

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**CURSO DE GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL**

**GABRIEL DE AZEVEDO ENDRES**

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE  
ANDARES MÚLTIPLOS COM ESTRUTURA MISTA DE  
AÇO E CONCRETO**

**PORTO ALEGRE**

**2024**

GABRIEL DE AZEVEDO ENDRES

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE  
ANDARES MÚLTIPLOS COM ESTRUTURA MISTA DE  
AÇO-CONCRETO

Projeto final de curso apresentado à Comissão de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Enio Carlos Mesacasa Júnior; Dr.

PORTO ALEGRE

2024

**GABRIEL DE AZEVEDO ENDRES**

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE  
ANDARES MÚLTIPLOS COM ESTRUTURA MISTA DE  
AÇO-CONCRETO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, fevereiro de 2024

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Dr. Enio Carlos Mesacasa Júnior**  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

**Prof. Felipe Schaedler de Almeida**  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo**  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Quando a educação não é libertadora,  
o sonho do oprimido é ser opressor.

*Paulo Freire*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao meu pai por todo o suporte dado, por ser a melhor base que eu poderia ter nos dias de choro e o melhor amigo nos dias de risada.

Agradeço à minha irmã por ser a melhor mentora e conselheira que eu poderia ter. Agradeço aos meus amigos pelo apoio e risadas, que tornaram esse caminho mais fácil de ser trilhado. Agradeço ao meu tio por ter sido um segundo pai e por estar sempre presente quando necessário.

Agradeço ao meu orientador por toda a paciência e pelas horas dedicadas neste trabalho. Agradeço à UFRGS e ao sistema de cotas, que me possibilitaram ter um ensino gratuito e de qualidade. Agradeço aos meus chefes e colegas de trabalho, por todos os ensinamentos e suporte para meu desenvolvimento profissional.

Por fim, agradeço à minha mãe, que, infelizmente, não pôde estar presente ao longo dessa trajetória, mas foi meu pilar central, ensinando-me tudo sobre a vida e proporcionando-me toda a educação necessária para atingir meus objetivos.

## RESUMO

O primeiro passo no dimensionamento estrutural é a escolha do material e do tipo de estrutura, visando minimizar o custo, sem comprometer sua segurança. Sendo assim, este estudo analisou as diversas abordagens para o dimensionamento de estruturas mistas aço e concreto, a fim de comparar com soluções apresentadas por Sales (1995), propondo uma abordagem contemporânea, baseando-se em normas e requisitos atuais. Seu principal objetivo é avaliar uma nova opção de solução estrutural no dimensionamento de edifício de múltiplos andares apresentando toda metodologia de cálculo empregada no dimensionamento desse tipo de estrutura. Dessa forma, usou-se o mesmo edifício de estudo apresentado em Sales (1995), aplicando uma solução mista, a partir da atualização dos carregamentos e combinações para os métodos atuais, concluindo que a adoção da estrutura mista de aço e concreto representa uma escolha promissora para edifícios de múltiplos andares, oferecendo um quantitativo final com resultados satisfatórios em termos de eficiência estrutural e economia, além de atender aos requisitos de segurança e sustentabilidade exigidos nas construções modernas.

**Palavras-chaves:** Estruturas mistas aço e concreto. Edifício de múltiplos pavimentos. Dimensionamento estrutural. Vigas. Pilares. Steel deck.

## **ABSTRACT**

The first step in structural design is the selection of material and type of structure, aiming to minimize costs without compromising safety. Therefore, this study analyzed various approaches to the design of composite steel and concrete structures, in comparison with solutions proposed by Sales (1995), proposing a contemporary approach based on current standards and requirements. Its main objective is to evaluate a new option for structural design in multi-story buildings, presenting the entire calculation methodology employed in the design of such structures. Thus, the same building studied in Sales (1995) was used, applying a composite solution by updating loads and combinations to current methods, concluding that the adoption of a steel and concrete composite structure represents a promising choice for multi-story buildings, offering a final quantitative assessment with satisfactory results in terms of structural efficiency and economy, while meeting the safety and sustainability requirements demanded in modern constructions.

**Key-words:** Composite steel and concrete structures. Multi-story buildings. Structural design. Beams. Columns. Steel deck.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Distribuição de momentos e diagrama de tensão sem interação.....	16
Figura 2 – Conectores de cisalhamento .....	16
Figura 3 - Deformação de um conector pino com cabeça e efeitos no concreto.....	17
Figura 4 – Distribuição de momentos com interação total.....	18
Figura 5 – Distribuição de momentos com interação parcial .....	19
Figura 6 - Diagramas de tensões de dimensionamento .....	21
Figura 7 – Fluxograma de situações para dimensionamento de vigas mistas aço e concreto de alma cheia .....	25
Figura 8 - Dimensões da laje mista .....	28
Figura 9 - Largura efetiva da laje de concreto.....	29
Figura 10 - Dimensões relacionados ao perfil de aço da seção mista .....	30
Figura 11 – Exemplo da distribuição utilizada para calcular $M_e, R_d$ .....	36
Figura 12 – Exemplo de distribuição utilizada para calcular $M_{cr}, R_d$ .....	36
Figura 13 – Seção revestida de concreto, fletida em relação ao eixo x.....	37
Figura 14 – Seção revestida de concreto, fletida em relação ao eixo y.....	39
Figura 15 – Seção tubular preenchida com concreto.....	40
Figura 16 - Planta baixa do edifício analisado .....	45
Figura 17 – Vigas secundárias e contraventamento .....	46
Figura 18 – Contraventamento paralelo à menor dimensão em planta baixa.....	46
Figura 19 – Contraventamento paralelo à maior dimensão em planta baixa.....	47
Figura 20 - Orientação das forças devido ao vento .....	50
Figura 21 - Modelo de estudo em vista no Autodesk Robot .....	52
Figura 22 – Planta baixa do modelo de estudo no Autodesk Robot.....	53
Figura 23 – Disposição das lajes .....	54
Figura 24 - Nomenclatura da vigas.....	55
Figura 25 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na V4 .....	57
Figura 26 – Solicitação de cálculo ao corte na V4 .....	58
Figura 27 – Distribuição de barras dos pilares do 1º lance. ....	61
Figura 28 – Deslocamento $U_y$ na combinação 4.....	62
Figura 29 – Deslocamento $U_y'$ na combinação 4.....	63
Figura 30 – Solicitação de cálculo à força axial no pilar do 1º lance.....	65
Figura 31 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na direção de menor inércia no pilar do 1º lance.....	65
Figura 32 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na direção de maior inércia no pilar do 1º lance.....	66
Figura 33 – Tração no pilar do 1º lance .....	70
Figura 34 – Dimensões do contraventamento .....	73
Figura 35 - Colapso por rasgamento do contraventamento.....	75
Figura 36 – Ligações dos apoios das vigas .....	76
Figura 37 – Dimensões da ligação exemplo.....	77
Figura 38 - Colapso por rasgamento da cantoneira .....	79
Figura 39 – Cisalhamento da cantoneira .....	80
Figura 40 – Gabarito das ligações das vigas.....	81



Figura 41 - Planta baixa do edifício analisado .....	82
Figura 42 – Vigas secundárias.....	83
Figura 43 – Solicitação de cálculo à força axial no pilar do 1º lance com a base engastada. ....	85
Figura 44 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na direção de maior inércia no pilar do 1º lance com a base engastada. ....	85
Figura 45 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na direção de menor inércia no pilar do 1º lance com a base engastada. ....	86
Figura 46 – Gráfico comparativo do quantitativo final.....	87
Figura 47 – Pavimento tipo núcleo de concreto .....	98
Figura 48 – Pavimento tipo núcleo misto.....	98
Figura 49 – Núcleo treliçado aporticado .....	99
Figura 50 – Núcleo treliçado metálico .....	99
Figura 51 – Treliças alternadas.....	100
Figura 52 – Treliças conjugadas.....	100
Figura 53 – Tubular aporticado .....	101
Figura 54 – Tubular treliçado .....	101

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	12
1.1. OBJETIVOS GERAIS .....	13
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	13
2. ESTRUTURAS MISTAS AÇO E CONCRETO .....	13
2.1. VIGAS MISTAS AÇO E CONCRETO .....	15
2.1.1. INTERAÇÃO COMPLETA E PARCIAL .....	15
2.1.2. DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLETOR DE VIGAS MISTAS AÇO E CONCRETO .....	20
2.1.2.1. VIGAS COM INTERAÇÃO TOTAL E ALMA COMPACTA .....	20
2.1.2.2. VIGAS COM INTERAÇÃO PARCIAL E ALMA COMPACTA .....	23
2.1.2.3. VIGAS COM ALMA SEMICOMPACTA .....	24
2.1.3. ESCORAMENTO .....	25
2.1.4. DIMENSIONAMENTO À FORÇA CORTANTE .....	26
2.1.5. FLECHA .....	26
2.2. LAJES MISTAS AÇO E CONCRETO .....	27
2.2.1. LARGURA EFETIVA .....	28
2.3. PILARES MISTOS AÇO E CONCRETO .....	29
2.3.1. PILARES SUBMETIDOS À COMPRESSÃO AXIAL .....	30
2.3.2. PILARES SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO .....	35
2.3.2.1. MODELO I .....	35
2.3.2.2. MODELO II .....	41
2.3.2.3. MODELO III .....	43
3. MODELO DE ESTUDO .....	45
3.1. DEFINIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL .....	45
3.2. DEFINIÇÕES DE CARREGAMENTO .....	47
3.2.1. AÇÕES PERMANENTES .....	47
3.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS .....	48
3.2.3. AÇÕES DEVIDO AO VENTO .....	48
3.2.4. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS INICIAIS .....	50
3.2.5. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS .....	50
3.2.6. COMBINAÇÕES DE SERVIÇO .....	51
3.3. SOFTWARE UTILIZADO PARA A ANÁLISE ESTRUTURAL .....	52
4. VERIFICAÇÕES .....	54

4.1.	STEEL DECK .....	54
4.2.	VIGAS DOS PISOS .....	54
4.3.	PILARES .....	60
4.4.	CONTRAVENTAMENTO .....	72
4.5.	LIGAÇÕES DAS VIGAS .....	75
5.	ANÁLISE.....	82
5.1.	DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS EM PLANTA BAIXA .....	82
5.2.	DETERMINAÇÃO DOS PERFIS UTILIZADOS .....	83
5.3.	TIPO DE INTERAÇÃO DA VIGA .....	84
5.4.	VINCULAÇÃO DA ESTRUTURA COM A FUNDAÇÃO .....	84
5.5.	QUANTITATIVO FINAL .....	86
6.	CONCLUSÃO .....	88
7.	REFERÊNCIAS .....	89
	ANEXO A – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DA METFORM.....	90
	ANEXO B – TABELAS DE COMBINAÇÕES .....	95
	ANEXO C – FIGURAS DOS SISTEMAS ESTUDADOS POR SALES (1995).....	98

## 1. INTRODUÇÃO

O grande desafio de um Engenheiro Civil na hora de dimensionar uma estrutura, é conseguir encontrar o equilíbrio entre segurança e economia. Dessa forma, engenheiros do mundo todo estudam modelos estruturais que geram uma configuração de estrutura mais estável, materiais mais resistentes ou técnicas de construção que otimizem o desempenho dos materiais já utilizados, por um preço acessível.

Nesse contexto, Sales (1995) propõe um comparativo entre possíveis soluções estruturais para um edifício de múltiplos pavimentos, com o objetivo de fornecer informações que auxiliem o estudo de viabilidade de projetos para esse tipo de edificação. A metodologia empregada no trabalho é de proposição de algumas possibilidades de solução para a estrutura de uma mesma edificação, com seu dimensionamento segundo as normas vigentes. Os modelos estruturais analisados foram: totalmente aporticado; núcleo rígido metálico, seja aporticado ou treliçado; núcleo rígido de concreto armado; núcleo rígido misto aço-concreto; sistemas treliçados, com treliças alternadas e conjugadas; sistema tubular aporticado e treliçado. Assim, ao final do trabalho, é possível a identificação de vários aspectos positivos e negativos entre as soluções estudadas, inclusive os quantitativos de consumo de aço e concreto.

Entretanto, os procedimentos de dimensionamento empregados por Sales (1995) foram baseados na ABNT NBR8800:1986, a qual já está passando pela segunda atualização desde então, com a atual proposta de revisão (2023/2024), ou seja, muitas alterações já foram implementadas desde então.

As estruturas mistas aço e concreto são amplamente utilizadas como solução em edifícios de múltiplos pavimentos, e seus critérios de dimensionamento são apresentados pela norma ABNT NBR8800:2008. Por definição são estruturas que utilizam a colaboração do perfil de aço com o concreto armado na tarefa de resistir aos esforços solicitantes (Queiroz, Pimenta e Martins, 2012). Sua interação, no entanto, deve ser garantida pelos seguintes parâmetros: através do atrito entre os dois materiais; por contato, seja por conectores ou ressaltos; ou puramente por repartição de cargas.

Essas estruturas apresentam vantagens relevantes como: a redução do tempo de construção; menor necessidade de escoramento e menor peso próprio, quando comparado às estruturas de concreto armado; redução no consumo de aço e aumento da rigidez, quando comparado às estruturas de aço; entre outros (Queiroz, Pimenta e Martins, 2012).

Com isso em mente, se mostra interessante um trabalho comparativo, tanto em termos de uma solução estrutural para projeto diferenciada, quanto em relação aos procedimentos mais recentes para verificação da capacidade resistente dessas estruturas, especialmente àqueles contidos no projeto de revisão da ABNT NBR8800, atualmente em discussão na ABNT.

## 1.1. OBJETIVOS GERAIS

Para explorar as atualizações propostas na ABNT NBR 8800:2023, propõe-se no presente trabalho o dimensionamento de um edifício de andares múltiplos com estrutura mista aço e concreto e a comparação de seus resultados com as soluções estruturais, desenvolvidas e apresentadas por Sales (1995).

## 1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar as principais diferenças entre os sistemas estruturais de aço e os sistemas estruturais mistos de aço-concreto;
- Estudar as principais características e propriedades dos materiais utilizados em estruturas mistas de aço-concreto;
- Identificar as principais vantagens e desvantagens de cada tipo de estrutura em relação ao desempenho estrutural;
- Realizar uma análise dos resultados de ambas as estruturas.

## 2. ESTRUTURAS MISTAS AÇO E CONCRETO

O grande desafio de um Engenheiro Civil na hora de dimensionar uma estrutura, é conseguir encontrar o equilíbrio entre segurança e economia. Dessa forma, a junção dos perfis de aço com o concreto armado parece algo natural, uma vez que os perfis de aço têm uma maior resistência a tração que o concreto, que por sua vez, é um material mais econômico, mas com uma boa resistência a compressão. No Brasil, há registros de edificações em estruturas mistas construídos a partir da década de 50 (Malite, 1990), conforme apresenta a Tabela 1.

Nome do Edifício	Posto do Comércio	Palácio do Comércio	Edif. Av. Central	Montepio dos empregados municipais	Edif. Santa Cruz	Jockey Club Brasileiro	Escritório Central da CSN
Finalidade	Garagem	Escritório	Escritório	Escritório	Escritório	Garagem	Escritório
Localização (Cidade)	São Paulo	São Paulo	Rio de Janeiro	Rio de Janeiro	Porto Alegre	Rio de Janeiro	Volta Redonda
Ano de Construção (Aprox.)	1954	1954/1955	1956/1957	1957	1958	1956	1957/1958
Proj. Estrutural	Paulo Fragoso	Paulo Fragoso	Paulo Fragoso	Paulo Fragoso	Paulo Fragoso	Paulo Fragoso	José Villas Boas
Construtor	FEM	FEM	FEM	FEM, Chicago Bridge (Mont.)	FEM	FEM	FEM
Dimensões principais	16 pavimentos Pav Tipo: 1024 m <sup>2</sup> Área Total: 15143 m <sup>2</sup> Pé direito: 2,65m	20 pavimentos Pav. Tipo: 1400 m <sup>2</sup> e 840 m <sup>2</sup> Área Total: 22840 m <sup>2</sup> Pé direito: 3,15m	34 pavimentos Pav. Tipo: 2760 m <sup>2</sup> e 1570 m <sup>2</sup> Área Total: 62000	23 pavimentos Pav. Tipo: 718 m <sup>2</sup> Área Total: 17155 m <sup>2</sup>	34 pavimentos Pav. Tipo: 900/700/630/525 m <sup>2</sup> Área Total: 24000 m <sup>2</sup>	13 pavimentos Pav. Tipo: 1790 m <sup>2</sup> Área Total: 28250 m <sup>2</sup>	18 pavimentos Pav. Tipo: 4456 m <sup>2</sup> Área Total: 37274 m <sup>2</sup> Pé direito: 4m/3,5m
Tipo de aço	ASTM-A-7	ASTM-A-7	ASTM-A-7	ASTM-A-7	ASTM-A-7	ASTM-A-7	ASTM-A-7
Consumo de aço (t)	896	1361	5620	1218	1900	203	2600
Consumo por Unid. De área	59,2	59,6	90,6	71	79,2	70,9	70
Sistema de contrav.	Pórtico	Pórtico e Treliça	Pórtico e Treliça	Pórtico	Pórtico e Treliça	Pórtico	Pórtico e Treliça

Tabela 1 – Principais edifícios construídos no Brasil entre 1950 e 1960.

Fonte: Villas Boas *apud* Malite (1990)

Em 2008, a ABNT NBR8800 passou a incorporar de forma inédita os procedimentos para dimensionamento de estruturas mistas aço e concreto, o que permitiu desde então um desenvolvimento considerável nesse contexto. Nessa mesma linha, a norma passa atualmente por um processo de revisão, e já são propostas algumas atualizações. O projeto, durante o período de elaboração deste trabalho, está passando pelo processo final de elaboração, portanto, optou-se por se utilizar como referência já os procedimentos do projeto de revisão, numa expectativa de que pouca (ou nenhuma) alteração de método seja esperada até a publicação nesse tema.

## 2.1. VIGAS MISTAS AÇO E CONCRETO

As equações estipuladas pela norma brasileira para o dimensionamento de vigas mistas de alma cheia exigem que a relação alma/espessura ( $h/t_w$ ) não seja caracterizada como esbelta, ou seja, a relação deve ser inferior a  $5,7 \sqrt{E/f_y}$ , onde E é o módulo de elasticidade do perfil de aço e  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

A flambagem local da alma não ocorre quando a relação alma-espessura ( $h/t_w$ ) é inferior a  $\frac{h}{t_w} < 3,76 \sqrt{E/f_y}$ , sendo denominada como seção compacta, seu estado limite último é a plastificação total da seção, possibilitando o uso das propriedades plásticas da seção mista.

Entretanto, caso essa relação fique dentro do intervalo dos dois limites citados anteriormente, a seção é definida como semicompacta. Neste caso, a flambagem local pode ocorrer em regime elastoplástico, impondo o uso das propriedades elásticas da seção mista aço e concreto.

### 2.1.1. INTERAÇÃO COMPLETA E PARCIAL

Dado que nas estruturas mistas aço e concreto é fundamental que ambos os materiais trabalhem juntos, a interação entre eles se apresenta como uma variável fundamental. Nesse contexto, quanto mais rígida a ligação entre esses elementos, mais eles se comportam como uma peça única. Na Figura 1 são apresentados uma laje de concreto sobre uma viga de aço, ambos solicitados a flexão. Não havendo nenhum tipo de ligação entre esses elementos, cada um responde individualmente à uma parcela do esforço de flexão aplicado, havendo, portanto, um diagrama de distribuição de tensões axiais (devidas à flexão) distinto, com posições distintas de linha neutra.

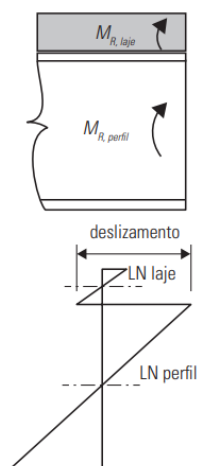


Figura 1 – Distribuição de momentos e diagrama de tensão sem interação

*Fonte:* Fakury, Silva e Caldas (2016)

O elemento responsável por garantir a interação da laje e do perfil de aço é denominado como conector de cisalhamento. Os conectores geram uma força horizontal que contrapõe o deslizamento relativo entre as superfícies. Perfis U e pinos com cabeça são os exemplos mais comuns de conectores de cisalhamento (Fakury, Silva e Caldas, 2016), sendo fixados no topo do perfil de aço, conforme mostra a Figura 2. Nesse trabalho apenas será abordado o cálculo para conectores do tipo pinos com cabeça.

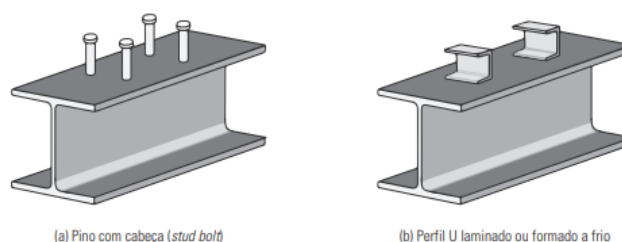


Figura 2 – Conectores de cisalhamento

*Fonte:* Fakury, Silva e Caldas (2016)

A força horizontal, em uma situação extrema, gera tensões predominantemente de tração no conector, que produz tensões de compressão no concreto. Assim, a falha da conexão pode ocorrer de duas formas: a ruptura à tração do pino (Equação 1) ou a ruptura por esmagamento ou fendilhamento do concreto (Equação 2) conforme exemplificado na Figura 3.



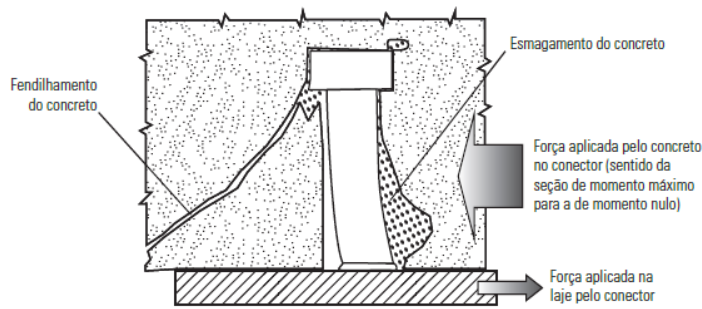


Figura 3 - Deformação de um conector pino com cabeça e efeitos no concreto

Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016)

Dessa forma, a força horizontal resistente de cálculo de um conector é o menor valor das seguintes equações, onde a primeira representa a ruptura por tração no pino, e a segunda a resistência ao fendilhamento ou esmagamento do concreto:

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (1)$$

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2)$$

onde:

$\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

$A_{cs}$  é a área da seção transversal do conector;

$f_{ucs}$  é a resistência à ruptura do aço do conector;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$R_g$  é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores e vale:

-1,00 para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha, soldados diretamente no perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha, soldados por uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação bf/hf igual ou superior a 1,5;

- 0,9, para conectores em lajes alveolares pré-moldadas de concreto;

-0,85, para dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para um conector soldado por uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação  $bf/hf$  inferior a 1,5;

-0,7, para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

$R_p$  é um coeficiente para consideração da posição do conector e vale:

- 0,75, para conectores soldados diretamente no perfil de aço, e no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos 50% da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto;

- 0,75, para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e em  $h$  igual ou superior a 50 mm; para conectores soldados por uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;

-0,6, para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço em  $h$  inferior a 50 mm.

A interação total entre a laje de concreto e o perfil de aço ocorre quando a força horizontal produzida pelos conectores impede totalmente o deslizamento relativo entre as superfícies de contato do concreto e do aço, sendo totalmente transmitidos os esforços entre os materiais. Tal fenômeno promove uma colaboração na resistência ao momento fletor gerando uma distribuição de tensão axiais conforme ilustrado na Figura 4, onde o concreto é o principal responsável por suportar os esforços de compressão, enquanto o perfil de aço suporta os esforços de tração.

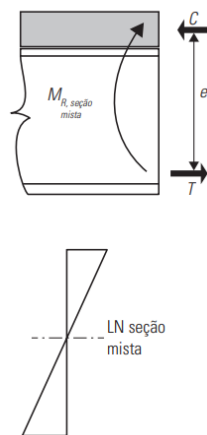


Figura 4 – Distribuição de momentos com interação total

Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016)

Caso seja utilizada uma quantidade de conectores que impede parcialmente o deslizamento relativo entre os materiais, ocorre uma situação intermediária às duas citadas anteriormente, denominada de interação parcial. Neste cenário, há duas linhas neutras na distribuição de tensões axiais devido ao momento fletor aplicado (Figura 5), as quais são dependentes do grau de interação dos materiais. Havendo duas componentes

de compressão, uma gerada da laje de concreto (C1) e outra do perfil de aço (C2), que resistem juntas aos esforços de compressão. Entretanto, a componente de tração do concreto é totalmente desprezada, sendo considerado apenas a parcela de tração do perfil de aço (T).

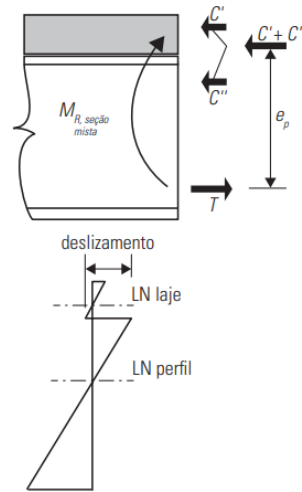


Figura 5 – Distribuição de momentos com interação parcial

Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016)

Conforme dito anteriormente, as linhas neutras dependem do grau de interação ( $\alpha$ ) entre os materiais, que basicamente expressa o quão eficiente é a transmissão de seus esforços horizontais. No limite, esse esforço se iguala à menor capacidade de transmissão da laje e do perfil de aço. Para a laje esse limite é o seu colapso à compressão, e para o perfil de aço é o seu escoamento por tração. O grau de interação é determinado da seguinte forma:

$$\alpha = \frac{nQ_{Rd}}{F_{hd}} \quad (3)$$

onde:

$n$  é o número de conectores;

$Q_{Rd}$  é a resistência de um conector;

$F_{hd}$  é o esforço horizontal de cálculo.

Para que uma viga com vão  $L_e$  possa ser considerada mista aço e concreto, deve-se respeitar um grau de interação mínimo, que vale:

- Para perfis com áreas de mesas iguais e  $L_e$  menor ou igual a 25 m:

$$\alpha_{min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578f_y}(0,75 - 0,3L_e) \\ 0,4 \end{cases} \quad (4)$$

- Para perfis com razão de áreas de mesas igual a 3,0 e  $L_e$  menor ou igual a 20 m:

$$\alpha_{min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578f_y}(0,30 - 0,015L_e) \\ 0,4 \end{cases} \quad (5)$$

Para razões de áreas de mesas entre 1,0 e 3,0, deve-se fazer interpolação linear. Demais casos devem ser considerados com um grau de interação igual a 1,0.

### 2.1.2. DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLETOR DE VIGAS MISTAS AÇO E CONCRETO

No dimensionamento de vigas mistas aço e concreto ao momento fletor, a relação a seguir tem que ser respeitada.

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (6)$$

onde  $M_{Sd}$  é o momento solicitante de cálculo e  $M_{Rd}$  é o momento resistente de cálculo.

Para a determinação do momento resistente de cálculo, três parâmetros definem a sequência dos cálculos: o tipo de interação, a esbeltez da alma da viga (itens 2.1 e 2.1.1, respectivamente) e a posição da linha neutra. Os próximos itens falam sobre cada possibilidade.

#### 2.1.2.1. VIGAS COM INTERAÇÃO TOTAL E ALMA COMPACTA

Conforme dito no item 2.1, o estado limite último nessa situação ocorre com a plastificação total da seção, assim a força máxima de plastificação que pode atuar na laje ( $C_{cd}$ ) e no perfil de aço ( $C_{ad}$ ), respectivamente, é:

$$C_{cd} = 0,85\eta_c f_{cd} b t_c \quad (7)$$

$$C_{ad} = A_a f_{yd} \quad (8)$$

O cenário ideal ocorre quando os dois valores são iguais, nesta circunstância, a linha neutra é posicionada entre o concreto e o perfil de aço, fazendo com que o concreto trabalhe à compressão, enquanto o aço resiste à tração. Caso a força do concreto seja maior que a do aço, a posição da linha neutra se situa na laje de concreto, sendo desprezado a contribuição à tração do concreto (Figura 6-b), do contrário, a linha neutra cruza o perfil de aço, que contribui no trabalho de resistir à compressão (Figura 6-a).

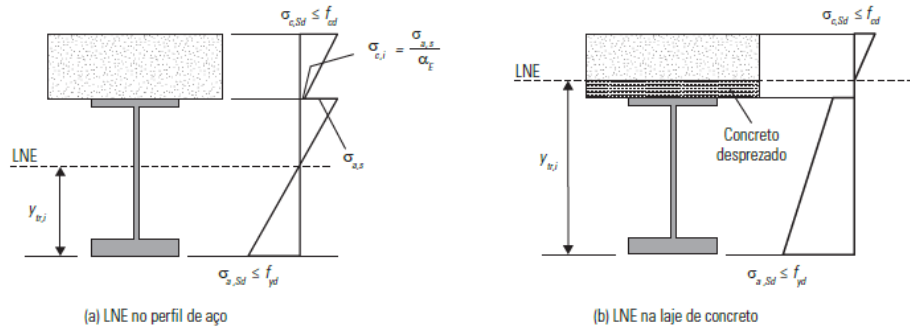


Figura 6 - Diagramas de tensões de dimensionamento

Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016)

- Linha neutra da seção plastificada na laje

Temos que o valor do momento resistente de cálculo é:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} T_{ad} \left( d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (9)$$

Onde:

$\beta_{vm}$  é igual a 0,85, 0,9 ou 0,95 para vigas semicontínuas, que dependerá da capacidade de rotação definida pela ligação da viga e 1,0 para vigas contínuas e biapoiadas;

$d_1$  é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

$h_f$  é a espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura da fôrma em lajes mistas de aço e concreto (se não houver pré-laje ou fôrma de aço para lajes alveolares pré-moldadas  $h_f=0$ );

$t_c$  é altura da laje, considerada igual à:

- altura total da laje, para laje de concreto moldada em local;
- altura total, incluindo capeamento, para laje alveolar;
- espessura acima da pré-laje, para pré-laje de concreto pré-moldado;
- espessura acima da fôrma, para lajes mistas de aço e concreto;

$$T_{ad} = A_a f_{yd} \quad (10)$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \eta_c f_{cd} b} \leq t_c \quad (11)$$

$$C_{cd} = 0,85\eta_c f_{cd} b a \quad (12)$$

Com:

$C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$A_a$  é a área do perfil de aço

$$\eta_c = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0$$

$b$  é a largura efetiva da laje.

- Linha neutra da seção plastificada no perfil de aço

Temos que o valor do momento resistente de cálculo é:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[ C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( \frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t \right) \right] \quad (13)$$

Onde:

$$C_{cd} = 0,85\eta_c f_{cd} b t_c \quad (14)$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (15)$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (16)$$

Com:

$\beta_{vm}$ ,  $t_c$ ,  $h_f$  e  $\eta_c$  foram definidos anteriormente;

$d$  é a altura total do perfil de aço;

$y_t$  é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

$y_c$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil.

A posição da linha neutra a partir do topo do perfil pode ser encontrado conforme a seguir:

- Linha neutra na mesa superior ( $C_{ad} \leq A_{af}f_{yd}$ ):

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af}f_{yd}} t_f \quad (17)$$

- Linha neutra na alma ( $C_{ad} > A_{af}f_{yd}$ ):

$$y_p = t_f + h_w \left( \frac{C_{ad} - A_{af}f_{yd}}{A_{aw}f_{yd}} \right) \quad (18)$$

Com:

$t_f$  é a espessura da mesa superior do perfil de aço;

$A_{af}$  é a área da mesa superior do perfil de aço;

$h_w$  é a altura da alma, considerada como a distância entre as faces internas das mesas;

$A_{aw}$  é área da alma do perfil de aço, igual ao produto de  $h_w t_w$ .

#### 2.1.2.2. VIGAS COM INTERAÇÃO PARCIAL E ALMA COMPACTA

Com a interação parcial, a força de compressão do concreto iguala-se à resistência dos conectores, ou seja:

$$C_{cd} = \sum Q_{Rd} \quad (19)$$

Os valores de  $T_{ad}$  e  $y_p$  podem ser determinados conforme mostrado no item 2.1.2.1, utilizando o valor de  $C_{cd}$  encontrado na equação 19.

Portanto, o momento resistente de cálculo é:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[ C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right) \right] \quad (20)$$

Com:

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85\eta_c f_{cd} b} \quad (21)$$

### 2.1.2.3. VIGAS COM ALMA SEMICOMPACTA

Para garantir que a seção não atinja o regime plástico, a tensão de tração de cálculo na face inferior do perfil de aço e a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto não podem ultrapassar  $f_{yd}$  e  $0,85f_{cd}$ , respectivamente.

A tensões de tração do perfil ( $\sigma_{td}$ ) e de compressão da laje ( $\sigma_{cd}$ ) com interação completa são determinadas conforme as seguintes equações:

$$\sigma_{td} = \frac{M_{Sd}}{(W_{tr})_i} \quad (22)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Sd}}{[\alpha_E(W_{tr})_s]} \quad (23)$$

Onde:

$(W_{tr})_i$  é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista homogeneizada, calculada através da homogeneização teórica da seção.

$(W_{tr})_s$  é o módulo de resistência elástico superior da seção mista homogeneizada, calculada através da homogeneização teórica da seção.

Para o caso de interação parcial as tensões podem ser determinadas conforme equações anteriores alterando  $(W_{tr})_i$ , por:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} [(W_{tr})_i - W_a] \quad (24)$$

Onde:

$W_a$  é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço

O dimensionamento de vigas mistas aço e concreto com alma cheia se resume às 4 situações apresentadas anteriormente conforme mostra a figura a seguir.



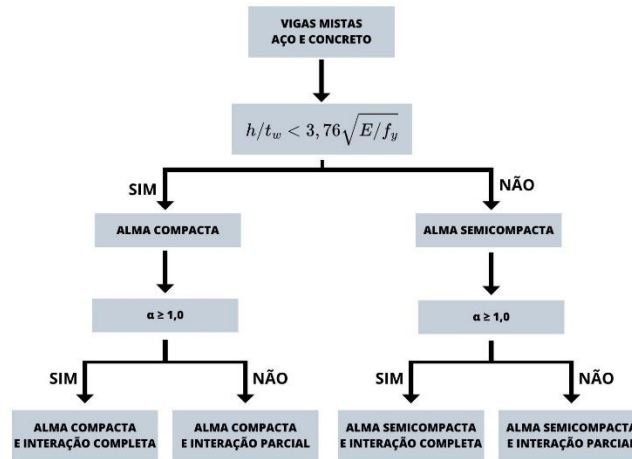


Figura 7 – Fluxograma de situações para dimensionamento de vigas mistas aço e concreto de alma cheia

### 2.1.3. ESCORAMENTO

Um dos diferenciais da estrutura mista é a possibilidade de realizar a sua montagem sem a necessidade de escoramento (Queiroz, Pimenta e Martins, 2012). Neste contexto, o perfil de aço deve ser capaz de resistir sozinho às solicitações até que o concreto atinja 75% da sua resistência final.

Ainda, para evitar a ocorrência da flambagem lateral com torção (FLT), a tensão solicitante na face inferior do perfil de aço não pode ultrapassar a resistência de cálculo ao escoamento do aço. Portanto, vigas de alma cheia biapoiadas com alma compacta, devem respeitar a seguinte relação:

$$\left(\frac{M_{Ga,S}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,S}}{W_{ef}}\right) \leq f_y \quad (25)$$

onde:

$M_{Ga,S}$  e  $M_{L,S}$  são os momentos fletores solicitantes nominais, usando-se as combinações raras de serviço, para ações aplicadas, respectivamente antes e depois da resistência do concreto atingir  $0,75f_{ck}$ ;

$W_a$  e  $W_{ef}$  foram definidos anteriormente.

Já as vigas com alma semicompacta:

$$\left(\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}}\right) \leq f_y \quad (26)$$

Onde:

$M_{Ga,sa}$  e  $M_{L,sa}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo, usando-se as combinações últimas normais, para ações aplicadas, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir  $0,75f_{ck}$ ;

$W_a$  e  $W_{ef}$  foram definidos anteriormente.

#### 2.1.4. DIMENSIONAMENTO À FORÇA CORTANTE

Segundo o projeto de norma ABNT 8800:2023, para o dimensionamento de vigas mistas à força cortante, deve-se levar em conta apenas a resistência do perfil de aço, desconsiderando-se a participação do concreto. Dessa forma, a força resistente de cálculo do perfil isolado de aço deve ser maior que a força solicitante de cálculo.

#### 2.1.5. FLECHA

A flecha das vigas mistas aço e concreto não devem ultrapassar  $L/250$  considerando todas as cargas, e nem  $L/350$  considerando as cargas acidentais e os efeitos de longa duração, onde  $L$  é o vão teórico da viga.

Assim, nas vigas não escoradas, para o primeiro caso, a flecha máxima é determinada a partir da seguinte equação:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd} - \delta_c \quad (27)$$

Onde:

$\delta_{p,pa}$  é a flecha do perfil de aço isolado causada pelas ações permanentes antes da cura do concreto;

$\delta_{p,ld}$  é a flecha da seção mista causada pelas ações permanentes após a cura do concreto, considerando efeitos de longa duração;

$\delta_{v,cd}$  é a flecha causadas pelas ações variáveis de curta duração;

$\delta_c$  é a contra flecha da viga.

Para vigas escoradas, basta considerar a totalidade das ações permanentes na seção mista considerando os efeitos de longa duração.

No segundo cenário, a flecha máxima é obtida da seguinte forma:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \delta_{p,ld} - \delta_{p,cd} + \delta_{v,cd} \quad (28)$$

Onde:

$\delta_{p,ld}$  e  $\delta_{v,cd}$  foram definidos anteriormente;

$\delta_{p,ld}$  é a flecha da seção mista causada pelas ações permanentes após a cura do concreto, considerando efeitos de curta duração;

Para a determinação da flecha máxima, o momento de inércia a ser utilizado é o efetivo da seção homogeneizada ( $I_{ef}$ ), que é obtido através da homogeneização teórica da seção. A seção homogeneizada considera a largura efetiva da laje dividida por uma razão modular  $\alpha_c = E/E_c$ . Para as seções que consideram os efeitos de longa duração, os efeitos de fluência do concreto devem ser levados em conta. Para isso, de forma simplificada, basta multiplicar a razão modular ( $\alpha_c$ ) por 3. Assim, o momento de inércia efetivo é calculado conforme equação a seguir.

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\alpha}(I_{tr} - I_a) \quad (29)$$

Onde:

$I_a$  é o momento de inércia do perfil de aço;

$\alpha$  é o grau de interação;

$I_{tr}$  é o momento de inércia da seção homogeneizada.

Para obter a deformação da viga pela análise elástica, a tensão máxima causada pelas ações de serviço não deve ultrapassar a resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ), ou seja, deve respeitar a seguinte relação:

$$\left(\frac{M_{Ga,S}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,S}}{W_{ef}}\right) \leq f_y \quad (30)$$

## 2.2. LAJES MISTAS AÇO E CONCRETO

Lajes mistas aço e concreto, ou lajes com aço de fôrma incorporada, durante a fase final, são lajes onde o concreto atua em conjunto com a fôrma de aço incorporada no trabalho de resistir os esforços que atuam ao longo da vida útil da construção, constituindo-se um único elemento. Entretanto, na sua fase inicial, a fôrma deve ser capaz de resistir sozinha aos esforços de construção, até que o concreto chegue à 75% da sua resistência final.

Para o dimensionamento da sua fase final, é necessária a verificação de 5 situações críticas: o momento fletor; força cortante relacionado ao cisalhamento longitudinal; força cortante relacionado ao cisalhamento vertical e eventualmente à punção e às cargas lineares apoiadas diretamente na laje.

Entretanto, devido à exigência de ensaios específicos para a determinação de constantes necessárias para o dimensionamento do estado de limite último, usualmente, os fornecedores disponibilizam tabelas de dimensionamento de suas formas. No Brasil, uma das principais empresas no mercado é a Metform. Suas formas contam com altura das nervuras ( $h_f$ ) de 50 mm e 75 mm, que viabilizam projetos com altura total da laje ( $h_t$ ) de até 200 mm (Fakury, Silva e Caldas, 2016).

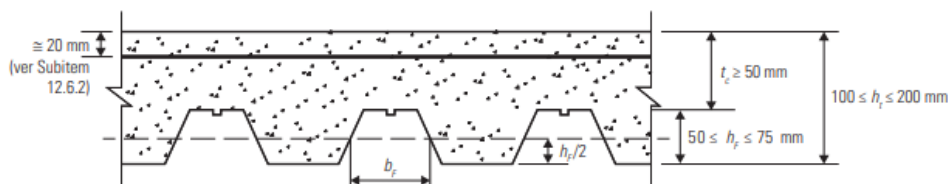


Figura 8 - Dimensões da laje mista

Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016)

Nesse trabalho são utilizadas as tabelas de dimensionamento para fase final e inicial da Metform para as fôrmas MF-50 e MF-75. Na fase inicial, basta verificar nas Tabela 12 e Tabela 13, apresentadas no anexo A, o vão máximo sem escoramento ser respeitado. O vão máximo pode ser simples, duplo, triplo ou em balanço, sendo que em vãos simples, a fôrma é simplesmente apoiada, em vãos duplos e triplos, a fôrma é contínua sobre dois e três vãos seguidos, respectivamente.

Na fase final, deve-se obter a tensão máxima solicitante e verificar nas Tabela 14 e Tabela 15 (Anexo A) se é menor ao suportado que um vão entre duas vigas de suporte. As lajes, nessa etapa, devem ser consideradas como lajes simplesmente apoiadas, pois as tabelas não preveem armaduras negativas, deixando de ser válidas caso se escolha esse tipo de abordagem.

Por fim, é necessário utilizar uma tela soldada, a fim de evitar fissuras vindas da retração e da variação de temperatura. As telas devem ser posicionadas a aproximadamente 20 mm da face superior da laje e devem possuir pelo menos 0,1% da área de concreto acima do topo da fôrma. Dessa forma, a Metform, apresenta na Tabela 16 e na Tabela 17 (Anexo A) as recomendações de telas a serem utilizadas para cada situação.

### 2.2.1. LARGURA EFETIVA

Quando a laje trabalha juntamente ao perfil de aço, a tensão normal de compressão é máxima na região sobre a mesa do perfil de aço ( $\sigma_{c,máx}$ ) e decresce de forma não linear conforme se afasta do perfil. Entretanto, esse diagrama não uniforme é substituído por uma distribuição constante, com magnitude igual a  $\sigma_{c,máx}$ , ao longo de uma largura  $b$  da laje, conforme apresentado na figura a seguir.

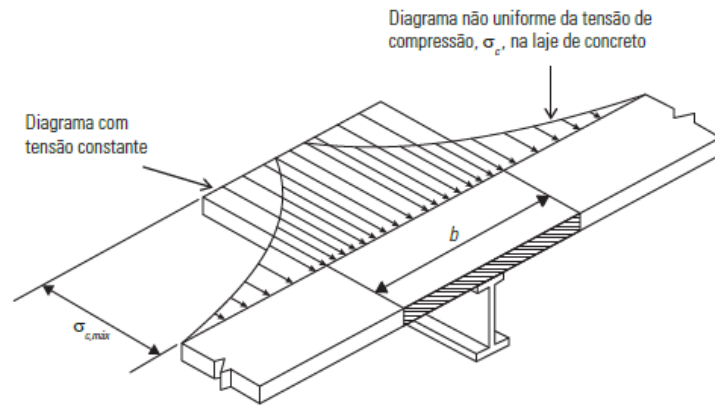


Figura 9 - Largura efetiva da laje de concreto

Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016)

A largura  $b$  é denominada como largura efetiva da laje. Por simplicidade, a largura efetiva vale, para cada lado do centro da linha da viga o menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas do centro do apoio;
- Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente, ou a distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

### 2.3. PILARES MISTOS AÇO E CONCRETO

O dimensionamento de pilares mistos aço e concreto segundo a proposta de norma NBR 8800:2023 é feito a partir de um método simplificado que compreende apenas as situações mais comuns de projeto. Dessa forma, algumas hipóteses básicas devem ser respeitadas. Elas são: Não deve haver deslizamento relativo entre o aço e o concreto, ou seja, sua interação deve ser completa; as imperfeições iniciais devem ser consistentes com as adotadas para a determinação de barras de aço submetidas à compressão axial, possibilitando a utilização da mesma curva para o fator de redução associado à resistência à compressão de pilares de aço; o perfil de aço não deve sofrer flambagem local; os pilares mistos devem ter simetria em seus dois eixos (Figura 10) com seção constante e os cobrimentos ( $cx$  e  $cy$ ) do perfil de aço para seções totalmente revestidas de concreto devem estar de acordo com os seguintes limites:

$$cy \geq \begin{cases} \frac{bf}{6} \\ 40mm \end{cases} \quad (31)$$

$$cx \geq \begin{cases} \frac{bf}{6} \\ 40mm \end{cases}$$

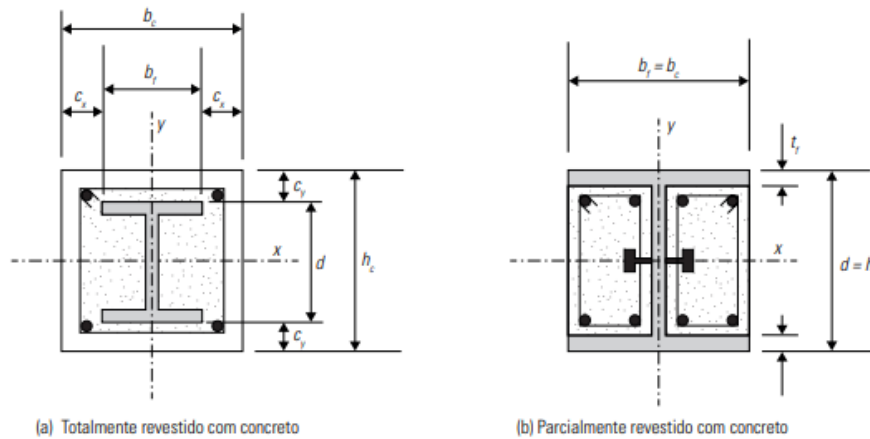


Figura 10 - Dimensões relacionados ao perfil de aço da seção mista

Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016)

### 2.3.1. PILARES SUBMETIDOS À COMPRESSÃO AXIAL

Pilares mistos submetidos à compressão axial devem respeitar a seguinte condição:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (32)$$

Onde  $N_{Sd}$  é a força axial solicitante de cálculo e  $N_{Rd}$  é a força axial resistente de cálculo para pilares mistos e é calculada através da equação 33.

$$N_{Rd} = \chi N_{p,Rd} \quad (33)$$

Com:

$\chi$  é o fator de redução em função de  $\lambda_{0,m}$ , conforme equações 34 e 35.

$N_{p,Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal, calculada conforme equações 49, 50 e 51 .

$$\begin{aligned}
 & - \text{para} : \lambda_{0,m} \leq 1,5 : \chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2} \\
 & - \text{para} : \lambda_{0,m} > 1,5 : \chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2}
 \end{aligned} \quad (34)$$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (35)$$

Com:

$N_{pl,R}$  é o valor de  $N_{pl,Rd}$  tomando-se respectivamente  $f_y$ ,  $f_{ck}$  e  $f_{ys}$  lugar de  $f_{yd}$ ,  $f_{cd}$  e  $f_{yd}$  na equação 47.

$N_e$  é a força axial de flambagem elástica, dada por:  $N_e = \frac{\pi^2(EI)_e}{L^2}$ ;

$L$  é o comprimento destravado do pilar;

$(EI)_e$  é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, dada na equação 36.

Para obter os esforços solicitantes, deve-se reduzir a rigidez efetiva para 64% do seu valor total. A rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão da seção mista é dada através das seguintes equações:

$$(EI)_e = E_a I_a + \alpha_c E_c I_c + E_s I_s \quad (36)$$

$$(EA)_e = E_a A_a + E_c A_c + E_s A_s \quad (37)$$

Onde:

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço estrutural;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço das armaduras;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$A_a$  é área da seção transversal do perfil de aço;

$A_c$  é área da seção transversal do concreto;

$A_s$  é área da seção transversal da armadura longitudinal.

$I_a$  é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

$I_s$  é o momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto;

$I_c$  é o momento de inércia do concreto não-fissurado;

$\alpha_c$  é calculado da seguinte forma:

- Para seções tubulares preenchidas com concreto:

$$\alpha_c = 0,45 + 3 \left( \frac{A_a + A_s}{A_c + A_a + A_s} \right) \leq 0,9 \quad (38)$$

- Para seções parcialmente revestidas com concreto:

$$\alpha_c = 0,6 \quad (39)$$

- Para seções totalmente revestidas de concreto:

$$\alpha_c = 0,25 + 3 \left( \frac{A_a + A_s}{A_c + A_a + A_s} \right) \leq 0,7 \quad (40)$$

Uma das novidades do projeto de norma ABNT NBR 8800:2023 é a forma que os efeitos de retração e fluência são considerados nos pilares. Apenas é necessário a sua consideração em pilares onde o limite de esbeltez reduzido,  $\lambda_{0,m}$ , for maior a esbeltez limite,  $\lambda_{0,lim}$ .

$$\lambda_{0,lim} = \frac{90}{\pi} \sqrt{\frac{N_{p,R}}{(EA)_e}} \quad (41)$$

Os efeitos podem ser representados por um acréscimo de momento igual a:

$$M_{cc} = N_{sd} e_{cc} \quad (42)$$

Com:

$$e_{cc} = \left( \frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + \frac{L}{300} \right) (e^m - 1) \quad (43)$$

$$m = \frac{\phi N_{Sg}}{N_e - N_{Sg}} \quad (44)$$

Onde:

$M_{Sg}$  e  $N_{Sg}$  são o momento fletor solicitante máximo e a força axial de compressão solicitante, respectivamente, referentes à combinação quase permanente, que podem ser simplificados para  $M_{Sd}$  e  $N_{Sd}$ , que são o momento fletor solicitante máximo de cálculo e a força axial de compressão solicitante de cálculo respectivamente;

$N_e$  e  $L$  têm a mesma definição dos itens anteriores;

$\phi$  é o coeficiente de fluência que vale, simplificada, 2,4 para seções totalmente ou parcialmente revestidas e 0,6 para seções tubulares preenchidas com concreto.



A fração  $N_{Sg}/N_{Sd}$  pode ser adotada como igual a 0,45. Assim o termo  $m$  resulta nos seguintes valores:

- Para seções totalmente ou parcialmente revestidas com concreto:

$$m = \frac{1,08}{\frac{N_e}{N_{Sd}} - 0,45} \quad (45)$$

- Para seções tubulares preenchidas de concreto:

$$m = \frac{0,27}{\frac{N_e}{N_{Sd}} - 0,45} \quad (46)$$

A força axial de cálculo da seção transversal à plastificação total é dada pela soma das parcelas de forças resistentes do aço, concreto e armaduras longitudinais, conforme equação 47.

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad (47)$$

Com:

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd} A_a;$$

$$N_{pl,c,Rd} = f_{cd1} A_c;$$

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd} A_s;$$

Onde:

$A_a$  é área da seção transversal do perfil de aço;

$A_c$  é área da seção transversal do concreto;

$A_s$  é área da seção transversal da armadura longitudinal;

$f_{cd1}$  é igual ao produto  $\alpha\eta_c f_{cd}$ ;

$\alpha$  é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções.

$\eta_c = 1,0$  para seções tubulares preenchidas com concreto;

$\eta_c = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0$  para seções totalmente ou parcialmente revestidas de concreto.

Conforme mencionado no item 2.3 não é permitido que as seções de pilares mistos sofram flambagem local. Para seções totalmente revestidas, caso sejam respeitados os cobrimentos citados no item 2.3, a análise da flambagem local pode ser desconsiderada. Entretanto, para seções parcialmente revestidas, não é permitido a flambagem local,

obrigando a respeitar a relação a seguir. Em ambos os casos citados, as seções são definidas como compactas.

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} \leq \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (48)$$

Outra novidade do projeto de norma ABNT NBR 8800:2023 em relação à versão vigente desde 2008, é a possibilidade de haver os efeitos de flambagem local em seções tubulares preenchidas de concreto. Dessa forma, as seções podem ser compactas, semicompactas ou esbeltas.

A força resistente de cálculo da seção transversal é igual à força axial de cálculo da seção transversal à plastificação total para seções compactas, ou seja:

$$N_{p,Rd} = N_{pl,Rd} \quad (49)$$

Já para as seções semicompactas:

$$N_{p,Rd} = N_{pl,Rd} - \frac{N_{pl,Rd} - N_{y,Rd}}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (50)$$

Por fim, para seções esbeltas:

$$N_{p,Rd} = \sigma_{cr,Rd} A_a + f_{cd2} \left( A_c + A_s \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (51)$$

Com:

$$N_{y,Rd} = f_{yd} A_a + f_{cd2} \left( A_c + A_s \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (52)$$

$$\sigma_{cr,Rd} = \begin{cases} \left( \frac{0,72 f_{yd}}{\left[ \left( \frac{D}{t} \right) \left( \frac{f_y}{E} \right) \right]^{0,2}} \right), & \text{para seções circulares} \\ \frac{9E}{\left( \frac{b_i}{t_i} \right)^{0,2} \gamma_{a1}}, & \text{para seções retangulares} \end{cases} \quad (53)$$

Onde:

$D$  é o diâmetro da seção circular;

$t$  é a espessura da seção circular;

$b_i$  é a dimensão analisada da seção retangular;

$t_i$  é a espessura da dimensão  $b_i$ .

Sendo que  $f_{cd2}$  é igual produto  $\alpha f_{cd2}$  e  $\alpha$  é um coeficiente igual a 0,7.

### 2.3.2. PILARES SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO

O dimensionamento de pilares mistos aço e concreto submetidos à flexo-compressão pode ser realizado a partir de três modelos. O modelo I é um modelo simplificado que é válido para qualquer seção. O modelo II é um modelo mais avançado, porém é válido apenas para seções compactas. Por fim, a novidade da proposta de norma ABNT NBR 8800:2023 é o modelo III, válido para pilares tubulares com seção semicompacta ou esbelta.

#### 2.3.2.1. MODELO I

O modelo I é uma adaptação do cálculo de elementos flexocomprimidos de aço para pilares mistos aço e concreto e se baseia na norma americana ANSI/AISC “Specification for Structural Steel Buildings”. Neste modelo a seguinte relação deve ser satisfeita:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{para } N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2 \quad (54)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{para } N_{Sd}/N_{Rd} < 0,2 \quad (55)$$

Onde:

$N_{Rd}$  é calculado conforme item 2.3.1;

$M_{x,Rd}$  e  $M_{y,Rd}$  deve ser calculado conforme equações abaixo para o respectivo eixo analisado.

- Para seções compactas:

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd} \quad (56)$$

Com:

$M_{pl,Rd}$  é o momento fletor resistente de plastificação de cálculo, conforme equação 59.

- Para seções semicompactas:

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd} - (M_{pl,Rd} - M_{e,Rd}) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (57)$$

Onde:

$M_{e,Rd}$  ( $M_{e,x,Rd}$  e  $M_{e,y,Rd}$ , para os eixos x e y, respectivamente) é o momento fletor correspondente ao início da plastificação à compressão da seção mista, calculado com a distribuição de tensões apresentada na Figura 11.

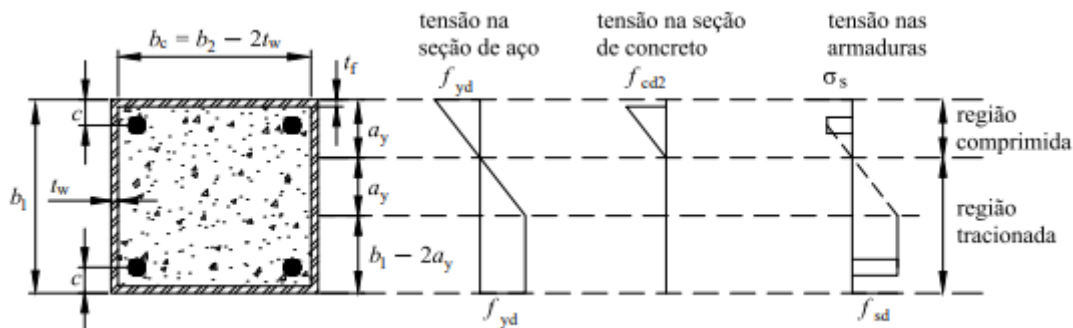


Figura 11 – Exemplo da distribuição utilizada para calcular  $M_{e,Rd}$

Fonte: ABNT NBR 8800:2023

- Para seções esbeltas:

$$M_{Rd} = M_{cr,Rd} \quad (58)$$

Onde:

$M_{cr,Rd}$  é o momento correspondente ao início do escoamento da mesa tracionada do perfil de aço (Figura 12), considerando-se que a mesa comprimida do perfil de aço esteja submetida à tensão crítica,  $\sigma_{cr,Rd}$ , determinada conforme equação 53.

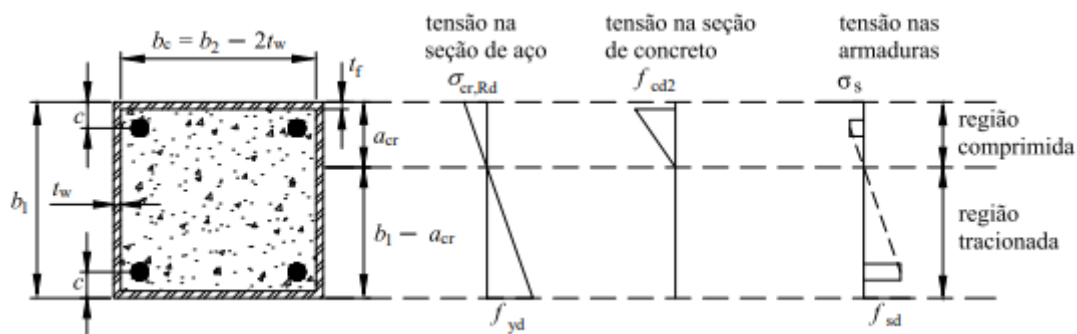


Figura 12 – Exemplo de distribuição utilizada para calcular  $M_{cr,Rd}$

Fonte: ABNT NBR 8800:2023

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (59)$$

Onde:

$Z_a$  é o módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço;

$Z_c$  é o módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não fissurado;

$Z_s$  é o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto, conforme equação 60;

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (60)$$

Onde:

$e_i$  é a distância do eixo da barra da armadura de área  $A_{si}$  ao eixo de simetria relevante da seção.

$f_{cd1}$  é determinado em 2.3.1;

$Z_{an}$ ,  $Z_{cn}$  e  $Z_{sn}$  são módulos de resistência plástico que dependem da posição da linha neutra plástica, seu cálculo é mostrado a seguir.

Para perfil I em relação ao eixo de simetria de maior inércia, denominado como eixo x, o cálculo da linha neutra plástica e os módulos de resistência plástica baseados nas dimensões mostrados na Figura 13 são determinados da seguinte forma:

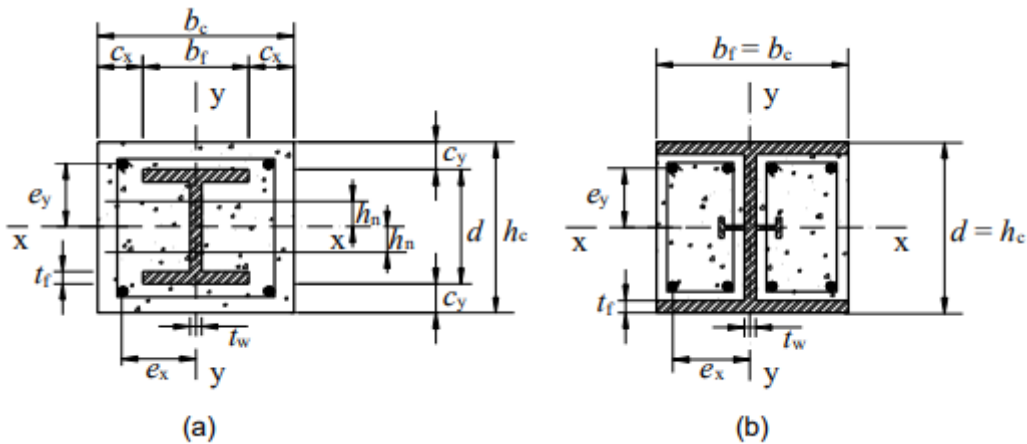


Figura 13 – Seção revestida de concreto, fletida em relação ao eixo x

Fonte: ABNT NBR 8800:2023

- Para linha plástica na alma do perfil ( $h_n \leq d/2 \leq t_f$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_c f_{cd1} + 2t_w(2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (61)$$

$$Z_{an} = t_w h_n^2 \quad (62)$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}| \quad (63)$$

$$Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} \quad (64)$$

Onde:

$A_{sn}$  é soma das áreas das barras da armadura na região de altura  $2h_n$ ;

$A_{sni}$  é a área de cada barra da armadura na região de altura  $2h_n$ ;

$e_{yi}$  é a distância de cada barra da armadura ao eixo x.

- Para linha plástica na mesa do perfil ( $d/2 - t_f < h_n \leq d/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1}) + (b_f - t_w)(d - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd1})}{2b_c f_{cd1} + 2b_f(2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (65)$$

$$Z_{an} = b_f h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(d - 2t_f)^2}{4} \quad (66)$$

$Z_{sn}$  e  $Z_{cn}$  são calculados conforme equações 63 e 64 respectivamente.

- Para linha plástica fora do perfil de aço ( $d/2 < h_n \leq h_c/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1}) - A_a(2f_{yd} - f_{cd1})}{2b_c f_{cd1}} \quad (67)$$

$$Z_{an} = Z_a \quad (68)$$

$Z_{sn}$  e  $Z_{cn}$  são calculados conforme equações 63 e 64 respectivamente.

Para perfil I em relação ao eixo de simetria de menor inércia, denominado como eixo y, o cálculo da linha neutra plástica e os módulos de resistência plástica baseados nas dimensões mostrados Figura 14 são determinados da seguinte forma:

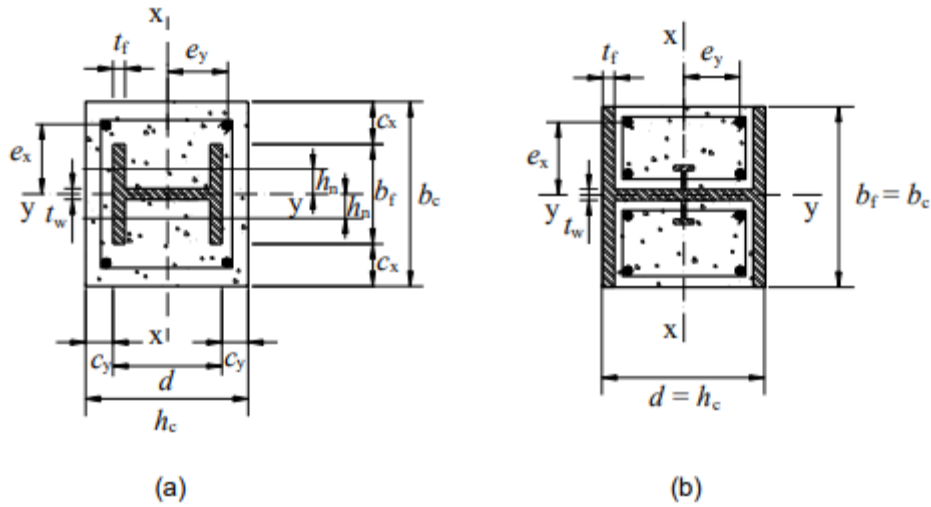


Figura 14 – Seção revestida de concreto, fletida em relação ao eixo y

Fonte: ABNT NBR 8800:2023

- Para linha plástica na alma do perfil ( $h_n \leq t_w/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2h_c f_{cd1} + 2d(2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (69)$$

$$Z_{an} = dh_n^2 \quad (70)$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{xi}| \quad (71)$$

$$Z_{cn} = h_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} \quad (72)$$

Onde:

$A_{sn}$  é soma das áreas das barras da armadura na região de altura  $2h_n$ ;

$A_{sni}$  é a área de cada barra da armadura na região de altura  $2h_n$ ;

$e_{xi}$  é a distância de cada barra da armadura ao eixo y.

- Para linha plástica na mesa do perfil ( $t_w/2 < h_n \leq b_f/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1}) + t_w(2t_f - d)(2f_{yd} - f_{cd1})}{2h_c f_{cd1} + 4t_f(2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (73)$$

$$Z_{an} = 2t_f h_n^2 - \frac{(d - 2t_f)t_w^2}{4} \quad (74)$$

$Z_{sn}$  e  $Z_{cn}$  são calculados conforme equações 71 e 72 respectivamente.

- Para linha plástica fora do perfil de aço ( $b_f/2 < h_n \leq b_c/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1}) - A_a(2f_{yd} - f_{cd1})}{2h_c f_{cd1}} \quad (75)$$

$$Z_{an} = Z_a \quad (76)$$

$Z_{sn}$  e  $Z_{cn}$  são calculados conforme equações 71 e 72 respectivamente.

Para perfis de seção tubular retangular com relação ao eixo x (Figura 15) as propriedades são calculadas da seguinte forma:

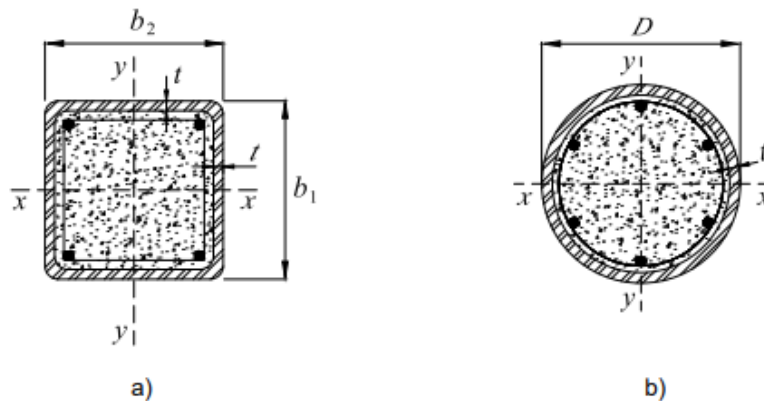


Figura 15 – Seção tubular preenchida com concreto

Fonte: ABNT NBR 8800:2023



$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_2 f_{cd1} + 4t(2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (77)$$

$$Z_c = \frac{(b_2 - 2t)(b_1 - 2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4 - \pi) \left( \frac{b_1}{2} - t - r \right) - Z_s \quad (78)$$

$$Z_{cn} = (b_2 - 2)h_n^2 - Z_{sn} \quad (79)$$

$$Z_{an} = b_2 h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} \quad (80)$$

Onde:

$Z_s$  é determinado conforme equação 60;

$Z_{sn}$  é determinado conforme equação 63.

Para o eixo y basta trocar as dimensões  $b_1$  por  $b_2$  e os índices x para os índices y.

Para seção tubular circular, pode-se utilizar as mesmas equações que são utilizadas para a seção tubular retangular, substituindo  $b_1$  e  $b_2$  por  $D$ , e  $r$  por  $(D/2 - t)$ .

#### 2.3.2.2. MODELO II

O modelo II é baseado no EUROCODE 4: “Design of composite steel and concrete structures”. Segundo Silva (2012) esse modelo é mais conservador que o modelo I, o que se deve ao acréscimo nas solicitações devido às imperfeições locais, abordado nas equações 89 e 90. O dimensionamento consiste no atendimento das seguintes relações:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (81)$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0 \quad (82)$$

Onde:

$\mu_x$  é um coeficiente igual a:

- Para  $N_{Sd} \geq N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \quad (83)$$

- Para  $\frac{1}{2}N_{pl,c,Rd} \leq N_{sd} \leq N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (84)$$

- Para  $0 \leq N_{sd} \leq \frac{1}{2}N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = 1 + \frac{2N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}} \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right) \quad (85)$$

$\mu_y$  é um coeficiente calculado da mesma forma que  $\mu_x$ , trocando as grandezas referente a x para y;

$N_{pl,c,Rd}$  é determinado em 2.3.1;

$N_{pl,Rd}$  é determinado em 2.3.1;

$N_{sd}$  é a força axial solicitante de cálculo, calculados a partir dos critérios determinados com base na deslocabilidade da estrutura.

$M_{c,x}$  e  $M_{c,y}$  são dados, respectivamente, por  $0,9M_{pl,x,Rd}$  e  $0,9M_{pl,y,Rd}$ , para  $f_y$  menor ou igual a 350 MPa, e por  $0,8M_{pl,x,Rd}$  e  $0,8M_{pl,y,Rd}$ , para  $f_y$  maior que 350 MPa e menor ou igual a 450 MPa, sendo que os momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (respectivamente  $M_{pl,x,Rd}$  e  $M_{pl,y,Rd}$ ) devem ser obtidos conforme equação 59.

$M_{d,x}$  e  $M_{d,y}$  são dados, respectivamente, por  $0,8M_{max,pl,x,Rd}$  e  $0,8M_{max,pl,y,Rd}$ , sendo que os momentos fletores máximos resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (respectivamente,  $M_{max,pl,x,Rd}$  e  $M_{max,pl,y,Rd}$ ) devem ser obtidos conforme equação a seguir.

$$M_{max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5f_{cd}Z_c + f_{sd}Z_s \quad (86)$$

$M_{x,tot,Sd}$  e  $M_{y,tot,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, respectivamente, em relação aos eixos x e y, calculados da seguinte forma:

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \quad (87)$$

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \quad (88)$$

Onde:

$M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$  são momentos fletores solicitantes de cálculo, calculados a partir dos critérios determinados com base na deslocabilidade da estrutura.

$M_{x,i,Sd}$  e  $M_{y,i,Sd}$  são os momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, respectivamente, em relação aos eixos x e y, são calculados conforme equações apresentadas a seguir. Seu cálculo foi atualizado no novo projeto de norma ABNT 8800:2023, resultando em uma solução mais arrojada, uma vez que o divisor, igual a 300, valia 200 para o eixo x e 150 para o eixo y.

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_x}{300 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}}\right)} \quad (89)$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_y}{300 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}}\right)} \quad (90)$$

Onde:

$L_x$  e  $L_y$  são os comprimentos destravados do pilar entre contenções laterais;

$N_{e2,x} = \pi^2(EI)_{e,x}/L_x^2$  e  $N_{e2,y} = \pi^2(EI)_{e,y}/L_y^2$  são forças axiais de flambagem relativas à flexão em torno dos eixos x e y, com  $(EI)_{e,x}$  e  $(EI)_{e,y}$  determinados conforme equação 36.

Deve-se considerar apenas um momento fletor devido às imperfeições ao longo do pilar, o que levar ao resultado mais desfavorável. Ou seja, caso o  $M_{x,tot,Sd}$  for diferente de zero, o  $M_{y,tot,Sd}$  deve ser considerado igual a zero, e vice-versa.

### 2.3.2.3. MODELO III

Conforme dito no item 2.3.2, o modelo III é uma novidade da proposta de norma ABNT 8800:2023. Válido para as seções tubulares semicompactas e esbelta, a relação a seguir deve ser feita:

- Para  $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq cp$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \left(\frac{1 - c_m}{cp}\right) \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}}\right) \leq 1,0 \quad (91)$$

- Para  $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < cp$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \left( \frac{1 - c_m}{cp} \right) + \left( \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (92)$$

Onde:

$N_{Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo, de acordo com item 2.3.1;

$M_{x,Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista, conforme item 2.3.2.1;

$M_{y,Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção mista, conforme item 2.3.2.1;

$cp$  e  $cm$  são coeficientes calculados conforme a seguir:

- Para seções tubulares retangulares

$$cp = \frac{0,17}{c_{sr}^{0,4}} \quad (93)$$

$$cm = \begin{cases} \frac{1,06}{c_{sr}^{0,11}} \geq 1,00, \text{ para } c_{sr} \geq 0,5 \\ 0,9 \\ \frac{0,9}{c_{sr}^{0,36}} \leq 1,67, \text{ para } c_{sr} < 0,5 \end{cases} \quad (94)$$

- Para seções tubulares circulares

$$cp = \frac{0,27}{c_{sr}^{0,4}} \quad (95)$$

$$cm = \begin{cases} \frac{1,10}{c_{sr}^{0,08}} \geq 1,00, \text{ para } c_{sr} \geq 0,5 \\ 0,95 \\ \frac{0,95}{c_{sr}^{0,32}} \leq 1,67, \text{ para } c_{sr} < 0,5 \end{cases} \quad (96)$$

Com:

$$c_{sr} = \frac{A_a f_y + A_s f_{ys}}{A_c f_{ck}} \quad (97)$$

### 3. MODELO DE ESTUDO

Neste capítulo são apresentados os parâmetros utilizados do projeto analisado no presente trabalho, que são, para fins comparativos, exatamente os mesmos propostos pelo trabalho de Sales (1995).

#### 3.1. DEFINIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A planta baixa analisada possui uma forma retangular com dimensões 45x20 m, totalizando uma área de 900 m<sup>2</sup> por pavimento. O pé direito adotado é de 3,50 m, contando com um total de 20 pavimentos, resultando em um edifício de 70 m de altura. Sua planta baixa é apresentada na Figura 16.

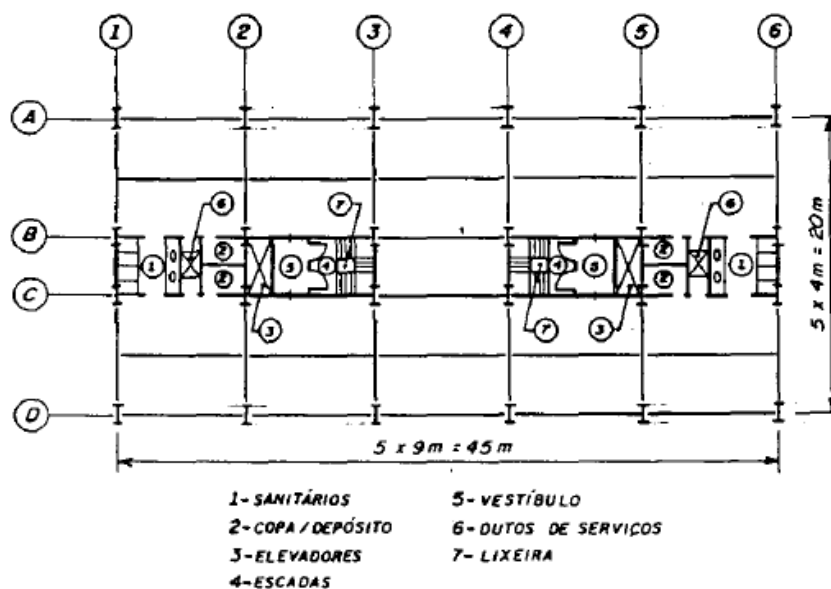


Figura 16 - Planta baixa do edifício analisado

Fonte: Sales (1995)

Neste trabalho, em contraste à solução proposta em Sales (1995), optou-se por utilizar steel deck em vez de lajes maciças. Devido a esta alteração, para tornar o projeto viável, foi proposta a inserção de vigas secundárias nas posições apresentadas em vermelho na Figura 17. No item 5.1 é abordada essa decisão.

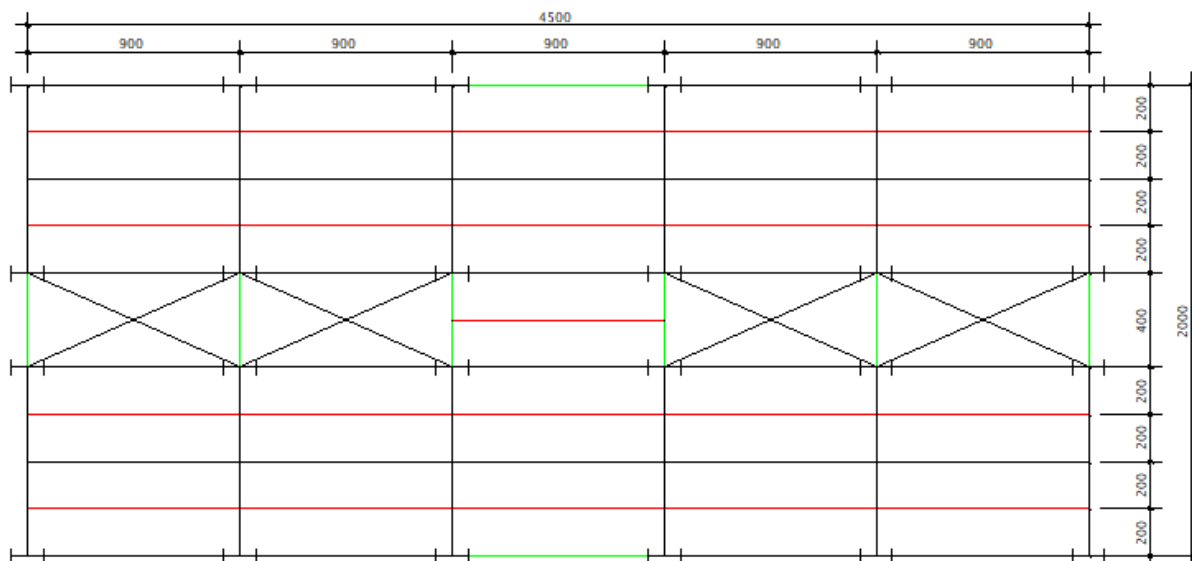


Figura 17 – Vigas secundárias e contraventamento

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

O sistema utilizado para resistir às cargas horizontais foi o de núcleo rígido treliçado, nessa solução todas as ligações são consideradas rotuladas. Na Figura 17 é apresentado, em verde, as posições dos contraventamentos. Na direção paralela à menor dimensão em planta, foi feito um contraventamento em x, conforme mostra a Figura 18, em todos os pórticos. No outro sentido, paralelo à maior dimensão em planta, apenas as linhas de pilares das fachadas foram contraventadas, a solução é mostrada na Figura 19.

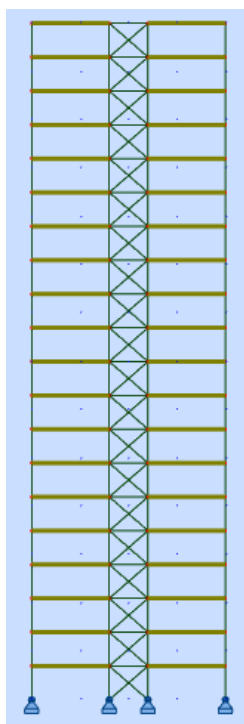


Figura 18 – Contraventamento paralelo à menor dimensão em planta baixa

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

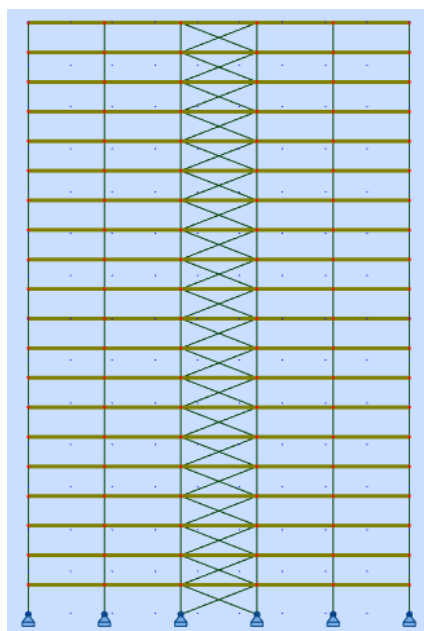


Figura 19 – Contraventamento paralelo à maior dimensão em planta baixa

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

Quanto á definição do comportamento das lajes, existem dois tipos de modelos: os diafragmas rígidos e os diafragmas flexíveis. Segundo Avilla (2016) o modelo de diafragma rígido se comporta de forma semelhante à uma viga de grande altura e, devido a sua rigidez muito elevada, pode-se desprezar seu deslocamento relativo horizontal. Esse elemento, de grande rigidez, tem a capacidade de transmitir os esforços horizontais entre os pórticos de modo proporcional, fazendo com que o pavimento se desloque de forma homogênea. De modo contrário, os diafragmas flexíveis sofrem deflexão em seu plano, gerando deslocamento diferentes ao longo do pavimento.

Neste trabalho se adotou, assim como em Sales (1995), a hipótese de diafragma rígido. Vale ressaltar que, para garantir esse efeito, segundo Avilla (2016), deve-se dedicar uma especial atenção aos elementos de ligação entre os elementos horizontais e as lajes, garantido a transmissão dos esforços e a rigidez da laje, sem a ocorrência de ruptura dessas ligações.

### 3.2. DEFINIÇÕES DE CARREGAMENTO

Neste capítulo são apresentados os carregamentos utilizados neste trabalho.

#### 3.2.1. AÇÕES PERMANENTES

Ações permanentes são aquelas que o seu valor praticamente não varia ao longo da vida da estrutura (ABNT 8681:2003). Com base nessa definição e nas ações utilizadas

em Sales (1995), para este trabalho foram definidos os seguintes carregamentos do 1° ao 19° pavimento:

- a) Peso próprio da estrutura;
- b) Sobrecarga permanente igual a 2,15 kN/m<sup>2</sup> em cada pavimento, referente à camada de regularização, revestimento do piso, forro de gesso e dutos de ar-condicionado;
- c) Sobrecarga permanente igual 0,5 kN/m<sup>2</sup> em cada pavimentos, referente às divisórias de gesso;
- d) Sobrecarga de 3,5 kN/m nas vigas externas, referentes às paredes externas de vidro duplo.

Para o 20° pavimento foram definidos os seguintes carregamentos:

- a) Peso próprio da estrutura;
- b) Sobrecarga permanente igual a 1,65 kN/m<sup>2</sup> referente à camada de impermeabilização, revestimento do piso, forro de gesso e dutos de ar-condicionado.

### 3.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis são aquelas que tem variações significativas ao longo da vida da estrutura, com uma probabilidade de 25% a 35% de serem superadas em um período de 50 anos. A partir disso, a norma brasileira ABNT NBR 6120:2019 define valores de carregamentos conforme o tipo de utilização do edifício. Para este trabalho, foi considerado 3,0 kN/m<sup>2</sup> em cada pavimento por se tratar de um edifício comercial e 1 kN/m<sup>2</sup> na cobertura, diferentemente do considerado em Sales (1995), que foi de 2,0 kN/m<sup>2</sup> em todos os pavimentos. Sobrecargas diferentes em regiões específicas do edifício, como em escadaria, elevadores, salas de máquina etc., não foram utilizadas neste estudo, uma vez que o objetivo é comparar os resultados com outras soluções estruturais.

### 3.2.3. AÇÕES DEVIDO AO VENTO

As forças horizontais atuantes em um edifício são as forças oriundas do vento. No Brasil, a norma que rege esses efeitos é a ABNT NBR 6123:2023. Neste trabalho, com o objetivo de seguir o modelo proposto em Sales (1995), o valor utilizado para  $V_0$  é igual a 40 m/s,  $S_1$  e  $S_3$  iguais a 1,0 e  $S_2$  calculado conforme equação 98.

$$S_2 = bF_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (98)$$



Onde:

$b$ ,  $F_r$  e  $p$  são parâmetros definidos conforme a categoria e classe da edificação, definidos conforme ABNT NBR 6123:2023. Para este trabalho, o edifício foi admitido como categoria IV e classe C, resultando em valores iguais a 0,84, 0,95 e 0,135 para  $b$ ,  $F_r$  e  $p$ , respectivamente;

O coeficiente de arrasto é determinado a partir da geometria do edifício. Considerando vento de alta turbulência, o valor de  $C_a$ , para as dimensões apresentadas no item 3.1, do vento à 0° e 180° é igual a 0,85 e do vento à 90° e 270° é igual 1,10. A área de influência foi de 70 m<sup>2</sup> para os ventos à 0° e 180° e 157,5 m<sup>2</sup> para os aplicados à 90° e 270°.

Dessa forma, utilizando os parâmetros anteriormente citados, as forças resultantes devido ao vento aplicado em cada andar do edifício são apresentadas na Tabela 8. As orientações do vento são mostradas na Figura 20.

Altura (m)	S2	Vk (m/s)	q (pa)	F - 0° (kN)	F - 90° (kN)
3,5	0,693	27,70	470,42	28,0	81,5
7	0,760	30,42	567,23	33,8	98,3
10,5	0,803	32,13	632,86	37,7	109,6
14	0,835	33,40	683,98	40,7	118,5
17,5	0,861	34,42	726,45	43,2	125,9
21	0,882	35,28	763,11	45,4	132,2
24,5	0,901	36,02	795,54	47,3	137,8
28	0,917	36,68	824,74	49,1	142,9
31,5	0,932	37,27	851,39	50,7	147,5
35	0,945	37,80	875,96	52,1	151,8
38,5	0,957	38,29	898,79	53,5	155,7
42	0,969	38,74	920,16	54,7	159,4
45,5	0,979	39,16	940,26	55,9	162,9
49	0,989	39,56	959,27	57,1	166,2
52,5	0,998	39,93	977,30	58,1	169,3
56	1,007	40,28	994,48	59,2	172,3
59,5	1,015	40,61	1010,89	60,1	175,1
63	1,023	40,92	1026,62	61,1	177,9
66,5	1,031	41,22	1041,71	62,0	180,5
70	1,038	41,51	1056,24	62,8	183,0

Tabela 2 - Forças devido ao vento

Fonte: Desenvolvido pelo autor

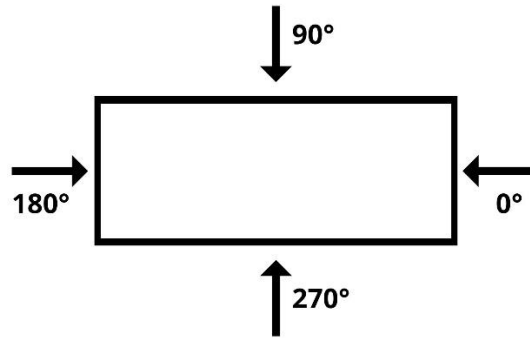


Figura 20 - Orientação das forças devido ao vento

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

Os ventos à 180° e 270° tem sua magnitude igual aos ventos à 0° e 90°, respectivamente, com a orientação alterada, conforme Figura 20.

Em edificações paralelepípedicas, deve ser considerada uma excentricidade em relação ao eixo vertical na aplicação das forças de arrasto. Conforme cita a norma ABNT NBR 6123:1987, ao considerar os efeitos de vizinhança, a excentricidade deve ser de 15% para ambos os lados. Portanto, devido a simetria da edificação, surgem dois novos casos, um vento com excentricidade para cada direção.

### 3.2.4. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS INICIAIS

Em estruturas de pequena e média deslocabilidade as imperfeições geométricas devem ser consideradas diretamente na análise por meio de um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferiores e superior igual a  $h/333$ , onde  $h$  é a altura do andar. Simplificadamente, o deslocamento relativo pode ser substituído por uma força horizontal equivalente com magnitude de 0,3% das forças gravitacionais de cálculo.

No presente estudo, as forças gravitacionais totais de cada pavimento são iguais a 7228,85 kN, resultando em uma força nocional de 21,69 kN em cada pavimento.

### 3.2.5. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

Para a análise do esgotamento da resistência da estrutura, a força resultante deve ser calculada a partir da combinação última normal, conforme mostrado na equação a seguir:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{g1} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (99)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$  são os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$  são os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

$\gamma_{g1}$  é o coeficiente de ponderação da ação permanente, igual a 1,25 quando a ação variável principal é desfavorável para a construção e 1,0 quando for favorável;

$\gamma_q$  é o coeficiente de ponderação das ações variáveis, igual a 1,4 para o vento e 1,5 para ações acidentais;

$\psi_{0j}$  é o fator de redução das ações variáveis secundárias, igual a 0,6 para o vento e 0,7 para ações acidentais.

A tabela de combinações para o estado limite último está apresentada no anexo B.

### 3.2.6. COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

Com o objetivo de analisar como o edifício irá se comportar no dia a dia, especialmente para a avaliação das deformações dos pilares, as forças resultantes solicitantes de cálculo foram calculadas a partir da combinação quase permanentes de serviço, dada pela seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (100)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$  são os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$  são os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal

$\psi_{2j}$  é o fator de redução igual a 0 para o vento e 0,4 para as ações acidentais.

Segundo Queiroz, Pimenta e Martins (2012), para a análise das deformações das vigas, deve se utilizar a combinação rara de serviço, dada pela seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (101)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$  são os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$  são os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal, como o vento não produz deslocamento vertical nas vigas, não se utilizou nenhuma outra ação além da sobrecarga.

A tabela de combinações para o estado limite de serviço está apresentada no anexo B.

### 3.3. SOFTWARE UTILIZADO PARA A ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste trabalho, foi utilizado o software de análise estrutural Autodesk Robot para a obtenção dos esforços solicitantes de cálculo. A escolha se deu pela facilidade na modelagem e análise 3D, inserção de combinações e à possibilidade de realizar análise de 2º ordem.

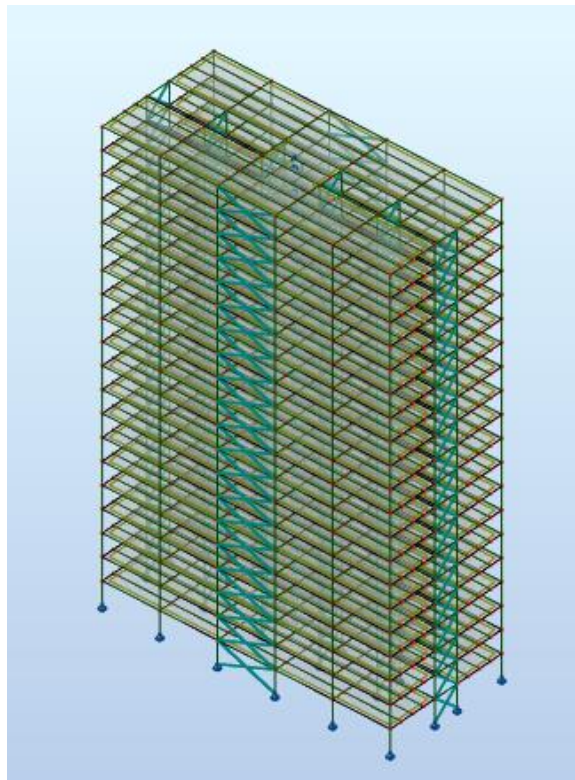


Figura 21 - Modelo de estudo em vista no Autodesk Robot

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

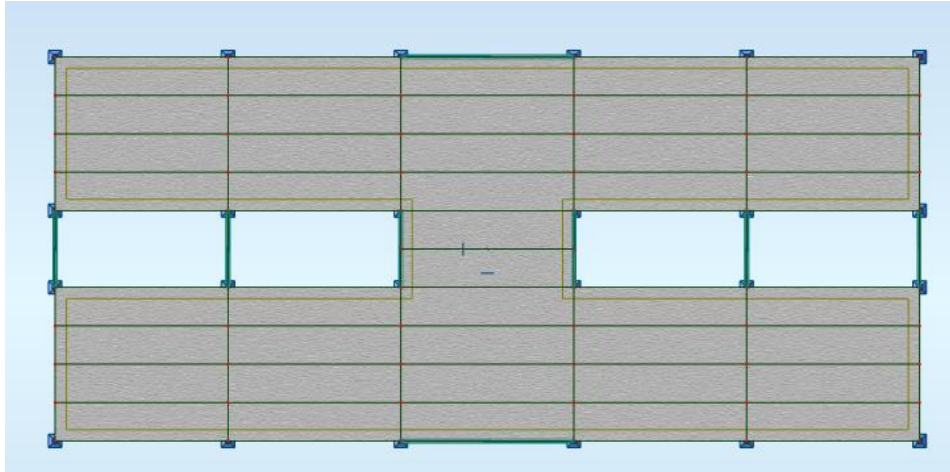


Figura 22 – Planta baixa do modelo de estudo no Autodesk Robot

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

## 4. VERIFICAÇÕES

### 4.1. STEEL DECK

Conforme item 2.2, o Steel deck a ser utilizado depende do carregamento total e do vão da laje. A disposição das lajes será conforme Figura 23, resultando em um vão de 2,0 m.

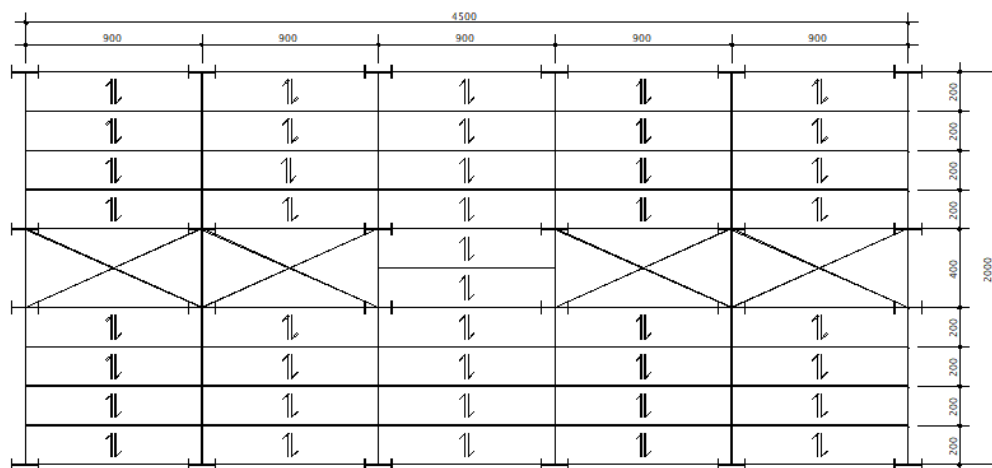


Figura 23 – Disposição das lajes

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

Os carregamentos do pavimento térreo até o 19º andar, definidos nos itens 3.2.1 e 3.2.2, consistem em  $2,65 \text{ kN/m}^2$  de carregamento permanente e  $3,0 \text{ kN/m}^2$  de sobrecarga de uso e ocupação, totalizando um carregamento total de  $5,65 \text{ kN/m}^2$ . De acordo com os dados da Tabela 15, o Steel deck mínimo capaz de suportar os carregamentos é o que possui a fôrma MF-50 de 0,8 mm, com uma altura total de laje de 130 mm. Para a cobertura o carregamento resultante é de  $2,66 \text{ kN/m}^2$ , o que demanda a mesma forma e altura de laje mencionadas anteriormente.

### 4.2. VIGAS DOS PISOS

Para a análise das vigas, foi considerado uma seção mista aço e concreto com interação total e com escoramento durante a fase de cura do concreto, a fim de evitar deformações excessivas e a necessidade de utilizar contra flecha. No item 5.3 é abordado essa decisão. A nomenclatura utilizada para cada viga está apresentada na Figura 24.

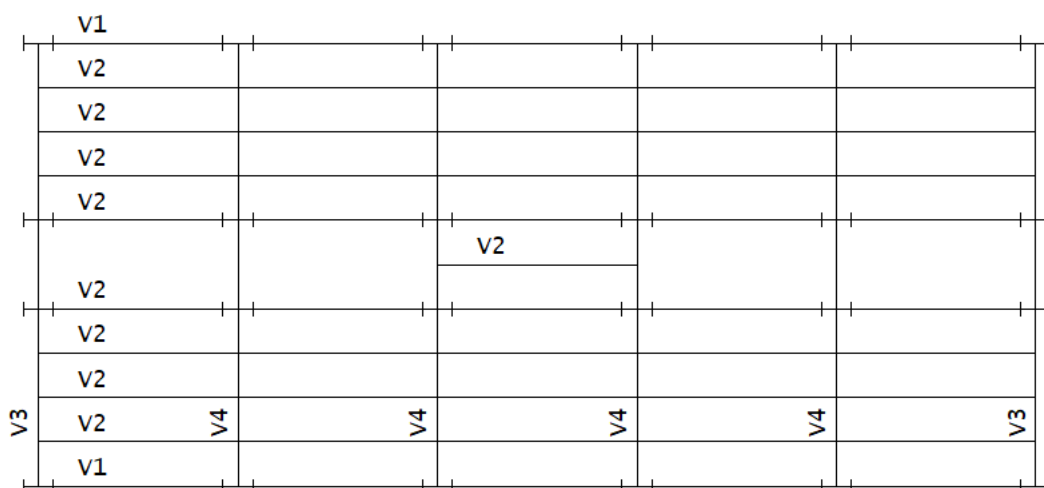


Figura 24 - Nomenclatura da vigas

Fonte: Desenvolvido pelo autor

A seguir será apresentado o dimensionamento da viga 4. O perfil utilizado foi o W 460x68,0 com aço ASTM A572 G50, e suas propriedades geométricas estão apresentadas na Tabela 3.

Perfil	Massa Linear kg/m	d mm	bf mm	tw mm	tf mm	h mm	d' mm	Área cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>
W 460 x 68,0	68	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6	29851	1300,7	941	122,2

Tabela 3 - Propriedades do perfil W 460x68,0

Fonte: Adaptado de Gerdau (2024)

- Largura efetiva da laje

$$b = \text{menor} \left( \frac{800}{8}; \frac{200}{2} \right) + \text{menor} \left( \frac{800}{8}; \frac{200}{2} \right) = 200 \text{ cm}$$

- Propriedades da seção homogeneizada

$$E_a = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 2700 \text{ kN/cm}^2 \text{ (curta duração)}$$

$$E_c' = \frac{2700}{3} = 900 \text{ kN/cm}^2 \text{ (longa duração)}$$

Relação modular:

$$\text{- Curta duração: } E_a/E_c = 20000/2700 = 7,407$$

Para analisar os efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto), deve-se multiplicar a razão modular por 3. Assim:

$$\text{- Longa duração: } 3 * E_a/E_c = 3 * 7,407 = 22,22$$

Largura transformada ( $b_{tr}$ ):

$$\text{- Curta duração: } 200/7,407 = 27 \text{ cm}$$

$$\text{- Longa duração: } 200/22,22 = 9 \text{ cm}$$

Posição da L.N.E. em relação a face inferior do perfil:

$$y_{tr} = \frac{A_a y_a + b_{tr} t_c \left( d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c}$$

$$\text{- Curta duração: } y_{tr} = 45,68 \text{ cm}$$

$$\text{- Longa duração: } y_{tr} = 37,36 \text{ cm}$$

Altura comprimida do concreto (a):

$$a = d + h_f + t_c - y_{tr} \leq t_c$$

$$\text{- Curta duração: } a = 13,22 \text{ cm} > 8 \text{ cm}$$

$$a_{ad} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{- Longa duração: } a = 21,54 \text{ cm} > 8 \text{ cm}$$

$$a_{ad} = 8 \text{ cm}$$

Momento de inércia:

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} a^3}{12} + A_{c,tr} \left( d + h_f + t_c - \frac{a_{ad}}{2} - y_{tr} \right)^2$$

$$\text{- Curta duração: } I_{tr} = 94623,6 \text{ cm}^4$$

$$\text{- Longa duração: } I_{tr} = 70575,89 \text{ cm}^4$$

Módulo de resistência elástico inferior:

$$\text{- Curta duração: } w_{tr} = 2071,4 \text{ cm}^3$$

$$\text{- Longa duração: } w_{tr} = 1888,9 \text{ cm}^3$$



- Determinação do regime a ser utilizado

$$\frac{h}{t_w} = \frac{42,8}{1,05} = 40,76 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

É uma seção compacta, logo ocorre a plastificação total da seção transversal.

- Verificação da seção mista aço concreto ao momento fletor:

A partir das propriedades calculadas anteriormente, juntamente com os carregamento definidos no item 3.2, chegou-se em uma solicitação de cálculo ao momento fletor de 825,14 kN.m, conforme apresenta a Figura 25.

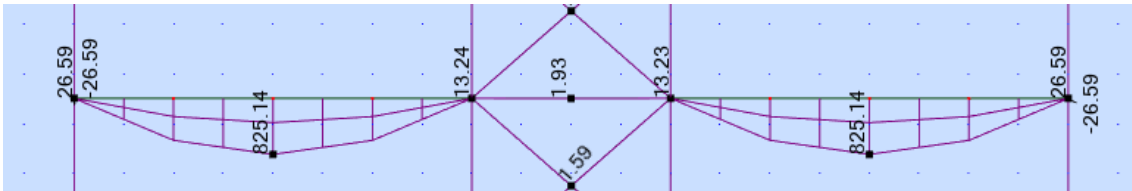


Figura 25 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na V4

Fonte: Desenvolvido pelo autor

$$C_{cd} = 0,85\eta_c f_{cd} b t_c = 0,85 * 1 * \frac{3}{1,4} * 200 * 8 = 2914,29 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = A_a f_{yd} = 87,5 * \frac{34,5}{1,1} = 2747,50 \text{ kN}$$

Como  $C_{cd} > C_{ad}$  a linha neutra plástica passa pela laje.

$$T_{ad} = C_{ad} = 2747,5 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85\eta_c f_{cd} b} = \frac{2747,5}{0,85 * 1,0 * \frac{3}{1,4} * 200} = 7,54 \text{ cm}$$

$$a = 7,54 \text{ cm} < t_c = 8 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm} T_{ad} \left( d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{Rd} = 1,0 * 2747,5 \left( 22,95 + 5 + 8 - \frac{7,54}{2} \right) = 88414,55 \text{ kN.cm ou } 884,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 884,15 \text{ kN.m} > 825,14 \text{ kN.m}$$

- Verificação da seção mista aço concreto ao esforço cortante:

A solicitação de cálculo ao esforço cortante para a V4 é de 311,56 kN, conforme mostra a Figura 26.

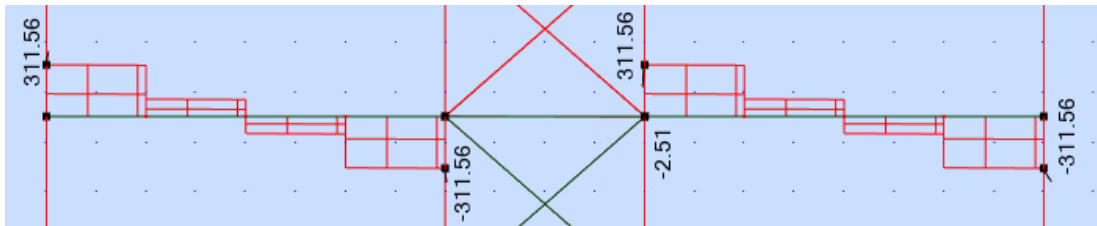


Figura 26 – Solicitação de cálculo ao corte na V4

Fonte: Desenvolvido pelo autor

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 47,05$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y = 0,6 \cdot 45,9 \cdot 0,91 \cdot 34,5 = 864,60 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{1006,33}{1,1} = 786,00 \text{ kN}$$

- Número de conectores necessários:

Foi utilizado conectores com diâmetro de 19 mm. Assim:

$$A_{cs} = \pi \cdot \frac{1,9^2}{4} = 2,835 \text{ cm}^2$$

$$Q_{Rd} < \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,835 \cdot \sqrt{3 \cdot 2700}}{1,25} = 102,06 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1,0 \cdot 0,75 \cdot 2,835 \cdot 40}{1,25} = 68,04 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\Sigma Q_{Rd} < \begin{cases} C_{cd} = 2914,29 \text{ kN} \\ C_{ad} = 2747,50 \text{ kN} \end{cases}$$

Assim, o número de conectores necessários é:

$$n_{conec} = 2 * \frac{2747,50}{68,04} = 80,76$$

São necessários 81 conectores, como a viga tem 800cm, os conectores terão um espaçamento de 9,8 cm.

- Verificação da flecha admissível:

Verificação da tensão:

$$\left(\frac{M_{Ga,S}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,S}}{W_{ef}}\right) \leq f_y$$
$$\left(\frac{16716}{1301}\right) + \left(\frac{19080+21600}{1888,9}\right) = 34,38 \leq 34,5$$

Flecha devida à sobrecarga e aos efeitos de longa duração:

$$\delta_{lim} = 800/350 = 2,29 \text{ cm}$$
$$\delta_{m\acute{a}x} = \delta_{p,ld} - \delta_{p,cd} + \delta_{v,cd}$$
$$\delta_{m\acute{a}x} = 1,69 - 1,28 + 0,76 = 1,17 \text{ cm} < 2,29 \text{ cm}$$

Flecha devida à carga total:

$$\delta_{lim} = 800/250 = 3,2 \text{ cm}$$
$$\delta_{m\acute{a}x} = \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd}$$
$$\delta_{m\acute{a}x} = 1,69 + 0,76 = 2,45 \text{ cm} < 3,2 \text{ cm}$$

A Tabela 4 apresenta o resumo do dimensionamento das outras vigas do edifício estudado.

	V1	V2	V3
Perfil Adot.	W 360x32,9	W 360x32,9	W 410x53
Interação	Total	Total	Total
$M_{Sd}$ (kN.m)	166,91	229,91	455,51
$h/t_w$	57,24	57,24	50,82
$3,76\sqrt{E/f_y}$	90,53	90,53	90,53
$b$ (cm)	100	200	100
$C_{cd}$ (kN)	1457,1	2914,3	2914,3
$C_{ad}$ (kN)	1320,4	1320,4	2145,3
L.N.P. Cruza	Laje	Laje	Laje
$T_{ad}$ (kN)	1320,4	1320,4	2145,3
$a$ (cm)	7,25	3,625	5,89
$C_{cd}'$ (kN)	1320,4	1320,4	2145,3
$M_{Rd}$ (kN.m)	354,2	378,1	647,9
$V_{Sd}$ (kN)	74,18	102,18	176,66
$\lambda$	57,24	57,24	50,82
$\lambda_p$	59,22	59,22	59,22
$V_{pl}$ (kN)	418,99	418,99	625,68
$V_{Rd}$ (kN)	380,9	380,9	568,8
N. de Conec	40	40	44
Esp. Dos Conec.	22,5	22,5	18,2
$\delta_{lim}$ (cm)	2,57	2,57	2,29
$\delta$ (cm)	0,9	1,04	1,42
$\delta_{tot,lim}$ (cm)	3,60	3,60	3,20
$\delta_{tot}$ (cm)	2,45	2,27	3,05

Tabela 4 - Resumo do dimensionamento das vigas V1, V2 e V3

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

### 4.3. PILARES

Para o dimensionamento dos pilares, com o objetivo de alcançar um quantitativo final similar ao de Sales (1995), os pilares foram divididos em 5 lances, conforme mostrado a seguir:

- 1° Lance: 1° ao 4° pavimento;
- 2° Lance: 5° ao 8° pavimento;
- 3° Lance: 9° ao 12° pavimento;
- 4° Lance: 13° ao 16° pavimento;

- 5° Lance: 17° ao 20° pavimento.

A seguir é demonstrado o dimensionamento do 1° lance. Utilizou-se o perfil W 610x217,0 com aço ASTM A572 G50, uma seção de concreto de 55cmx85cm com  $f_{ck}$  de 30 Mpa e 22 barras CA-50 de 25mm, que resulta em uma taxa de armadura de 2,3 % da área total da seção.

. A configuração final é mostrada na Figura 27.

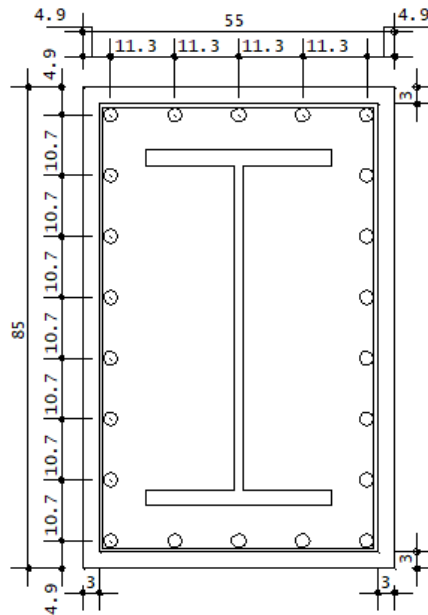


Figura 27 – Distribuição de barras dos pilares do 1° lance.

Fonte: Desenvolvido pelo autor

- Dados gerais

Perfil utilizado:

W 610x217,0 - ASTM A572 G50 –  $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

Armadura longitudinal:

22 barras de 25mm – CA-50 –  $f_y = 50,0 \text{ kN/cm}^2$

Seção de concreto:

$b_c = 55 \text{ cm}$ ;  $h_c = 85 \text{ cm}$  –  $f_{ck} = 30 \text{ kN/cm}^2$

Classe de agressividade II – Cobrimento de 3 cm.

Para se obter a solicitações de cálculo e a deslocabilidade, deve-se calcular as propriedades da seção mista. Assim:

- Propriedades Gerais:

$$A_a = 276,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22 * \frac{\pi * 2,5^2}{4} = 108 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 55 * 85 - 276,2 - 108 = 4290,8 \text{ cm}^2$$

$$I_{ax} = 189635 \text{ cm}^4 \quad I_{ay} = 16313 \text{ cm}^4$$

$$I_{sx} = 92337,32 \text{ cm}^4 \quad I_{sy} = 45109,17 \text{ cm}^4$$

$$I_{cx} = 2532767,5 \text{ cm}^4 \quad I_{cy} = 1117067,85 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_c = 0,25 + 3 \left( \frac{A_a + A_s}{A_c + A_a + A_s} \right) = 0,25 + 3 \left( \frac{276,2 + 108}{4290,8 + 276,2 + 108} \right) = 0,497$$

$$(EA)_e = E_a A_a + E_c A_c + E_s A_s$$

$$(EA)_e = 20000 * 276,2 + 2700 * 4290,8 + 20000 * 108 = 19269160 \text{ kN}$$

$$(EI)_e = E_a I_a + \alpha_c E_c I_c + E_s I_s$$

$$(EI)_{ex} = 20000 * 189635 + 0,497 * 2700 * 2532767,5 + 20000 * 92337,32$$

$$(EI)_{ex} = 9038167108 \text{ kN.cm}$$

$$(EI)_{ey} = 20000 * 16313 + 0,497 * 2700 * 1117067,85 + 20000 * 45109,17$$

$$(EI)_{ey} = 2727436748 \text{ kN.cm}$$

- Deslocabilidade:

A partir das propriedades, pode-se verificar a deslocabilidade da estrutura. O modelo de estudo foi classificado como média deslocabilidade, uma vez que a razão entre deslocamentos da análise de segunda ordem ( $U_x'$  e  $U_y'$ ) pelos deslocamentos da análise linear ( $U_x$  e  $U_y$ ) com as combinações do ELU foi de 1,26 utilizando os resultados da combinação apresentada nas figuras 28 e 29. Na Tabela 5 é explicitado o resumo dos deslocamentos com e sem a análise de segunda ordem. Dessa forma, para a obtenção dos esforços, a rigidez efetiva deve ser reduzida para 64% da rigidez total, e deve ser utilizada análise de 2º ordem.

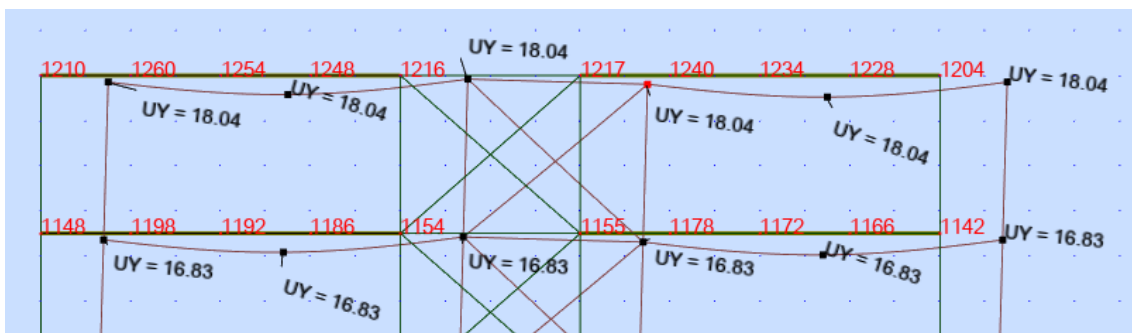


Figura 28 – Deslocamento Uy na combinação 4

Fonte: Desenvolvido pelo autor

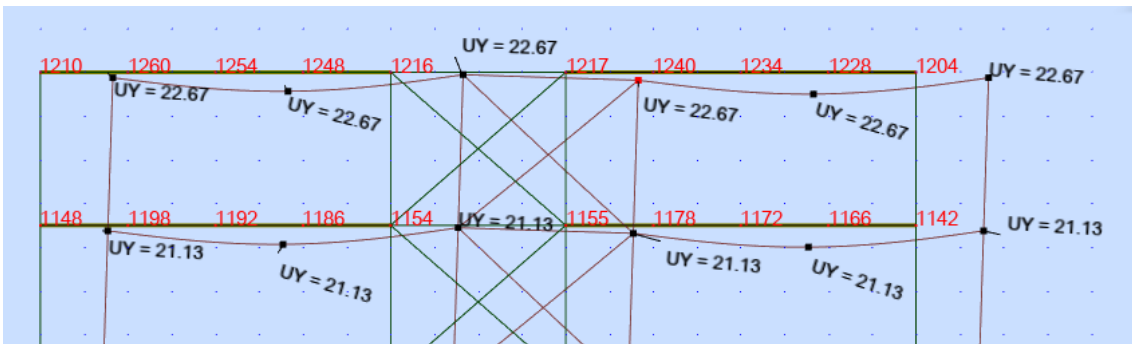


Figura 29 – Deslocamento  $U_y'$  na combinação 4

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

	Ux (cm)	Ux' 2° ordem (cm)	Ux'/Ux	Uy (cm)	Uy' 2° ordem (cm)	Uy'/Uy
Combinação 1	0,00	0,00	-	0,00	0,00	-
Combinação 2	0,00	0,00	-	0,00	0,00	-
Combinação 3	5,65	6,91	1,22	0,00	0,00	-
Combinação 4	0,00	0,00	-	18,04	22,67	1,26
Combinação 5	5,65	6,91	1,22	0,00	0,00	-
Combinação 6	0,00	0,00	-	18,04	22,67	1,26
Combinação 7	6,77	8,26	1,22	1,62	1,90	1,17
Combinação 8	6,77	8,26	1,22	1,62	1,90	1,17
Combinação 9	3,99	4,68	1,17	28,43	34,99	1,23
Combinação 10	3,99	4,68	1,17	28,43	34,99	1,23
Combinação 11	6,77	8,26	1,22	1,61	1,90	1,18
Combinação 12	6,77	8,26	1,22	1,61	1,90	1,18
Combinação 13	3,99	4,70	1,18	28,43	34,99	1,23
Combinação 14	3,99	4,70	1,18	28,43	34,99	1,23
Combinação 15	9,42	11,27	1,20	0,00	0,00	-
Combinação 16	0,00	0,00	-	30,06	36,81	1,22
Combinação 17	9,42	11,27	1,20	0,00	0,00	-
Combinação 18	0,00	0,00	-	30,06	36,81	1,22
Combinação 19	11,31	13,43	1,19	2,69	3,11	1,16
Combinação 20	11,31	13,43	1,19	2,69	3,11	1,16
Combinação 21	6,65	7,72	1,16	47,38	56,97	1,20
Combinação 22	6,65	7,72	1,16	47,38	56,97	1,20
Combinação 23	11,31	13,43	1,19	2,69	3,11	1,16
Combinação 24	11,31	13,43	1,19	2,69	3,11	1,16
Combinação 25	6,65	7,72	1,16	47,38	56,97	1,20
Combinação 26	6,65	7,72	1,16	47,38	56,97	1,20
Combinação 27	9,42	10,31	1,09	0,00	0,00	-
Combinação 28	0,00	0,00	-	30,06	33,25	1,11
Combinação 29	9,42	10,31	1,09	0,00	0,00	-
Combinação 30	0,00	0,00	-	30,06	33,25	1,11
Combinação 31	11,31	12,31	1,09	2,69	2,91	1,08
Combinação 32	11,31	12,31	1,09	2,69	2,91	1,08
Combinação 33	6,65	7,19	1,08	47,38	51,96	1,10
Combinação 34	6,65	7,19	1,08	47,38	51,96	1,10
Combinação 35	11,31	12,31	1,09	2,69	2,91	1,08
Combinação 36	11,31	12,31	1,09	2,69	2,91	1,08
Combinação 37	6,65	7,19	1,08	47,38	51,96	1,10
Combinação 38	6,65	7,19	1,08	47,38	51,96	1,10

Tabela 5 - Deslocabilidade do edifício

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

Os esforços que levaram a configuração crítica do 1° lance foram de 18475,8 kN de compressão axial (Figura 30), 42,4 kN.m de momento fletor na direção de menor momento de inércia (Figura 31) e 13,2 kN.m de momento fletor na direção de maior momento de inércia (Figura 32).



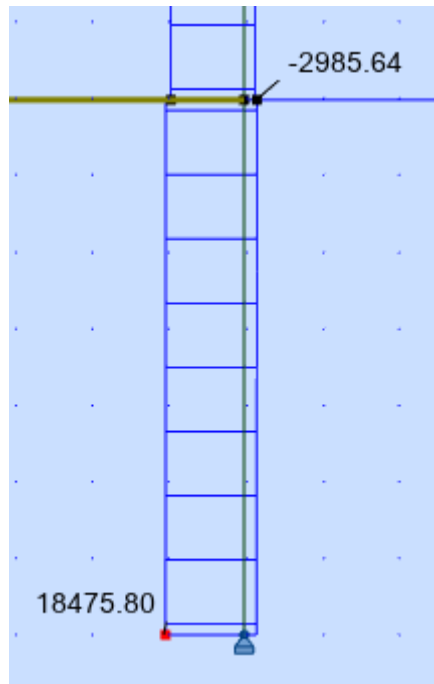


Figura 30 – Solicitação de cálculo à força axial no pilar do 1º lance.

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

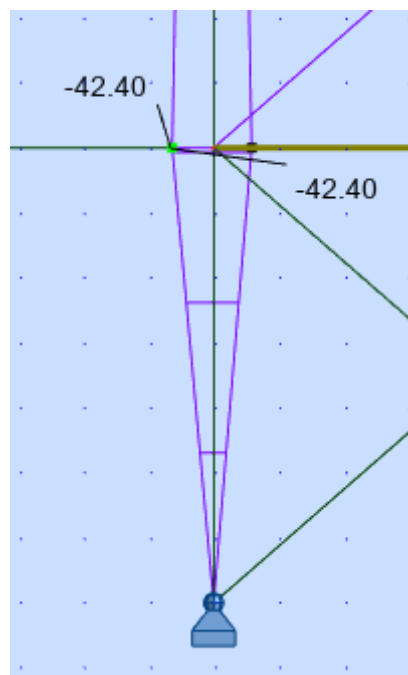


Figura 31 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na direção de menor inércia no pilar do 1º lance.

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

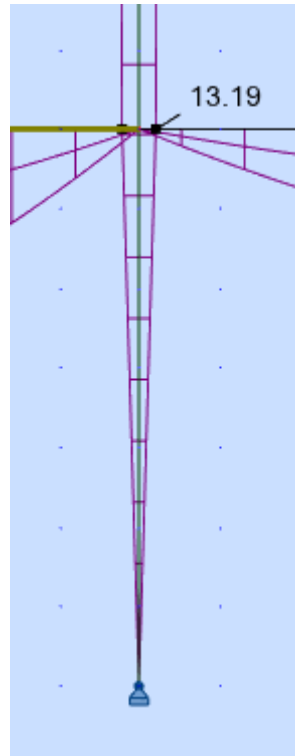


Figura 32 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na direção de maior inércia no pilar do 1º lance.

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

- Verificação da força axial:

$$N_{pl,a,Rd} = A_a f_{yd} = 276,2 * \frac{34,5}{1,1} = 8662,63 \text{ kN}$$

$$N_{pl,c,Rd} = A_c f_{cd1} = 4290,8 * 0,85 * 1,0 * \frac{3}{1,4} = 7815,35 \text{ kN}$$

$$N_{pl,s,Rd} = A_s f_{sd} = 108 * \frac{50}{1,15} = 4695,65 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} = 8662,63 + 7815,35 + 4695,65$$

$$N_{pl,Rd} = 21173,63 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a,R} = A_a f_y = 276,2 * 34,5 = 9528,9 \text{ kN}$$

$$N_{pl,c,R} = A_c f_{c1} = 4290,8 * 0,85 * 1,0 * 3 = 10941,54 \text{ kN}$$

$$N_{pl,s,R} = A_s f_s = 108 * 50 = 5400 \text{ kN}$$

$$N_{p,R} = N_{pl,a,R} + N_{pl,c,R} + N_{pl,s,R} = 9528,9 + 10941,54 + 5400$$

$$N_{p,R} = 25871,44 \text{ kN}$$

$$N_e = \frac{\pi^2(EI)_e}{L^2}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 9038167108}{350^2} = 728188,85 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 2727436748}{350^2} = 219744,67 \text{ kN}$$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{p,R}}{N_e}}$$

$$\lambda_{0,mx} = \sqrt{\frac{25871,44}{728188,85}} = 0,188$$

$$\lambda_{0,my} = \sqrt{\frac{25871,44}{219744,67}} = 0,343$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi_x = 0,658^{0,188^2} = 0,985$$

$$\chi_y = 0,658^{0,343^2} = 0,952$$

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} = 0,952 * 21173,63 = 20157,30 \text{ kN} > 18475,8 \text{ kN}$$

- Efeitos de retração e fluência:

$$\lambda_{0,lim} = \frac{90}{\pi} \sqrt{\frac{N_{p,R}}{(EA)_e}}$$

$$\lambda_{0,lim} = \frac{90}{\pi} \sqrt{\frac{25871,44}{19269160}} = 1,05$$

Como nenhum índice de esbeltez ultrapassa o índice de esbeltez limite, os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser desprezados.

- Verificação à Flexo-compressão pelo modelo I:

Adotando que a linha neutra plástica com relação ao eixo x está situada na alma do perfil de aço, temos:

$$h_{nx} = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_c f_{cd1} + 2t_w(2f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$h_{nx} = 13,13 \text{ cm} \Rightarrow \text{Está situada na alma do perfil!}$$

Adotando que a linha neutra plástica com relação ao eixo y está situada na mesa do perfil de ali, temos:

$$h_{ny} = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1}) + t_w(2t_f - d)(2f_{yd} - f_{cd1})}{2h_c f_{cd1} + 4t_f(2f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$h_{ny} = 1,99 \text{ cm} \Rightarrow \text{Está situada na mesa do perfil!}$$

Módulos de resistência plástica:

$$Z_{ax} = 6807 \text{ cm}^3$$

$$Z_{ay} = 1529 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sx} = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| = 3380 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sy} = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| = 1728 \text{ cm}^3$$

$$Z_{cx} = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_{ax} - Z_{sx} = 89160 \text{ cm}^3$$

$$Z_{cy} = \frac{h_c b_c^2}{4} - Z_{ay} - Z_{sy} = 61024 \text{ cm}^3$$

$$Z_{anx} = t_w h_n^2 = 284 \text{ cm}^3$$

$$Z_{any} = 2t_f h_n^2 - \frac{(d - 2t_f)t_w^2}{4} = 60,8 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sxx} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}| = 105 \text{ cm}^3$$

$$Z_{syy} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{xi}| = 0 \text{ cm}^3$$

$$Z_{cxc} = b_c h_n^2 - Z_{anx} - Z_{sxx} = 9192,8 \text{ cm}^3 \quad Z_{cyc} = h_c b_n^2 - Z_{any} - Z_{syy} = 275,8 \text{ cm}^3$$

Momentos fletor resistente:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn})$$

$$M_{pl,Rdx} = \frac{34,5}{1,1}(6807 - 284) + 0,5 * 0,85 * \frac{3}{1,4}(89160 - 9193) + \frac{50}{1,15}(3380 - 105)$$

$$M_{pl,Rdx} = 419803,4 \text{ kN.cm ou } 4198,034 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rdy} = \frac{34,5}{1,1}(1529 - 60,8) + 0,5 * 0,85 * \frac{3}{1,4}(61024 - 275,8) + \frac{50}{1,15}(1728 - 0)$$

$$M_{pl,Rdy} = 176502,8 \text{ kN.cm ou } 1765,028 \text{ kN.m}$$

Verificação da interação dos esforços segundo modelo I:

$$N_{sd}/N_{Rd} \geq 0,2$$

$$18475,8/20157,30 = 0,92 > 0,2$$

Logo:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{18475,8}{20157,3} + \frac{8}{9} \left( \frac{13,19}{4198,03} + \frac{42,4}{1765,03} \right) = 0,944 \leq 1,0$$

- Verificação à Flexo-compressão pelo modelo II:

Como  $N_{Sd} > N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = \mu_y = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}}$$

$$\mu_x = \mu_y = 1 - \frac{18475,8 - 7815,35}{21173,63 - 7815,35} = 0,202$$

$$N_{e2,x} = \frac{\pi^2(EI)_{e,x}}{L_x^2} = \frac{\pi^2 9038167108}{350^2} = 728188,85$$

$$N_{e2,y} = \frac{\pi^2(EI)_{e,y}}{L_y^2} = \frac{\pi^2 2727436748}{350^2} = 219744,67$$

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd} L_x}{300 \left( 1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}} \right)} = \frac{18475,8 \cdot 350}{300 \left( 1 - \frac{18475,8}{728188,85} \right)} = 22116 \text{ kN.cm ou } 221,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd} L_y}{300 \left( 1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}} \right)} = \frac{18475,8 \cdot 350}{300 \left( 1 - \frac{18475,8}{219744,67} \right)} = 23533 \text{ kN.cm ou } 235,33 \text{ kN.m}$$

Como  $f_y < 350 \text{ Mpa}$ , temos que:

$$M_{c,x} = 0,9 M_{pl,x,Rd} = 0,9 \cdot 4198,034 = 3778,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,y} = 0,9 M_{pl,y,Rd} = 0,9 \cdot 1765,028 = 1588,53 \text{ kN.m}$$

Considerando as imperfeições no eixo x:

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0$$

$$\frac{13,19 + 221,16}{0,202 \cdot 3778,2} + \frac{42,4}{0,202 \cdot 1588,53} = 0,44 < 1,0$$

Considerando as imperfeições no eixo y:

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0$$

$$\frac{13,19}{0,202*3778,2} + \frac{42,4+253,33}{0,202*1588,53} = 0,94 < 1,0$$

- Tração

Nas combinações onde se considera o vento como variável principal e o peso próprio e a sobrecarga como favoráveis para a estrutura, alguns pilares apresentam tração. A mais crítica para este lance foi de 8315,97 kN, conforme mostra a Figura 33.

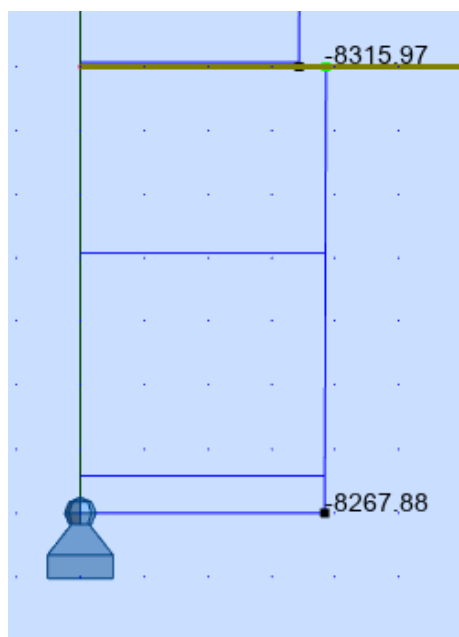


Figura 33 – Tração no pilar do 1º lance

Fonte: Desenvolvido pelo autor

Assim:

$$F_{Sd} = A_a f_{yd} = \frac{278,4*34,5}{1,1} = 8731,64 \text{ kN} > 8315,97 \text{ kN}$$

A tabela a seguir apresenta o resumo de dimensionamento dos outros lances de pilares desse projeto.

	2° Lance	3° Lance	4° Lance	5° Lance
Perfil Adot.	W 610x155	W 530x123	W 460x74	W 360x32,9
hc (cm)	75	70	60	50
bc (cm)	45	35	30	22
Linhas de barras hoz.	6	6	3	3
Linhas de barras ver.	5	5	4	4
Total de barras	18	18	10	10
Bitola da barra adot. (mm)	25	20	16	12,5
Nc,sd (kN)	13576	9122	5248	2224
Nt,Sd (kN)	5139	2588	256	42
Msd <sub>x</sub> (kN.m)	11,27	3,36	1,69	0,87
Msd <sub>y</sub> (kN.m)	22,08	7,11	2,64	0,23
$\lambda_{0,mx}$	0,202	0,223	0,274	0,356
$\lambda_{0,my}$	0,426	0,576	0,687	0,972
$\lambda_{0,lim}$	1,05	1,05	0,98	0,992
Nc,Rd (kN)	14473,6	9936,9	5648,7	2506,5
Nt,Rd (kN)	6213,1	4949,2	2976,4	1320,4
Mr <sub>dx</sub> (kN.m)	2899,8	1828,1	812,1	316,1
Mr <sub>dy</sub> (kN.m)	1148	579,1	278,7	105
Modelo I	0,96	0,93	0,94	0,89
Modelo II - Imp. X	0,43	0,26	0,23	0,12
Modelo II - Imp. Y	0,97	0,89	0,83	0,61

Tabela 6 – Dimensionamento dos pilares do 2° ao 5° lance

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

## - Deslocamento

Segundo o projeto de norma ABNT 8800:2023 o limite de deslocamento no topo do edifício é de  $H/400$ , onde  $H$  é a altura do pavimento, que resulta em um deslocamento máximo de 17,5 cm, enquanto para o limite de deslocamento relativo entre dois pavimentos é de  $h/500$ , onde  $h$  é o pé direito dos pavimentos, resultando em um valor máximo de 0,7 cm. Na Tabela 7 são apresentados os deslocamentos totais e relativo de cada pavimentos. O deslocamento máximo do edifício foi de 3,582 cm e o deslocamento máximo relativo foi de 0,198 cm.

	Relativo (cm)	Total (cm)
1° Pavimento	0,198	0,198
2° Pavimento	0,198	0,396
3° Pavimento	0,198	0,594
4° Pavimento	0,199	0,793
5° Pavimento	0,199	0,992
6° Pavimento	0,198	1,19
7° Pavimento	0,197	1,387
8° Pavimento	0,196	1,583
9° Pavimento	0,194	1,777
10° Pavimento	0,19	1,967
11° Pavimento	0,188	2,155
12° Pavimento	0,183	2,338
13° Pavimento	0,179	2,517
14° Pavimento	0,173	2,69
15° Pavimento	0,167	2,857
16° Pavimento	0,161	3,018
17° Pavimento	0,153	3,171
18° Pavimento	0,146	3,317
19° Pavimento	0,136	3,453
20° Pavimento	0,129	3,582

Tabela 7 - Deslocamento do Edifício

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

## 4.4. CONTRAVENTAMENTO

O perfil adotado para os contraventamentos é composto por duas cantoneiras em forma de t, o que possibilita ligações mais simples e eficientes juntos aos pilares. A seguir é apresentado o seu dimensionamento.



- Dados gerais

Parafuso utilizado:

ASTM A325 com diâmetro de 16mm -  $f_y = 63,5 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 83 \text{ kN/cm}^2$

Cantoneira Utilizada:

2x127x127x12,5 – ASTM A572 G50 –  $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

As dimensões do contraventamento estão apresentadas na Figura 34.

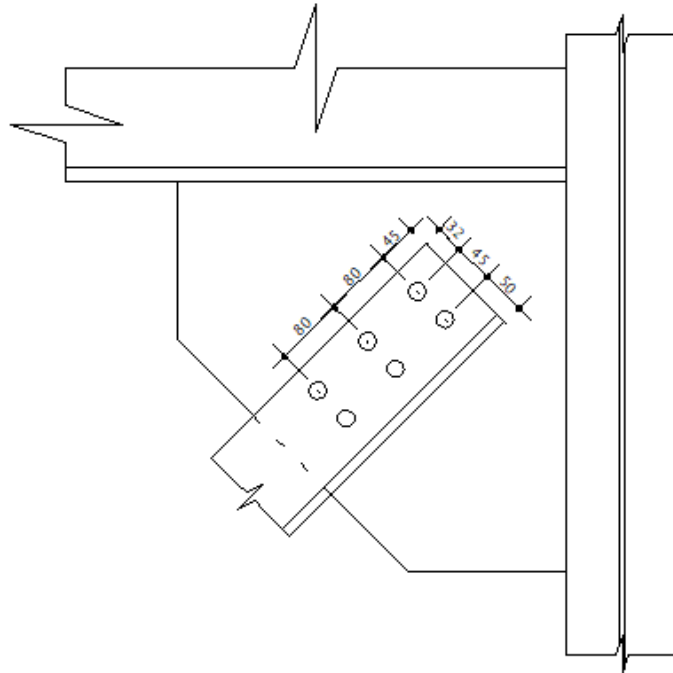


Figura 34 – Dimensões do contraventamento

Fonte: Desenvolvido pelo autor

- Cisalhamento dos parafusos

$$F_{v,Sd} = \frac{F_V}{2*6} = \frac{780,05}{12} = 65 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_b A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}, \text{ com } \alpha_b = 0,4$$

$$A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi * 2,2^2}{4} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 * 3,8 * 83}{1,35} = 93,5 \text{ kN} > 65 \text{ kN}$$

- Pressão de contato na cantoneira

$$F_{c,Sd} = \frac{F_V}{2*6} = \frac{780,05}{12} = 65 \text{ kN}$$

$$F_{c,Sd} \leq \begin{cases} \frac{1,2l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f \leq \begin{cases} 80 - 25,5 = 54,5 \text{ mm} \\ 40 - \frac{25,5}{2} = 27,25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} \leq \begin{cases} \frac{1,2*2,725*1,27*45}{1,35} = 138,43 \text{ kN} \\ \frac{2,4*2,2*1,27*45}{1,35} = 223,52 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 138,43 \text{ kN} > 65 \text{ kN}$$

- Ruptura da seção bruta

$$N_{t,Sd} = \frac{F_V}{2} = \frac{780,05}{2} = 390,025 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_a f_y}{1,1} = \frac{23,29*34,5}{1,1} = 730,46 \text{ kN} > 390,025 \text{ kN}$$

- Ruptura da seção líquida

$$N_{t,Sd} = \frac{F_V}{2} = \frac{780,05}{2} = 390,025 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{n,ef} C_t f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$c_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} = 1 - \frac{3,63}{16} = 0,773$$

$$N_{t,Rd} = \frac{(23,29 - 2*2,55*1,27)*0,7773*45}{1,35} = 433,29 \text{ kN} > 390,025 \text{ kN}$$

- Colapso por rasgamento da cantoneira

A região passível a sofrer o rasgamento está determinada na Figura 35.

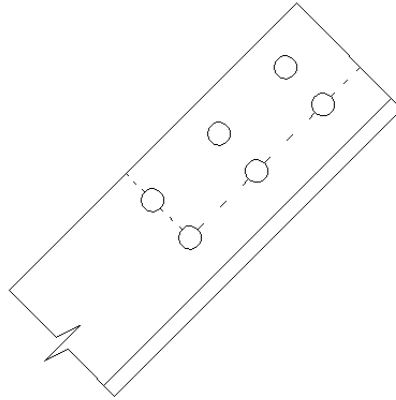


Figura 35 - Colapso por rasgamento do contraventamento

Fonte: Desenvolvido pelo autor

$$N_{t,Sd} = \frac{F_V}{2} = \frac{780,05}{2} = 390,025 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6A_{nv}f_u + C_{ts}A_{nt}f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{0,6A_{gv}f_y + C_{ts}A_{nt}f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = (2 * 8 + 4) * 1,27 = 25,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 25,4 - 2,5(2,55 * 1,27) = 17,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (12,7 - 5 - 1,5 * 2,55) * 1,27 = 4,92 \text{ cm}^2$$

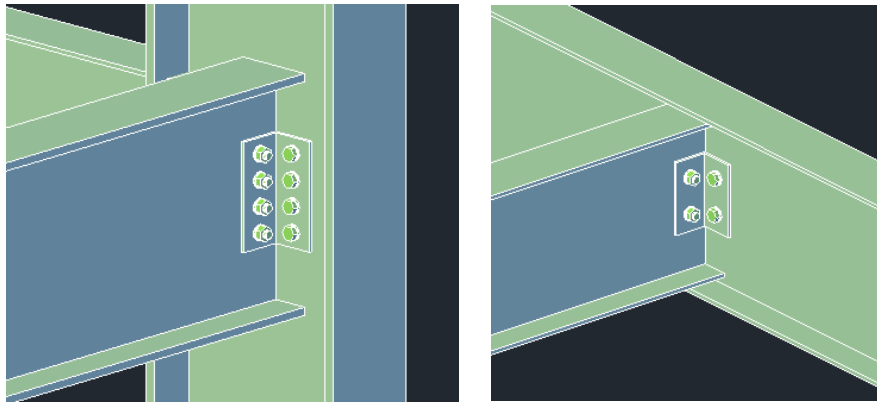
$$C_{ts} = 1,0$$

$$N_{t,Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6*17,3*45 + 1*4,92*45}{1,35} = 510,12 \text{ kN} \\ \frac{0,6*25,4*34,5 + 1*4,92*45}{1,35} = 553,51 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{t,Rd} = 510,12 \text{ kN} > 390,025 \text{ kN}$$

#### 4.5. LIGAÇÕES DAS VIGAS

Conforme dito no item 3.1, todas as vigas foram consideradas rotuladas nos seus apoios, dessa forma, foram dimensionados ligações flexíveis com dupla cantoneira, conforme ilustra as Figura 36-a e b.



a) Ligação Viga-Pilar

b) Ligação Viga-Viga

Figura 36 – Ligações dos apoios das vigas

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

A seguir são demonstradas as verificações para a ligação da V4 com um pilar do último lance.

- Dados gerais

Parafuso utilizado:

ASTM A325 com diâmetro de 16mm -  $f_y = 63,5 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 83 \text{ kN/cm}^2$

Cantoneira Utilizada:

80x80x5 – ASTM A572 G50 –  $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

Viga:

W 460x68,0 - ASTM A572 G50 –  $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

Perfil do pilar:

W 410x53,0 - ASTM A572 G50 –  $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$

As dimensões da ligação estão apresentadas na Figura 37.

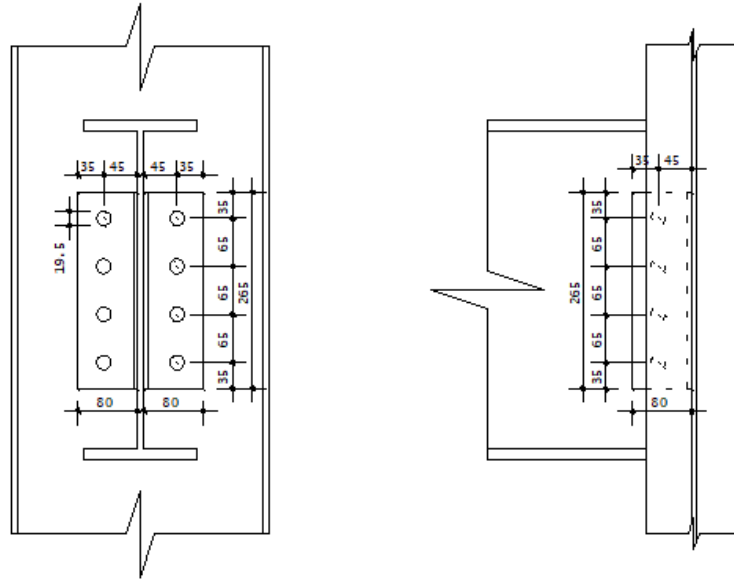


Figura 37 – Dimensões da ligação exemplo

Fonte: Desenvolvido pelo autor

- Cisalhamento dos parafusos

$$F_{v,Sd} = \frac{F_V}{2 \cdot 4} = \frac{311,53}{8} = 38,94 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_b A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}, \text{ com } \alpha_b = 0,4$$

$$A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \cdot 2,01 \cdot 83}{1,35} = 49,43 \text{ kN} > 38,94 \text{ kN}$$

- Pressão de contato na alma da viga

$$F_{c,Sd} = \frac{F_V}{4} = \frac{311,53}{4} = 77,88 \text{ kN}$$

$$F_{c,Sd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4 d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f = 65 - 19,5 = 45,5 \text{ mm}$$

$$F_{c,Sd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \cdot 4,55 \cdot 0,91 \cdot 45}{1,35} = 165,62 \text{ kN} \\ \frac{2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,91 \cdot 45}{1,35} = 116,48 \text{ kN} \end{cases} > 77,88 \text{ kN}$$

- Pressão de contato na alma do pilar

$$F_{c,Sd} = \frac{F_V}{8} = \frac{311,53}{8} = 38,94 \text{ kN}$$

$$F_{c,Sd} \leq \begin{cases} \frac{1,2l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f = 65 - 19,5 = 45,5 \text{ mm}$$

$$F_{c,Sd} \leq \begin{cases} \frac{1,2*4,55*0,64*45}{1,35} = 116,48 \text{ kN} \\ \frac{2,4*1,6*0,64*45}{1,35} = 81,92 \text{ kN} \end{cases} > 38,94 \text{ kN}$$

- Pressão de contato na cantoneira

$$F_{c,Sd} = \frac{F_V}{2*4} = \frac{311,53}{8} = 38,95 \text{ kN}$$

$$F_{c,Sd} \leq \begin{cases} \frac{1,2l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f \leq \begin{cases} 65 - 19,5 = 45,5 \text{ mm} \\ 35 - \frac{19,5}{2} = 25,25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} \leq \begin{cases} \frac{1,2*2,525*0,5*45}{1,35} = 50,5 \text{ kN} \\ \frac{2,4*1,6*0,5*45}{1,35} = 64 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 50,5 \text{ kN} > 38,95 \text{ kN}$$

- Colapso por rasgamento da cantoneira

A região passível a sofrer o rasgamento, para a aba conectada à viga, está determinada na Figura 38.

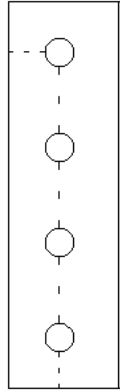


Figura 38 - Colapso por rasgamento da cantoneira

Fonte: Desenvolvido pelo autor

$$F_{r,Sd} = \frac{F_V}{2} = \frac{311,53}{2} = 155,77 \text{ kN}$$

$$F_{r,Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,6A_{nv}f_u + C_{ts}A_{nt}f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{0,6A_{gv}f_y + C_{ts}A_{nt}f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = (26,5 - 3,5) * 0,5 = 11,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 11,5 - 3,5(1,95 * 0,5) = 8,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = \left(3,5 - \frac{1,95}{2}\right) * 0,5 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$C_{ts} = 1,0$$

$$F_{r,Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,6*8,09*45 + 1*1,26*45}{1,35} = 203,83 \text{ kN} \\ \frac{0,6*11,5*34,5 + 1*1,26*45}{1,35} = 218,42 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{r,Sd} = 203,83 \text{ kN} > 155,77 \text{ kN}$$

- Cisalhamento na cantoneira

A região passível a sofrer o cisalhamento está determinada na Figura 39.

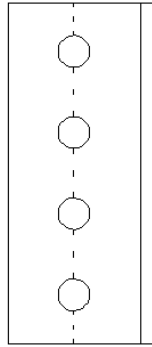


Figura 39 – Cisalhamento da cantoneira

Fonte: Desenvolvido pelo autor

$$F_{r,Sd} = \frac{F_V}{2} = \frac{311,53}{2} = 155,77 \text{ kN}$$

$$F_{r,Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,6A_{nv}f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{0,6A_{gv}f_y}{\gamma_{a1}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 26,5 * 0,5 = 13,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 13,25 - 4 * (1,95 * 0,5) = 9,35 \text{ cm}^2$$

$$F_{r,Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,6*9,35*45}{1,35} = 187 \text{ kN} \\ \frac{0,6*13,25*34,5}{1,1} = 249,3 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{r,Sd} = 184,4 \text{ kN} > 155,77 \text{ kN}$$

- Cisalhamento na viga

$$F_{r,Sd} = F_V = 311,53 \text{ kN}$$

$$F_{r,Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,6A_{nv}f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{0,6A_{gv}f_y}{\gamma_{a1}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 45,9 * 0,91 = 41,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 41,77 - 4 * (1,95 * 0,91) = 34,67 \text{ cm}^2$$

$$F_{r,Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,6*34,67*45}{1,35} = 1156,27 \text{ kN} \\ \frac{0,6*41,77*34,5}{1,1} = 786,04 \text{ kN} \end{cases}$$

A Tabela 8 apresenta o resumo do dimensionamento das outras ligações das vigas do projeto. A Figura 40 apresenta o gabarito de dimensões das ligações.



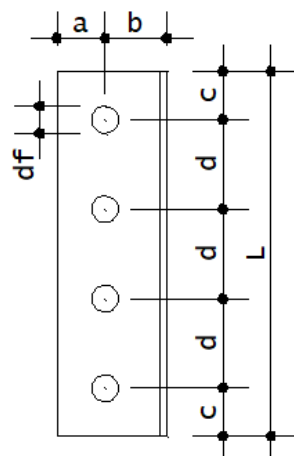


Figura 40 – Gabarito das ligações das vigas

Fonte: Desenvolvido pelo autor

Ligação	V3 com Pilar	V1 com Pilar	V2 com Viga
Solicitação Total (kN)	175,08	74,18	102,18
Tipo de cantoneira	L 80x5	L 80x5	L 80x5
Quantidade de parafusos (por aba)	3	2	2
Diâmetro do parafuso (mm)	16	16	16
Diâmetro do furo (mm)	19,5	19,5	19,5
Dimensão a (mm)	35	35	35
Dimensão b (mm)	45	45	45
Dimensão c (mm)	40	40	40
Dimensão d (mm)	60	80	80
Dimensão L (mm)	160	160	160
Cisalhamento nos parafusos (kN)	296,7	197,8	197,8
Pressão de contato alma da viga (kN)	288	148,48	148,48
Pressão de contato no apoio (kN)	445,44	435,2	435,2
Pressão de contato na cantoneira (kN)	435,6	242	242
Rasgamento na cantoneira (kN)	368	265,6	265,6
Cisalhamento na cantoneira (kN)	339,6	242	242

Tabela 8 – Resumo de dimensionamento das ligações das vigas

Fonte: Desenvolvido pelo autor

## 5. ANÁLISE

Neste capítulo é abordado algumas tomadas de decisões e análises dos resultados deste trabalho.

### 5.1. DISTRIBUIÇÃO DAS VIGAS EM PLANTA BAIXA

Conforme apresentado no item 3.1, a solução estrutural escolhida em Sales (1995) compreendia a instalação de quatro linhas de vigas horizontais na planta baixa, acompanhadas por uma viga secundária posicionada entre os dois maiores vãos (Figura 41). Com base nessa solução estrutural, para a mesma carga citada no item 3.2, seria necessário a utilização de um Steel deck com altura de laje de 19 cm, utilizando uma forma MF-75-1,25. Dessa forma, optou-se por acrescentar 2 vigas secundárias entre cada vão da solução original (Figura 42), viabilizando a configuração citada no item 4.1.

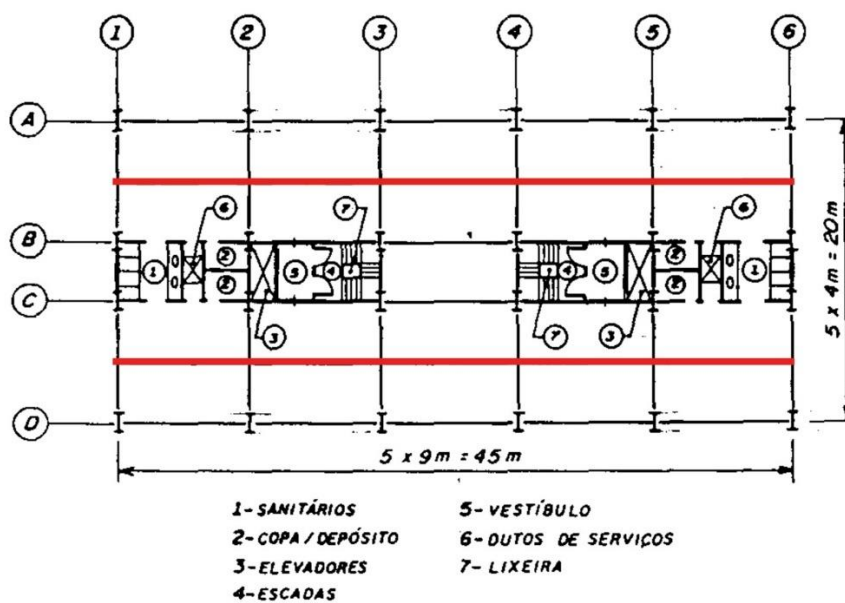


Figura 41 - Planta baixa do edifício analisado

Fonte: Sales (1995)

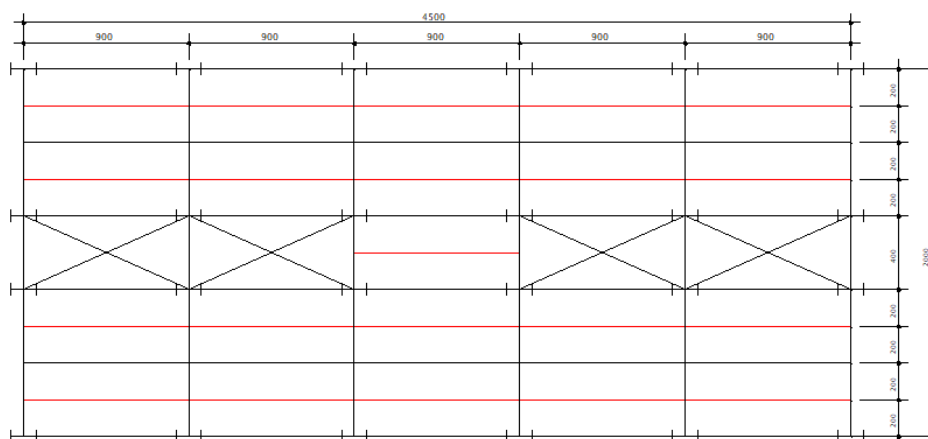


Figura 42 – Vigas secundárias

Fonte: Desenvolvido pelo autor

## 5.2. DETERMINAÇÃO DOS PERFIS UTILIZADOS

Todos os perfis utilizados para as vigas nesse trabalho foram duplamente simétricos. A escolha se deu pela maior facilidade de obtenção, visto que são perfis tabelados da empresa Gerdau, típica dos perfis laminados. Entretanto, caso seja possível, uma boa alternativa é a utilização de perfis com área da mesa inferior maior que da mesa superior, resultando em um uso mais eficiente do concreto na região superior, onde é mais requisitado para resistir aos esforços de compressão.

Na Tabela 9 é apresentada a comparação do momento fletor resistente de três perfis da série W da Gerdau com três perfis similares da série VSM, ambos com uma resistência ao escoamento ( $f_y$ ) de 345 Mpa. Neste exemplo foi adotada uma laje Steel deck MF-50-0,80mm, com altura total de 13cm, uma largura efetiva de um metro para cada lado e uma resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) de 30 Mpa. A partir dos resultados, conclui-se que ao aumentar a área da mesa inferior, a viga resiste à um momento fletor mais elevado.

Perfil	Área do perfil (cm <sup>2</sup> )	bf sup	tf sup	bf inf	tf inf	Mrd (kN.m)	Acréscimo de momento
W 460x74,0	95	190	14,5	190	14,5	942,5	113%
VSM 450x73,0	93	350	6,35	350	12,5	1063,7	
W 610x82,0	105	178	12,8	178	12,8	1250,2	128%
VSM 600x87,0	111	200	8	200	25	1602	
W 610x113,0	145	228	17,3	228	17,3	1642,8	125%
VSM 600x113,0	144	300	8	300	25	2056,9	

Tabela 9 - Comparação da variação do momento fletor devido a variação das dimensões das mesas do perfil de aço

Fonte: Desenvolvido pelo autor

### 5.3. TIPO DE INTERAÇÃO DA VIGA

Uma solução alternativa à utilizada neste trabalho é a utilização da interação parcial nas vigas. Nela se reduz o número de conectores, permitindo-se com que ocorra um deslizamento relativo entre a face de contato do aço com o concreto. Esse tipo de solução acarreta a diminuição do momento de inércia efetivo da seção e, conseqüentemente, diminuindo a resistência ao momento fletor e aumentando a deformação da viga. Entretanto, se mostra uma solução muito interessante, visto que a diminuição da resistência ao momento fletor é substancialmente menor do que a diminuição do grau de interação. Neste trabalho foi utilizado vigas com interação total afim de evitar deformações excessivas, uma vez que os vão das vigas principais são relativamente grandes. Na tabela a seguir são apresentados os perfis que poderiam ser utilizados no lugar da viga V4, viga com situação mais crítica no momento, caso se utilizasse a interação parcial.

	Grau de interação	Mrd (kN.m)
W 460 x 68	1	884,15
W 460 x 74	0,8	908
W 460 x 74	0,6	861,5
W 460 x 82	0,8	981,4
W 460 x 82	0,6	933,4

Tabela 10 – Vigas com interação parcial

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

### 5.4. VINCULAÇÃO DA ESTRUTURA COM A FUNDAÇÃO

Ao analisar o comportamento global da estrutura, chegou-se em uma estrutura de média deslocabilidade, sendo necessário realizar a redução da rigidez efetiva dos pilares para 64% do valor total na análise dos esforços solicitantes. Essa redução faz com que o custo da estrutura aumente, uma vez que os esforços de 2º ordem serão maiores que os da estrutura com rigidez total.

Uma solução que pode ser abordada é o engastamento da base da estrutura, tornando o edifício mais rígido, fazendo com que seja uma estrutura de baixa deslocabilidade. Entretanto, o engastamento da base, resulta no surgimento de momentos elevados nos pilares, sem uma redução considerada nos esforços axiais, conforme é mostrado nas Figuras 43, 44 e 45.

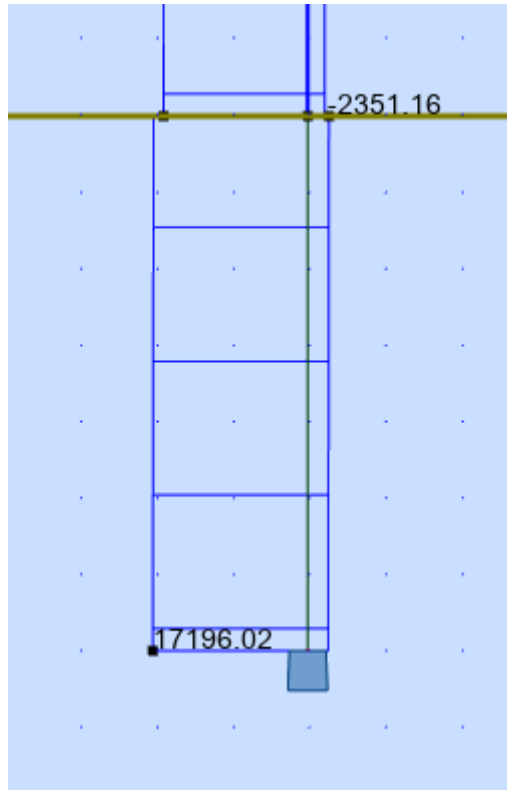


Figura 43 – Solicitação de cálculo à força axial no pilar do 1º lance com a base engastada.

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

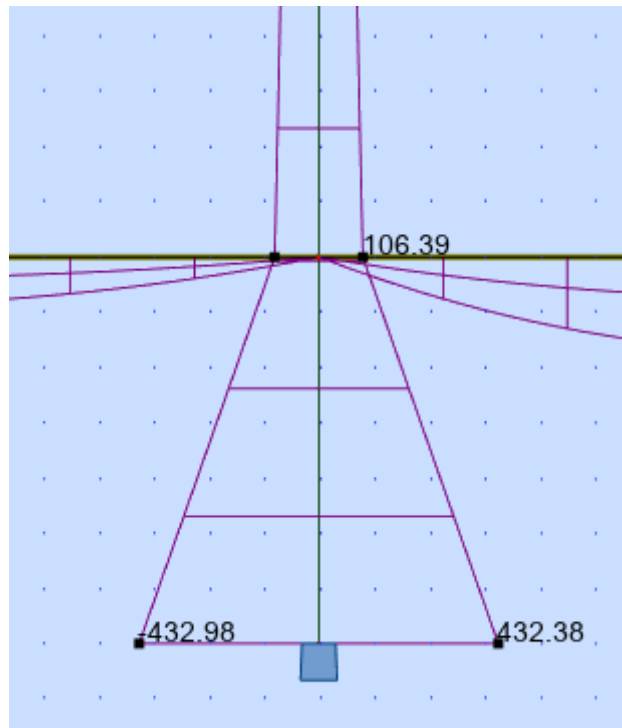


Figura 44 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na direção de maior inércia no pilar do 1º lance com a base engastada.

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

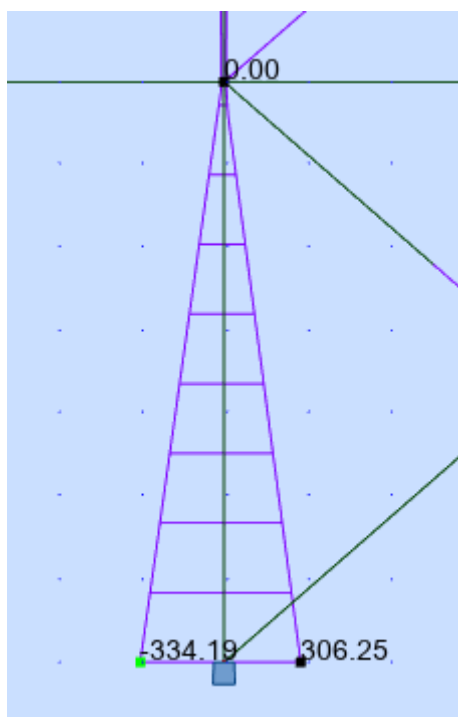


Figura 45 – Solicitação de cálculo ao momento fletor na direção de menor inércia no pilar do 1º lance com a base engastada.

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

Uma vez que não é necessário fazer a redução da rigidez efetiva nas equações de dimensionamento de pilares mistos aço e concreto submetidos a flexo-compressão, esse acréscimo de momento resultou em uma seção mais robusta de pilar, aumentando o quantitativo global do edifício, além disso, haveria um aumento significativo no custo das fundações, não abordado neste trabalho. Portanto, optou pela solução em que resulta em uma estrutura de média deslocabilidade.

## 5.5. QUANTITATIVO FINAL

Em Sales (1995) foi feito um estudo comparativo entre diversos tipos de soluções estruturais procurando apresentar as vantagens e desvantagens de cada uma. Com o objetivo de facilitar a visualização e compreensão dos outros sistemas analisados, no Anexo C apresenta as figuras utilizadas no trabalho original. Após todo o estudo desenvolvido nesse trabalho, chegou-se em um quantitativo final apresentado na tabela a seguir. Vale ressaltar que o comparativo tem algumas limitações e foca apenas na comparação do custo oriundo da estrutura, sem fixar parâmetros de dimensionamento para os modelos.

Sistema	Peso Total em Aço	Consumo p/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Diferença em peso (t)	Variação
Aporticado	1320	73,3	-	-	1,0
Núcleo concreto	569	32	1126	-751	0,431
Núcleo Misto	850	47	180	-470	0,644
Núcleo Aço/Aporticado	1272	70,7	-	-48	0,964
Núcleo Aço/Trel.	1183	65,7	-	-137	0,896
Trel. Vert.	1135	63	-	-185	0,86
Tubular aporticado (núcleo metálico)	1378	76,6	-	+58	1,044
Tubular aporticado (núcleo conc.)	1074	59,7	1126	-246	0,814
Tubular treliçado (núcleo metálico)	1147	63,7	-	-173	0,869
Tubular treliçado (núcleo conc.)	845	46,9	1126	-475	0,64
Estrutura Mista (núcleo metálico)	704,9	39,2	414,74	-615,1	0,534

Tabela 11 – Comparativo do quantitativo final

Fonte: Desenvolvido pelo autor

O quantitativo da solução apresentada neste trabalho está mostrado na última linha da Tabela 11. Podemos verificar na Figura 46 que a solução de estrutura mista gerou um quantitativo interessante, ficando com um peso total de aço abaixo das estruturas predominante metálicas e com um volume de concreto total menor que o das estruturas com núcleo de concreto.

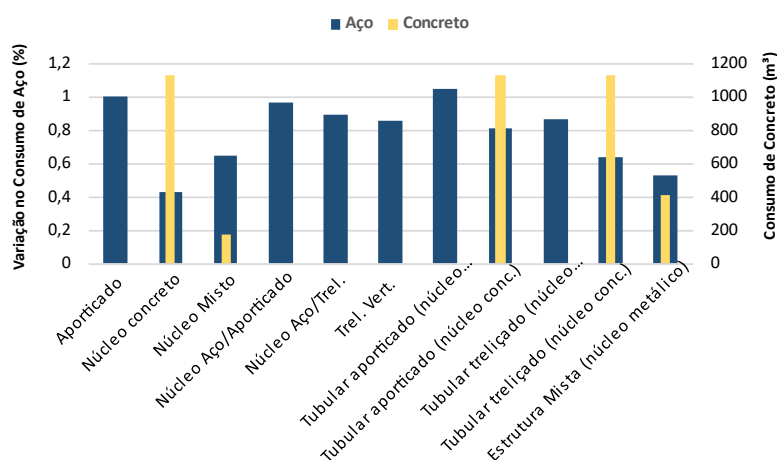


Figura 46 – Gráfico comparativo do quantitativo final.

Fonte: Desenvolvido pelo autor

## 6. CONCLUSÃO

O desenvolvimento deste trabalho envolveu a análise de estruturas mistas aço e concreto, explorando os métodos apresentados no projeto de norma ABNT NBR 8800:2023, a fim de comparar com outras soluções estruturais apresentadas em Sales (1995), auxiliando profissionais da área de projeto estruturais na tomada de decisão do tipo de estrutura irá utilizar.

Foi abordado os procedimentos de cálculos de estruturas mistas aço e concreto apresentados por Fakury, Silva e Caldas (2016) e por Queiroz, Pimenta e Martins (2012), adaptando-os conforme alterações e novidades abordadas no projeto da norma brasileira. As principais atualizações pertinentes nesse trabalho foram no dimensionamento dos pilares, onde a análise da fluência e retração do concreto podem ser desconsideradas em alguns casos e as considerações de imperfeições geométricas do modelo II foram padronizadas para os dois eixos de inércia.

No estudo das vigas mistas aço e concreto, mostrou-se uma grande vantagem a utilização de seções com interação parcial, uma vez que a diminuição da resistência ao momento fletor é menor que o decréscimo do grau de interação, simplificando a montagem da estrutura sem uma perda significativa na resistência. A utilização de perfis com mesa inferior com área maior que a mesa superior, mostrou-se uma alternativa na otimização do projeto, realçando a importância da distribuição do material na configuração do perfil.

Os resultados obtidos revelam que as estruturas mistas aço e concreto demonstram uma maior eficiência em termos de quantitativo de materiais. A análise comparativa com as estruturas propostas em Sales (1995) apresenta um consumo de aço menor quando comparadas à estruturas predominantemente metálicas, além disso, o volume de concreto também gerou um resultado menor quando comparada às estruturas com núcleo rígido de concreto.

Dessa forma, estruturas mistas aço e concreto se destacam como alternativas competitivas quando comparadas a outros tipos de estruturas, apresentando um quantitativo satisfatório com uma abordagem mais eficiente no consumo dos materiais. Portanto, a adoção de estruturas mistas aço e concreto representa uma estratégia inteligente para os desafios contemporâneos da engenharia civil.



## 7. REFERÊNCIAS

ABNT NBR 8800:2023. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, ABNT, 2023.

ABNT NBR 6118:2023. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. Rio de Janeiro, ABNT, 2023.

QUEIROZ, Gilson; PIMENTA, Roberval José; MARTINS, Alexander Galvão. **Manual de Construção de Aço: estruturas mistas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/Cbca, 2012. 1 v

SALES, José Jairo de. **Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço**. 1995. 257 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

MALITE, Maximiliano. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. 1990. 144 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

FAKURY, Ricardo Hallal; SILVA, Ana Lydia Reis de Castro e; CALDAS, Rodrigo Barreto. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016. 492 p.

METFORM. Disponível em: <<https://metform.com.br>>. Acesso em: 23 dez. 2023.

SILVA, Paulo Henrique Lubas. **Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. 2012. 314 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

MÜLLER, Márcio Brecher. **Vigas mistas aço-concreto: Comparação com viga simples em um estudo de caso**. 2015. 93 f. TCC (Graduação) - Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

AVILLA, Marcella Caon. **Análise da deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos andares com modelos tridimensionais de barra**. 2016. 122 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

ANEXO A – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DA METFORM

Altura da laje (mm)	Espessura Telha fôrma (mm)	Vão máximos sem escoramento				Peso próprio (kN/m <sup>2</sup> )	M. Inércia Laje mista (10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> /m)
		Simples (mm)	Duplo (mm)	Triplo (mm)	Balanço (mm)		
110	0,8	1800	2700	2800	900	2,08	6,89
	0,95	2400	3050	3150	1050	2,1	7,35
	1,25	3050	3650	3650	1400	2,13	8,19
120	0,8	1650	2600	2700	850	2,32	8,85
	0,95	2250	2900	3000	1050	2,33	9,43
	1,25	2950	3550	3550	1350	2,36	10,49
130	0,8	1490	2500	2600	850	2,55	11,16
	0,95	2050	2800	2900	1000	2,57	11,87
	1,25	2800	3400	3400	1350	2,6	13,19
140	0,8	1350	2450	2500	800	2,79	13,85
	0,95	1850	2750	2800	1000	2,8	14,72
	1,25	2700	3300	3300	1300	2,83	16,32
150	0,8	1250	2300	2450	800	3,02	16,93
	0,95	1700	2650	2750	950	3,04	17,98
	1,25	2600	3200	3250	1250	3,07	19,9
160	0,8	1150	2200	2300	800	3,26	20,45
	0,95	1600	2550	2650	950	3,27	21,69
	1,25	2550	3100	3150	1250	3,3	23,97
170	0,8	1050	2050	2150	750	3,49	24,43
	0,95	1500	2500	2600	900	3,51	25,87
	1,25	2450	3050	3050	1200	3,54	28,55

Tabela 12 – Dimensionamento para fase inicial para lajes mistas com Fôrma MF-50

Fonte: Adaptado de Metform (2023)

Altura da laje (mm)	Espessura Telha fôrma (mm)	Vão máximos sem escoramento				Peso próprio (kN/m <sup>2</sup> )	M. Inércia Laje mista (10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> /m)
		Simples (mm)	Duplo (mm)	Triplo (mm)	Balanço (mm)		
140	0,8	2200	3100	3200	1150	2,5	13,17
	0,95	2850	3500	3600	1350	2,52	13,99
	1,25	3500	4150	4250	1600	2,55	15,68
150	0,8	2000	3000	3100	1100	2,74	16,06
	0,95	2650	3400	3500	1300	2,75	17,04
	1,25	3400	4000	4100	1550	2,79	19,05
160	0,8	1850	2900	3000	1100	2,97	19,35
	0,95	2500	3300	3400	1250	2,99	20,51
	1,25	3250	3900	4000	1500	3,02	22,9
170	0,8	1700	2800	2900	1050	3,21	23,07
	0,95	2350	3200	3300	1250	3,23	24,44
	1,25	3150	3800	3900	1450	3,26	27,24
180	0,8	1550	2750	2850	1050	3,44	27,25
	0,95	2200	3100	3200	1200	3,46	28,84
	1,25	3050	3700	3800	1450	3,5	21,1
190	0,8	1450	2650	2750	1000	3,68	31,92
	0,95	2100	3050	3150	1200	3,7	33,75
	1,25	3000	3600	3700	1400	3,73	37,52
200	0,8	1400	2600	2650	1000	3,91	37,1
	0,95	1950	2950	3050	1150	3,93	39,19
	1,25	2900	3500	3650	1400	3,97	43,51

Tabela 13 – Dimensionamento para fase inicial para lajes mistas com Fôrma MF-75

Fonte: Adaptado de Metform (2023)

Altura da laje (mm)	Espessura Telha fôrma (mm)	Carga Sobreposta Máxima (kN/m <sup>2</sup> )										
		1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2650	2700
		Vãos (mm)										
110	0,8	10,56	9,23	8,1	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34	3,84	3,61	3,39
	0,95	13,25	11,62	10,23	9,03	8	7,1	6,31	5,61	5	4,72	4,45
	1,25	18,64	16,39	14,48	12,84	11,42	10,18	9,1	8,15	7,31	6,93	6,57
120	0,8	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,21	5,5	4,86	4,3	4,05	3,8
	0,95	14,82	13	11,44	10,1	8,95	7,94	7,06	6,28	5,6	5,28	4,99
	1,25	20	18,34	16,2	14,36	12,78	11,4	10,19	9,13	8,19	7,76	7,36
130	0,8	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,08	5,38	4,76	4,48	4,21
	0,95	16,39	14,37	12,65	11,18	9,9	8,79	7,81	6,96	6,2	5,85	5,52
	1,25	20	20	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,1	9,06	8,59	8,14
140	0,8	14,31	12,52	10,99	9,67	8,53	7,54	6,67	5,9	5,23	4,91	4,62
	0,95	17,96	15,75	13,87	12,25	10,85	9,63	8,57	7,63	6,8	6,42	6,06
	1,25	20	20	19,63	17,41	15,49	13,82	12,36	11,08	9,94	9,42	8,93
150	0,8	15,57	13,61	11,95	10,52	9,28	8,2	7,26	6,42	5,69	5,35	5,03
	0,95	19,53	17,13	15,08	13,33	11,8	10,48	9,32	8,3	7,4	6,98	6,59
	1,25	20	20	20	18,94	16,85	15,04	13,45	12,05	10,82	10,25	9,72
160	0,8	16,82	14,71	12,91	11,37	10,03	8,87	7,84	6,95	6,15	5,78	5,44
	0,95	20	18,51	16,3	14,4	12,76	11,33	10,07	8,97	8	7,55	7,13
	1,25	20	20	20	20	18,21	16,25	14,53	13,03	11,69	11,08	10,51
170	0,8	18,07	15,81	13,88	12,22	10,78	9,53	8,43	7,47	6,61	6,22	5,85
	0,95	20	19,89	17,51	15,47	13,71	12,17	10,83	9,64	8,6	8,12	7,66
	1,25	20	20	20	20	19,57	17,46	15,62	14	12,57	11,91	11,29

Tabela 14 - Cargas e vãos máximos das lajes mistas com fôrma MF-50

Fonte: Adaptado de Metform (2023)

Altura da laje (mm)	Espessura Telha fôrma (mm)	Carga Sobreposta Máxima (kN/m <sup>2</sup> )										
		2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900	3000
		Vãos (mm)										
140	0,8	13,16	11,71	10,45	9,35	8,39	7,54	6,78	6,11	5,51	4,97	4,48
	0,95	15,74	14,07	12,63	11,37	10,26	9,28	8,41	7,64	6,94	6,32	5,76
	1,25	20	18,79	16,98	15,39	14	12,76	11,67	10,69	9,81	9,02	8,31
150	0,8	14,46	12,86	11,48	10,28	9,22	8,28	7,45	6,72	6,06	5,46	4,93
	0,95	17,28	15,45	13,87	12,49	11,27	10,2	9,24	8,39	7,63	6,95	6,33
	1,25	20	20	18,65	16,91	15,38	14,02	12,82	11,75	10,78	9,91	9,13
160	0,8	15,75	14,02	12,51	11,2	10,04	9,03	8,12	7,32	6,6	5,95	5,37
	0,95	18,83	16,84	15,11	13,61	12,28	11,11	10,07	9,15	8,32	7,57	6,9
	1,25	20	20	20	18,42	16,76	15,28	13,97	12,8	11,75	10,81	9,95
170	0,8	17,04	15,17	13,54	12,12	10,87	9,77	8,8	7,93	7,15	6,45	5,82
	0,95	20	18,22	16,36	14,72	13,29	12,03	10,91	9,9	9,01	8,2	7,47
	1,25	20	20	20	19,94	18,14	16,54	15,12	13,86	12,72	11,7	10,78
180	0,8	18,34	16,32	14,57	13,04	11,7	10,52	9,47	8,53	7,69	6,94	6,26
	0,95	20	19,61	17,6	15,84	14,3	12,94	11,74	10,66	9,69	8,83	8,04
	1,25	20	20	20	20	19,51	17,8	16,28	14,92	13,7	12,6	11,6
190	0,8	19,63	17,47	15,6	13,96	12,53	11,26	10,14	9,14	8,24	7,44	6,71
	0,95	20	20	18,84	16,96	15,32	13,86	12,57	11,41	10,38	9,45	8,62
	1,25	20	20	20	20	20	19,06	17,43	15,97	14,67	13,49	12,43
200	0,8	20	18,62	16,63	14,88	13,35	12	10,81	9,74	8,79	7,93	7,16
	0,95	20	20	20	18,08	16,33	14,78	13,4	12,17	11,07	10,08	9,19
	1,25	20	20	20	20	20	20	18,58	17,03	15,64	14,38	13,25

Tabela 15 - Cargas e vãos máximos das lajes mistas com fôrma MF-75

Fonte: Adaptado de Metform (2023)

Altura total da laje (mm)	Consumo de concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Armadura em tela soldada			
		Denominação	Diâmetro - Espaçamento (mm x mm - mm x mm)	Massa (kg/m <sup>2</sup> )	Área (mm <sup>2</sup> /m)
100	0,075	Q-75	Φ 3,8 x Φ 3,8 - 150 x 150	1,21	75
110	0,085				
120	0,095				
130	0,105	Q-92	Φ 4,2 x Φ 4,2 - 150 x 150	1,48	92
140	0,115				
150	0,125	Q-113	Φ 3,8 x Φ 3,8 - 100 x 100	1,8	113
160	0,135				
170	0,145	Q-138	Φ 4,2 x Φ 4,2 - 100 x 100	2,2	138

Tabela 16 – Armaduras em tela soldada para lajes mistas com fôrma MF-50

*Fonte:* Adaptado de Metform (2023)

Altura total da laje (mm)	Consumo de concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Armadura em tela soldada			
		Denominação	Diâmetro - Espaçamento (mm x mm - mm x mm)	Massa (kg/m <sup>2</sup> )	Área (mm <sup>2</sup> /m)
130	0,0925	Q-75	Φ 3,8 x Φ 3,8 - 150 x 150	1,21	75
140	0,1025				
150	0,1125				
160	0,1225	Q-92	Φ 4,2 x Φ 4,2 - 150 x 150	1,48	92
170	0,1325	Q-113	Φ 3,8 x Φ 3,8 - 100 x 100	1,8	113
180	0,1425				
190	0,1525	Q-138	Φ 4,2 x Φ 4,2 - 100 x 100	2,2	138
200	0,1625				

Tabela 17 – Armaduras em tela soldada para lajes mistas com fôrma MF-75

*Fonte:* Adaptado de Metform (2023)

ANEXO B – TABELAS DE COMBINAÇÕES

	Ações Perm.	Ações Var.	Vento 0°	Vento 90°	Vento 180°	Vento 270°	Vento 0° +15%	Vento 0° -15%	Vento 90° +15%	Vento 90° -15%	Vento 180° +15%	Vento 180° -15%	Vento 270° +15%	Vento 270° -15%
Comb 1	1,25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 2	1,25	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 3	1,25	1,5	0,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 4	1,25	1,5	-	0,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 5	1,25	1,5	-	-	0,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 6	1,25	1,5	-	-	-	0,84	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 7	1,25	1,5	-	-	-	-	0,84	-	-	-	-	-	-	-
Comb 8	1,25	1,5	-	-	-	-	-	0,84	-	-	-	-	-	-
Comb 9	1,25	1,5	-	-	-	-	-	-	0,84	-	-	-	-	-
Comb 10	1,25	1,5	-	-	-	-	-	-	-	0,84	-	-	-	-
Comb 11	1,25	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	0,84	-	-	-
Comb 12	1,25	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,84	-	-
Comb 13	1,25	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,84	-
Comb 14	1,25	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,84

Tabela 18 - Combinações para o estado limite último com sobrecargas variável como carregamento variável principal

Fonte: Desenvolvido pelo autor

	Ações Perm.	Ações Var.	Vento 0°	Vento 90°	Vento 180°	Vento 270°	Vento 0° +15%	Vento 0° -15%	Vento 90° +15%	Vento 90° -15%	Vento 180° +15%	Vento 180° -15%	Vento 270° +15%	Vento 270° -15%
Comb 15	1,25	1,05	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 16	1,25	1,05	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 17	1,25	1,05	-	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 18	1,25	1,05	-	-	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 19	1,25	1,05	-	-	-	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-
Comb 20	1,25	1,05	-	-	-	-	-	1,4	-	-	-	-	-	-
Comb 21	1,25	1,05	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-	-	-	-
Comb 22	1,25	1,05	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-	-	-
Comb 23	1,25	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-	-
Comb 24	1,25	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-
Comb 25	1,25	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-
Comb 26	1,25	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4

Tabela 19 - Combinações para o estado limite último com o vento como carregamento variável principal e desfavorável para a estrutura

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor



	Ações Per.	Ações Var.	Vento 0°	Vento 90°	Vento 180°	Vento 270°	Vento 0° +15%	Vento 0° - 15%	Vento 90° +15%	Vento 90° - 15%	Vento 180° +15%	Vento 180° - 15%	Vento 270° +15%	Vento 270° - 15%
Comb 27	1,0	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 28	1,0	-	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 29	1,0	-	-	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 30	1,0	-	-	-	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-
Comb 31	1,0	-	-	-	-	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-
Comb 32	1,0	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-	-	-	-	-
Comb 33	1,0	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-	-	-	-
Comb 34	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-	-	-
Comb 35	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-	-
Comb 36	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-
Comb 37	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-
Comb 38	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4

Tabela 20 - Combinações para o estado limite último com o vento como carregamento variável principal e favorável para a estrutura

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

	Ações Permanentes	Ações Variáveis	Forças Hor. Equivalentes
Comb 1	1,0	0,3	1,0
Comb 2	1,0	0,3	1,0
Comb 3	1,0	0,3	1,0
Comb 4	1,0	0,3	1,0

Tabela 21 - Combinações para o estado limite de serviço

*Fonte:* Desenvolvido pelo autor

ANEXO C – FIGURAS DOS SISTEMAS ESTUDADOS POR SALES (1995)

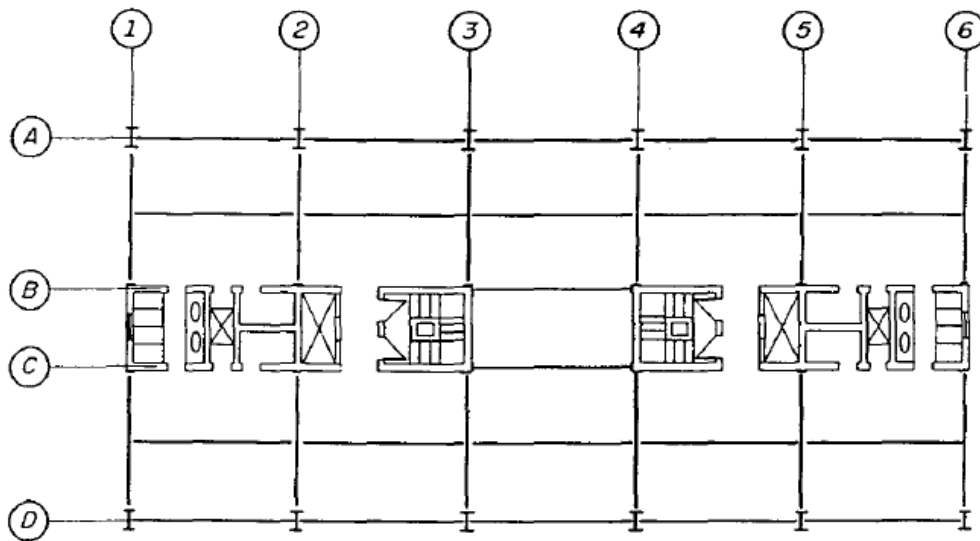


Figura 47 – Pavimento tipo núcleo de concreto

Fonte: Sales (1995)

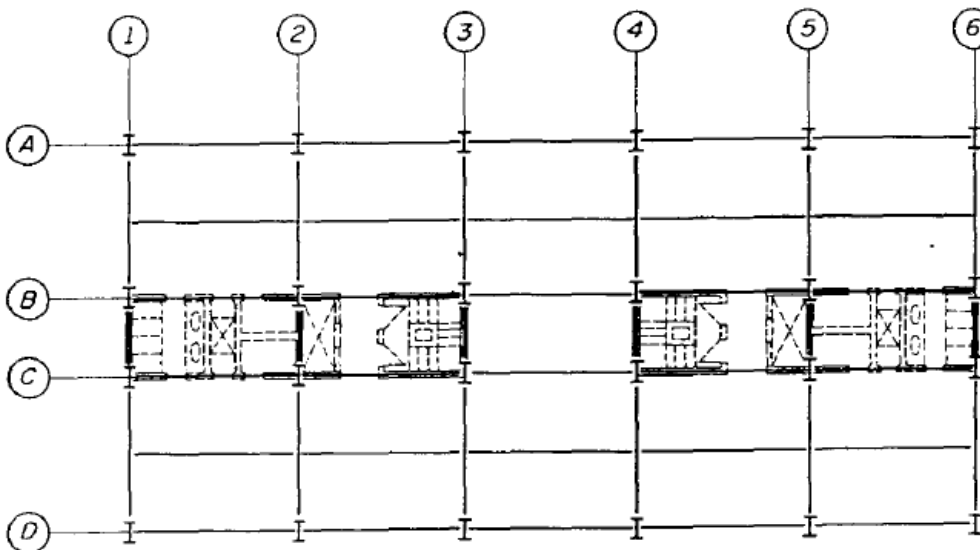


Figura 48 – Pavimento tipo núcleo misto

Fonte: Sales (1995)

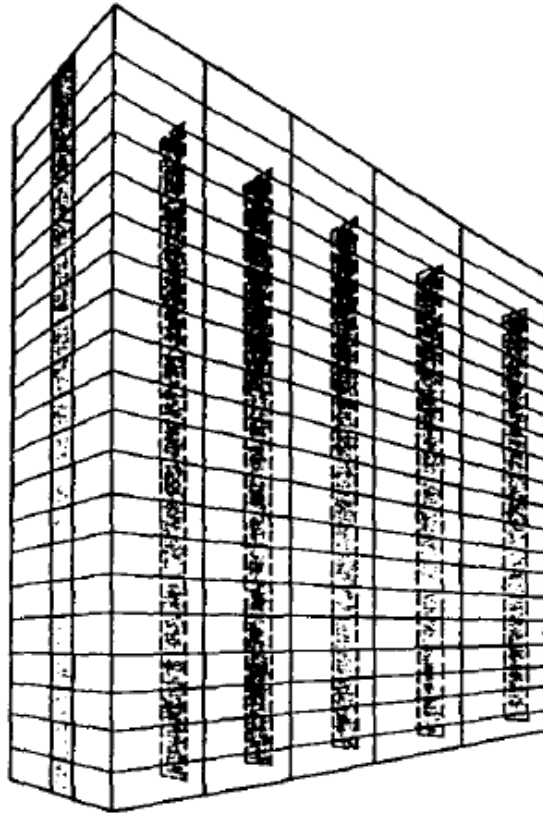


Figura 49 – Núcleo treliçado apertado

*Fonte:* Sales (1995)

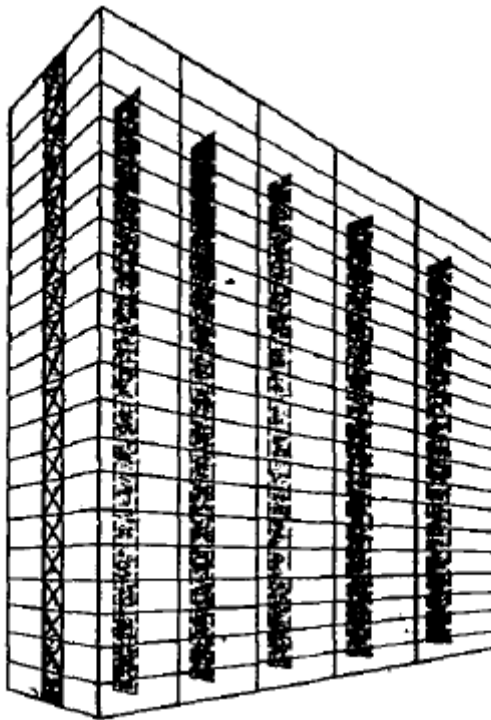


Figura 50 – Núcleo treliçado metálico

*Fonte:* Sales (1995)

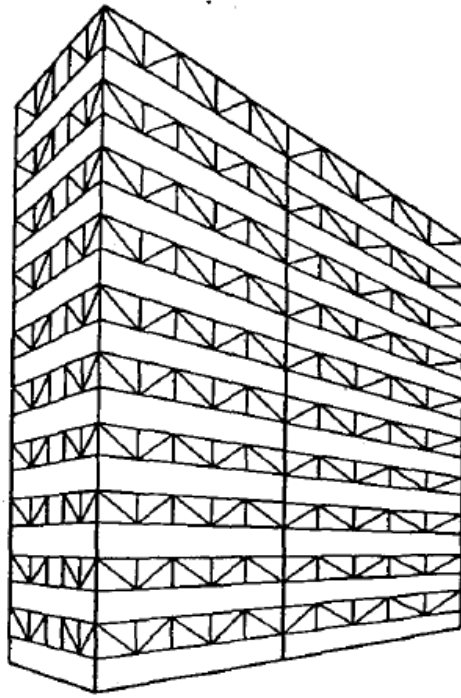


Figura 51 – Treliças alternadas

*Fonte:* Sales (1995)

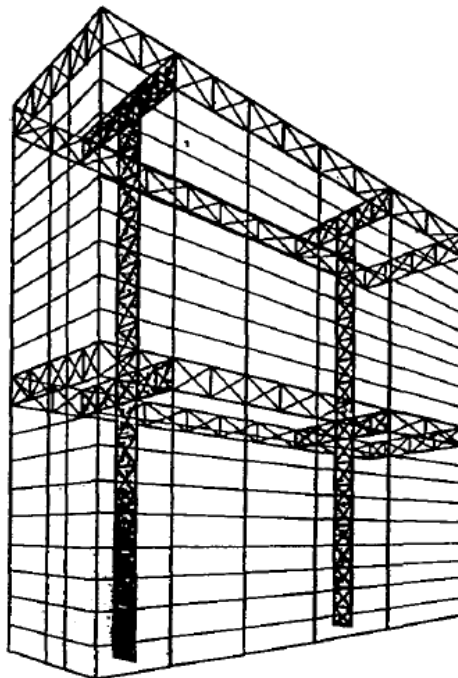


Figura 52 – Treliças conjugadas

*Fonte:* Sales (1995)

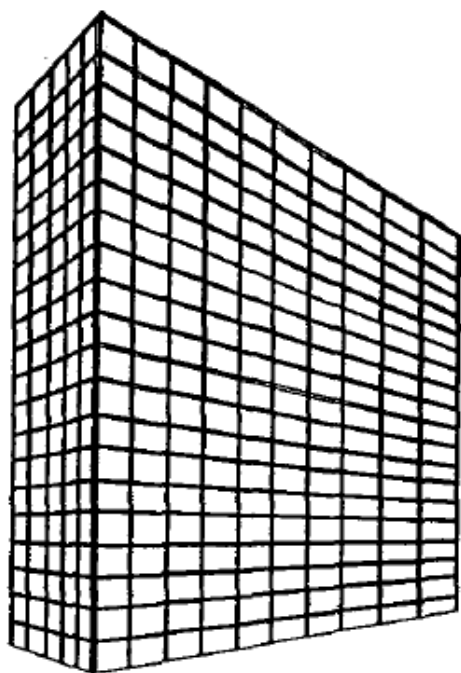


Figura 53 – Tubular aperturado

*Fonte: Sales (1995)*

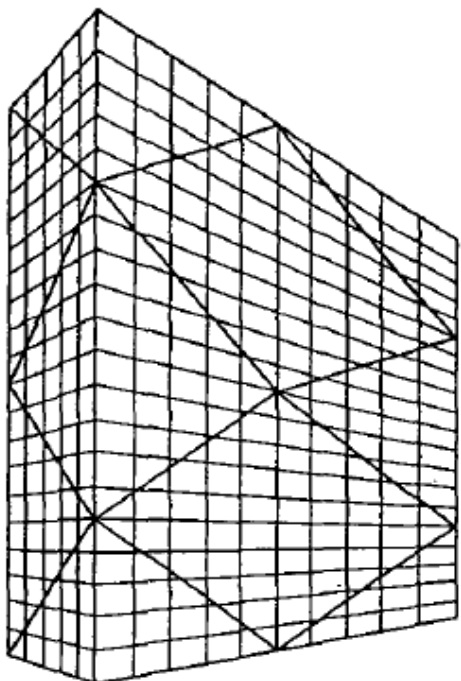


Figura 54 – Tubular treliçado

*Fonte: Sales (1995)*