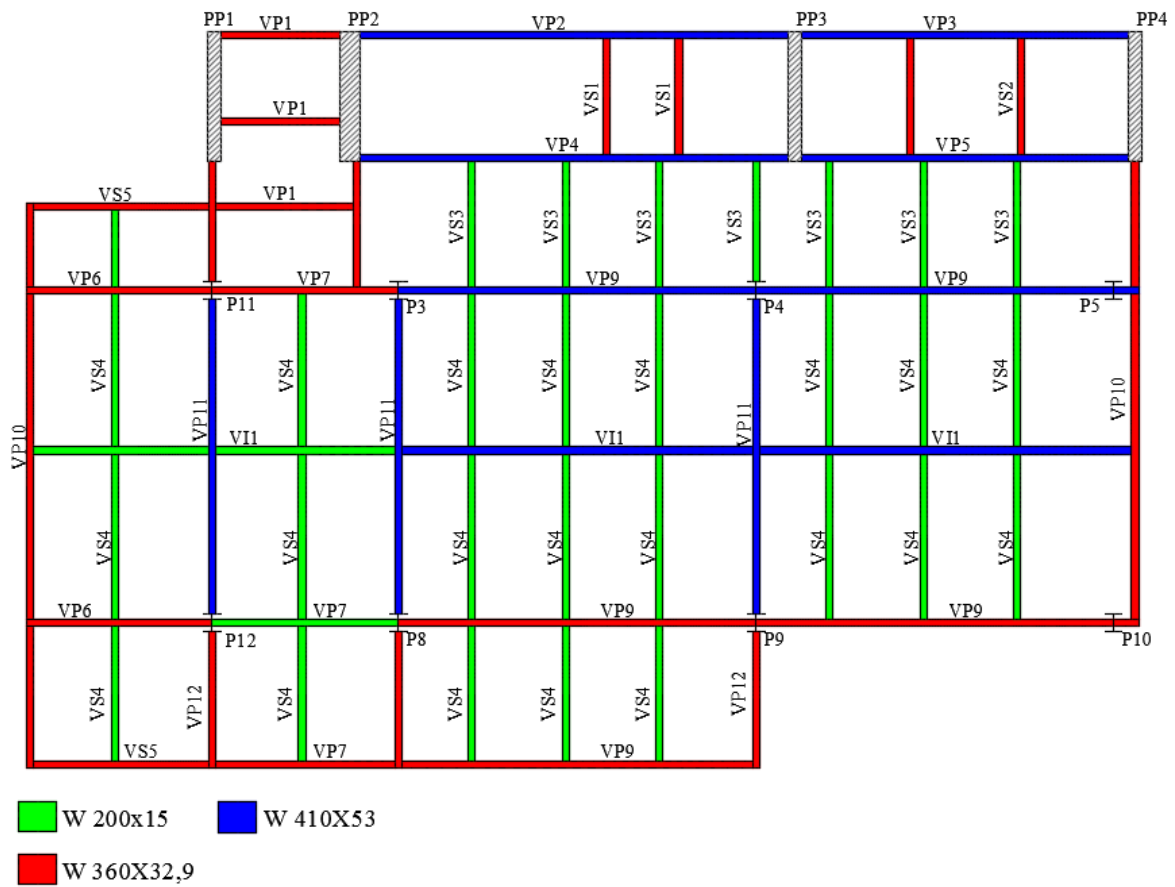
Após o pré-dimensionamento, todas as vigas foram verificadas quanto aos seus estados-limites, tanto na etapa de construção como na etapa final. Com isso foram obtidos os perfis estruturais finais do pavimento tipo e cobertura (Figura 57), da casa de máquinas (Figura 58) e da cobertura (Figura 59). O processo de dimensionamento das vigas é apresentado detalhadamente nos próximos itens.

Figura 57 – Seções finais das vigas do pavimento tipo.



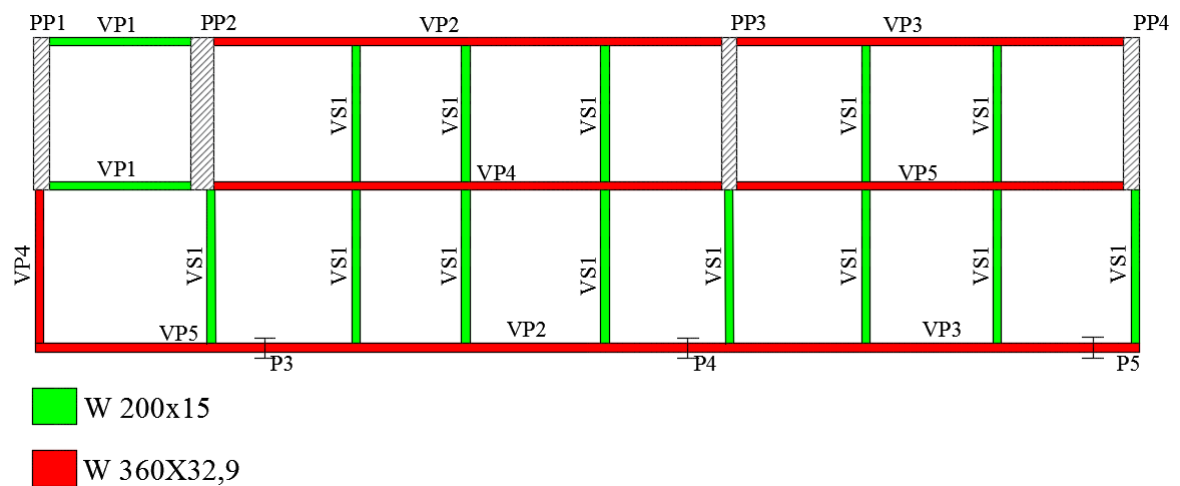
Fonte: Autor (2018).

Figura 58 – Seções finais das vigas do pavimento casa de máquinas.



Fonte: Autor (2018).

Figura 59 – Seções das vigas finais do pavimento coberta.



Fonte: Autor (2018).

4.2.2.1 Etapa de construção

As ações atuantes e verificações das vigas na etapa de construção são apresentadas a seguir.

4.2.2.1.1 Ações

As ações atuantes nas vigas na etapa da construção são:

- a) peso próprio das vigas: obtido no catálogo do fabricante;
- b) peso próprio da lajes;
- c) sobrecarga de construção: igual a $1,0 \text{ kN/m}^2$.

4.2.2.1.2 Verificação dos estados-limites últimos

Durante a etapa de construção, os perfis metálicos resistem isoladamente aos carregamentos, ou seja, não há contribuição da laje de concreto no cálculo das resistências.

O processo de verificação das vigas foi feito de acordo com as recomendações da NBR 8800 (ABNT, 2008). As verificações feitas, e seus respectivos itens normativos, são:

- a) resistência ao momento fletor, item 5.4.2 e anexo G.
- b) resistência ao esforço cortante, item 5.4.3.

A flambagem lateral com torção não foi considerada, pois admite-se que a fôrma do *steel deck* proporciona um travamento lateral suficiente para impedir a sua ocorrência, isso ocorre quando as nervuras da laje mista estão perpendiculares a viga mista, no caso de nervuras paralelas esta, deve-se considerar a flambagem lateral com torção. A Tabela 10 apresenta a verificação das vigas na etapa de construção. Os apêndices B e C apresentam detalhadamente todo o processo de verificação das vigas.

Na escolha dos perfis estruturais consideraram-se, primeiramente, as verificações relativas à fase final da estrutura. Através da análise da Tabela 10, constata-se que as seções escolhidas atendem adequadamente aos critérios da resistência na etapa de construção.

Por questões de simplificação adotou-se o mesmo perfil estrutural para as vigas secundárias, pois o perfil W 150x13 não atendeu as verificações de todas as vigas secundárias, logo foi preferível utilizar o perfil W 200x15 ao invés do perfil imediatamente superior W 150x18, segundo o catálogo do fabricante. Além de aquele ser três quilos mais leve por metro linear, apresenta maior rigidez em torno do eixo que está sendo solicitado à flexão, essa mudança acarretou em uma economia de aproximadamente 604 quilos por pavimento tipo, que corresponde a uma economia de aproximadamente 9646 quilos de aço

para todo o prédio. Considerando um preço médio do quilo do aço de perfis estruturais de R\$5,00, temos uma economia de aproximadamente R\$ 47731, mostrando a importância da escolha adequada do perfil estrutural.

Tabela 10 – Verificação das vigas na etapa de construção.

Viga	Momento fletor		Aproveitamento (%)	Esforço cortante		Aproveitamento (%)
	S _d (kN.m)	R _d (kN.m)		S _d (kN)	R _d (kN)	
VP2	29,8	239,0	12,5	11,8	714,4	1,7
VP8	282,9	916,7	30,9	80,7	1191,0	6,8
VP9	91,4	330,1	27,7	51,0	714,4	7,1
VP14	78,8	171,0	46,1	17,4	390,9	4,5
VP16	287,5	405,2	71,0	96,4	1113,0	8,7
VI2	159,9	330,1	48,4	17,9	714,4	2,5
VS5	16,7	45,8	36,5	18,3	167,0	41,0
VB3	7,8	45,8	17,0	11,9	167,0	41,0

Fonte: Autor (2018).

4.2.2.1.3 Verificação dos estados-limites de serviço

Segundo Taranath (2012), alguns cuidados especiais devem ser tomados quando se trata dos deslocamentos de vigas mistas devido à sua alta esbeltez, especialmente durante a fase de construção quando o comportamento misto ainda não acontece. Há três formas de solucionar este problema:

- o emprego de perfis consideravelmente mais robustos para diminuir o deslocamento devido às cargas permanentes. Em geral, esta solução apresenta maiores custos à obra devido ao emprego de perfis mais pesados;
- aplicar uma contraflecha na viga para compensar o deslocamento causado pelo peso do concreto fresco e do perfil, obtendo-se, ao final da concretagem, uma configuração perfeitamente horizontal, ou seja, com flecha nula.
- utilizar escoramento para evitar a deformação da viga na etapa de construção e adotar uma contraflecha na viga que leve em consideração os deslocamentos finais da viga, já com seção mista

No primeiro pré-dimensionamento realizado constatou-se que o estado limite de deslocamento excessivo era o mais crítico e acabava definindo o perfil a ser utilizado e que a maior parcela de deslocamento ocorria na fase da construção, para a maior parte das vigas. De modo a melhorar este comportamento, e considerando a escolha pela construção não escorada, optou-se pela solução apresentada no item b. A Tabela 11 apresenta os valores de deslocamentos obtidos nessa etapa e a contraflecha especificada.

Tabela 11 – Flechas na etapa de construção e contraflecha especificada.

Viga	Flecha (cm)	Contraflecha (cm)	Flecha remanescente (cm)
VP2	0,13	0,0	0,13
VP8	1,55	3,0	-1,45
VP9	0,28	0,0	0,28
VP14	0,65	0,0	0,65
VP16	1,67	2,0	-0,33
VI2	1,60	1,0	0,60
VS5	0,43	0,0	0,43
VB3	0,48	1,0	-0,52

Fonte: Autor (2018).

4.2.2.2 Etapa final

As ações atuantes e verificações das vigas na etapa de final são apresentadas a seguir.

4.2.2.2.1 Ações

As ações consideradas nas vigas na etapa final da estrutura, ou seja, em sua fase de uso, são as mesmas apresentadas para a fase final das lajes, acrescidas do peso próprio das vigas e das paredes de vedações, caso existam.

4.2.2.2.2 Verificação dos estados-limites últimos

Durante a etapa final, os perfis metálicos trabalham em conjunto com as lajes de concreto, graças a interação proporcionada pelos conectores de cisalhamento, assim sendo, foram consideradas a contribuição do concreto e das armaduras das lajes.

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) as verificações que devem ser aplicadas para o estado-limite último, e seus respectivos itens normativos são:

- a) resistência ao momento fletor, item O.2.3;
- b) resistência ao esforço cortante, itens O.3 e 5.4.3;
- c) flexocompressão oblíqua, item 5.5.1.2.

A Tabela 12 apresenta os perfis finais adotados para essas vigas, o tipo de interação e o número de conectores. Optou-se, em geral, pela utilização da interação parcial, pois a mesma necessita de uma quantidade menor de conectores de cisalhamento e a resistência

nesse tipo de interação não é decrescida significativamente em comparação com a interação completa. Porém, segundo Queiroz, Pimenta e Martins (2012), nos casos onde a viga mista estiver submetida a momento fletor negativo, a interação entre o perfil de aço e a laje de concreto deve ser completa. A disposição dos conectores devem obedecer ao item O.2.6 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 12 – Número de conectores por viga e tipo de interação.

Viga	Perfil	Número de conectores por nervura	Número de conectores	Interação
VP2	W410x53	0	0	Nula
VP8	W 610x101	1	18	Completa
VP9	W410x53	1	262	Completa
VP14	W 360x32,9	2	18	Parcial
VP16	W 460x60	1	48	Completa
VI2	W 410x53	1	24	Parcial
VS5	W 200x15	1	8	Parcial
VB3	W 200x15	1	7	Completa

Fonte: Autor (2018).

Nas tabelas a seguir, são exibidas as verificações das vigas submetidas a momento fletor positivo (Tabela 13) e das vigas submetidas a momento negativo (Tabela 14).

Tabela 13 – Verificação das vigas na etapa final (Momento fletor positivo).

Viga	Momento fletor				Esforço normal			Aproveitamento (%)	Esforço cortante		Aproveitamento (%)
	S _{dx} (kN.m)	R _{dx} (kN.m)	S _{dy} (kN.m)	R _{dy} (kN.m)	N _{Sd} (kN)	N _{Rd} (kN)			S _d (kN)	R _d (kN)	
VP2	77,6	239,0	1,3	152,6	17,0	152,6		40,8	72,0	714,4	10,1
VP9	145,7	671,0	23,1	53,6	9,4	2022,0		58,1	153,0	714,4	21,4
VP14	242,3	343,6	5,2	21,6	9,4	1189,2		84,9	114,0	390,9	29,2
VP16	864,3	849,0	2,4	49,0	9,4	4568,0		95,1	295,0	1113,0	26,5
VI2	461,8	671,4	3,0	53,6	7,0	2022,0		66,5	164,0	714,4	23,0
VS5	73,2	100,4	0,0	8,2	11,4	640,3		66,6	63,0	161,8	38,9

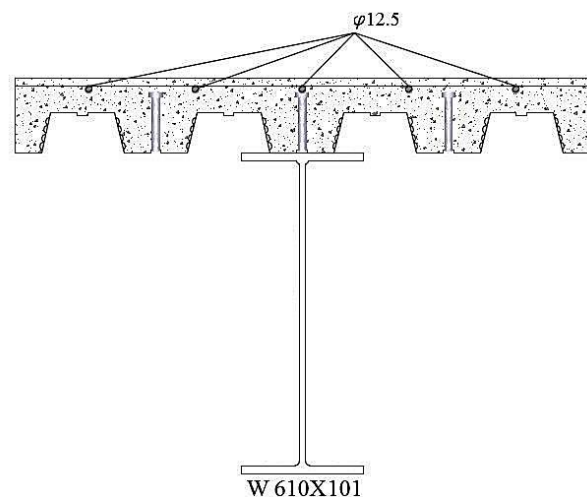
Fonte: Autor (2018).

Tabela 14 – Verificação das vigas na etapa final (Momento fletor negativo).

Viga	Armadura	Momento fletor				Esforço normal		Aproveitamento (%)	Esforço cortante		Aproveitamento (%)
		S _{dx} (kN.m)	R _{dx} (kN.m)	S _{dy} (kN.m)	R _{dy} (kN.m)	N _{sd} (kN)	N _{Rd} (kN)		S _d (kN)	R _d (kN)	
VP9	5 ϕ 12,5	268,0	404,7	23,1	53,6	20,0	2022,0	97,5	153,5	714,4	21,5
VP8	5 ϕ 12,5	1005,1	1017,9	5,8	121,8	20,3	6381,7	92,3	274,0	1191,0	23,0
VP2	0	137,5	239,0	17,0	152,6	17,0	152,6	66,9	72,0	714,4	10,1
VB3	0	24,0	45,8	0,0	8,2	14,0	590,9	48,9	39,3	167,0	23,5

Fonte: Autor (2018).

Figura 60 – Seção transversal viga VP8.



Fonte: Autor (2018).

No dimensionamento das vigas submetidas a momento fletor negativo, houve a necessidade da adição de armadura de aço na laje de concreto, onde a introdução de armadura nas vigas VP8 e VP9 tiveram um aumento de aproximadamente 11% na resistência ao momento fletor em torno do eixo horizontal do perfil, comparando com a situação sem armadura. E a viga VP2 foi considerada como viga metálica, pela ausência de laje ao longo de sua extensão, o que implica na não consideração da contribuição da resistência do concreto.

Nota-se que o estado-limite último de resistência a flexocompressão mostrou-se o mais crítico nas vigas estudadas. Observa-se bom aproveitamento dos elementos, principalmente nas vigas principais. Os casos em que houve certo distanciamento entre a solicitação e a resistência são justificados pela necessidade de padronização dos perfis e diminuição do volume de cálculo.

4.2.2.2.3 Verificação dos estados-limites de serviço

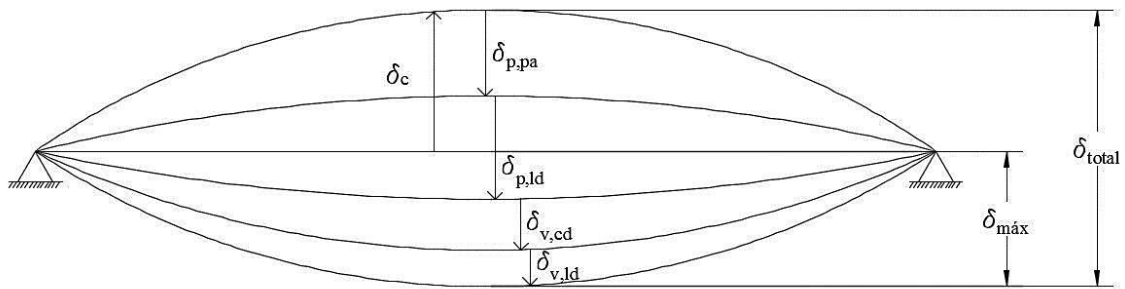
A verificação do deslocamento máximo ou flecha máxima das vigas seguiu as recomendações presente no anexo C da ABNT NBR 8800 (2008), a qual diz que para as vigas mistas de cobertura e de piso, com vão teórico igual a L , devem possuir flechas máximas de $L/250$ e $L/350$, respectivamente, se a viga for em balanço o vão teórico L tem o seu comprimento dobrado. No caso de vigas que suportam pilares, sua flecha máxima não deve superar $L/500$. Caso exista parede de alvenaria sobre ou sob a viga, solidarizada com essa viga, adicionalmente, a flecha não deve exceder a 15mm.

No presente trabalho foi considerado que as vigas mistas seriam não escoradas, com o intuito de tornar o processo de montagem da estrutura mais rápido, a determinação da flecha máxima de vigas mistas não escoradas obedece a seguinte expressão:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd} + \delta_{v,ld} - \delta_c \quad (19)$$

na qual, $\delta_{p,pa}$ é a flecha do perfil de aço isolado causada pelas ações permanentes que atuam antes da cura do concreto, $\delta_{p,ld}$ é a flecha da seção mista causada pelas ações permanentes que atuam após a cura do concreto, $\delta_{v,cd}$ é a flecha causada pelas ações variáveis de curta duração, $\delta_{v,ld}$ é a flecha causada pelas ações variáveis de longa duração e δ_c é a contraflecha da viga. Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), “pode-se deduzir o valor da contraflecha até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes [...]”.

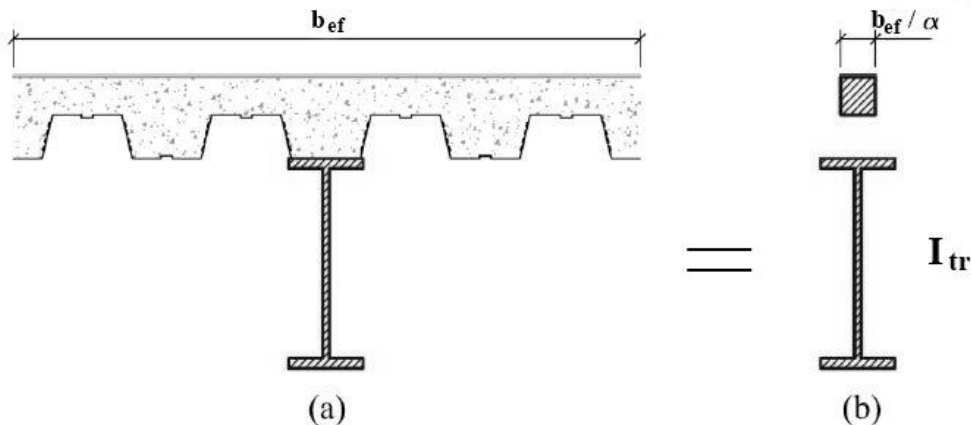
Figura 61 – Flecha das vigas mistas não escoradas.



Fonte: Autor (2018).

Para o cálculo das flechas deve-se calcular o momento de inércia da seção homogeneizada de aço, conforme exposta na Figura 62. Não foi considerada a contribuição do concreto nas regiões abaixo do topo da fôrma do *steel deck*.

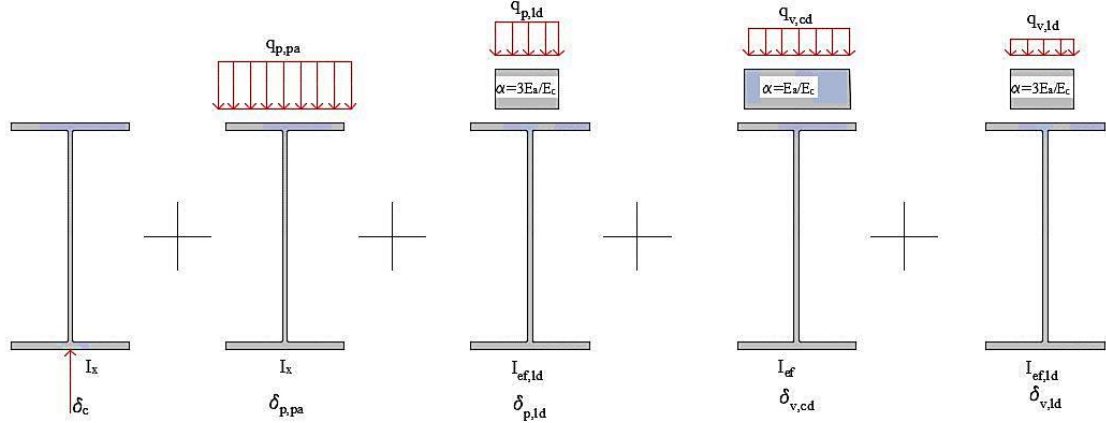
Figura 62 – Homogeneização da seção transversal (a) seção mista; (b) seção homogeneizada de aço.



Fonte: Adaptada de Carini (2014).

Conforme mostra a Figura 63, para cada deslocamento da viga é considerado um momento de inércia diferente, assim como um carregamento diferente, já que a flecha é calculada para momentos diferentes da vida útil da viga mista.

Figura 63 – Sequência de carregamento em vigas mistas até atingir a flecha máxima.



Fonte: Autor (2018).

De acordo com a imagem acima, temos que: $q_{p,pa}$ é o carregamento causado pelas ações permanentes que atuam antes da cura do concreto (por exemplo, peso próprio do perfil de aço e da laje), $q_{p,ld}$ é o carregamento das ações permanentes que atuam após a cura do concreto (por exemplo, peso próprio do revestimento de laje, peso próprio de parede e do forro), $q_{v,cd}$ é o carregamento provocado pelas ações variáveis de curta duração [totalidade das ações variáveis excluindo-se o valor quase permanente das ações variáveis, $(1-\psi_2)$], $q_{v,ld}$ é o carregamento causado pelas ações variáveis de longa duração (valor quase permanente das ações variáveis, ψ_2), I_x momento de inércia do perfil isolado de aço em torno do eixo horizontal que passa pelo centróide da seção, e I_{ef} é dado pela equação a seguir:

$$I_{ef} = I_x + \sqrt{\alpha}(I_{tr} - I_x) \quad (20)$$

na qual, I_{tr} é o momento de inércia da seção homogeneizada ilustrada na Figura 62 para interação completa, e α é o grau de interação.

Dessa forma foi feita a verificação dos deslocamentos das vigas que a Tabela 15 apresenta.

Todas as vigas atenderam ao estado-limite referente aos deslocamentos excessivos, de acordo com os resultados comprovava-se que em geral vigas com ligações rígidas apresentam um nível de flecha diminuto quando comparado com vigas com ligações flexíveis. Nota-se que adoção da contraflecha melhorou consideravelmente o comportamento em serviço das vigas.

Tabela 15 – Verificação dos deslocamentos das vigas na etapa final.

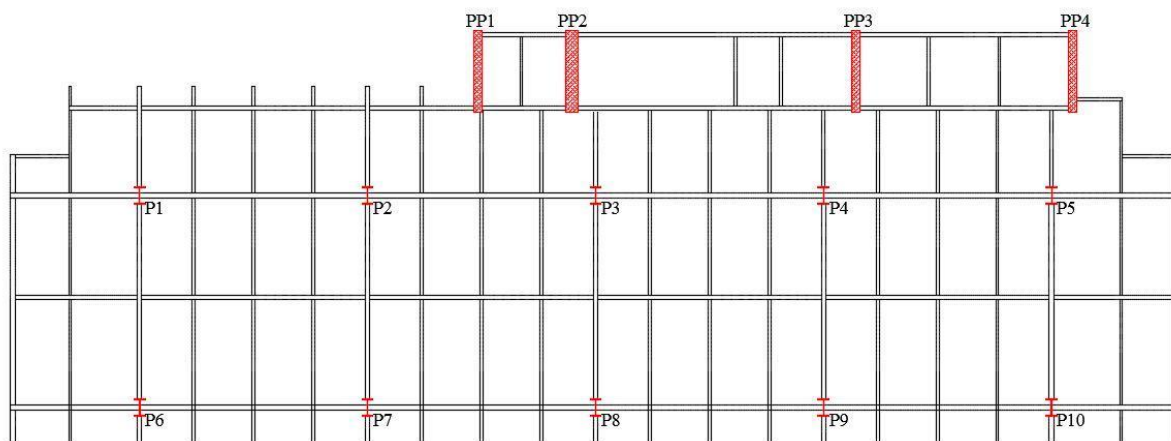
Viga	Flecha remanescente da construção (cm)	Flecha na etapa final (cm)	Flecha total (cm)	Flecha limite (cm)	$\delta_{total}/\delta_{limite}$
VP2	0,13	0,82	0,95	1,50	0,63
VP8	-1,45	4,01	2,56	2,66	0,96
VP9	0,28	0,74	1,02	2,34	0,44
VP14	0,65	0,79	1,44	1,50	0,96
VP16	-0,33	1,76	1,43	1,50	0,95
VI2	0,60	1,39	1,99	2,34	0,85
VS5	0,43	0,52	0,95	1,05	0,90
VB3	-0,52	1,10	0,58	0,70	0,83

Fonte: Autor (2018).

4.3 PILARES

Nesta seção são apresentados as verificações dos pilares utilizados para suportar a edificação que possui dez pilares metálicos e 4 pilares parede, conforme consta na Figura 64, além de outros dois pilares que nascem nas vigas da cobertura. Neste trabalho não foram verificados os pilares parede, quanto aos estados-limites últimos.

Figura 64 – Posicionamento dos pilares.



Fonte: Autor (2018).

Primeiramente torna-se necessário a escolha da seção transversal dos pilares e da forma como ela é alterada ao longo da altura do edifício. Em geral, pode-se escolher dentre as seguintes situações:

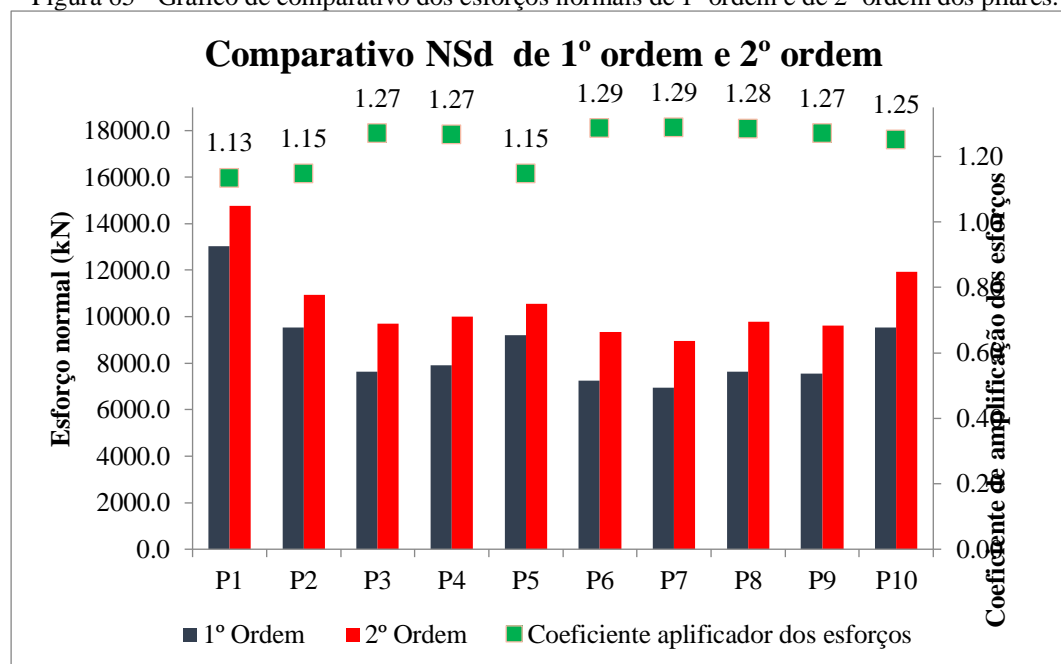
- utilização de um seção metálica ao longo de toda a extensão do pilar;
- uso de seção metálica mais robusta nos pavimentos e inferiores, e seções menores conforme a carga diminui nos pavimentos superiores;
- utilização da seção mista em toda a extensão do pilar.

A segunda opção foi escolhida, pois permite um aproveitamento maior dos pilares e consequentemente uma maior economia de material, além de que quando comparada com pilares de seção mista é mais simples de ser executada.

4.3.1 Solicitações

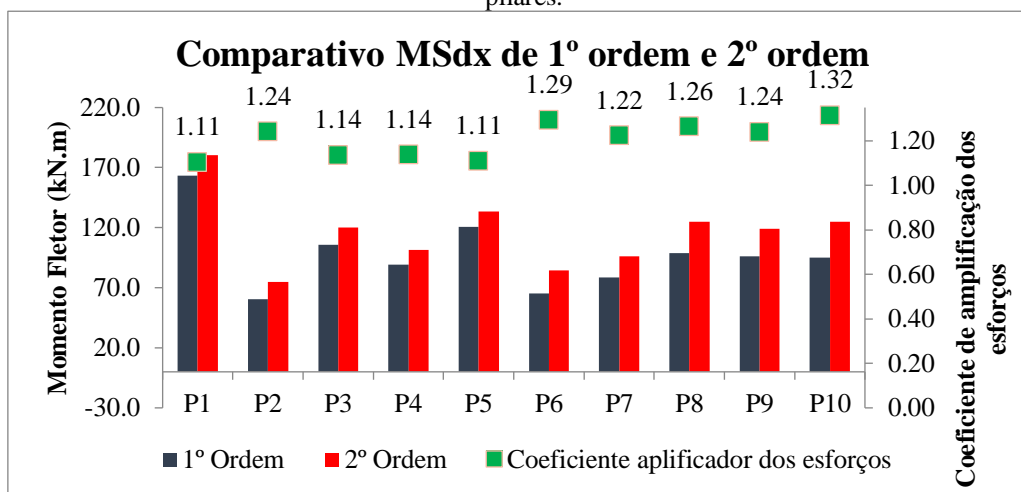
As solicitações atuantes nos pilares foram obtidas no SAP 2000 através de análise não linear geométrica (P- Δ), a qual considerou os efeitos de segunda ordem globais. Os efeitos de segunda ordem locais (P- δ) não foram avaliados, sendo usados fatores majoradores da NBR 8800 (ABNT, 2008). Neste processo de obtenção dos esforços solicitantes, foram lançadas as ações de vento em todas as fachadas do edifício, obtendo a pior quando o vento atua no sentido positivo do eixo y do edifício. Já a combinação que se mostrou mais desfavorável para a maioria dos pilares foi a combinação 5 do Quadro 6, na qual o vento é a variável principal, o que mostra o quão crítica é a ação do vento em edifícios altos. Nos gráficos a seguir são mostradas as solicitações de 1º ordem e de 2º ordem nos pilares, esforço normal de compressão (Figura 65), momento fletor em torno do eixo x (Figura 66), momento fletor em torno do eixo y (Figura 67) e cortante na direção x (Figura 68). Todas as solicitações obtidas nos pilares passaram pela redução das cargas acidentais conforme a Tabela 1.

Figura 65 - Gráfico de comparativo dos esforços normais de 1º ordem e de 2º ordem dos pilares.



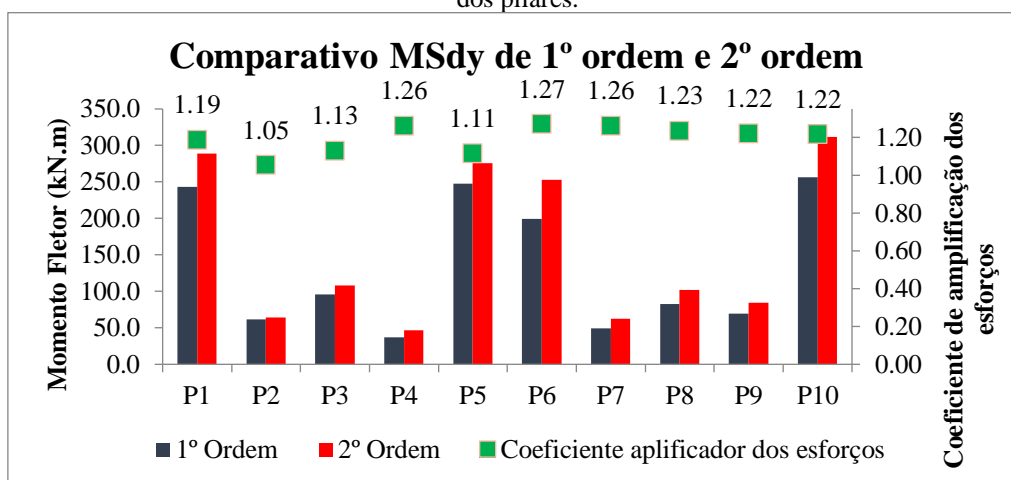
Fonte: Autor (2018).

Figura 66 - Gráfico comparativo dos momentos fletores em torno do eixo x de 1º ordem e de 2º ordem dos pilares.



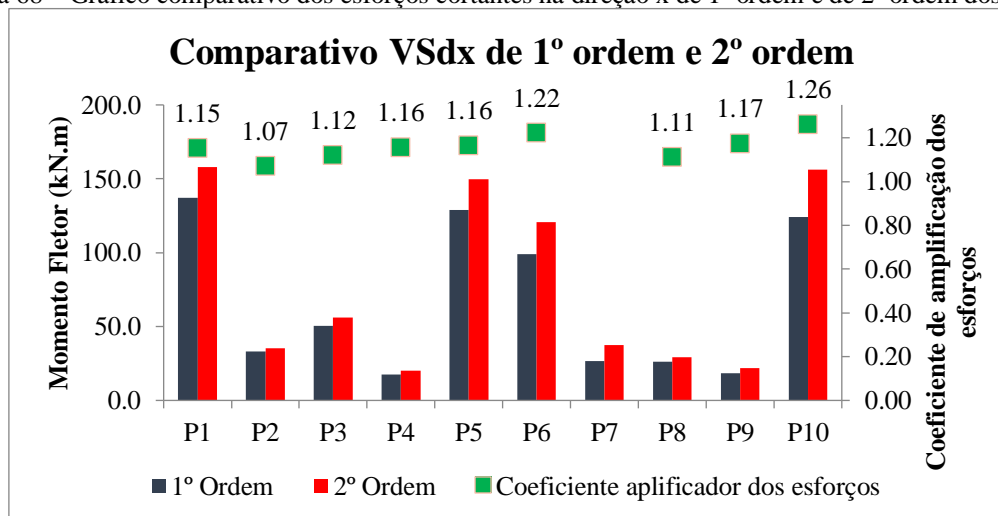
Fonte: Autor (2018).

Figura 67 - Gráfico de comparativo dos momentos fletores em torno do eixo y de 1º ordem e de 2º ordem dos pilares.



Fonte: Autor (2018).

Figura 68 – Gráfico comparativo dos esforços cortantes na direção x de 1º ordem e de 2º ordem dos pilares.



Fonte: Autor (2018).

Nota-se que o pilar P1 é o mais solicitado. Tal fato ocorreu porque a força do vento é resistida pelo contraventamento em X que atua no eixo do pilar e por um binário de forças nos pilares, que gera um acréscimo de esforço normal de compressão, quando o vento atua no sentido positivo do eixo y. Além disso, o mesmo possui a maior área de influência para as cargas gravitacionais dentre os pilares da edificação, fazendo com que se torne o pilar que recebe o maior esforço normal de compressão. Nota-se também que o pilar P1 possui um momento em torno do eixo y de alta intensidade, isto ocorre, pois ele é responsável por engastar uma viga com 4,65 metros de balanço, que gera este momento elevado, isto também acontece com os pilares P5, P6 e P10.

A análise estrutural de 2º ordem acarretou um aumento médio de 23,5 % e 20,7 %, nas solicitações do esforço normal de compressão e momento fletor em torno do eixo x, respectivamente. A não realização da análise de 2º ordem pode acarretar problemas graves na estrutura diante do aumento das solicitações.

4.3.2 Estados limites últimos

A verificação dos pilares metálicos foi feita conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), considerando os seguintes itens normativos:

- a) resistência à compressão axial, item 5.3;
- b) flambagem local, anexo F;
- c) resistência ao momento fletor, item 5.4.2;
- d) resistência à flexocompressão oblíqua, item 5.5.1;
- e) cisalhamento, item 5.4.3.

A Tabela 16 apresenta as verificações quanto ao estado-limite último dos pilares metálicos mais solicitados, para tornar a apresentação dos resultados mais sucinta. Como os pilares foram considerados engastados na base, eles possuem menor comprimento de flambagem no primeiro pavimento (correspondente a uma barra engastada-apoiada) e maior nos demais pavimentos (correspondente a uma barra apoiada-apoiada), logo as resistências dos perfis no 1º pavimento é superior a resistências dos mesmos perfis nos pavimentos seguintes.

Todos os pilares metálicos foram verificados quanto ao estado-limite último, e atenderam as exigências da NBR 8800, sendo a flexocompressão fator determinante na verificação dos pilares, devido às elevadas solicitações de momento fletor e esforço normal de compressão, a verificação do cisalhamento na direção x mostrou-se irrelevante. O

cisalhamento na direção y não foi verificado, pois apresentou solicitações desprezíveis comparado com a resistência proporcionada pelos perfis escolhidos.

No Quadro 8 são apresentados os perfis finais dos pilares e seus respectivos aproveitamentos quanto à flexocompressão. Foi optado pela utilização de perfis soldados CVS, pois a geometria do edifício exige uma inércia mais elevada dos perfis estruturais em torno do eixo x, não necessitando de uma inércia tão elevada em torno do eixo y. O Quadro 8 ainda mostra que houve um bom aproveitamento dos pilares principalmente devido à redução das seções dos perfis.

Tabela 16 – Verificação dos pilares metálicos quanto ao estado-limite último.

Pilar	Perfil	Pavimento	Solicitação				Resistência				Aproveitamento	
			NSd (kN)	MSdx (kN.m)	MSdy (kN.m)	VSdx (kN)	NRd (kN)	MRdx (kN.m)	MRdy (kN.m)	VRdx (kN)	Flexocompressão (%)	Cisalhamento (%)
P1	CVS 600X412	1º	14442,1	59,9	41,3	88,4	15773,3	3940,1	1250,4	2823,4	95,8	3,1
P1	CVS 600X412	4º	12034,6	124,2	219,1	154,6	14981,5	3940,1	1250,4	2823,4	98,7	5,5
P1	CVS 600X412	7º	9051,5	159,0	260,3	157,1	14981,5	3940,1	1250,4	2823,4	82,5	5,6
P1	CVS 600X328	10º	6804,5	160,1	265,1	157,1	11930,1	3130,0	940,1	2539,7	86,6	6,2
P1	CVS 500X204	13º	2583,3	156,9	239,4	157,0	7171,2	1606,0	480,3	1505,0	89,0	10,4
P2	CVS 600X328	1º	10940,0	17,8	10,6	20,0	12526,5	3130,0	940,1	2539,7	88,8	0,8
P2	CVS 600X328	4º	9356,0	35,0	48,0	22,8	11930,1	3130,0	940,1	2539,7	84,0	0,9
P2	CVS 500X259	7º	7048,0	12,0	48,0	27,9	9074,0	1994,0	604,0	2352,0	85,3	1,2
P2	CVS 500X204	10º	4794,0	0,0	51,7	31,3	7171,2	1606,0	480,3	1505,0	76,4	2,1
P2	CVS 450X156	13º	2596,0	5,0	54,0	33,0	5325,0	1079,0	316,1	1355,0	64,3	2,4
P5	CVS 600X412	1º	10541,7	15,0	100,1	88,3	15773,3	3940,1	1250,4	2823,4	74,3	3,1
P5	CVS 600X412	4º	8940,3	53,4	238,9	140,3	14981,5	3940,1	1250,4	2823,4	77,9	5,0
P5	CVS 600X328	7º	6328,2	59,0	243,3	138,8	11930,1	3130,0	940,1	2539,7	77,7	5,5
P5	CVS 600X328	10º	4320,1	78,1	230,2	140,8	11930,1	3130,0	940,1	2539,7	60,2	5,5
P5	CVS 500X204	13º	2776,4	87,1	189,6	133,3	7171,2	1606,0	480,3	1505,0	78,6	8,9
P5	CVS 450X156	15º	985,9	189,3	194,7	120,7	5325,0	1079,0	316,1	1355,0	88,9	8,9
P6	CVS 600X328	1º	10735,4	22,2	76,4	120,1	12526,5	3130,0	940,1	2539,7	93,6	4,7
P6	CVS 600X328	4º	8940,0	73,9	224,1	120,4	11930,0	3130,0	940,1	2539,7	98,2	4,7
P6	CVS 600X328	7º	6182,3	70,4	204,9	118,3	11930,0	3130,0	940,1	2539,0	73,2	4,7
P6	CVS 500X259	10º	4289,8	71,0	197,1	116,0	9074,0	1994,0	604,0	2352,0	79,4	4,9
P6	CVS 500X204	13º	2351,0	72,0	192,8	114,1	7171,2	1606,0	480,3	1505,0	72,5	7,6

Fonte: Autor (2018).

Quadro 8 - Perfis finais dos pilares e seus aproveitamentos quanto à flexocompressão oblíqua.

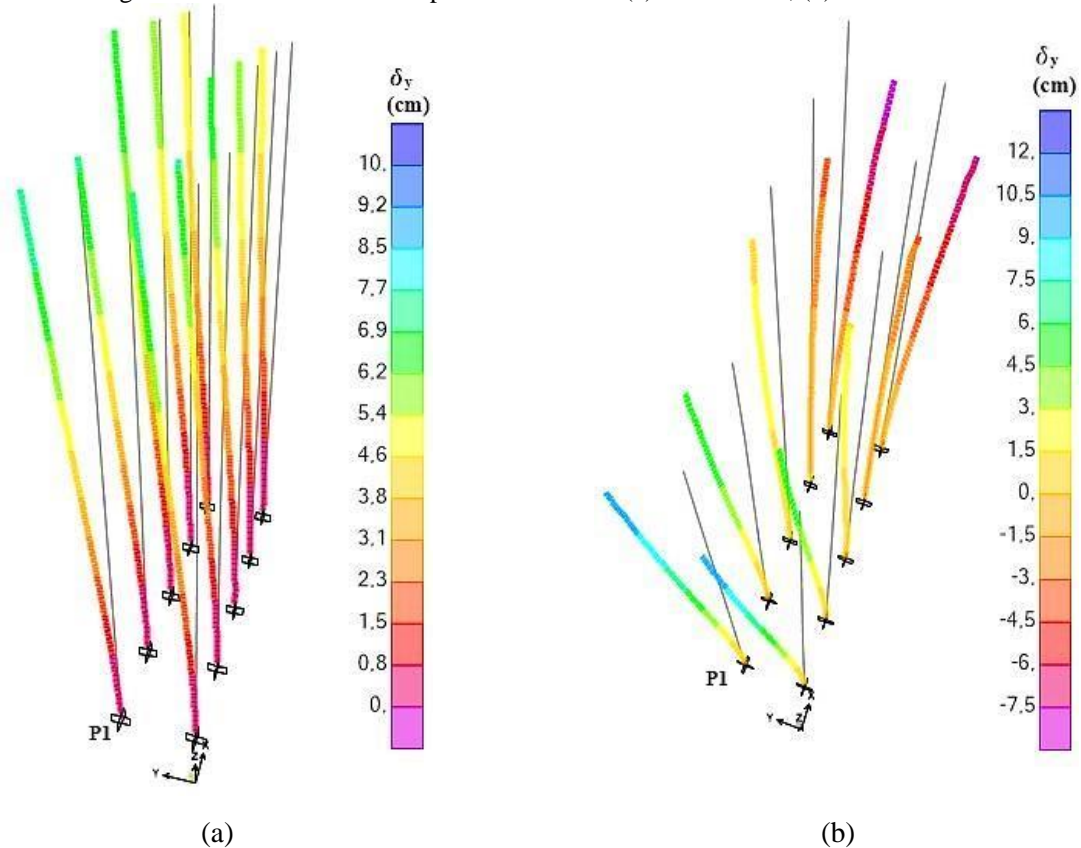
Pilar	Tramo	1° (0m -10,5m)	2° (10,5m-21,0m)	3° (21,0m-31,5m)	4° (31,5m - 42m)	5° (42m-52,5m)	6° (52,5m-60m)	Aproveitamento médio (%)
P1	Perfil	CVS 600X412	CVS 600X412	CVS 600X412	CVS 600X328	CVS 500X204	-	0
	Aproveitamento (%)	95,8	98,7	82,5	86,6	89,0	-	90,9
P2	Perfil	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 500X259	CVS 500X259	CVS 450X156	-	0
	Aproveitamento (%)	88,8	84,0	85,3	76,4	64,3	-	79,8
P3	Perfil	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 500X259	CVS 500X259	CVS 450X156	CVS 450X156	0
0	Aproveitamento (%)	80,6	74,8	83,1	65,2	74,2	44,5	70,4
P4	Perfil	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 500X259	CVS 500X259	CVS 450X156	CVS 450X156	0
	Aproveitamento (%)	81,4	75,1	83,5	67,8	75,7	53,4	72,8
P5	Perfil	CVS 600X412	CVS 600X412	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 500X204	CVS 500X204	0
	Aproveitamento (%)	75,6	77,9	77,7	60,2	78,6	88,9	76,5
P6	Perfil	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 500X259	CVS 500X204	-	0
	Aproveitamento (%)	93,6	98,2	73,2	79,4	72,5	-	83,4
P7	Perfil	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 500X259	CVS 500X259	CVS 450X156	-	0
	Aproveitamento (%)	83,9	74,1	93,4	73,0	69,8	-	78,8
P8	Perfil	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 500X259	CVS 500X259	CVS 450X156	CVS 450X156	0
	Aproveitamento (%)	85,2	74,6	96,4	73,9	65,6	56,5	75,4
P9	Perfil	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 500X259	CVS 500X259	CVS 450X156	CVS 450X156	0
	Aproveitamento (%)	86,7	71,8	95,8	75,7	71,7	56,8	76,4
P10	Perfil	CVS 600X412	CVS 600X412	CVS 600X328	CVS 600X328	CVS 500X204	CVS 500X204	0
	Aproveitamento (%)	76,5	74,8	82,0	67,5	96,3	55,6	75,4
P11	Perfil	-	-	-	-	-	W 360X91 (H)	78,5
	Aproveitamento (%)	-	-	-	-	-	78,5	78,5
P12	Perfil	-	-	-	-	-	W 360X91 (H)	67,4
	Aproveitamento (%)	-	-	-	-	-	67,4	67,4

Fonte: Autor (2018).

4.3.3 Estados-limites de serviço

Nas figuras abaixo, são exibidos os deslocamentos de primeira e de segunda ordem dos pilares metálicos e dos pilares paredes do edifício, quando o vento atua no sentido positivo do eixo y, direção a qual se apresentou ser a mais desfavorável quanto aos deslocamentos excessivos, utilizando a combinação 14 do Quadro 7. Na Tabela 17 é exibido detalhadamente os valores dos deslocamentos de 1º e de 2º ordem.

Figura 69 – Deslocamento nos pilares metálicos: (a) de 1º ordem, (b) de 2º ordem.



Fonte: Adaptado de SAP 2000 (2018).

De acordo com a Figura 69, nota-se que todos os pilares têm seus deslocamentos de maior intensidade no sentido positivo do eixo y, o qual é o mesmo sentido em que as ações de vento estão atuando, fato esse que era esperado. Tal fato não ocorre quando se trata das deformações de segunda ordem dos pilares, onde os pilares P4, P5, P9 e P10, apresentam deslocamentos no sentido negativo do eixo y, isto ocorreu porque o centro de carga do vento atuante não coincide com o centro de torção do edifício. Sendo o centro de torção do edifício, o ponto no qual aplicado uma força, não gera efeitos de torção no edifício. Neste caso a amplificação dos esforços devido à análise de segunda ordem, é suficiente para fazer com que

a edificação gire ainda mais em torno do eixo z. Além desses motivos, o prédio apresenta também uma diferença de rigidez entre os eixos de pilares, sendo os eixos 1 e 2 menos rígidos que os demais eixos, justificando mais uma vez a torção da estrutura do edifício.

Tabela 17 – Deslocamentos de 1º e de 2º ordem dos pilares metálicos e seus respectivos graus de deslocabilidade.

Pilar	1º Ordem	2º Ordem	Grau de deslocabilidade	1º Ordem	2º Ordem	Grau de deslocabilidade
	δ_y (cm)	δ_y (cm)		δ_x (cm)	δ_x (cm)	
P1	8,37	11,40	1,36	-1,62	-2,90	1,79
P2	7,20	6,35	1,12	-1,61	-2,90	1,80
P3	6,54	1,20	1,82	-2,02	-3,50	1,73
P4	5,20	-4,49	2,86	-2,03	-3,50	1,72
P5	3,91	-9,75	4,49	-2,04	-4,87	2,39
P6	8,37	11,04	1,32	-2,65	-8,30	3,13
P7	7,25	6,35	1,12	-2,60	-8,30	3,19
P8	6,39	1,60	1,75	-3,03	-9,23	3,05
P9	5,15	-3,86	2,75	-3,05	-9,22	3,02
P10	3,95	-8,88	4,25	-3,03	-9,22	3,04

Fonte: Autor (2018).

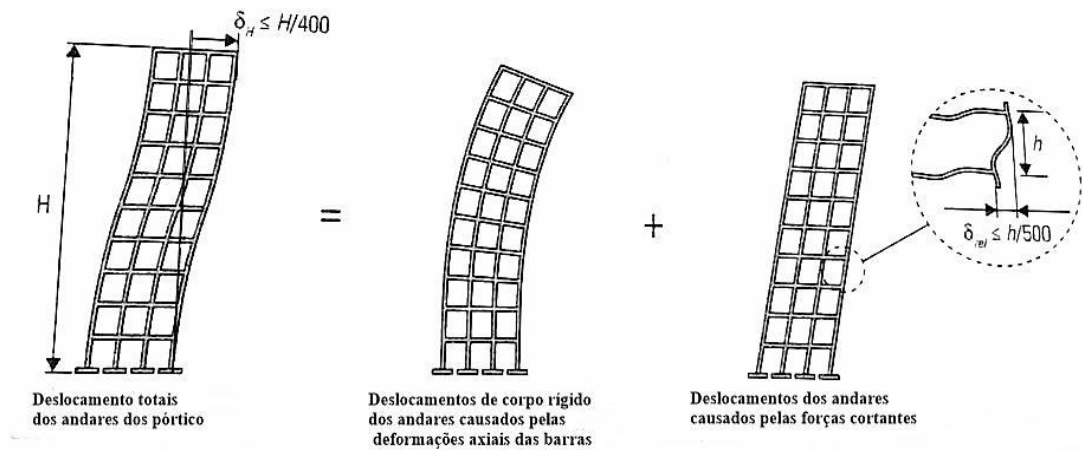
Como pode-se notar os pilares P5 e P10 se mostraram os mais afetados pela a análise de 2º ordem, apresentando grau de deslocabilidade elevado, fato explicado pelo parágrafo anterior. Como alguns deslocamentos inverteram o seu sentido, o grau de deslocabilidade foi calculado segundo a expressão abaixo:

$$\text{Grau de deslocabilidade} = \frac{|\delta_2 - \delta_1| + |\delta_1|}{|\delta_1|} \quad (21)$$

Nos edifícios de dois ou mais pavimentos, o deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base não pode ser maior que $H/400$, sendo H a altura do topo em relação à base (Figura 70) (FAKURY; CASTRO E SILVA; CALDAS, 2016).

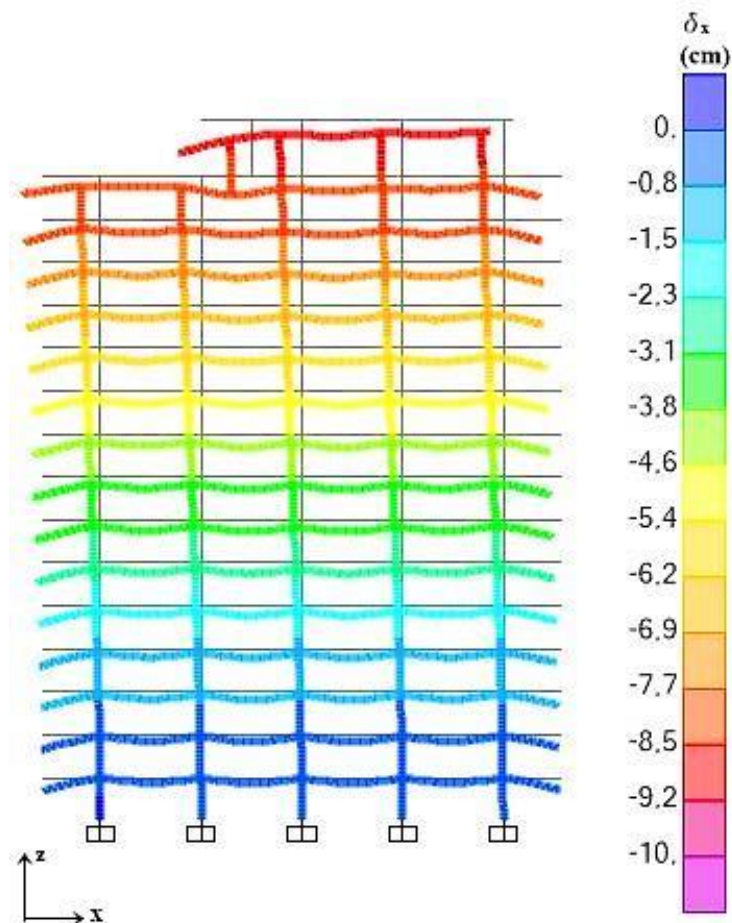
Nota-se na Figura 71 que o pórtico da estrutura estudada comporta-se como a estrutura da Figura 70, possuindo deslocamentos totais provocados pela flexão e pelas forças cortantes.

Figura 70 - Deslocamento horizontais de edifícios de dois ou mais pavimentos.



Fonte: Fakury, Castro e Silva e Caldas (2016).

Figura 71 – Deformada de pórtico do edifício no plano xz.



Fonte: Adaptada de SAP 2000 (2018).

Na Tabela 18, os pilares metálicos são verificados quanto ao estado limite de deslocamento excessivo, mostrando que todos os pilares atendem as exigências da NBR 8800

(ABNT, 2008), ressaltando que além do pilar P1 ser o mais solicitado, ele também é o pilar que apresenta maior deslocamento na direção y.

Os pilares paredes foram verificados quanto ao estado-limite de serviço de acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a qual diz que o deslocamento dos pilares provocado pela ação do vento para a combinação frequente ($\Psi_1=0,30$), não pode ultrapassar o valor de $H/1700$, sendo H a altura total da edificação. Esta verificação está presente na Tabela 19.

Tabela 18 – Verificação do estado limite de deslocamento excessivo para os pilares metálicos.

Pilar	δ_y (cm)	δ_{lim} (cm)	δ_y/δ_{lim}	δ_x (cm)	δ_{lim} (cm)	δ_x/δ_{lim}
P1	11,40	13,13	0,87	-2,90	13,13	0,22
P2	7,20	13,13	0,55	-2,90	13,13	0,22
P3	6,54	15,00	0,44	-3,50	15,00	0,23
P4	5,20	15,00	0,35	-3,50	15,00	0,23
P5	-9,75	15,00	0,65	-4,87	15,00	0,32
P6	11,04	13,13	0,84	-8,30	13,13	0,63
P7	7,25	13,13	0,55	-8,30	13,13	0,63
P8	6,39	14,25	0,45	-9,23	14,25	0,65
P9	5,15	14,25	0,36	-9,22	14,25	0,65
P10	-8,88	14,25	0,62	-9,22	14,25	0,65

Fonte: Autor (2018).

Tabela 19 – Verificação do estado limite de deslocamentos excessivos para os pilares parede.

Pilar	Seção	δ_y (cm)	δ_{lim} (cm)	δ_y/δ_{lim}	δ_x (cm)	δ_{lim} (cm)	δ_x/δ_{lim}
PP1	30x295	1,91	3,53	0,54	-0,17	3,53	0,05
PP2	45x295	1,95	3,53	0,55	-0,19	3,53	0,05
PP3	30x295	2,07	3,53	0,59	-0,19	3,53	0,05
PP4	30x295	2,17	3,53	0,61	-0,20	3,53	0,06

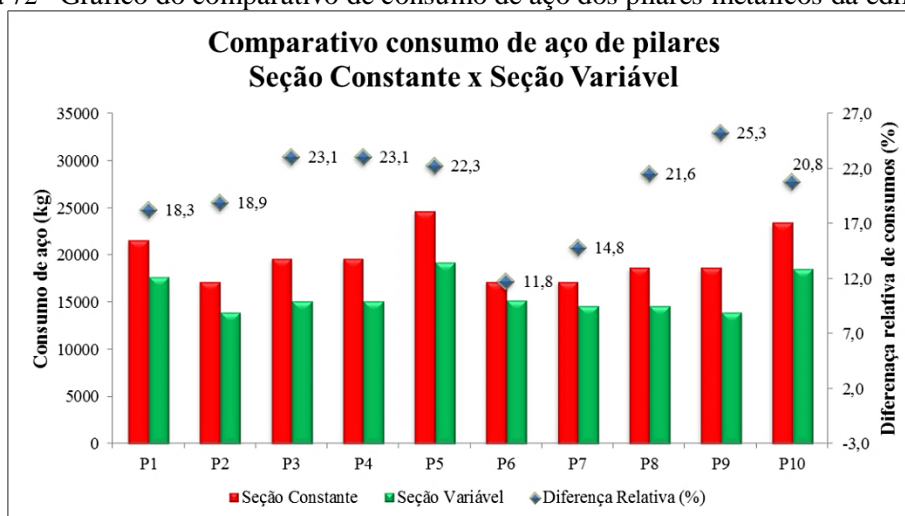
Fonte: Autor (2018).

4.3.4 Comparativo seção de pilares constante x variável

Neste item é justificada a adoção da opção de utilizar pilares com redução da seção de acordo com a diminuição do carregamento.

É exibido na Figura 72 um comparativo entre o consumo de aço, considerando dois casos, o primeiro com o pilar possuindo seção constante desde a fundação até o topo, e o segundo considerando a redução de seção nos pilares conforme a diminuição do carregamento.

Figura 72 - Gráfico do comparativo de consumo de aço dos pilares metálicos da edificação.

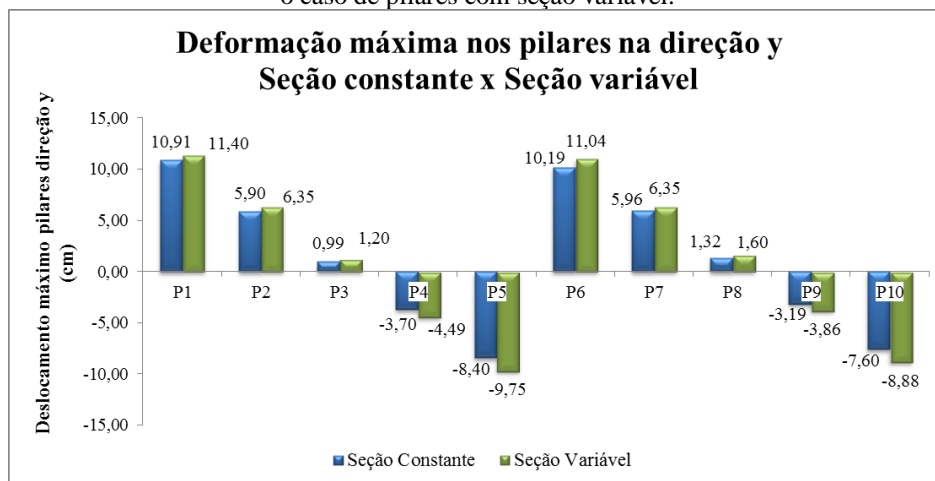


Fonte: Autor (2018).

Através da Figura 72 podemos comparar os dois casos propostos, no primeiro caso, onde todos os pilares possuem seção constante da base ao topo, há um consumo de 198246 quilos de aço. Já na segunda opção, onde há uma redução na seção dos pilares metálicos, o consumo é de 159103,5 quilos de aço, gerando uma diferença de 39142,5 quilos de aço, considerando um preço médio do quilo do aço de perfis estruturais de R\$5,00, se tem uma economia de R\$195.712, apenas reduzindo a seção dos pilares.

Na Figura 73 é ilustrado um gráfico comparativo entre as deformações máximas de 2º ordem dos pilares, considerando duas situações, a primeira com o pilar possuindo seção constante desde a fundação até o topo, e a segunda considerando a redução de seção nos pilares conforme a variação de altura do pilar.

Figura 73 - Deformação de 2º ordem máxima nos pilares comparando os pilares de seção constante com o caso de pilares com seção variável.



Fonte: Autor (2018).

De acordo com o gráfico os efeitos de deformação nos pilares metálicos devido à redução de seção, que reduz a rigidez do mesmo, para esse caso não foram significativos, havendo um acréscimo de deformação médio de 68 centímetros, acréscimo esse que não afetou as verificações quanto aos estados-limites de serviço.

4.4 ANÁLISE MODAL

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 33):

No vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. Admite-se que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados [...] como resposta média. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, [...] designadas como resposta flutuante.

Segundo a NBR 6123, a intensidade da parcela flutuante depende do quão rápido a velocidade da rajada varia e da resposta da estrutura. Caso a frequência natural fundamental for superior a 1,0 Hz, a influência da resposta flutuante é pequena. Caso contrário, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio (ABNT, 1988).

A determinação da frequência natural é um problema de autovalores e autovetores, correspondentes, respectivamente, às frequências naturais e às formas modais. Estas últimas consistem de coordenadas relativas a cada grau de liberdade da estrutura e, quando a laje for considerada diafragma rígido, resume-se a um único conjunto de coordenadas por pavimento (TARANATH, 2012).

As frequências naturais da estrutura foram obtidas através do *software* SAP 2000. Foi modelada a estrutura completa do edifício, sendo considerados elementos de barra para vigas e pilares metálicos, e elementos de área para os pilares parede. Os resultados obtidos são apresentados na tabela Tabela 20.

Tabela 20 – Dados de vibração do edifício.

Ordem	1°	2°	3°	4°	5°	6°
Natureza	Flexão	Flexão	Torção	Flexão	Flexão	Flexão
Frequência (Hz)	0,57	0,82	1,16	1,79	2,98	3,23
Período (s)	1,75	1,22	0,86	0,56	0,34	0,31
Frequência angular (rad/s)	3,58	5,15	7,29	11,25	18,72	20,29

Fonte: Autor (2018).

O primeiro modo de vibração (Figura 74a) corresponde à flexão da estrutura em relação ao eixo y e o segundo modo (Figura 74b) em relação ao eixo x. Verificou-se que os dois primeiros modos possuem frequência menor que 1 Hz, mostrando que a estrutura é flexível para o carregamento que excitam os mesmos, quando isto ocorre, pode ser necessário a realização de uma análise dinâmica da estrutura referente aos modos de vibração que mostram a estrutura flexível, pois a resposta flutuante na direção do vento médio se torna importante, podendo trazer vibrações que causem desconforto à sensibilidade humana. Entretanto, o terceiro modo que corresponde à torção (Figura 75a), o quarto (Figura 75b), quinto (Figura 76a) e sexto (Figura 76b), correspondentes à flexão, possuem frequência maior que 1 Hz, mostrando que a estrutura é rígida para os carregamentos que excitam esses modos, não sendo necessária uma análise dinâmica para esses modos de vibração.

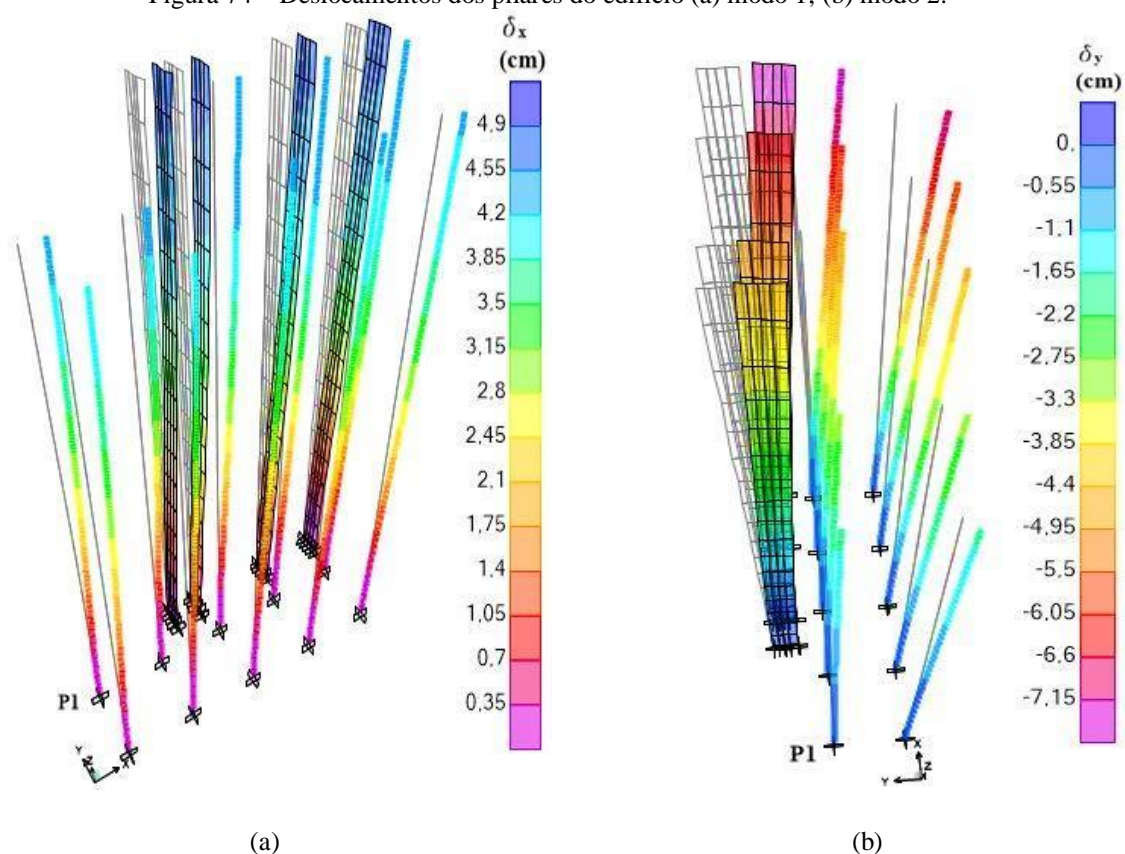
Segundo Taranath (2012), na análise dinâmica de uma estrutura deve-se conhecer:

- a) frequências naturais;
- b) as formas modais;
- c) a distribuição de massa;
- d) o amortecimento.

O presente trabalho não contempla a análise dinâmica da estrutura.

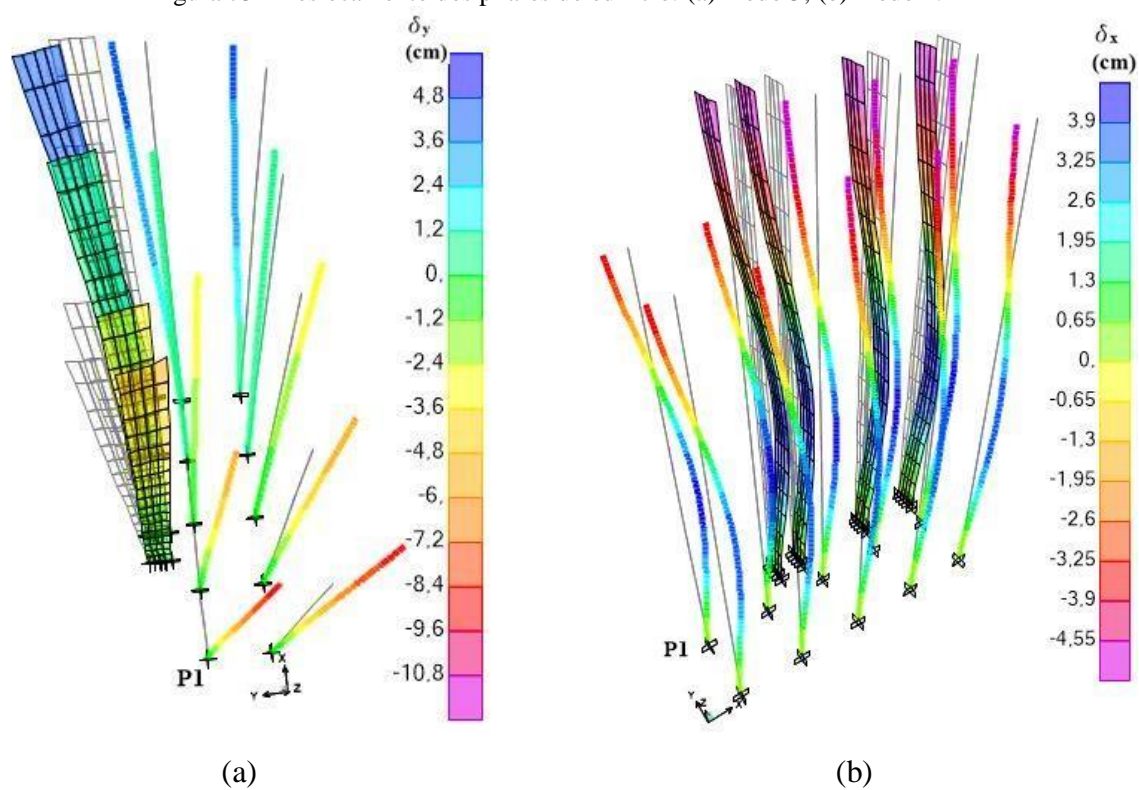
A determinação do período de oscilação assim como das frequências, são fundamentais na verificação da fadiga da estrutura, principalmente na fadiga causada na primeira frequência natural. Quando a vibração natural de uma estrutura for igual a vibração externa, ocorre o fenômeno de ressonância, que aumenta a intensidade das deflexões, causando possíveis defeitos por fadiga e falhas estruturais por carregamento excessivo. Sendo o estado-limite de fadiga, o estado em que devido ao aumento de ciclos repetidos de carregamento e descarregamento acontece o desenvolvimento de uma fenda por fadiga. Dentre as metodologias existentes para a análise de fadiga, destacam-se as estabelecidas na norma europeia de projeto de estruturas de aço – EN 1993-1-9 (2005).

Figura 74 – Deslocamentos dos pilares do edifício (a) modo 1; (b) modo 2.



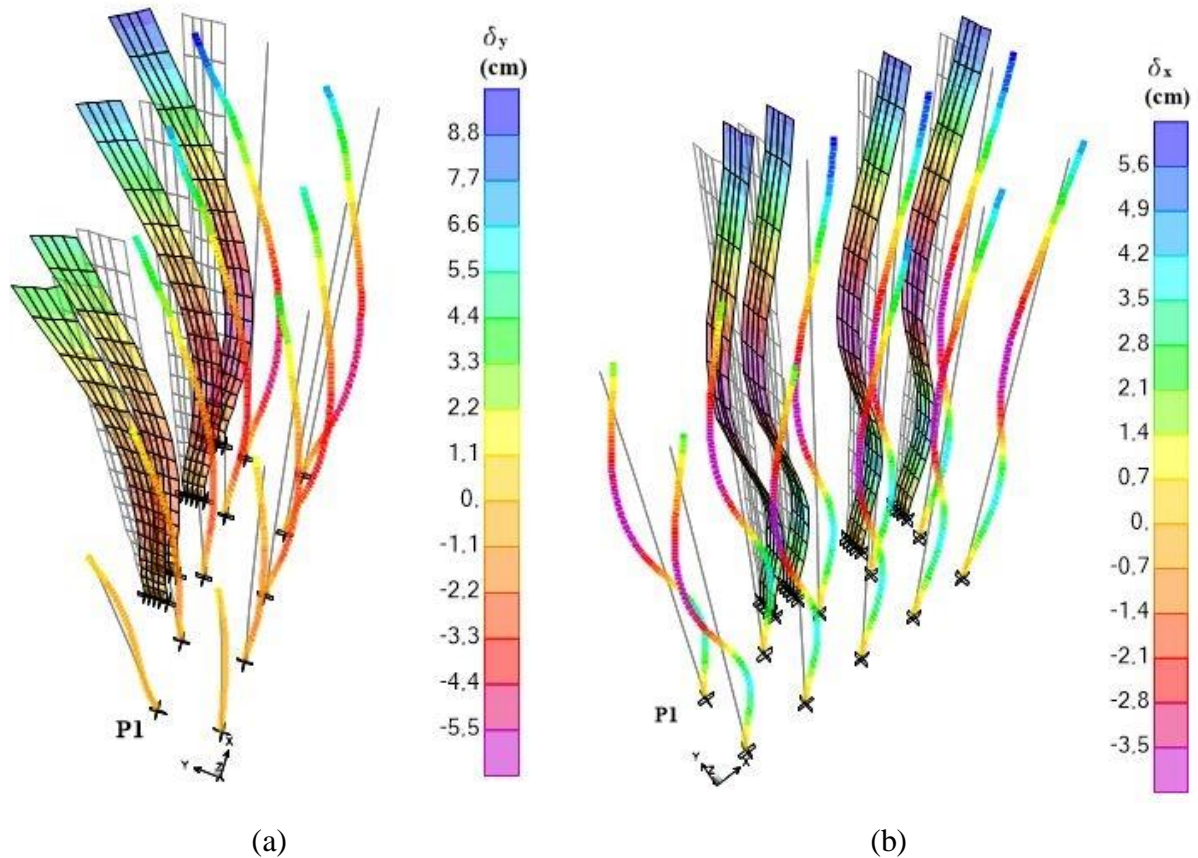
Fonte: Adaptada de SAP 2000 (2018).

Figura 75 - Deslocamento dos pilares do edifício: (a) modo 3; (b) modo 4.



Fonte: Adaptada de SAP 2000 (2018).

Figura 76 - Deslocamento dos pilares do edifício: (a) modo5; (b) modo 6.



Fonte: Adaptada de SAP 2000 (2018).

4.5 CONTRAVENTAMENTOS

A escolha dos perfis do contraventamento treliçado foi determinada de forma iterativa, onde se arbitrou um perfil, e verificou-se a resposta da estrutura, quanto aos deslocamentos horizontais máximos da estrutura, até que atendessem aos limites normativos. Tendo em vista que a rigidez dos perfis utilizados no sistema de contraventamento treliçado, tem influência direta na frequência natural da estrutura. O perfil final escolhido foi o W 150x24.

As solicitações foram obtidas no modelo completo da estrutura no SAP 2000. A Tabela 21 apresenta a verificação dos elementos do contraventamento, que respeitam os seguintes itens normativos da NBR 8800 (ABNT, 2008).

- a) barras prismáticas submetidas à força axial de tração, item 5.2.1.2;
- b) barras prismáticas submetidas à força axial de compressão, item 5.3.1.

Tabela 21 – Verificação dos elementos do contraventamento em X.

Esforço	Pavimento	S_d (kN)	R_d (kN)	Aproveitamento (%)
Tração	4º	185,3	889,2	20,8
Compressão	4º	238,2	254,4	93,6

Fonte: Autor (2018).

Notou-se que as máximas forças atuantes no sistema de contraventamento ocorreram na combinação sem sobrecarga e ação permanente igual a um, correspondente à combinação 9 do Quadro 6.

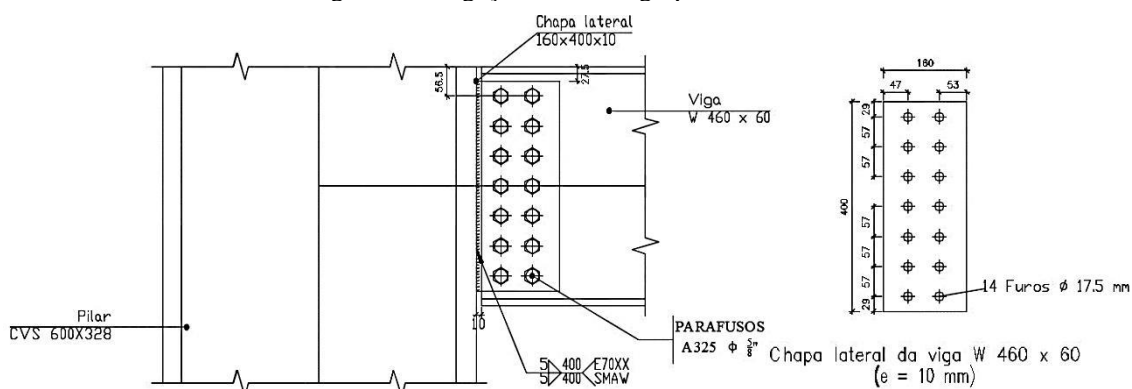
4.6 LIGAÇÕES

A seguir são apresentadas as ligações viga-viga, viga-pilar, viga-núcleo, emenda de pilares e ligações dos contraventamentos.

4.6.1 Ligações viga-pilar

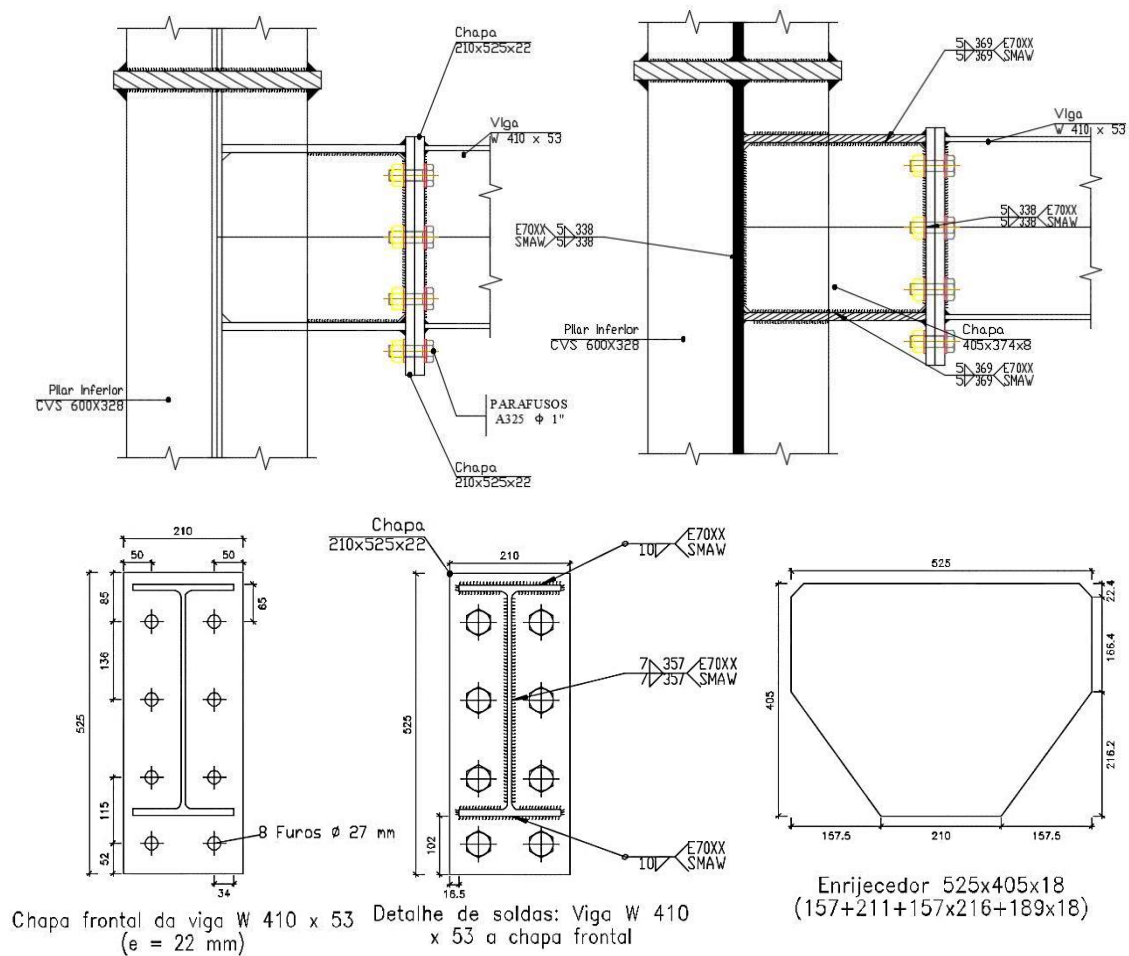
Para as ligações viga-pilar utilizaram-se ligações flexíveis e rígidas. Nas ligações flexíveis (Figura 77) optou-se pela utilização de chapa lateral soldada na mesa do pilar e parafusada na alma da viga, utilizando o aço ASTM 36 para as chapas, ASTM A325 para os parafusos e eletrodo E70XX para a solda. Já nas ligações rígidas (Figura 78) foi utilizada uma chapa de topo que está ligada através de parafusos e solda, nos enrijecedores que foram soldados na alma do pilar, a ligação direta entre viga e alma do pilar não foi possível devido aos elevados esforços transmitidos pela viga, sendo necessário o uso de enrijecedores na alma do pilar.

Figura 77 – Ligação flexível viga-pilar VP16-P7.



Fonte: Autor (2018).

Figura 78 – Ligação rígida viga pilar (VP9 – P2).

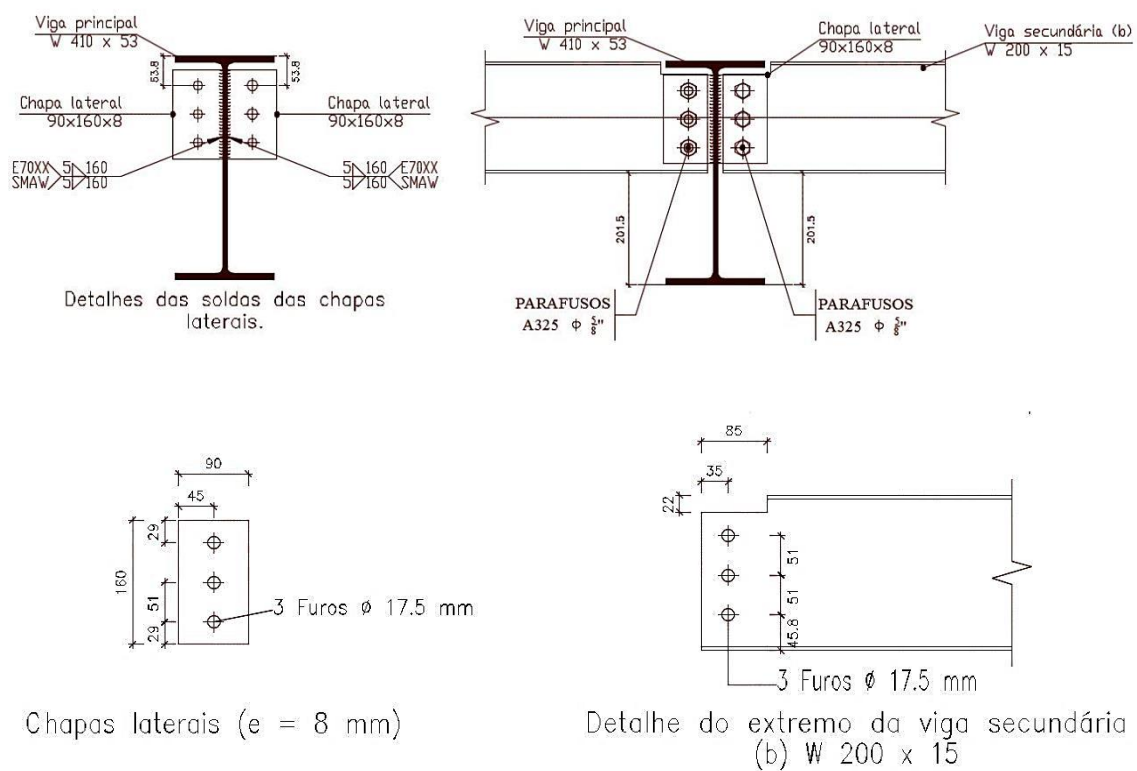


Fonte: Autor (2018).

4.6.2 Ligações viga-viga

Nas ligações flexíveis viga-viga (Figura 79) optou-se pela utilização de chapa lateral conectada através de parafusos na viga secundária e solda na viga principal, nota-se que a viga secundária precisou ser recortada para que as duas vigas permanecessem no mesmo nível, sendo assim a alma da viga precisou ser verificada quando ao colapso por rasgamento devido a esse recorte.

Figura 79 – Ligação flexível viga-viga VS5-VI2



Fonte: 1

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A combinação dos elementos em aço com os elementos em concreto formando um elemento estrutural misto mostrou-se interessante, pois o mesmo alia as competências e compensa as deficiências de cada material. As lajes *steel deck* proporcionam uma elevada rapidez construtiva quando comparada com as lajes em concreto armado, pois dispensam fôrmas, armaduras e escoramento. A consideração da colaboração da laje na resistência a compressão das vigas, através do uso de conectores de cisalhamento, aumenta consideravelmente a resistências das vigas.

Referente ao consumo de concreto de cada pavimento tipo obteve-se o volume de 57,7 m³ para as lajes e 13,72 m³ para os pilares parede. Em sua totalidade, o edifício projetado necessita de aproximadamente 411 toneladas de aço de perfis estruturais, sendo 61,3% para as vigas e 38,7 % para os pilares, 1098 m³ de concreto, além de 9908 quilos de fôrma de *steel deck*.

No que se refere às vigas, a adoção de contraflecha para compensar os deslocamentos excessivos sofridos pelas mesmas, principalmente na etapa de construção, possibilitou que as vigas atendessem as exigências dos estados-limites de serviço e que a relação entre a altura das vigas e o vão ficasse na ordem de 4% a 5%, também percebeu-se que a introdução de armadura na largura colaborante das vigas submetidas a momento negativo aumentou consideravelmente a resistência ao momento fletor, diminuindo a altura necessária do perfil estrutural. No que se refere aos pilares, a escolha pela a redução da seção dos perfis estruturais dos pilares, apresentou-se bastante viável, visto que esta opção acarretou a uma redução do consumo de aço de aproximadamente 20,2% de aço de perfis estruturais.

A escolha do sistema de contraventamento foi predominantemente definida pela verificação quanto ao deslocamento lateral no topo da abordagem puramente estática, apresentando-se suficiente para o critério de deslocamento lateral excessivo, porém insuficiente na análise modal, que mostrou sua importância, por apontar que os dois primeiros modos de vibração apresentam que a estrutura flexível para o carregamento que excita esses modos, podendo ser necessária uma análise dinâmica desses dois modos. Contudo, o sistema estrutural escolhido para o edifício em estudo se mostrou adequado atendendo a todas as verificações normativas recomendadas.

5.1 PERSPECTIVAS/SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Pesquisas futuras podem contribuir no desenvolvimento e ampliação das análises feitas neste trabalho. Portanto, estão apresentadas a seguir algumas propostas para elaboração de trabalhos futuros:

- ✓ realizar o projeto estrutural do edifício utilizando pilares mistos;
- ✓ dimensionar os elementos estruturais em situação de incêndio;
- ✓ realizar o projeto executivo mais completo do edifício, incluindo detalhamento de todas ligações (ligação base-pilar, emendas de pilares, contraventamentos; ligação viga pilar parede); aberturas nas lajes; dimensionamento das fundações;
- ✓ fazer a análise dinâmica do edifício;
- ✓ comparar os resultados obtidos por planilhas eletrônicas e por um *software* de dimensionamento;
- ✓ comparação entre o edifício em concreto armado e em estrutura mista;
- ✓ comparação entre ligações soldadas e ligações parafusada;
- ✓ estudo de viabilidade econômica do edifício.

REFERÊNCIAS

- ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. 2000. 277f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884**: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.
- BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 2008.
- CBCA. **CONSTRUÇÃO EM AÇO | Vantagens**. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-vantagens.php>>. Acesso em: 01 maio 2018.
- CARINI, Matheus Roman. **ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO: PROJETO DE EDIFÍCIO COMERCIAL**. 2014. 158 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.
- DIAS, L., A. de M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 9. ed. São Paulo: Ziguarte, 1997.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-1-9**: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue. Brussels, 2005.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules for buildings. Bruxelas, 2004.
- FABRIZZI, M. de A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto**. 2007. 233 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FAKURY, R. H.; CASTRO E. SILVA, A L. R.; CALDAS, R. B. **dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. 1ª ed. São Paulo, 2016.

GERDAU S.A. **Perfis estruturais Gerdau**: tabela de bitolas. Porto alegre, 2014. Disponível em: http://www.comercialgerdau.com.br/produtos/download/16_Perfil_Estrutural_tabela_de_bitolas.pdf. Acesso em 3 de abr. 2018.

INABA, R.; COELHO, C. M. C. S.. **A evolução da construção em aço no Brasil**. 2015. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7074>>. Acesso em: 01 maio 2018.

LEET, K. M.; UANG, C.; GILBERT, A.M. **Fundamentos da análise estrutural**. 3. ed. Porto Alegre: AMGH, 2010.

METFORM. *Steel deck*. Betim, 2010. Disponível em: <http://metform.com.br/downloads.php?arquivo=material/steel_deck/dados_tecnicos/steel_deck_metform.pdf>. Acesso em: 20 abr. 2018.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. 1. ed. Belo Horizonte: O Lutador, 2001.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A .G.. **Estruturas Mistas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2012. v.1.

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

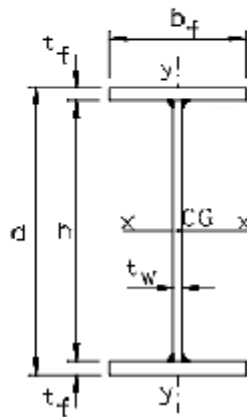
VASCONCELLOS A. L.. **Ligações em estruturas metálicas**. 4. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2011. v.1.

APÊNDICE A – VERIFICAÇÃO DOS PILARES METÁLICOS

VERIFICAÇÃO DO 1º TRAMO - PILAR P1

1 - DADOS

1.1 Dados geométricos



Perfil - CVS 600x412

$$pp := 412.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad h := 60 \text{ cm} \quad \underline{\underline{A}} := 525 \text{ cm}^2$$

$$t_w := 2.5 \text{ cm} \quad h_w := 50 \text{ cm} \quad b_f := 40 \text{ cm} \quad t_f := 5 \text{ cm}$$

$$I_x := 329375 \text{ cm}^4 \quad W_x := 10979 \text{ cm}^3 \quad i_x := 25.05 \text{ cm} \quad Z_x := 12563 \text{ cm}^3$$

$$I_y := 53398 \text{ cm}^4 \quad W_y := 2670 \text{ cm}^3 \quad i_y := 10.09 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{J}} := 3594 \text{ cm}^4 \quad d := 60 \text{ cm} \quad Z_y := 4 \cdot \frac{b_f}{4} \cdot \frac{b_f}{2} \cdot t_f = 4 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

Comprimentos de flambagem e seus coeficientes (ANEXO E; NBR 8800, 2008):

$$L_x := 350 \text{ cm} \quad L_y := 350 \text{ cm} \quad L_z := 350 \text{ cm}$$

$$K_x := 0.7 \quad K_y := 0.7 \quad K_z := 0.7$$

1.2 Dados físicos

$$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{a1} := 1.1 \quad \gamma_g := 1.4 \quad \underline{\underline{G}} := 7700 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

2 - ESFORÇOS SOLICITANTES DE CÁLCULO

$$N_{Sd} := 14442 \text{ kN}$$

$$M_{Sdx} := 5990 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{Sdy} := 4130 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$V_{Sd} := 88.4 \text{ kN}$$

3 - VERIFICAÇÕES

3.1 - FLEXOCOMPRESSÃO

3.1.1 - Determinação do momento fletor resistente em torno de x (ANEXO G; NBR 8800, 2008):

$$M_{FLAx} := \left| \begin{array}{l} \lambda \leftarrow \frac{h_w}{t_w} \\ \lambda_p \leftarrow 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \lambda_r \leftarrow 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ M_{pl} \leftarrow Z_x \cdot f_y \\ M_r \leftarrow (f_y) \cdot W_x \\ \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Escolher outro perfil"} \quad \text{if } \lambda > \lambda_r \end{array} \right.$$

$$M_{FLAx} = 3.94 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{FLMx} := \left| \begin{array}{l} \lambda \leftarrow \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \\ \lambda_p \leftarrow 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{array} \right.$$

$$\left| \begin{array}{l}
 \sigma_r \leftarrow 0.3 \cdot f_y \\
 k_c \leftarrow \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \\
 \lambda_Y \leftarrow 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{(f_y - \sigma_r)}{k_c}}} \\
 M_{pl} \leftarrow Z_x \cdot f_y \\
 M_r \leftarrow (f_y - \sigma_r) \cdot W_x \\
 M_{cr} \leftarrow 0.90 \cdot E \cdot \frac{k_c \cdot W_x}{\lambda^2} \\
 \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\
 \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_Y - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_Y \\
 \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda > \lambda_Y
 \end{array} \right.$$

$$M_{FLMx} = 3.94 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$L_b := 350 \text{ cm}$$

$$M_{FLT_x} := \left| \begin{array}{l}
 \lambda \leftarrow \frac{L_b}{i_y} \\
 \lambda_p \leftarrow 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 \sigma_r \leftarrow 0.3 \cdot f_y \\
 \beta_1 \leftarrow (f_y - \sigma_r) \cdot \frac{W_x}{E \cdot J}
 \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned}
C_w &\leftarrow I_y \cdot \frac{(d - t_f)^2}{4} \\
C_b &\leftarrow 1.14 \\
\lambda_r &\leftarrow 1.38 \cdot \frac{\sqrt{I_y \cdot J}}{i_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 27 \cdot C_w \cdot \frac{(\beta_1)^2}{I_y}}} \\
M_{pl} &\leftarrow Z_x \cdot f_y \\
M_{cr} &\leftarrow C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y \cdot \sqrt{C_w \cdot \frac{\left(1 + 0.039 \cdot J \cdot \frac{L_b \cdot L_b}{C_w}\right)}{I_y}} \\
M_r &\leftarrow (f_y - \sigma_r) \cdot W_x \\
\frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} &\text{ if } \lambda \leq \lambda_p \\
\left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{a1}} &\text{ if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\
\frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} &\text{ if } \lambda > \lambda_r
\end{aligned}$$

$$M_{FLT_x} = 3.94 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{\min} := 1.5 \cdot W_x \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 5.165 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{Rdx} := \min(M_{FLAx}, M_{FLMx}, M_{FLT_x}, M_{\min}) = 3.94 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

3.1.2 - Determinação do momento fletor resistente em torno de y (ANEXO G; NBR 8800, 2008):

$$M_{FLMy} := \begin{cases} \lambda \leftarrow \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \\ \lambda_p \leftarrow 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l}
 \sigma_r \leftarrow 0.3 \cdot f_y \\
 k_c \leftarrow \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \\
 \text{"ESCOLHER OUTRO PERFIL" if } k_c < 0.35 \vee k_c > 0.76 \\
 \lambda_r \leftarrow 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{(f_y - \sigma_r)}{k_c}}} \\
 M_{pl} \leftarrow Z_y \cdot f_y \\
 M_r \leftarrow (f_y - \sigma_r) \cdot W_y \\
 M_{cr} \leftarrow 0.90 \cdot E \cdot \frac{k_c \cdot W_y}{\lambda^2} \\
 \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}} \text{ if } \lambda \leq \lambda_p \\
 \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{al}} \text{ if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\
 \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}} \text{ if } \lambda > \lambda_r
 \end{array}$$

$$M_{FLMy} = 1.255 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{FLAy} := \begin{array}{l}
 \lambda \leftarrow \frac{h_w}{t_w} \\
 \lambda_p \leftarrow 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 \lambda_r \leftarrow 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 M_{pl} \leftarrow Z_y \cdot f_y \\
 c_a \leftarrow 0.34 \\
 \sigma \leftarrow f_y
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 b_{ef} &\leftarrow \min \left[1.92 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[1 - c_a \cdot \frac{\sqrt{\frac{E}{\sigma}}}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)} \right], h_w \right] \\
 I_y &\leftarrow \left[\frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + \left(2 \cdot t_f \cdot \frac{b_{ef}^3}{12} \right) \right] \\
 W_{ef} &\leftarrow \frac{I_y}{\left(\frac{b_{ef}}{2} \right)} \\
 M_r &\leftarrow (f_y) \cdot W_{ef} \\
 M_{cr} &\leftarrow \frac{W_{ef}^2 \cdot f_y}{W_y} \\
 \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} &\text{ if } \lambda \leq \lambda_p \\
 \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{a1}} &\text{ if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\
 \text{"Escolher outro perfil"} &\text{ if } \lambda > \lambda_r
 \end{aligned}$$

$$M_{FLAy} = 1.255 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{miny} := 1.5 \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 1.256 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{Rdy} := \min(M_{FLAy}, M_{FLMy}, M_{miny}) = 1.255 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.3 - Determinação da força axial resistente de compressão (Item 5.3.2; NBR 8800, 2008):

3.1.3.1 - Determinação do fator de redução total à flambagem local (ANEXO F; NBR 8800, 2008)

Elementos AA:

$$Q_a := \left| \begin{array}{l} \lambda_{AA} \leftarrow \frac{h_w}{t_w} \\ \lambda_{AAlim} \leftarrow 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ c_a \leftarrow 0.34 \\ \sigma \leftarrow f_y \\ b_{ef} \leftarrow \min \left[1.92 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[1 - c_a \cdot \frac{\sqrt{\frac{E}{\sigma}}}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)} \right], h_w \right] \\ A_{ef} \leftarrow A - (h_w - b_{ef}) \cdot t_w \\ 1 \text{ if } \lambda_{AA} \leq \lambda_{AAlim} \\ \frac{A_{ef}}{A} \text{ if } \lambda_{AA} > \lambda_{AAlim} \end{array} \right|$$

$$Q_a = 1$$

Elementos AL:

$$Q_s := \left| \begin{array}{l} \lambda_{AL} \leftarrow \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \\ k_c \leftarrow \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \\ \lambda_{ALlim} \leftarrow 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{f_y}{k_c} \right)}} \\ 1 \text{ if } \lambda_{AL} \leq \lambda_{ALlim} \\ \left(1.415 - 0.65 \cdot b_f \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E \cdot k_c}} \right) \text{ if } \lambda_{ALlim} < \lambda_{AL} \leq 1.17 \cdot \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{f_y}{k_c} \right)}} \end{array} \right|$$

$$\left| \begin{array}{l} 0.90 \cdot \frac{E \cdot k_c}{f_y \cdot \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \text{ if } \lambda_{AL} > 1.17 \cdot \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{f_y}{k_c} \right)}} \end{array} \right.$$

$$Q_s = 1$$

$$Q := Q_a \cdot Q_s = 1$$

3.1.3 - Determinação da força axial de flambagem (ANEXO E; NBR 8800, 2008):

$$N_{ex} := \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 1.083 \times 10^6 \text{ kN}$$

$$N_{ey} := \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 1.756 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$x_o := 0 \text{ cm} \quad y_o := 0 \text{ cm}$$

$$r_o := \sqrt{(i_x)^2 + (i_y)^2 + (x_o)^2 + (y_o)^2} = 27.006 \text{ cm}$$

$$C_w := I_y \cdot \frac{(d - t_f)^2}{4}$$

$$N_{ez} := \frac{\left[G \cdot J + \pi^2 \cdot E \cdot \frac{C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} \right]}{(r_o)^2} = 2.2 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 1.756 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 := \sqrt{Q \cdot A \cdot \frac{f_y}{N_e}}$$

$$\chi := \left| \begin{array}{l} 0.658 \lambda_0^2 \text{ if } \lambda_0 \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_0^2} \text{ otherwise} \end{array} \right.$$

$$\chi = 0.958$$

$$N_{cRd} := \chi \cdot A \cdot Q \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 1.577 \times 10^4$$

VERIFICAÇÃO DA FLEXOCOMPRESSÃO (Item 5.5.1.2; NBR 8800, 2008):

$$ver1 := \frac{N_{Sd}}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} \right) = 0.959$$

$$ver2 := \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} \right) = 0.501$$

$$FlexoCompressão := \begin{cases} \frac{N_{Sd}}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} \right) \leq 1 & \text{if } \frac{N_{Sd}}{N_{cRd}} \geq 0.2 \\ \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} \right) \leq 1 & \text{if } \frac{N_{Sd}}{N_{cRd}} < 0.2 \end{cases} = 1$$

3.2 - CISALHAMETO (Item 5.4.3; NBR 8800, 2008)

3.2.1 - Determinação do esforço cortante resistente de cálculo (Item 5.4.3.1.1; NBR 8800, 2008)

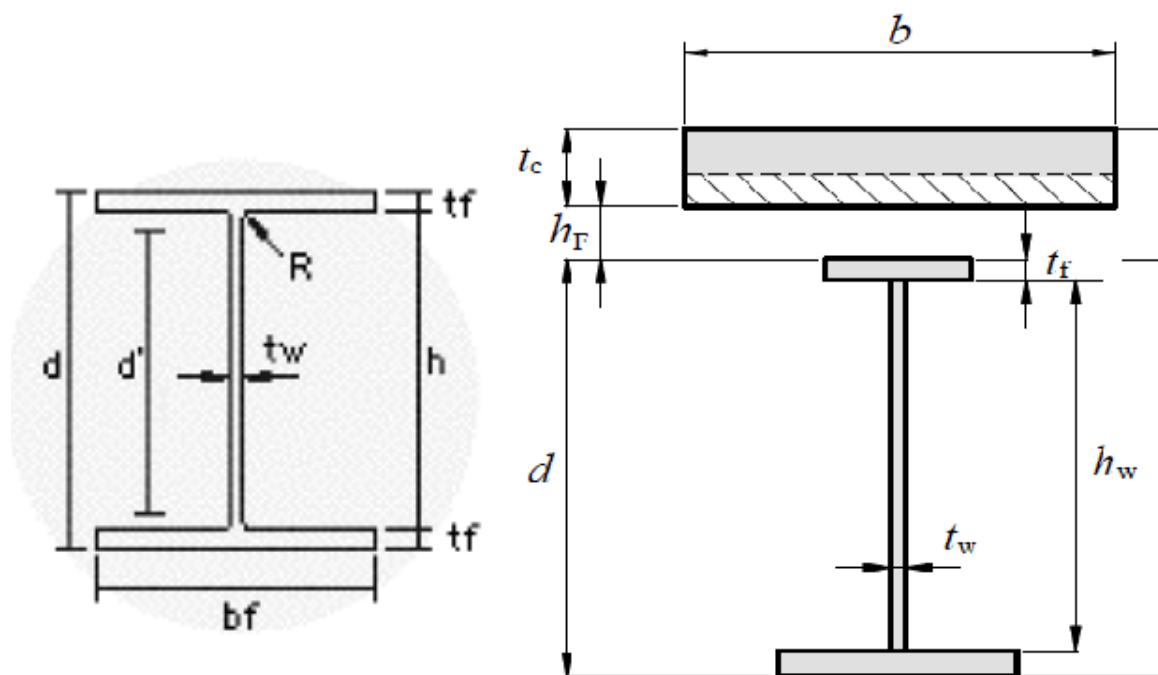
$$V_{Rd} := \begin{cases} k_v \leftarrow 5 \\ \lambda \leftarrow \frac{h_w}{t_w} \\ \lambda_p \leftarrow 1.1 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}} \\ \lambda_r \leftarrow 1.37 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}} \\ A_w \leftarrow d \cdot t_w \\ V_{pl} \leftarrow 0.6 \cdot A_w \cdot f_y \\ \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \lambda_p \cdot \frac{V_{pl}}{\lambda \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

APÊNDICE B – VERIFICAÇÃO DAS VIGAS MISTAS (MOMENTO POSITIVO)

VERIFICAÇÃO DA VIGA MISTA - VP16

1 - DADOS

1.1 Dados geométricos



Perfil - W 460x60

$$pp := 60 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) \quad h := 45.5 \text{ (cm)} \quad A_{\text{ww}} := 76.2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$t_w := 0.8 \text{ (cm)} \quad h_w := 42.8 \text{ (cm)} \quad b_{fs} := 15.3 \text{ (cm)} \quad t_{fs} := 1.33 \text{ (cm)}$$

$$I_x := 25652 \text{ (cm}^4\text{)} \quad W_x := 11127.6 \text{ (cm}^3\text{)} \quad i_x := 18.35 \text{ (cm)} \quad Z_x := 1292.1 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$I_y := 796 \text{ (cm}^4\text{)} \quad W_y := 104.1 \text{ (cm}^3\text{)} \quad i_y := 3.23 \text{ (cm)} \quad Z_y := 163.4 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J_{\text{ww}} := 34.6 \text{ (cm}^4\text{)} \quad d := 45.5 \text{ (cm)} \quad d_1 := \frac{d}{2} = 22.75 \text{ (cm)}$$

$$b_{fi} := 15.3 \text{ (cm)} \quad t_{fi} := 1.33 \text{ (cm)} \quad A_f := b_{fs} \cdot t_{fs} = 20.349 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Comprimentos de flambagem e seus coeficientes (ANEXO E; NBR 8000, 2008):

$$\begin{array}{lll} L_x := 761 \text{ cm} & L_y := 761 \text{ cm} & L_z := 761 \text{ cm} \\ K_x := 1 & K_y := 1 & K_z := 1 \end{array}$$

Laje de concreto

$$t_c := 7.5 \text{ cm} \quad h_f := 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Tipov} := 1 \quad \begin{array}{l} \text{Viga interna} = 1 \\ \text{Viga externa} = 0 \end{array}$$

$$e_{1\text{esq}} := 215 \text{ cm} \quad \text{Distância entre centros com relação a viga adjacente esquerda}$$

$$e_{1\text{dir}} := 215 \text{ cm} \quad \text{Distância entre centros com relação a viga adjacente direita}$$

$$e_1 := 0 \text{ cm} \quad \text{Distância entre centros com relação a viga adjacente}$$

$$e_2 := 0 \text{ cm} \quad \text{Distância entre centro da viga à bora da laje em balanço}$$

$$b := \begin{cases} \min\left(\frac{L_x}{8}, \frac{e_{1\text{esq}}}{2}\right) + \min\left(\frac{L_x}{8}, \frac{e_{1\text{dir}}}{2}\right) & \text{if Tipov} = 1 \\ \min\left(\frac{L_x}{8}, e_2\right) + \min\left(\frac{L_x}{8}, \frac{e_1}{2}\right) & \text{if Tipov} = 0 \end{cases} = 190.25 \text{ cm}$$

$$A_c := b \cdot t_c$$

$$I_{cx} := b \cdot \frac{t_c^3}{12} + b \cdot \left[t_c \cdot \left(h_f + \frac{t_c}{2} \right) \right]^2$$

$$I_{cy} := t_c \cdot \frac{b^3}{12}$$

1.2 Dados físicos e coeficientes de ponderação

1.2.1 PERFIL DE AÇO

$$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad G := 7700 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{a1} := 1.1 \quad \gamma_g := 1.4$$

1.2.2 CONCRETO

$$f_{ck} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c := 1.4 \quad \alpha_c := 0.85 \quad \alpha_E := 1 \quad \alpha_i := 0.8 + 0.2 \cdot \frac{f_{ck} \cdot 10}{80} = 0.875$$

$$E_{ci} := \alpha_E \cdot 5600 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot 10}}{10} = 3.067 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{cs} := \alpha_i \cdot E_{ci} = 2.684 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

1.2.3 AÇO DAS ARMADURAS

$$f_{yk} := 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_s := 1.15$$

1.2.4 AÇO DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO

$$f_{ucs} := 41.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{cs} := 1.25$$

2 - ESFORÇOS SOLICITANTES

$$M_{Sdxc} := 28750 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{Sdx} := 86434 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{Sdy} := 240 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$V_{Sd} := 295 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} := 9.4 \text{ kN}$$

3 - CONECTORES DE CISALHAMENTO (ITEM 0.4.1 2; NBR 8000, 2008)

Situação em que $b_f/h_f > 1,5$ e 50% da largura da mesa superior está em contato direto com o concreto e para nervuras longitudinais

Tipo := 0 Steel deck longitudinal à viga = 0
 Laje maciça = 0
 Steel deck transversal à viga = 1

$\varphi_{cs} := 1.9 \text{ cm}$ $N_{cpn} := 1$ Número de conectores por nervura

$$\alpha_{\min} := \max \left[1 - E \cdot \frac{\left(0.75 - 0.03 \cdot \frac{L_x}{100} \right)}{578 \cdot f_y}, 0.4 \right] = 0.477$$

$\alpha := 1$ Grau de interação de 0 a 1

2.1 Resistência de cálculo de um Stud bolt

$$\begin{aligned}
 Q_{Rd} := & \left| \begin{array}{l} A_{cs} \leftarrow \pi \cdot \frac{\varphi_{cs}^2}{4} \\ R_g \leftarrow \begin{cases} 1 & \text{if } N_{cpn} = 1 \\ 0.85 & \text{if } N_{cpn} = 2 \\ 0.70 & \text{if } N_{cpn} \geq 3 \\ 1 & \text{if Tipo} = 0 \end{cases} \\ R_{p1} \leftarrow \begin{cases} 0.75 \\ 1 & \text{if Tipo} = 0 \end{cases} \\ R_{p2} \leftarrow \begin{cases} 0 & \text{if } N_{cpn} = 1 \\ 0.6 & \text{if } N_{cpn} \geq 2 \end{cases} \\ Q_{Rd} \leftarrow \min \left(A_{cs} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}}}{2 \cdot \gamma_{cs}}, R_g \cdot R_{p1} \cdot A_{cs} \cdot \frac{f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \right) \dots & \text{if } N_{cpn} \leq 1 \\ + \min \left(A_{cs} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}}}{2 \cdot \gamma_{cs}}, R_g \cdot R_{p2} \cdot A_{cs} \cdot \frac{f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \right) \\ Q_{Rd} \leftarrow (N_{cpn} - 1) \min \left(A_{cs} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}}}{2 \cdot \gamma_{cs}}, R_g \cdot R_{p1} \cdot A_{cs} \cdot \frac{f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \right) \dots & \text{if } N_{cpn} \geq 2 \\ + \min \left(A_{cs} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}}}{2 \cdot \gamma_{cs}}, R_g \cdot R_{p2} \cdot A_{cs} \cdot \frac{f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \right) \end{array} \right. \\
 F_{hd} := \min \left(\alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot t_c, A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \right) = 2.39 \times 10^3 \quad \text{kN} \\
 n := \text{ceil} \left(\alpha \cdot \frac{F_{hd}}{Q_{Rd}} \right) = 26
 \end{aligned}$$

4. VERIFICAÇÃO ETAPA DE CONSTRUÇÃO

4.1 DETERMINAÇÃO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO DO PERFIL DE AÇO ISOLADO (ANEXO G; NBR 8800, 2008)

FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA - FLA

$$M_{FLAc} := \left| \begin{array}{l} \lambda \leftarrow \frac{h_w}{t_w} \\ \lambda_p \leftarrow 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \lambda_r \leftarrow 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ M_{pl} \leftarrow Z_x \cdot f_y \\ M_r \leftarrow (f_y) \cdot W_x \\ \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Escolher outro perfil"} \quad \text{if } \lambda > \lambda_r \end{array} \right.$$

$$M_{FLAc} = 4.052 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

FLAMBAGEM LOCAL DA MESA - FLM

$$M_{FLMc} := \left| \begin{array}{l} \lambda \leftarrow \frac{b_{fs}}{2 \cdot t_{fs}} \\ \lambda_p \leftarrow 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \sigma_r \leftarrow 0.3 \cdot f_y \\ \lambda_r \leftarrow 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \\ M_{pl} \leftarrow Z_x \cdot f_y \\ M_r \leftarrow (f_y - \sigma_r) \cdot W_x \\ M_{cr} \leftarrow 0.69 \cdot E \cdot \frac{W_x}{\lambda^2} \\ \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda \leq \lambda_p \end{array} \right.$$

$$\left| \begin{array}{l} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{al}} \quad \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}} \quad \text{if } \lambda > \lambda_r \end{array} \right|$$

$$M_{FLMc} = 4.052 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

FLAMBAGEM LATERAL À TORÇÃO - FLT

$L_b := 50 \text{ cm}$ Comprimento destravado

$$M_{FLTc} := \left| \begin{array}{l} \lambda \leftarrow \frac{L_b}{i_y} \\ \lambda_p \leftarrow 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \sigma_r \leftarrow 0.3 \cdot f_y \\ \beta_1 \leftarrow (f_y - \sigma_r) \cdot \frac{W_x}{E \cdot J} \\ C_w \leftarrow I_y \cdot \frac{(d - t_{fs})^2}{4} \\ C_b \leftarrow 1.14 \\ \lambda_Y \leftarrow 1.38 \cdot \frac{\sqrt{I_y \cdot J}}{i_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 27 \cdot C_w \cdot \frac{(\beta_1)^2}{I_y}}} \\ M_{pl} \leftarrow Z_x \cdot f_y \\ M_{cr} \leftarrow C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y \cdot \sqrt{C_w \cdot \frac{\left(1 + 0.039 \cdot J \cdot \frac{L_b \cdot L_b}{C_w}\right)}{I_y}} \\ M_r \leftarrow (f_y - \sigma_r) \cdot W_x \\ \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}} \quad \text{if } \lambda \leq \lambda_p \end{array} \right|$$

$$\begin{cases} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

$$M_{FLTc} = 4.052 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{minc} := 1.5 \cdot W_x \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 5.235 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{Rdxc} := \min(M_{FLAc}, M_{FLMc}, M_{FLTc}, M_{minc}) = 4.052 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

VERIFICAÇÃO :

$$M_{Rdxc} \geq M_{Sdxc} = 1$$

$$\frac{M_{Sdxc}}{M_{Rdxc}} = 0.709$$

5. VERIFICAÇÃO ETAPA FINAL

5.1 DETERMINAÇÃO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO DA VIGA MISTA (ITEM O.2.3; NBR 8800, 2008)

$$M_{Rdx} := \begin{cases} \text{if } \frac{h_w}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \wedge \alpha \geq 1 \wedge \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot t_c \geq A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \\ \quad \left| \begin{array}{l} T_{ad} \leftarrow A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \\ a \leftarrow \frac{T_{ad}}{0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b} \\ M_{Rd} \leftarrow T_{ad} \cdot \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) \end{array} \right. \\ \text{if } \frac{h_w}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \wedge \alpha \geq 1 \wedge A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \geq \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot t_c \\ \quad \left| \begin{array}{l} C_{cd} \leftarrow \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot t_c \\ C_{ad} \leftarrow \frac{1}{2} \cdot \left(A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} - C_{cd} \right) \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
& T_{ad} \leftarrow C_{cd} + C_{ad} \\
& y_p \leftarrow \begin{cases} \frac{C_{ad}}{b_{fs} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}}} & \text{if } C_{ad} \leq (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \\ t_{fs} + h_w \cdot \frac{\left[C_{ad} - b_{fs} \cdot t_{fs} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \right]}{\left(h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \right)} & \text{if } C_{ad} > (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \end{cases} \\
& y_c \leftarrow \begin{cases} \frac{y_p}{2} & \text{if } C_{ad} \leq (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{\left[t_w \cdot (y_p - t_{fs}) \cdot \left[t_{fs} + \frac{(y_p - t_{fs})}{2} \right] + b_{fs} \cdot \frac{y_p^2}{2} \right]}{t_w \cdot (y_p - t_{fs}) + b_{fs} \cdot y_p} & \text{if } C_{ad} > (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \end{cases} \\
& y_t \leftarrow \begin{cases} \frac{\left[b_{fi} \cdot \frac{t_{fi}^2}{2} + t_w \cdot h_w \cdot \left(t_{fi} + \frac{h_w}{2} \right) \dots \right.}{b_{fi} \cdot t_{fi} + t_w \cdot h_w + (t_{fs} - y_p) \cdot b_{fs}} + \left. (t_{fs} - y_p) \cdot b_{fs} \cdot \left[t_{fi} + h_w + \frac{(t_{fs} - y_p)}{2} \right] \right]}{b_{fi} \cdot t_{fi} + t_w \cdot h_w + (t_{fs} - y_p) \cdot b_{fs}} & \text{if } C_{ad} \leq (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{\left[b_{fi} \cdot \frac{t_{fi}^2}{2} \dots \right.}{b_{fi} \cdot t_{fi} + t_w \cdot (h_w + t_{fs} - y_p)} + \left. t_w \cdot (h_w + t_{fs} - y_p) \cdot \left(t_{fi} \dots \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{h_w + t_{fs} - y_p}{2} \right) \right]}{b_{fi} \cdot t_{fi} + t_w \cdot (h_w + t_{fs} - y_p)} & \text{if } C_{ad} > (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \end{cases} \\
& M_{Rdx} \leftarrow C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t \right) \\
& \text{if } 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h_w}{t_w} \leq 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \wedge \alpha \geq 1 \\
& \alpha_E \leftarrow \frac{E}{E_{cs}} \\
& b_{tr} \leftarrow \frac{b}{\alpha_E} \\
& y_{ai} \leftarrow \frac{\left[b_{fi} \cdot \frac{t_{fi}^2}{2} + t_w \cdot h_w \cdot \left(t_{fi} + \frac{h_w}{2} \right) + t_{fs} \cdot b_{fs} \cdot \left(t_{fi} + h_w + \frac{t_{fs}}{2} \right) \right]}{b_{fi} \cdot t_{fi} + t_w \cdot h_w + t_{fs} \cdot b_{fs}}
\end{aligned}$$

$$y_{\text{tri}} \leftarrow \frac{\left[A \cdot y_{\text{ai}} + b_{\text{tr}} \cdot t_{\text{c}} \cdot \left(d + h_{\text{f}} + \frac{t_{\text{c}}}{2} \right) \right]}{A + b_{\text{tr}} \cdot t_{\text{c}}}$$

$$a \leftarrow \min \left[\left(d + h_{\text{f}} + t_{\text{c}} - y_{\text{tri}} \right), t_{\text{c}} \right]$$

$$I_{\text{tr}} \leftarrow I_{\text{x}} + A \cdot \left(y_{\text{tri}} - y_{\text{ai}} \right)^2 + b_{\text{tr}} \cdot \frac{a^3}{12} + b_{\text{tr}} \cdot a \cdot \left(d + h_{\text{f}} + t_{\text{c}} - \frac{a}{2} - y_{\text{tri}} \right)^2$$

$$W_{\text{tri}} \leftarrow \frac{I_{\text{tr}}}{y_{\text{tri}}}$$

$$W_{\text{trs}} \leftarrow \frac{I_{\text{tr}}}{d + h_{\text{f}} + t_{\text{c}} - y_{\text{tri}}}$$

$$M_{\text{Rdx}} \leftarrow \min \left(W_{\text{tri}} \cdot \frac{f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{a1}}}, \alpha_{\text{E}} \cdot W_{\text{trs}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}} \right)$$

$$\text{if } \frac{h_{\text{w}}}{t_{\text{w}}} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{\text{y}}}} \wedge \left(\alpha_{\text{min}} \leq \alpha < 1 \right) \wedge \alpha_{\text{c}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}} \cdot b \cdot t_{\text{c}} \geq A \cdot \frac{f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{a1}}}$$

$$F_{\text{hd}} \leftarrow \min \left[\alpha_{\text{c}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}} \cdot (b \cdot t_{\text{c}}), A \cdot \frac{f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{a1}}} \right]$$

$$C_{\text{cd}} \leftarrow \alpha \cdot F_{\text{hd}}$$

$$a \leftarrow \frac{C_{\text{cd}}}{\alpha_{\text{c}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}} \cdot b}$$

$$C_{\text{ad}} \leftarrow \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{A \cdot f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{a1}}} - C_{\text{cd}} \right)$$

$$y_{\text{p}} \leftarrow \frac{C_{\text{ad}}}{b_{\text{fs}} \cdot \frac{f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{a1}}}} \quad \text{if } C_{\text{ad}} \leq (b_{\text{fs}} \cdot t_{\text{fs}}) \cdot \frac{f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{a1}}}$$

$$t_{\text{fs}} + h_{\text{w}} \cdot \left[\frac{\left(C_{\text{ad}} - b_{\text{fs}} \cdot t_{\text{fs}} \cdot \frac{f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{a1}}} \right)}{\left(h_{\text{w}} \cdot t_{\text{w}} \cdot \frac{f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{a1}}} \right)} \right] \quad \text{if } C_{\text{ad}} > (b_{\text{fs}} \cdot t_{\text{fs}}) \cdot \frac{f_{\text{y}}}{\gamma_{\text{a1}}}$$

$$y_t \leftarrow \begin{cases} \frac{\left[b_{fi} \cdot \frac{t_{fi}^2}{2} + t_w \cdot h_w \cdot \left(t_{fi} + \frac{h_w}{2} \right) \dots \right. \\ \left. + (t_{fs} - y_p) \cdot b_{fs} \cdot \left[t_{fi} + h_w + \frac{(t_{fs} - y_p)}{2} \right] \right]}{b_{fi} \cdot t_{fi} + t_w \cdot h_w + (t_{fs} - y_p) \cdot b_{fs}} & \text{if } C_{ad} \leq (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{\left[b_{fi} \cdot \frac{t_{fi}^2}{2} \dots \right. \\ \left. + t_w \cdot (h_w + t_{fs} - y_p) \cdot \left(t_{fi} \dots \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{h_w + t_{fs} - y_p}{2} \right) \right]}{b_{fi} \cdot t_{fi} + t_w \cdot (h_w + t_{fs} - y_p)} & \text{if } C_{ad} > (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \end{cases}$$

$$y_c \leftarrow \begin{cases} \frac{y_p}{2} & \text{if } C_{ad} \leq (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{\left[t_w \cdot (y_p - t_{fs}) \cdot \left[t_{fs} + \frac{(y_p - t_{fs})}{2} \right] + b_{fs} \cdot \frac{y_p^2}{2} \right]}{t_w \cdot (y_p - t_{fs}) + b_{fs} \cdot y_p} & \text{if } C_{ad} > (b_{fs} \cdot t_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \end{cases}$$

$$M_{Rdx} \leftarrow C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right)$$

$$\text{if } 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h_w}{t_w} \leq 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \wedge (\alpha_{\min} \leq \alpha < 1)$$

$$\alpha_E \leftarrow \frac{E}{E_{cs}}$$

$$b_{tr} \leftarrow \frac{b}{\alpha_E}$$

$$y_{ai} \leftarrow \frac{\left[b_{fi} \cdot \frac{t_{fi}^2}{2} + t_w \cdot h_w \cdot \left(t_{fi} + \frac{h_w}{2} \right) + t_{fs} \cdot b_{fs} \cdot \left(t_{fi} + h_w + \frac{t_{fs}}{2} \right) \right]}{b_{fi} \cdot t_{fi} + t_w \cdot h_w + t_{fs} \cdot b_{fs}}$$

$$y_{tri} \leftarrow \frac{\left[A \cdot y_{ai} + b_{tr} \cdot t_c \cdot \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right) \right]}{A + b_{tr} \cdot t_c}$$

$$a \leftarrow \min \left[\left(d + h_f + t_c - y_{tri} \right), t_c \right]$$

$$I_{tr} \leftarrow I_x + A \cdot (y_{tri} - y_{ai})^2 + b_{tr} \cdot \frac{a^3}{12} + b_{tr} \cdot a \cdot \left(d + h_f + t_c - \frac{a}{2} - y_{tri} \right)^2$$

$$\begin{aligned}
 W_{tri} &\leftarrow \frac{I_{tr}}{y_{tri}} \\
 W_{trs} &\leftarrow \frac{I_{tr}}{d + h_f + t_c - y_{tri}} \\
 W_{ai} &\leftarrow \frac{I_x}{y_{ai}} \\
 W_{efi} &\leftarrow W_{ai} + \sqrt{\alpha} \cdot (W_{tri} - W_{ai}) \\
 M_{Rdx} &\leftarrow \min \left(W_{efi} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}}, \alpha_E \cdot W_{trs} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)
 \end{aligned}$$

5.2 DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETO EM TORNO DO EIXO Y (ANEXO G; NBR 8800, 2008)

$$\begin{aligned}
 M_{FLMy} := & \begin{aligned}
 &\lambda \leftarrow \frac{b_{fs}}{2 \cdot t_{fs}} \\
 &\lambda_p \leftarrow 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &\sigma_r \leftarrow 0.3 \cdot f_y \\
 &\lambda_r \leftarrow 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \\
 &M_{pl} \leftarrow Z_y \cdot f_y \\
 &M_r \leftarrow (f_y - \sigma_r) \cdot W_y \\
 &M_{cr} \leftarrow 0.69 \cdot E \cdot \frac{W_y}{\lambda^2} \\
 &\frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\
 &\left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\
 &\frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda > \lambda_r
 \end{aligned}
 \end{aligned}$$

$$(M_{FLMy}) = 5.125 \times 10^3 \text{ (kN}\cdot\text{cm)}$$

$$\begin{aligned}
 M_{FLAy} := & \left[\begin{array}{l}
 \lambda \leftarrow \frac{h_w}{t_w} \\
 \lambda_p \leftarrow 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 \lambda_r \leftarrow 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 M_{pl} \leftarrow Z_y \cdot f_y \\
 c_a \leftarrow 0.34 \\
 \sigma \leftarrow f_y \\
 b_{ef} \leftarrow \min \left[1.92 \cdot t_{fs} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[1 - c_a \cdot \frac{\sqrt{\frac{E}{\sigma}}}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)} \right], h_w \right] \\
 I_y \leftarrow \left[\frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + \left(2 \cdot t_{fs} \cdot \frac{b_{ef}^3}{12} \right) \right] \\
 W_{ef} \leftarrow \frac{I_y}{\left(\frac{b_{ef}}{2} \right)} \\
 M_r \leftarrow (f_y) \cdot W_{ef} \\
 M_{cr} \leftarrow \frac{W_{ef}^2 \cdot f_y}{W_y} \\
 \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\
 \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{a1}} \quad \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\
 \text{"Escolher outro perfil"} \quad \text{if } \lambda > \lambda_r
 \end{array} \right]
 \end{aligned}$$

$$(M_{FLAy}) = 2.311 \times 10^4 \text{ (kN}\cdot\text{cm)}$$

$$\left(M_{\min y} := 1.5 \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 4.897 \times 10^3 \right) \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

$$\left(M_{Rdy} := \min(M_{FLAy}, M_{FLMy}, M_{\min y}) = 4.897 \times 10^3 \right) \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

5.3 DETERMINAÇÃO DA FORÇA AXIAL RESISTENTE DE CÁLCULO, UTILIZANDO AS FORMULAÇÕES DE PILARES MISTOS (ANEXO P; NBR 8800, 2008).

$$N_{pIRd} := \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \cdot A + \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c = 4.989 \times 10^3$$

$$E_{cred} := 0.4 \cdot E_{cs} = 1.074 \times 10^3$$

$$EI_{ye} := E \cdot I_y + 0.6 \cdot E_{cred} \cdot I_{cy} = 2.788 \times 10^9$$

$$EI_{xe} := E \cdot I_x + 0.6 \cdot E_{cred} \cdot I_{cx} = 1.39 \times 10^9$$

5.3.1 Cálculo do N_e (ANEXO E; NBR 8800, 2008)

$$N_{ex} := \pi^2 \cdot \frac{EI_{xe}}{(K_x \cdot L_x)^2} = 2.368 \times 10^4 \text{ (kN)}$$

$$N_{ey} := \pi^2 \cdot \frac{EI_{ye}}{(K_y \cdot L_y)^2} = 4.752 \times 10^4 \text{ (kN)}$$

$$C_w := I_{cy} \cdot \frac{(d - t_{fs})^2}{4} = 2.099 \times 10^9 \text{ cm}^6$$

$$r_o := \sqrt{i_x^2 + i_y^2} = 18.632 \text{ cm}$$

$$N_{ez} := \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 2.062 \times 10^6 \text{ (kN)}$$

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 2.368 \times 10^4 \text{ (kN)}$$

$$\lambda_{0m} := \sqrt{\frac{N_{pIRd}}{N_e}} = 0.318$$

$$\chi := \begin{cases} 0.658^{\lambda_{0m}^2} & \text{if } \lambda_{0m} \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_{0m}^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$(\chi) = 0.916$$

$$N_{cRd} := \chi \cdot N_{plRd} = 4.568 \times 10^3 \text{ (kN)}$$

5.4 VERIFICAÇÃO FLEXOCOMPRESSÃO (Item 5.5.1.1; NBR 8800, 2008)

$$\text{FlexoCompressão} := \begin{cases} \frac{N_{Sd}}{N_{cRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} \right) + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} \right) \leq 1 & \text{if } \frac{N_{Sd}}{N_{cRd}} \geq 0.2 \\ \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} \right) + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} \right) \leq 1 & \text{if } \frac{N_{Sd}}{N_{cRd}} < 0.2 \end{cases} = 1$$

6. VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO (ITEM 5.4.3; NBR 8800, ABNT 2008)

$$V_{Rd} := \begin{cases} k_v \leftarrow 5 \\ \lambda \leftarrow \frac{h_w}{t_w} \\ \lambda_p \leftarrow 1.1 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}} \\ \lambda_r \leftarrow 1.37 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}} \\ A_w \leftarrow d \cdot t_w \\ V_{pl} \leftarrow 0.6 \cdot A_w \cdot f_y \\ \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \lambda_p \cdot \frac{V_{pl}}{\lambda \cdot \gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

$$V_{Rd} = 1.113 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\text{Cisalhamento} := V_{Sd} \leq V_{Rd} = 1 \quad \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = 0.265$$

7. VERIFICAÇÃO DO ESTADOS-LIMITE DE SERVIÇO

$$M_{GaSk} := 20540 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{LSk} := 61740 \quad \text{kN}\cdot\text{cm}$$

$$\left(\alpha_E := \frac{E}{E_{cs}} = 7.452 \right) \quad b_{tr} := \frac{b}{\alpha_E} = 25.53 \text{ cm}$$

$$\left(y_{tri} := \frac{A \cdot \left(\frac{h}{2} \right) + b_{tr} \cdot t_c \cdot \left(h + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A + b_{tr} \cdot t_c} = 47.071 \right) \text{ cm}$$

$$(a := \min(h + h_f + t_c - y_{tri}, t_c) = 7.5 \text{ cm})$$

$$(A_{ctr} := a \cdot b_{tr} = 191.475 \text{ cm}^2)$$

$$\left(I_{tr} := I_x + A \cdot \left(y_{tri} - \frac{h}{2} \right)^2 + b_{tr} \cdot \frac{a^3}{12} + A_{ctr} \cdot \left(d + h_f + t_c - \frac{a}{2} - y_{tri} \right)^2 = 8.956 \times 10^4 \right) \text{ cm}^4$$

$$\left(W_{tri} := \frac{I_{tr}}{y_{tri}} = 1.903 \times 10^3 \right) \text{ cm}^3$$

$$\left(W_{efi} := W_x + \sqrt{\alpha} \cdot (W_{tri} - W_x) = 1.903 \times 10^3 \right) \text{ cm}^3$$

Verificação construção não escorada:

$$veri := \frac{M_{GaSk}}{W_x} + \frac{M_{LSk}}{W_{efi}} \leq f_y = 1$$

$$\alpha_E := \frac{3E}{E_{cs}} = 22.356 \quad b_{trld} := \frac{b}{\alpha_E} = 8.51 \text{ cm}$$

$$y_{trld} := \frac{A \cdot \left(\frac{h}{2} \right) + b_{trld} \cdot t_c \cdot \left(h + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A + b_{trld} \cdot t_c} = 38.248 \text{ cm}$$

$$a_{ld} := \min(h + h_f + t_c - y_{trld}, t_c) = 7.5 \text{ cm}$$

$$A_{ctrld} := a_{ld} \cdot b_{trld} = 63.825 \text{ cm}^2$$

$$I_{trld} := I_x + A \cdot \left(y_{trld} - \frac{h}{2} \right)^2 + b_{trld} \cdot \frac{a_{ld}^3}{12} + A_{ctrld} \cdot \left(h + h_f + t_c - \frac{a_{ld}}{2} - y_{trld} \right)^2 = 6.61 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{efld} := I_x + \sqrt{\alpha} \cdot (I_{trld} - I_x) = 6.61 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} := I_x + \sqrt{\alpha} \cdot (I_{tr} - I_x) = 8.956 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

Flechas obtidas no SAP 2000:

$$\delta_{ppa} := 1.67 \text{ cm} \quad \delta_{pld} := 0.84 \text{ cm} \quad \delta_{vld} := 0.39 \text{ cm} \quad \delta_{vcd} := 0.53 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha na etapa final: } \delta_{\text{pld}} + \delta_{\text{vcd}} + \delta_{\text{vld}} = 1.76 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{max}} := \delta_{\text{ppa}} + \delta_{\text{pld}} + \delta_{\text{vcd}} + \delta_{\text{vld}} = 3.43 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{lim}} := \frac{L_x}{350} = 2.174 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{cmin}} := \min(\delta_{\text{max}} - \delta_{\text{lim}}, \delta_{\text{ppa}} + \delta_{\text{pld}}) = 1.256 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{adotada}} := 2 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} := \delta_{\text{max}} - \delta_{\text{adotada}} = 1.43 \text{ cm}$$

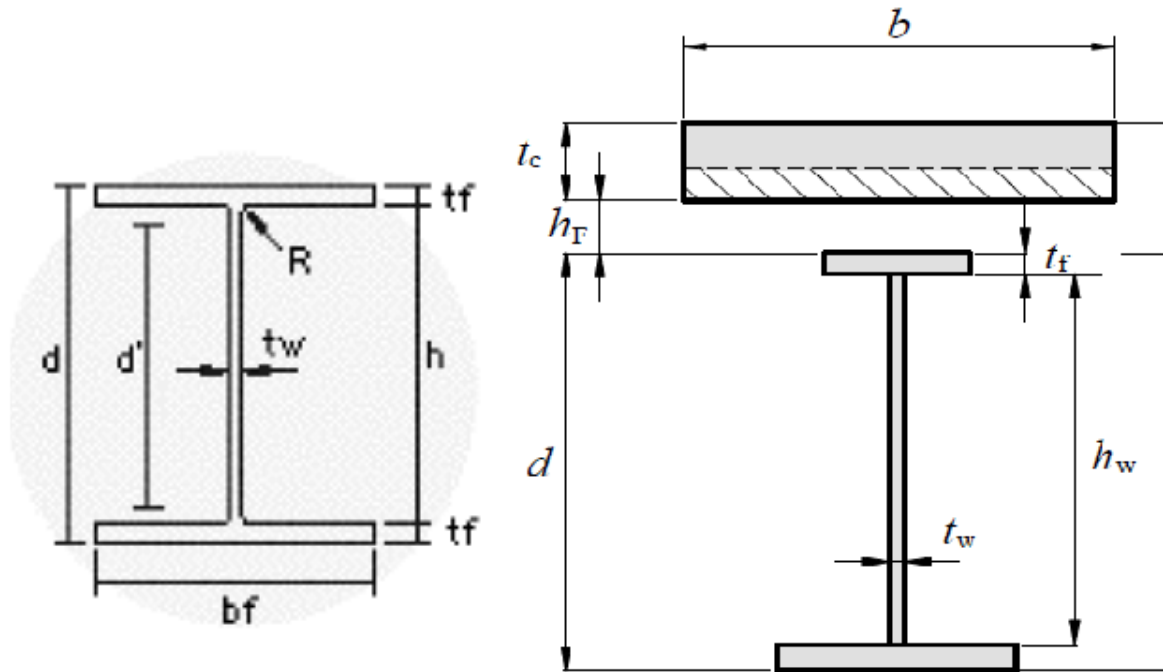
$$\frac{\delta_{\text{total}}}{\delta_{\text{lim}}} = 0.658$$

APÊNDICE C – CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE PARA VIGAS SUBMETIDAS A MOMENTO FLETOR NEGATIVO

VERIFICAÇÃO DA VIGA MISTA - VP8

1 - DADOS

1.1 Dados geométricos



Perfil - W 610x101

$$pp := 53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad h := 60.3 \text{ cm} \quad A := 222.8 \text{ cm}^2$$

$$t_w := 1.05 \text{ cm} \quad h_w := 57.3 \text{ cm} \quad b_{fs} := 22.8 \text{ cm} \quad t_{fs} := 1.49 \text{ cm}$$

$$I_x := 77003 \text{ cm}^4 \quad W_x := 2554 \text{ cm}^3 \quad i_x := 24.31 \text{ cm} \quad Z_x := 2922.7 \text{ cm}^3$$

$$I_y := 2951 \text{ cm}^4 \quad W_y := 258.8 \text{ cm}^3 \quad i_y := 4.76 \text{ cm} \quad Z_y := 405 \text{ cm}^3$$

$$J := 81.88 \text{ cm}^4 \quad d := 60.3 \text{ cm} \quad A_{fs} := b_{fs} \cdot t_{fs} = 33.972 \text{ cm}^2$$

$$b_{fi} := 22.8 \text{ cm} \quad t_{fi} := 1.49 \text{ cm} \quad A_{fi} := b_{fi} \cdot t_{fi} = 33.972 \text{ cm}^2$$

$$A_w := h_w \cdot t_w = 60.165 \text{ cm}^2 \quad d_1 := \frac{d}{2} = 30.15 \text{ cm}$$

Comprimentos de flambagem e seus coeficientes (ANEXO E; NBR 8000, 2008):

$$L_x := 820 \text{ cm} \quad L_y := 820 \text{ cm} \quad L_z := 820 \text{ cm}$$

$$K_x := 1 \quad K_y := 1 \quad K_z := 1$$

Laje de concreto:

$$t_c := 6.5 \text{ cm} \quad h_f := 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Tipov} := 1 \quad \begin{array}{l} \text{Viga interna} = 1 \\ \text{Viga externa} = 0 \end{array}$$

$$e_{1\text{esq}} := 305 \text{ cm} \quad \text{Distância entre centros com relação a viga adjacente esquerda}$$

$$e_{1\text{dir}} := 366 \text{ cm} \quad \text{Distância entre centros com relação a viga adjacente direita}$$

$$e_1 := 0 \text{ cm} \quad \text{Distância entre centros com relação a viga adjacente}$$

$$e_2 := 0 \text{ cm} \quad \text{Distância entre centro da viga à bora da laje em balanço}$$

$$b := \begin{cases} \min\left(\frac{L_x}{8}, \frac{e_{1\text{esq}}}{2}\right) + \min\left(\frac{L_x}{8}, \frac{e_{1\text{dir}}}{2}\right) & \text{if Tipov} = 1 \\ \min\left(\frac{L_x}{8}, e_2\right) + \min\left(\frac{L_x}{8}, \frac{e_1}{2}\right) & \text{if Tipov} = 0 \end{cases}$$

$$A_c := b \cdot t_c = 1.333 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$I_{cx} := b \cdot \frac{t_c^3}{12} + b \cdot \left[t_c \cdot \left(h_f + \frac{t_c}{2} \right) \right]^2 = 1.006 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} := t_c \cdot \frac{b^3}{12} = 4.667 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Armadura da viga mista:

$$N_{\text{barra}} := 5 \quad \varphi_s := 1.25 \text{ cm} \quad A_{sl} := N_{\text{barra}} \cdot \pi \cdot \frac{\varphi_s^2}{4} = 6.136 \text{ cm}^2$$

1.2 Dados físicos e coeficientes de ponderação**1.2.1 Perfil de aço**

$$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad G := 7700 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{a1} := 1.1 \quad \gamma_g := 1.4$$

1.2.2 Concreto das lajes

$$f_{ck} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c := 1.4 \quad \alpha_c := 0.85 \quad \alpha_E := 1 \quad \alpha_i := 0.8 + 0.2 \cdot \frac{f_{ck} \cdot 10}{80} = 0.875$$

$$E_{ci} := \alpha_E \cdot 5600 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot 10}}{10} = 3.067 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{cs} := \alpha_i \cdot E_{ci} = 2.684 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

1.2.3 Aço das armaduras

$$f_{yk} := 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_s := 1.15$$

1.2.4 Aço do Stud Bolt

$$f_{ucs} := 41.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{cs} := 1.25$$

2 - ESFORÇOS SOLICITANTES

$$M_{Sdxc} := 28200 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{Sdx} := 100500 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{Sdy} := 580 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$V_{Sd} := 274 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} := 40 \text{ kN}$$

3. DETERMINAÇÃO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO DA VIGA MISTA (ITEM O.2.3; NBR 8800, 2008)

$$\text{cobrimento} := 3 \text{ cm}$$

$$y := h_f + (t_c - \text{cobrimento}) = 11$$

$$M_{Rdx} := \left| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_w}{t_w} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \wedge \alpha \geq 1 \\ \left| \begin{array}{l} \text{if } (A - A_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \geq (A_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} + A_{sl} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \\ \left| \begin{array}{l} x \leftarrow \frac{\gamma_{a1}}{2 \cdot t_w \cdot f_y} \left[A_{sl} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \cdot (A_{fs} + A_w - A_{fi}) \right] \\ T_{af} \leftarrow A_{fs} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

		$T_{aw} \leftarrow t_w \cdot (h_w - x) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$
		$C_{aw} \leftarrow t_w \cdot x \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$
		$C_{af} \leftarrow A_{fi} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$
		$M_{Rdx} \leftarrow \left[\left(y + \frac{t_{fs}}{2} \right) \cdot T_{af} + \left[y + t_{fs} + \frac{(h_w - x)}{2} \right] \cdot T_{aw} \right] \dots$ $+ (-1) \left[y + t_{fs} + \left(h_w - \frac{x}{2} \right) \right] \cdot C_{aw} - \left(y + h + \frac{t_{fi}}{2} \right) \cdot C_{af}$
		<p>if $(A - A_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} < (A_{fs}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} + A_{sl} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$</p>
		$x \leftarrow \frac{\gamma_{a1}}{(2 \cdot b_{fi} \cdot f_y)} \left[-A_{sl} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \cdot (A_{fs} + A_w + A_{fi}) \right]$
		$T_{af} \leftarrow b_{fi} \cdot x \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$
		$C_{afs} \leftarrow b_{fs} \cdot (t_{fs} - x) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$
		$C_{aw} \leftarrow A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$
		$C_{afi} \leftarrow \frac{A_{fi} \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$
		$M_{Rdx} \leftarrow \left[\left(y + \frac{x}{2} \right) \cdot T_{af} - \left[y + x + \frac{(t_{fs} - x)}{2} \right] \cdot C_{afs} \dots \right]$ $+ (-1) \left[y + t_{fs} + \frac{h_w}{2} \right] \cdot C_{aw} - \left(y + h - \frac{t_{fi}}{2} \right) \cdot C_{afi}$
		<p>"ESCOLHER OUTRO PERFIL" otherwise</p>

$$M_{Rdx} = 1.017 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$