

Rafael Eclache Moreira de Camargo

Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos necessários à obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Área de concentração: Estruturas Metálicas
Orientador: Prof. Dr. José Jairo de Sáles

Versão Corrigida

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos

2012

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Atendimento ao Usuário do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

C173c Camargo, Rafael Eclache Moreira de
Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço / Rafael Eclache Moreira de Camargo ; orientador José Jairo de Sâles. São Carlos, 2012.

Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas e Área de Concentração em Estruturas Metálicas)-- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2012.

1. Edifícios em aço. 2. Sistemas estruturais.
3. Estabilidade estrutural. 4. Análise de segunda ordem.
5. Método da análise direta. 6. Método P-Delta.
7. Vigas mistas. 8. Efeitos de vizinhança. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheiro **RAFAEL ECLACHE MOREIRA DE CAMARGO**.

Título da dissertação: "Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço".

Data da defesa: 20/08/2012

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **José Jairo de Sáles (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Associado **Márcio Roberto Silva Corrêa**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Alex Sander Clemente de Souza**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

*Aos meus pais, João e Neuza, e à minha irmã
Eliane, com amor e gratidão.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por ter me dado forças e me guiado nas difíceis decisões.

Aos meus pais, João e Neuza, pelo amor, carinho e dedicação. As palavras não são suficientes para expressar o meu respeito e a minha gratidão aos dois.

À minha irmã, Eliane, sempre disposta a me ouvir e a me dar conselhos. A distância apenas reforçou a importância que você tem para mim.

Ao meu orientador, Prof. José Jairo de Sáles, pela confiança, amizade e pelos conselhos pessoais.

Aos professores da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), pela formação acadêmica. Em especial:

Ao Prof. Claudio Magajewski, pelo incentivo e por ter me guiado nos meus primeiros passos profissionais e acadêmicos.

À Prof.^a Elisabeth Penner, pela ajuda e por todos os conselhos que me foram dados.

Ao Prof. João Elias Abdalla Filho, que com sua didática e paciência fez com que despertasse em mim o interesse pela área de Estruturas.

Agradeço a todos os amigos do departamento, responsáveis por fazerem minha passagem por São Carlos inesquecível. Em especial, aos amigos da Sala 7A, Davi, Emerson, Rafael Marques e Rafael Tamanini, pelo companheirismo e momentos de descontração.

Aos amigos de Curitiba, que apesar da distância, continuaram cultivando a nossa amizade.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP.

Ao Eng. Fabiano J. Szuba, por todo o aprendizado que eu tive durante o período em que trabalhei na SUPPORT Engenharia.

À CODEME Engenharia, pelos ensinamentos e pela nova oportunidade em minha vida.

Ao CNPq, pela bolsa de estudos concedida.

Enfim, a todos que direta ou indiretamente contribuíram para essa conquista, mesmo aqueles que não estão mais presentes fisicamente, mas que permanecem vivos em nossas memórias.

RESUMO

CAMARGO, R.E.M. (2012). **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

Este trabalho apresenta uma análise comparativa de diferentes sistemas estruturais para um edifício de 20 pavimentos. Cada um dos modelos foi dimensionado através dos princípios do método da análise direta, presente na ABNT NBR 8800:2008. O método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES) foi usado para se obter de forma simplificada os esforços atuantes nos elementos do edifício considerando os efeitos locais e globais de segunda ordem. A incidência do vento foi simulada de duas formas diferentes. Na primeira, chamada de uniforme, o vento foi aplicado sem excentricidade, gerando apenas o efeito de tombamento nas estruturas. Na segunda hipótese, considerou-se uma excentricidade devida aos efeitos de vizinhança, prescrita pela ABNT NBR 6123:1988, responsável por ocasionar o tombamento e a torção dos edifícios. Todas as análises numéricas foram repetidas fazendo o uso de outro método simplificado de segunda ordem, conhecido como P-Delta. Por meio dos resultados obtidos, constatou-se que a possibilidade de se reduzir a sobrecarga para o dimensionamento de pilares proporciona uma economia de material, mas, por outro lado, tem como consequência o aumento do tempo de análise, pois exige a utilização de diferentes combinações de cálculo para o dimensionamento de vigas e pilares. A estratégia utilizada para simular os efeitos de vizinhança mostrou-se satisfatória, pois permitiu introduzir de maneira fácil e prática a torção ocasionada pela incidência excêntrica do vento. Observou-se também que esses efeitos ocasionaram o aumento dos momentos fletores e dos deslocamentos das estruturas analisadas. Em relação à avaliação dos efeitos de segunda ordem, comprovou-se que, para a classificação da deslocabilidade, a combinação de cálculo crítica é aquela que possui o maior carregamento gravitacional. Entretanto, para o dimensionamento dos elementos, foi constatado que outras hipóteses de cálculo, principalmente aquelas em que o vento é a ação variável principal, podem ser determinantes. Por fim, foi observado que os resultados obtidos pelo método P-Delta ficaram bastante semelhantes àqueles calculados pelo MAES, com desvios desprezíveis. O MAES, por sua vez, mostrou-se bastante trabalhoso, pois exige a modelagem de diferentes tipos de estruturas para a determinação dos esforços.

Palavras-chave: Edifícios em aço. Sistemas estruturais. Estabilidade estrutural. Análise de segunda ordem. Método da análise direta. Método P-Delta. Vigas mistas. Efeitos de vizinhança.

ABSTRACT

CAMARGO, R.E.M. (2012). **Contribution to the study of stability of steel multi-storey buildings**. Dissertation (M.Sc.) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

This work presents a comparative analysis of different structural systems for a 20-storey building. Each model has been designed using the principles of the direct analysis method (DAM), present in the ABNT NBR 8800:2008. The first-order amplification method (FOAM) was used to obtain, in a simplified manner, the forces acting on the building elements, including local and global second-order effects. The incidence of the wind was simulated in two different ways. In the first case, named uniform, the wind was applied without eccentricity, generating only structure overturning. In the second case, it was considered an eccentricity due to vicinity effects, prescribed by the ABNT NBR 6123:1988, responsible for causing twisting and building overturning. All numerical analysis were carried out a simplified second-order method known as P-Delta. From the results obtained it was found that the reduction of live loads in the design of columns provides material economy, but on the other hand, increases analysis time, since it requires different combinations for beams and columns. The strategy used to simulate the vicinity effects was satisfactory, because it allowed, in an easy and practical way, the consideration of the torsion produced by the wind eccentric impact. It was also observed that these effects increased the bending moments and the displacements of the structures. About the second-order effects, it was shown that, for sway or non-sway classification, the critical combination is one with greatest gravitational loading. However, for the design of the elements, it was observed that other loading conditions can be critical, especially those in which the wind is the main live load. Finally, the results obtained by the P-Delta method were very similar to those calculated by the first-order amplification method. The FOAM was, in turn, very laborious, because it requires the modeling of different types of structures for the determination of the forces.

Keywords: Steel buildings. Structural systems. Structural stability. Second-order analysis. Direct analysis method. P-Delta method. Composite beams. Vicinity effects.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 JUSTIFICATIVA	2
1.4 METODOLOGIA.....	3
1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS	5
2.1.1 SUBSISTEMAS HORIZONTAIS	5
2.1.2 SUBSISTEMAS VERTICAIS	7
2.1.3 PRINCIPAIS TIPOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	8
2.1.3.1 SISTEMAS APORTICADOS.....	8
2.1.3.2 SISTEMAS COM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	9
2.1.3.3 SISTEMAS COM NÚCLEO RESISTENTE.....	11
2.1.3.4 SISTEMAS COM PISOS SUSPENSOS.....	13
2.1.3.5 SISTEMAS TRELIÇADOS	14
2.1.3.6 SISTEMAS TUBULARES	18
2.1.3.7 SISTEMAS ESTRUTURAIS HÍBRIDOS	21
2.2 VIGAS MISTAS	22
2.2.1 INTRODUÇÃO.....	22
2.2.2 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	24
2.2.3 CLASSIFICAÇÃO DAS VIGAS MISTAS	25
2.2.4 TIPOS DE CONSTRUÇÃO.....	27
2.2.5 LARGURA EFETIVA	28
2.2.6 EFEITO DA FLUÊNCIA E DA RETRAÇÃO DO CONCRETO.....	30

2.2.7	SEÇÃO HOMOGENEIZADA	30
2.2.8	CONECTORES DE CISALHAMENTO.....	33
2.2.9	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO SEGUNDO ABNT NBR 8800:2008	36
2.2.9.1	Classificação das seções.....	36
2.2.9.2	Verificações em regiões de momentos positivos	37
2.2.9.3	Verificações em regiões de momentos negativos	39
2.2.9.4	Dimensionamento dos conectores de cisalhamento.....	40
2.2.9.5	Estado Limite de Utilização.....	41
2.3	OUTROS TIPOS DE ELEMENTOS MISTOS	43
2.3.1	PILARES MISTOS	43
2.3.2	LAJES MISTAS	45
2.4	AÇÃO DO VENTO	47
2.4.1	INTRODUÇÃO	47
2.4.2	EFEITOS DE VIZINHANÇA	47
2.4.2.1	Efeito Venturi.....	48
2.4.2.2	Deflexão do vento na direção vertical.....	49
2.4.2.3	Turbulência de esteira	50
2.4.3	AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A ABNT NBR 6123:1988.....	52
2.4.3.1	Velocidade básica do vento.....	52
2.4.3.2	Velocidade característica do vento	53
2.4.3.3	Ação estática do vento	58
2.4.3.4	Efeito de vizinhança.....	59
2.4.4	ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO.....	61
2.5	ANÁLISE ESTRUTURAL E OS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	62
2.5.1	MÉTODOS DE ANÁLISES.....	62
2.5.2	ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM.....	64
2.5.3	MÉTODOS APROXIMADOS DE ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM.....	67

2.5.4	MÉTODO PROPOSTO PELA ABNT NBR 8800:2008	73
2.5.4.1	Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais	73
2.5.4.2	Considerações para dimensionamento	73
2.5.4.3	Determinação dos esforços solicitantes para estados-limites últimos	74
2.5.4.4	Determinação de respostas para estados-limites de serviço	75
2.5.4.5	Método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES).....	75
3	MODELAGEM NUMÉRICA	79
3.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	79
3.2	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	81
3.3	LEVANTAMENTO DAS AÇÕES	82
3.3.1	AÇÕES PERMANENTES	82
3.3.2	AÇÕES VARIÁVEIS.....	87
3.3.2.1	Sobrecarga	87
3.3.2.2	Ação do vento.....	88
3.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	94
3.4.1	COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	94
3.4.1.1	Combinações últimas normais.....	94
3.4.1.2	Combinações últimas de construção.....	95
3.4.2	COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	96
3.4.2.1	Combinações quase permanentes de serviço.....	96
3.4.2.2	Combinações raras de serviço	97
3.5	PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE	97
3.6	MODELAGEM DOS ELEMENTOS.....	101
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	105
4.1	MODELO 1A	105
4.2	MODELO 1B.....	125
4.3	MODELO 1C.....	131

4.4	MODELO 1D.....	132
4.5	MODELO 2.....	143
4.6	MODELO 3.....	161
5	CONCLUSÕES	179
	REFERÊNCIAS.....	183
	APÊNDICE A.....	189
	APÊNDICE B.....	235
	APÊNDICE C.....	289
	APÊNDICE D.....	307

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O crescimento demográfico presenciado nas últimas décadas tornou escassa a disponibilidade de grandes terrenos nas áreas urbanas. Esse processo desencadeou uma expansão imobiliária caracterizada pela verticalização dos empreendimentos e tornou comum a presença de edifícios cada vez mais altos nas paisagens das cidades.

Por questões culturais, o material que teve maior aceitação no Brasil foi o concreto armado, sendo ainda hoje largamente empregado em edifícios de andares múltiplos. Entretanto, nos últimos anos houve um crescimento na utilização de sistemas estruturais mistos em aço e concreto. Isso se deve a algumas vantagens quando comparados aos sistemas tradicionais. Dentre elas, a solução mista possibilita, por exemplo, uma diminuição das seções transversais, o que ocasiona um aumento da área útil da edificação e uma diminuição das cargas nas fundações. Além disso, os custos com fôrmas e escoramentos são reduzidos, os canteiros de obra tornam-se mais organizados devido à diminuição de depósitos de materiais e os prazos de execução são encurtados, pois existe a possibilidade de se fabricar a estrutura paralelamente com a execução das fundações.

Em relação ao comportamento estrutural, nos sistemas mistos é possível considerar a contribuição da laje nas ligações, o que promove um aumento da resistência e da rigidez quando comparadas com a mesma ligação sem a laje (FIGUEIREDO, 2004). As flechas e os problemas de vibração também são minimizados, e as fissuras nas lajes são mais bem controladas devido ao uso de armadura de reforço no concreto (MATA, 2005).

O comportamento dessas estruturas não é simples e por essa razão algumas simplificações são necessárias para viabilizar o seu estudo e tornar sua marcha de cálculo mais expedita. Essa característica não é exclusiva dos sistemas mistos e ocorre também durante a análise estrutural. A modelagem do comportamento real de uma estrutura é impossível, pois depende das características dos materiais empregados e das ações que essa estrutura estará sujeita.

Um tipo de simplificação bastante comum nas análises estruturais diz respeito à consideração da ação do vento nos edifícios. Segundo Fontes (2003), os carregamentos devidos ao vento são tradicionalmente tratados como uniformes, simétricos e estáticos para uma mesma cota da edificação. No entanto, raramente o escoamento do vento é uniforme, mesmo nas edificações com geometria simétrica, devido à presença de outras construções próximas. Esse fenômeno, tratado como efeito de vizinhança pela ABNT NBR 6123:1988, provoca o surgimento de esforços de torção nas edificações e pode interferir diretamente na sua análise.

Assim, é possível observar que a representatividade do modelo matemático é garantida quando conseguimos simular as ações atuantes na estrutura e as particularidades dos elementos que a formam (vigas, pilares, lajes, ligações, entre outros). Porém, também é de fundamental importância a consideração do seu comportamento global para que os esforços sejam adequadamente mensurados. Esse fato explica a necessidade das não linearidades física e geométrica serem contempladas pela análise estrutural.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivos:

- Realizar a análise numérica de edifícios de andares múltiplos em aço para avaliar a influência da concepção estrutural nos efeitos de segunda ordem;
- Analisar a influência dos efeitos de vizinhança na estabilidade de edifícios em aço;
- Avaliar a aplicabilidade do método simplificado de análise de segunda ordem proposto pela ABNT NBR 8800:2008;
- Comparar os valores obtidos por essa metodologia com os resultados fornecidos por *software* comercial empregando o método P-Delta.

1.3 JUSTIFICATIVA

A publicação da ABNT NBR 8800:2008 trouxe modificações significativas para os escritórios de projeto de estruturas metálicas e mistas. Sua versão anterior, que estava vigente desde 1986, deixava a critério do projetista a consideração dos efeitos de segunda ordem e

apresentava um método aproximado de cálculo em um de seus anexos. Na sua nova versão, a norma brasileira de estruturas em aço passou a exigir a consideração dos efeitos de segunda ordem na determinação dos esforços. Por essa razão, há a necessidade de serem publicados trabalhos que abordem os novos conceitos introduzidos e mostrem por meio de exemplos práticos a sua aplicação.

Analisando a literatura existente, observa-se que a maioria dos trabalhos que abordam a estabilidade global de estruturas metálicas foi realizada por meio da análise de pórticos planos. Esse tipo de abordagem tem como vantagem a simplificação do modelo matemático e facilidade na interpretação dos resultados. No entanto, ela não possibilita a avaliação de efeitos de torção na estrutura e pode não simular de um modo realístico o seu comportamento.

No que diz respeito à ação do vento nas edificações, os efeitos de vizinhança, apesar de fazerem parte da norma brasileira, raramente são considerados no dimensionamento de estruturas. Dessa maneira, pouco se sabe sobre seus efeitos na estabilidade de edifícios de andares múltiplos.

Assim, do ponto de vista tecnológico, a abordagem desses assuntos é benéfica, pois dissemina a aplicação dos conceitos presentes nas normas técnicas vigentes.

1.4 METODOLOGIA

Inicialmente é apresentada uma revisão bibliográfica sobre sistemas estruturais usualmente empregados em edifícios de andares múltiplos, assim como os principais conceitos presentes no comportamento de sistemas mistos em aço e concreto. Em seguida, é feita uma descrição sobre as considerações da ação do vento em edificações de acordo com a ABNT NBR 6123:1988. A fundamentação teórica da presente pesquisa é finalizada com a apresentação dos parâmetros a serem considerados na análise não linear de estruturas.

Na sequência são apresentadas análises numéricas de diferentes edifícios feitas através do *software* SAP2000. Utiliza-se o método simplificado presente na ABNT NBR 8800:2008 para obtenção dos esforços solicitantes. O dimensionamento de pilares e vigas é feito de acordo com as prescrições da referida norma, por meio de planilhas eletrônicas utilizando o *software* Mathcad e linguagem de programação VBA.

No sentido de avaliar os modelos numéricos elaborados, os resultados obtidos pelo método simplificado são comparados com os valores fornecidos por análises que consideram

a não linearidade geométrica através do método P-Delta. Um estudo sobre a influência dos efeitos de vizinhança na estabilidade dos edifícios é realizado em seguida, comparando os resultados das análises que apresentam esses efeitos com os valores obtidos em modelagens que consideram a incidência do vento sem excentricidade.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O ***capítulo 1*** consiste em uma descrição da pesquisa realizada, os objetivos que se pretende alcançar, suas motivações e a metodologia empregada. A revisão bibliográfica dos principais pontos que fundamentam o presente trabalho é apresentada no ***capítulo 2***, no qual os seguintes temas são abordados: sistemas estruturais, estruturas mistas, ação do vento nas edificações, análise estrutural de edifícios e efeitos de segunda ordem.

No ***capítulo 3*** são apresentados os parâmetros utilizados na modelagem numérica e os critérios usados no dimensionamento dos edifícios. Também são descritas as ferramentas desenvolvidas para acelerar a elaboração dos modelos e tratamento dos resultados.

No ***capítulo 4*** é feita uma apresentação dos resultados obtidos para cada concepção estrutural analisada.

Por fim, no ***capítulo 5*** são descritas as conclusões finais do presente trabalho, assim como sugestões para trabalhos futuros.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Segundo Corrêa (1991), a definição do sistema estrutural é um dos pontos mais delicados em um projeto. Nessa fase, o engenheiro estrutural deve decidir como será o arranjo dos elementos e suas respectivas funções, de modo que as cargas presentes no edifício sejam absorvidas e transmitidas adequadamente. As soluções atualmente existentes são inúmeras, mas em todas elas é possível distinguir dois grupos básicos:

- a) Subsistemas horizontais;
- b) Subsistemas verticais.

De acordo com Bellei et al. (2008), a escolha do sistema estrutural que vai dar sustentação ao edifício impactará nos aspectos relacionados ao peso da estrutura, facilidade de fabricação, rapidez de montagem e, conseqüentemente, no custo final da obra. Quando é possível, por exemplo, utilizar contraventamentos verticais para elevar a estabilidade às cargas horizontais, pode-se trabalhar com um maior número de ligações flexíveis e explorar ao máximo as vigas mistas, tornando o edifício mais leve e de fácil montagem. Porém, quando há restrições ao uso de contraventamentos, deve-se partir para uma estrutura aporticada com ligações rígidas, o que torna a montagem mais lenta.

2.1.1 SUBSISTEMAS HORIZONTAIS

Suas funções estruturais básicas são (CORRÊA, 1991):

- Coletar forças gravitacionais e transmiti-las para os elementos verticais, com comportamento predominantemente de flexão;
- Distribuir as ações laterais entre os diversos subsistemas verticais, apresentando o comportamento de diafragmas.

Nos edifícios de múltiplos andares, esses subsistemas são formados pela associação de lajes e vigas. As lajes usualmente são em concreto armado ou protendido, pré-moldadas ou mistas. As vigas, por sua vez, podem ser em concreto armado, metálicas ou mistas em aço e concreto, quando é considerada a contribuição da laje. Algumas ilustrações desses elementos podem ser vistas na Figura 2.1 e na Figura 2.2.



(a)



(b)

Figura 2.1 – Laje em (a) concreto armado e (b) com vigotas treliçadas pré-moldadas
Fonte: <http://www.fau.ufrj.br/apostilas/mse/Index.htm>



Figura 2.2 – Edifício com vigas e lajes mistas em aço e concreto (*steel deck*)
Fonte: <http://www.metform.com.br>

Segundo Sáles (1995), nos edifícios residenciais, as lajes não possuem grandes dimensões. No entanto, nos edifícios com fins comerciais, onde pode ser interessante deixar alguns espaços totalmente livres, sem paredes fixas, as lajes podem ter dimensões muito maiores. Nesse caso, para tornar o processo de escoramento mais econômico, ou até mesmo inexistente, pode ser interessante o uso do sistema misto.

Em relação às vigas que fazem parte dos pisos, costuma-se classificá-las como principais ou secundárias. As vigas principais são aquelas que fazem parte do enrijecimento vertical do edifício. Já as vigas secundárias têm como finalidade apenas suportar as ações verticais provenientes do piso.

Nos subsistemas horizontais, também chamados de sistemas de pisos, é importante ter alguns cuidados adicionais em relação à passagem de dutos e juntas de dilatação. A solução mais usual para a passagem de tubulação, conforme citado em Bellei et al. (2008), é a utilização de aberturas nas almas das vigas, assunto abordado no anexo I da ABNT NBR 8800:2008. No que se refere às juntas de dilatação, a norma brasileira faz nenhuma recomendação. O AISC (2010), por outro lado, indica a utilização do NRC (1974), um relatório técnico elaborado pelo Conselho Nacional de Pesquisa dos Estados Unidos.

2.1.2 SUBSISTEMAS VERTICAIS

As funções estruturais básicas dos subsistemas verticais, de acordo com Corrêa (1991), são:

- Suportar os subsistemas horizontais, coletar as ações gravitacionais e transmiti-las às fundações.
- Compor com os subsistemas horizontais os painéis resistentes às ações laterais.

Esses subsistemas podem ser entendidos como arranjos de barras e folhas, compostos pelos seguintes tipos básicos:

- Pilares: barras verticais contínuas.
- Pórticos: arranjo de barras verticais e horizontais (pilares e vigas, respectivamente), conectadas de modo a permitir a interação de forças e momentos.
- Paredes: folhas planas com comportamento preponderante de chapa ou painéis bidimensionais treliçados de grande rigidez em seu plano.
- Núcleos: arranjo tridimensional de folhas ou de painéis treliçados que normalmente envolvem as regiões de fluxo humano vertical no edifício, como escadas e elevadores.

2.1.3 PRINCIPAIS TIPOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS

O aumento da altura das edificações trouxe a necessidade de serem buscadas novas soluções estruturais para a estabilização dos edifícios. Com isso, ao longo do tempo, diferentes sistemas estruturais foram desenvolvidos, utilizando diferentes métodos de construção e de materiais. Os principais tipos de sistemas estruturais podem ser divididos em sete grupos distintos:

- a) Sistemas aporticados;
- b) Sistemas com paredes de cisalhamento;
- c) Sistemas com núcleo resistente;
- d) Sistemas com pisos suspensos;
- e) Sistemas treliçados;
- f) Sistemas tubulares;
- g) Sistemas estruturais híbridos.

2.1.3.1 SISTEMAS APORTICADOS

De acordo com Sáles (1995) e IBS (2004), os sistemas aporticados formam o tipo de solução estrutural mais clássica e são bastante empregados em edifícios de pequenas alturas. As ligações entre vigas e pilares, na maior parte dos casos, são projetadas como rígidas, com o objetivo de se obter um conjunto de pórticos verticais resistentes às ações horizontais. Esses pórticos, em geral, são dispostos em duas direções e com as mesmas seções transversais para que se tenha uma padronização do material e redução dos custos com mão de obra. Quanto à disposição dos pilares, é dada preferência para a colocação dos mesmos com o eixo de maior inércia perpendicular à direção de menor rigidez da estrutura para que se tenha uma maior estabilidade.

Dentre suas qualidades, a simplicidade de formação é uma das mais importantes, pois permite a decomposição do seu comportamento espacial em diversos planos, facilitando o processo de análise estrutural. A presença de vãos livres entre as colunas é outra característica positiva, visto que não traz os inconvenientes de ocupação presentes nos sistemas treliçados, com núcleos ou paredes de cisalhamento.

No que diz respeito às desvantagens, o aumento da estaticidade da estrutura por meio de ligações rígidas entre vigas e colunas faz com que ocorra a transferência de momentos para

os pilares e estes acabam necessitando de inércias maiores para resistir a tais solicitações (SÁLES, 1995). Além disso, as estruturas com ligações rígidas oneram a sua fabricação e montagem, e são muito deslocáveis no caso de construções mais altas, tornando outros sistemas estruturais mais interessantes do ponto de vista econômico (MDIC, 1989).

Na Figura 2.3 está ilustrado um exemplo de sistema aporricado. Na Figura 2.4 pode-se observar uma aplicação prática desse sistema, localizada em Porto, Portugal.

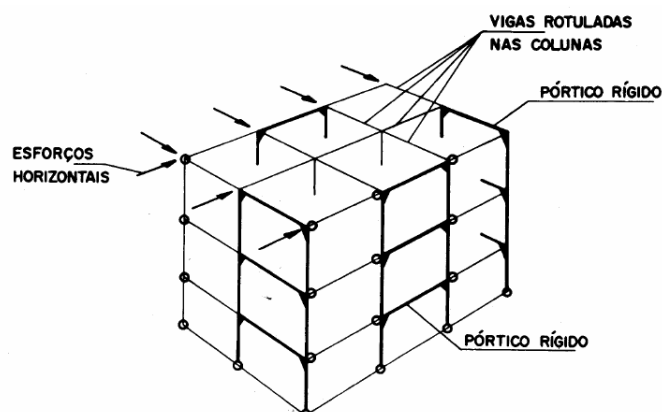


Figura 2.3 – Sistema estrutural aporricado
Fonte: IBS (2004)



Figura 2.4 – Exemplo de sistema aporricado em aço
Fonte: <http://www.tegopi.pt>

2.1.3.2 SISTEMAS COM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

Nesse sistema estrutural, a rigidez horizontal da estrutura é estabelecida através de paredes de concreto armado ou alvenaria estrutural construídas nos vãos entre as vigas e as

colunas de cada andar. De modo alternativo, essas paredes armadas podem até mesmo substituir uma linha inteira de colunas no edifício (IBS, 2004).

O uso de paredes de contraventamento, também chamadas de paredes de cisalhamento, conduz a uma estrutura final leve, com as vigas rotuladas nas colunas. Entretanto, esse sistema apresenta algumas desvantagens, como a perda de flexibilidade de circulação interna e de recursos arquitetônicos nas fachadas; dificuldade de compatibilização entre a construção da parede e a montagem da estrutura; e a necessidade de se utilizar contraventamentos de montagem (IBS, 2004).

Na Figura 2.5 está representado o sistema com paredes de contraventamento entre alguns vãos do edifício. Na Figura 2.6 é ilustrado o caso em que a parede de cisalhamento substitui as colunas extremas da edificação.

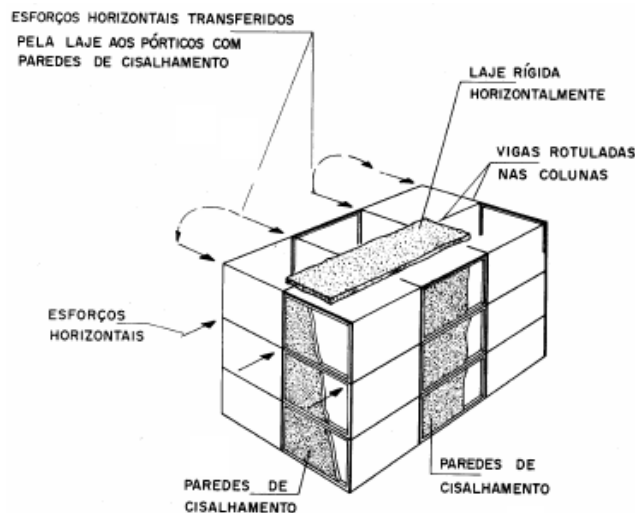


Figura 2.5 – Parede de contraventamento ou cisalhamento em um vão
Fonte: IBS (2004)

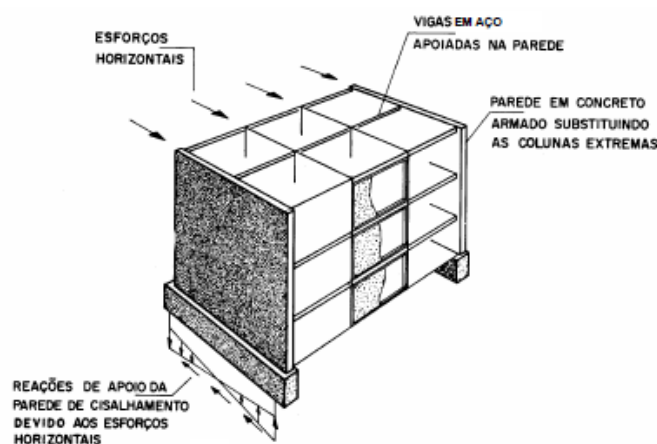


Figura 2.6 – Parede de contraventamento ou cisalhamento em linha inteira
Fonte: IBS (2004)

Como mencionado em Smith e Coull (1991), nos edifícios altos, as paredes de contraventamento podem ser contínuas (sem variação de largura) ou descontínuas (com variação de largura). As espessuras das mesmas também podem variar ao longo de seu comprimento. Porém, essas variações devem ser feitas cuidadosamente, pois elas tornam mais complexa a distribuição de momentos e forças cisalhantes entre os painéis.

No passado, as paredes de contraventamento eram bastante utilizadas na estabilização de edifícios contra forças horizontais causadas pelo vento e por terremotos. Com o passar do tempo, tornou-se comum a utilização de sistemas de paredes de cisalhamento, formando os chamados núcleos estruturais (CTBUH, 1995).

2.1.3.3 SISTEMAS COM NÚCLEO RESISTENTE

Conforme descrito em Sáles (1995), nos edifícios de múltiplos andares é comum a existência de torres de escadas, elevadores e locais para passagem vertical de tubulações. Todas essas necessidades de espaço para circulação de pessoas e passagem de dutos podem ser agrupadas, formando os chamados núcleos de serviço.

A função que um núcleo de serviço desempenhará irá depender do material utilizado nas suas paredes. Se forem executadas em concreto armado, contendo ou não perfis metálicos, elas podem dar origem aos núcleos estruturais. Caso sejam construídas em alvenaria, as paredes servirão apenas para fechamento e proteção de outros elementos que formam a estrutura, como contraventamentos metálicos ou vigas mais robustas.

A colocação dessas paredes ocasiona um aumento do peso próprio da estrutura e sobrecarrega, principalmente, as colunas e vigas próximas ao núcleo. Com isso, torna-se necessário aumentar as áreas e as inércias dos perfis. Mesmo assim, é demonstrado em Sáles (1995) que a utilização de núcleos de concreto armado proporciona uma diminuição no consumo de aço. Por outro lado, esse sistema estrutural eleva o volume de concreto estrutural utilizado e penaliza as fundações devido ao alto peso próprio das paredes que formam o núcleo.

Outra inconveniência do uso de uma estrutura híbrida em aço e concreto é a não garantia de compatibilização das velocidades de execução das duas modalidades construtivas, pois os núcleos de concreto possuem uma velocidade de execução menor do que a obtida na montagem da estrutura metálica. Assim, para evitar atrasos de cronograma, é conveniente

realizar a execução das paredes de concreto em paralelo com a fabricação e a montagem da estrutura metálica.

O uso da tecnologia híbrida também enfrenta outro empecilho: a diferença de precisão na fabricação. Enquanto nas estruturas em aço a precisão adotada é na casa dos milímetros, nas de concreto a precisão é na ordem dos centímetros. Para que seja possível fazer uma compatibilização, é necessário usar alguns artifícios construtivos, como furos rasgados, soldas em campo, chumbadores e chapas embutidas no concreto nos pontos de contato. Porém, o emprego desses artifícios acaba elevando o custo final da obra.

Na Figura 2.7 é apresentado um esboço de um sistema estrutural com núcleo resistente. Um exemplo desse tipo de construção existente no Brasil é o Edifício San Paolo (Figura 2.8 e Figura 2.9), localizado na capital paulista e entregue em 1999. Ele é um edifício comercial em estrutura metálica e núcleo de concreto, considerado o primeiro edifício de múltiplos andares construído no Brasil a utilizar painéis pré-fabricados como sistema de fechamento das fachadas. Sua área construída é de 13.000 m² e o consumo total de aço foi da ordem de 900 toneladas, segundo o CBCA¹.

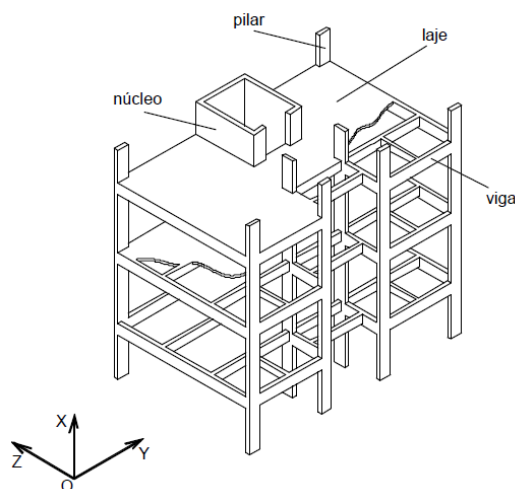


Figura 2.7 – Sistema estrutural com núcleo resistente
Fonte: Martins (2001)

¹ Centro Brasileiro da Construção em Aço. <http://www.cbca-ibs.org.br/>.



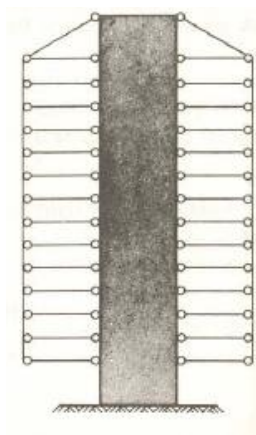
Figura 2.8 – Edifício San Paolo em fase de construção. Fonte: <http://www.lmc.ep.usp.br/people/valdir>



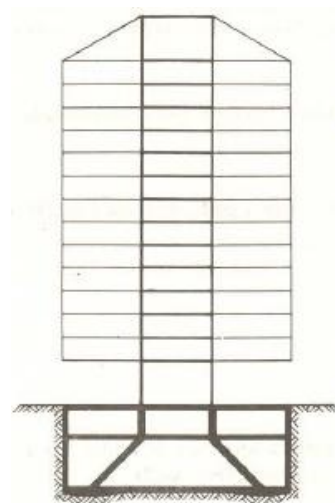
Figura 2.9 – Edifício San Paolo finalizado. Fonte: <http://www.buildings.com.br>

2.1.3.4 SISTEMAS COM PISOS SUSPENSOS

Segundo MDIC (1989), as estruturas com pisos suspensos consistem, basicamente, em um núcleo central e em pisos apoiados internamente nesse núcleo e externamente em tirantes (Figura 2.10a). Na maioria dos casos, os edifícios com esse tipo de sistema têm uma fundação única sob o núcleo, o que deixa o pavimento térreo livre de colunas e traz vantagens econômicas (Figura 2.10b).



(a) Sistema estrutural



(b) Seção vertical

Figura 2.10 – Sistema estrutural com pisos suspensos. Fonte: MDIC (1989)

As formas em planta mais comuns são a quadrada e a retangular, podendo ainda ser em cruz ou em duplo trapézio (Figura 2.11). É aconselhável utilizar formas simétricas para que ocorra uma melhor distribuição de esforços no núcleo, que usualmente é de concreto armado (MDIC, 1989).

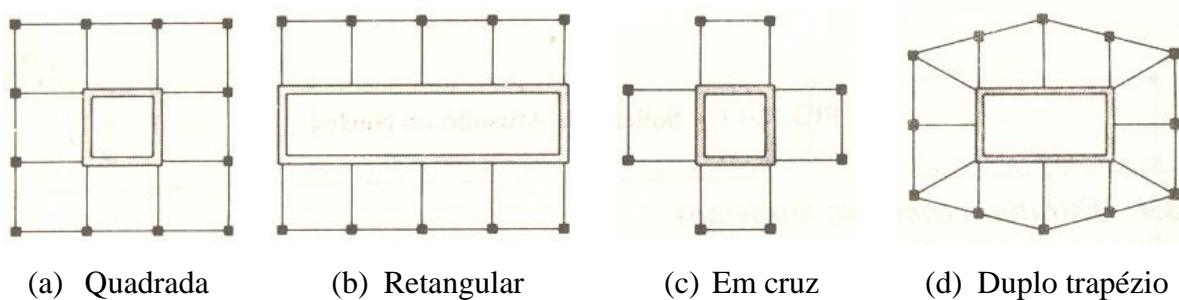


Figura 2.11 – Seções em planta
Fonte: MDIC (1989)

Esse sistema estrutural tem entre suas vantagens o aumento da área útil dos pavimentos devido à presença de poucos elementos verticais. Ela também possibilita que o núcleo e os cabos sejam construídos e instalados enquanto as lajes ficam armazenadas próximas ao solo. Assim, de acordo com o andamento da obra, elas apenas precisam ser içadas e fixadas nas suas devidas posições. Por outro lado, a quantidade e o tamanho dos pavimentos são limitados pela deformação dos tirantes e pela profundidade do núcleo, respectivamente. Tais problemas podem ser contornados caso seja utilizado mais de um núcleo. Além disso, não há como subdividir em subsistemas planos (SMITH; COULL, 1991).

2.1.3.5 SISTEMAS TRELIÇADOS

Quando os edifícios estão sujeitos à ação do vento, as maiores reações surgem nos pontos mais afastados do eixo geométrico. Assim, quanto maior a altura, maiores serão essas ações e os sistemas estruturais apresentados anteriormente deixam de ser viáveis. Uma maneira econômica de resolver esse problema consiste em embutir treliças, também chamadas de contraventamentos, ao longo dos pórticos (SÁLES, 1995).

As estruturas com contraventamento treliçado (Figura 2.12) possuem um comportamento mais eficiente em relação às estruturas puramente aporticadas devido à eliminação dos momentos nas ligações entre vigas e colunas. Isso é possível com a colocação

de barras diagonais no interior dos quadros aporticados, o que faz com que os elementos do treliçamento fiquem sujeitos apenas a esforços axiais (FRANCA, 2003).



Figura 2.12 – Edifício Saraiva Marinho, situado em São Paulo – SP
Fonte: Dias (2006)

Segundo Smith e Coull (1991), os contraventamentos mais eficientes, e também mais obstrutivos, são aqueles que formam treliças verticais com triângulos totais em cada tramo, como os treliçamentos com diagonais simples, em X, V e K (Figura 2.13). Os contraventamentos menos obstrutivos (Figura 2.14), por outro lado, não formam triângulos completos e, por serem menos rígidos aos esforços laterais, também são considerados menos eficientes.

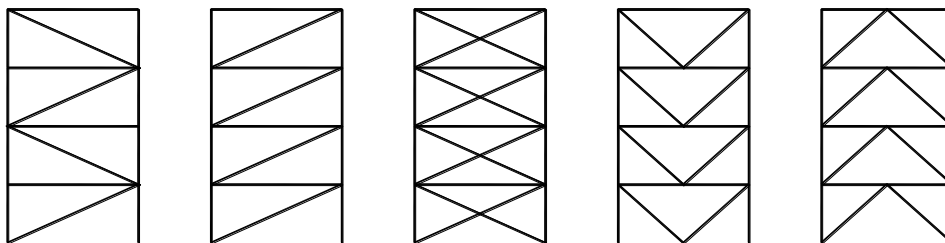


Figura 2.13 – Contraventamentos com triângulos totais
Fonte: Baseado em Smith e Coull (1991)

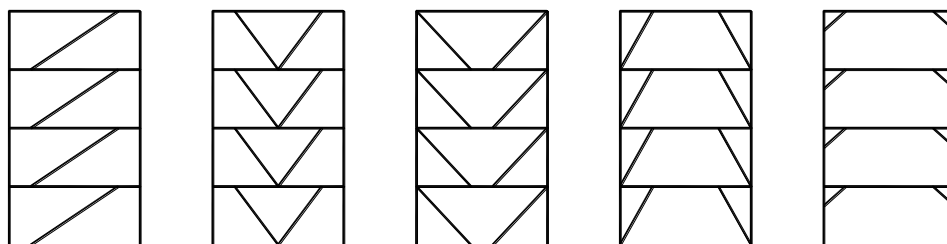


Figura 2.14 – Contraventamentos parciais
Fonte: Baseado em Smith e Coull (1991)

Outra forma de utilização de contraventamentos consiste em adotar os treliçamentos em grandes módulos, englobando dois ou mais andares da edificação (Figura 2.15). Esse tipo de solução passou a ter maior utilização nos últimos anos, pois além de ter a capacidade de resistir aos carregamentos laterais, também pode ser explorado como um elemento arquitetônico da fachada (SMITH; COULL, 1991).

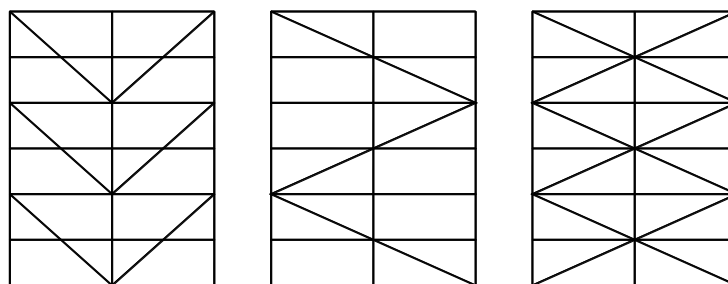


Figura 2.15 – Contraventamentos em módulos
Fonte: Baseado em Smith e Coull (1991)

Um estudo comparativo de várias possibilidades de utilização de contraventamentos treliçados é apresentado em Franca (2003). Diversos aspectos foram analisados, entre eles a esbeltez e o tipo de treliçamento, a contribuição da rigidez axial dos elementos da treliça nos deslocamentos da estrutura, a posição do contraventamento em relação ao centro de rotação da edificação, a variação do contraventamento e do seu posicionamento ao longo da altura do edifício, a associação entre contraventamentos e o tamanho dos seus módulos. A eficiência dos sistemas foi analisada por meio das deformações, conforto humano às vibrações e consumo de material. Constatou-se que é possível obter treliçamentos bastante eficientes com consumo de aço relativamente baixos. Os contraventamentos em X, apesar de apresentarem um melhor desempenho na restrição aos deslocamentos laterais (também chamados de horizontais), tiveram um maior consumo de aço, além de exigirem mais material para as ligações. Devido à excentricidade da ação do vento considerada na modelagem das estruturas,

observou-se que o posicionamento dos contraventamentos em relação ao centroide da edificação interfere diretamente no seu comportamento. Nessa situação, o posicionamento dos contraventamentos nas fachadas do edifício proporcionou menores deslocamentos laterais e um menor consumo de aço.

No entanto, merece ser observado que a distribuição dos contraventamentos não interfere apenas nos deslocamentos da estrutura. Como apontado em Sáles (1995), a forma como os treliçamentos ficarão dispostos deve ser cuidadosamente escolhida para não inviabilizar a circulação de pessoas e a ocupação dos pisos. Em construções mais baixas, pode-se, por exemplo, criar de modo alternado treliças horizontais no perímetro da edificação. Nas construções mais altas, uma alternativa possível é a criação de treliças verticais contínuas, dispostas nos vãos com obstáculos naturais à circulação (paredes de núcleos, por exemplo) e treliças contínuas horizontais instaladas em alguns pavimentos. Esse tipo de contraventamento é chamado de *outrigger* e é indicado para edifícios com grande relação altura/largura. Nesse sistema, é usual colocar apenas duas linhas de contraventamentos horizontais, sendo uma quase no topo e a outra próxima à metade da altura da edificação.

Entre as vantagens do sistema *outrigger* está o fato do espaçamento das colunas exteriores não ser governado por considerações estruturais e sim por questões estéticas e funcionais, além da economia com ligações, visto que não há necessidade de serem utilizadas ligações rígidas entre vigas e colunas (CTBUH, 1995).

Na Figura 2.16 é mostrado um exemplo de *outrigger* em um edifício de 20 andares. Nesse caso, existem treliças horizontais no último e no 10º andar. Apenas nos dois pórticos centrais não existem contraventamentos verticais. Fica visível nessa disposição que ocorrerão dificuldades de circulação em parte dos andares onde ficam instaladas as treliças.

Outra solução possível, apresentada em Lopes (2003) e que pode ser usada no exemplo em questão, consiste em manter o treliçamento perimetral e no lugar dos contraventamentos internos usar paredes de cisalhamento. Nessa situação ocorre evidentemente um aumento do peso próprio da estrutura devido ao uso de concreto, sobrecarregando as fundações.

Uma aplicação real do sistema *outrigger* é o First Wisconsin Center, situado em Milwaukee, EUA (Figura 2.17). Considerado um dos prédios mais altos do estado de Wisconsin, ele possui 42 andares e cerca de 180 m de altura. Sua estrutura pode ser classificada como híbrida, pois mistura o sistema *outrigger* com o sistema tubular Vierendeel, que será detalhado no item 2.1.3.6 (CTBUH, 1995).

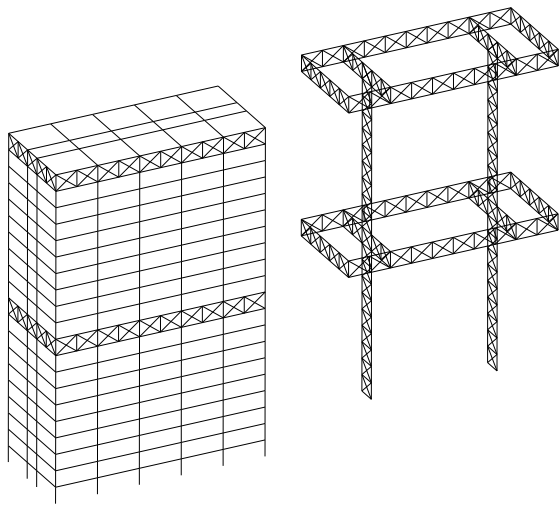


Figura 2.16 – Exemplo de aplicação do sistema *outrigger* (vista externa e sistema isolado)



Figura 2.17 – First Wisconsin Center, EUA
Fonte: <http://myweb.mssoe.edu/reyer/mke>

2.1.3.6 SISTEMAS TUBULARES

Os sistemas tubulares consistem na concentração das colunas no contorno da edificação, dispostas com o eixo de menor inércia no sentido das fachadas do edifício. Essa distribuição, semelhante a um tubo, possibilita o uso de vãos livres maiores e faz com que as colunas sejam as principais responsáveis pela absorção das ações horizontais. As vigas externas também são influenciadas pela concentração de material e rigidez na periferia, necessitando de inércias maiores do que as demais vigas dos pavimentos (SÁLES, 1995).

O arranjo dos pilares e das vigas confere à estrutura uma grande rigidez à torção, sendo esta outra característica do sistema tubular. A rigidez do edifício pode ser aumentada empregando-se uma estrutura tubular interna ou um sistema de células tubulares interligadas, formando um sistema multicelular de grande rigidez (ALVA, 2000).

Segundo MDIC (1989), os sistemas de estruturas tubulares podem ser divididos em três grupos: tubo oco (Vierendeel), tubo treliçado ou tubo celular. O sistema de tubo Vierendeel é constituído por paredes externas que formam uma malha de colunas e vigas ligadas rigidamente (Figura 2.18a). As colunas internas, quando existirem, são dimensionadas somente para resistir às cargas gravitacionais e não contribuem para a rigidez do tubo externo. Dois diferentes modos de atuação são percebidos nesse sistema:

- A estrutura funciona como uma viga em balanço (Figura 2.19a);

- As duas faces paralelas à direção do vento funcionam como um sistema de quadros rígidos e, devido à flexibilidade das vigas, ocorrem deformações de cisalhamento, majorando as tensões normais junto aos cantos e reduzindo-as no restante da parede (Figura 2.19b).

Assim, o comportamento real fica entre o de uma viga em balanço e o de um quadro rígido composto de vigas e colunas (Figura 2.19c). A estrutura em tubo Vierendeel é viável apenas para edifícios com cerca de 50 pavimentos. Acima disso há um aumento substancial de peso devido a problemas de tensões causados pelos momentos fletores nas vigas e pela deflexão.

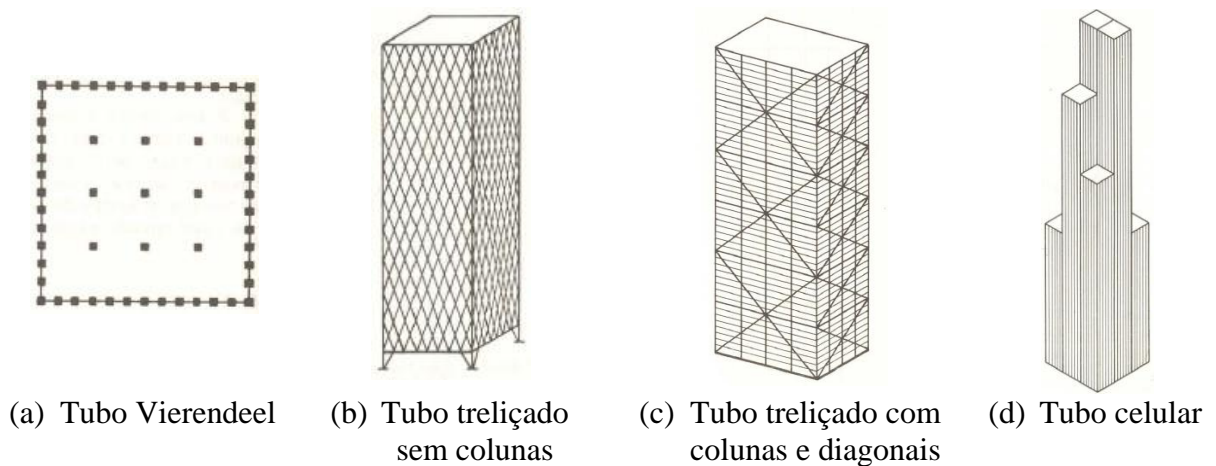


Figura 2.18 – Tipos de sistemas tubulares
Fonte: MDIC (1989)

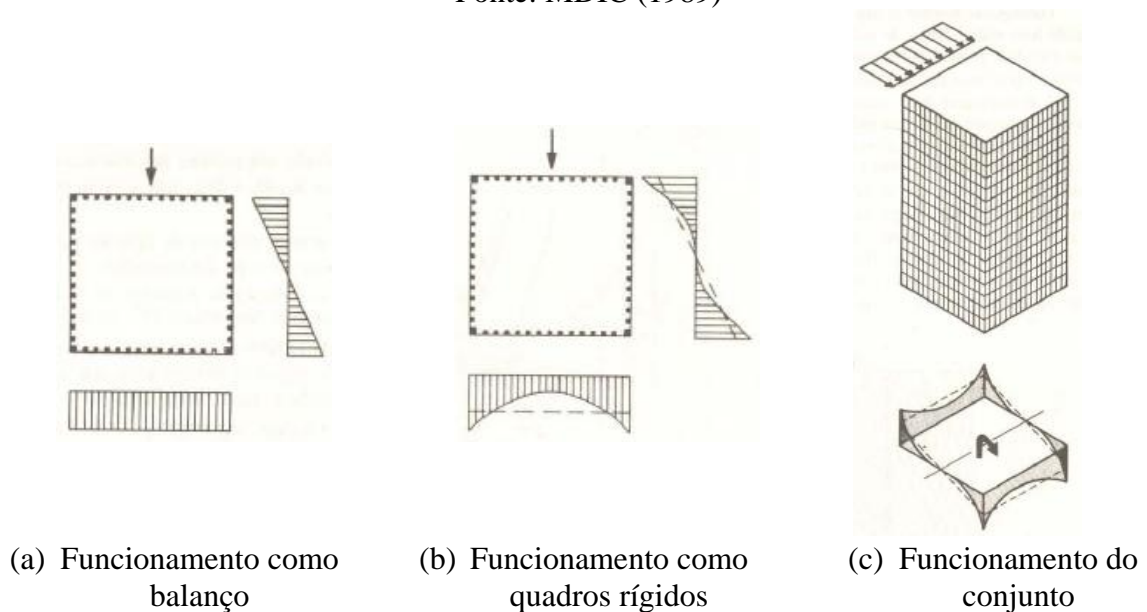


Figura 2.19 – Funcionamento de um sistema de tubo Vierendeel
Fonte: MDIC (1989)

Substituindo as colunas por diagonais, o tubo passa a ser treliçado, apresentando uma malha mais densa (Figura 2.18b). Esse tipo de solução tem como desvantagens o aumento significativo do número de ligações e dificuldades para a fixação das vigas internas dos pisos nos nós de treliça e no arranjo das esquadrias. Complementando a malha com diagonais em grandes módulos são obtidas menos ligações (Figura 2.18c). A vantagem desse sistema consiste em fazer com que as solicitações decorrentes da ação do vento sejam preponderantemente compostas por forças normais. Além disso, o uso de diagonais proporciona uma distribuição mais uniforme das cargas verticais nas colunas, de modo que, em um mesmo nível, elas possam ter o mesmo dimensionamento.

No sistema celular, o tubo externo é enrijecido por diafragmas internos nas duas direções, formando células com resistência própria. Esses diafragmas agem como almas de uma grande viga em balanço, resistindo ao esforço cortante, reduzindo as deformações por cisalhamento e contribuindo para uma maior resistência à flexão. Na Figura 2.20 é mostrada a distribuição de tensões para esse sistema. Observa-se que os diafragmas paralelos ao vento absorvem o esforço cortante, com pontos de picos de tensão nas interseções. As linhas tracejadas representam o funcionamento de um tubo ideal. Fica evidente que o desvio para esse caso é significativo.

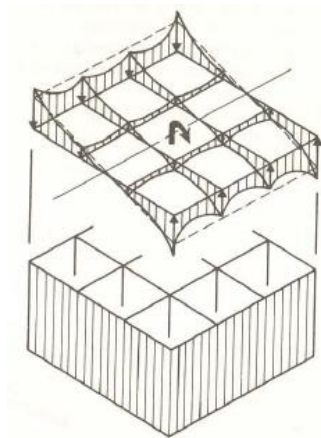


Figura 2.20 – Comparação entre o tubo celular e o tubo ideal
Fonte: MDIC (1989)

Os edifícios Aon Tower, John Hancock Center e Willis Tower (antiga Sears Tower) podem ser citados como exemplos de sistema tubular Vierendeel, treliçado e celular, respectivamente (Figura 2.21). Localizados em Chicago, EUA, eles foram construídos entre o final da década de 60 e início da década de 70, e possuem 346, 344 e 442 metros de altura.



(a) Aon Tower



(b) John Hancock Center

(c) Willis Tower, antiga
Sears Tower

Figura 2.21 – Exemplos de edifícios com sistema estrutural tubular

Fonte: <http://en.structurae.de/structures>

Fotógrafo: Nicolas Janberg

2.1.3.7 SISTEMAS ESTRUTURAIS HÍBRIDOS

Como mencionado em CTBUH (1995) e Smith e Coull (1991), tradicionalmente os edifícios altos eram projetados considerando sistemas estruturais mais simples. Com o passar dos anos, o processamento computacional das estruturas tornou-se mais fácil e econômico, possibilitando a concepção de edifícios mais complexos, com formas irregulares. Para esses casos, os tradicionais sistemas apresentados anteriormente deixaram de atender satisfatoriamente e coube aos engenheiros estruturais desenvolver soluções que atendessem a essas novas necessidades. A mistura de dois ou mais sistemas estruturais deu origem aos sistemas híbridos, cuja utilização cresceu significativamente nas últimas décadas.

Apesar dos sistemas híbridos parecerem a regra para as estruturas dos futuros edifícios altos, sua análise deve ser cuidadosa. O uso de poderosos computadores e *softwares* de análise não pode ser tomado como suficiente para entender por completo o comportamento dos materiais, pois, devido à sua complexidade, muitos parâmetros ainda não estão incluídos nos pacotes comerciais (CTBUH, 1995).

Na Figura 2.22 é apresentado um exemplo de estrutura híbrida que mistura os sistemas com núcleo central, *outrigger* e tubular.

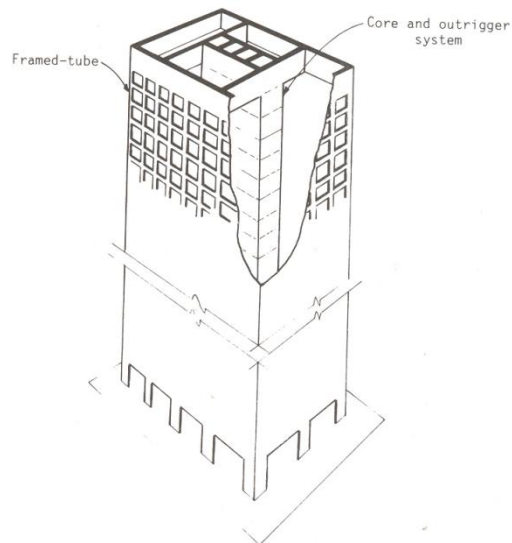


Figura 2.22 – Exemplo de sistema híbrido
Fonte: Smith e Coull (1991)

Merece ser observado que além dos sistemas estruturais mistos, também existem elementos mistos (vigas, pilares, lajes, etc.) e estruturas híbridas, que misturam diferentes materiais e elementos com diferentes materiais, respectivamente. Entre eles estão os elementos mistos em aço e concreto, abordados nos tópicos a seguir.

2.2 VIGAS MISTAS

2.2.1 INTRODUÇÃO

As vigas de aço utilizadas em edifícios podem ser projetadas para trabalharem independentemente das lajes. No entanto, como a maioria delas está sujeita a momentos positivos² e as lajes possuem grande resistência à compressão, a simples colocação de conectores de cisalhamento na interface entre esses dois elementos forma um sistema misto com um considerável aumento da inércia (BELLEI et al., 2008).

Esse tipo de elemento pode ser formado por perfis soldados, laminados ou formados a frio, e com lajes de diversos tipos, como as maciças em concreto armado, *steel deck* e pré-fabricadas.

² Neste trabalho, considerou-se como momento fletor positivo aquele que traciona as fibras inferiores de uma viga.

Segundo Alva (2000), uma das vantagens da utilização de vigas mistas é o acréscimo de resistência e rigidez propiciado pela associação dos elementos de aço e concreto. Essa característica possibilita a redução da altura dos elementos estruturais, acarretando uma maior economia de material. Por outro lado, a principal desvantagem é a necessidade de conectores de cisalhamento na interface aço-concreto. Porém, conforme Bellei et al. (2008), os custos de colocação desses conectores são compensados pela redução do peso da viga de aço.

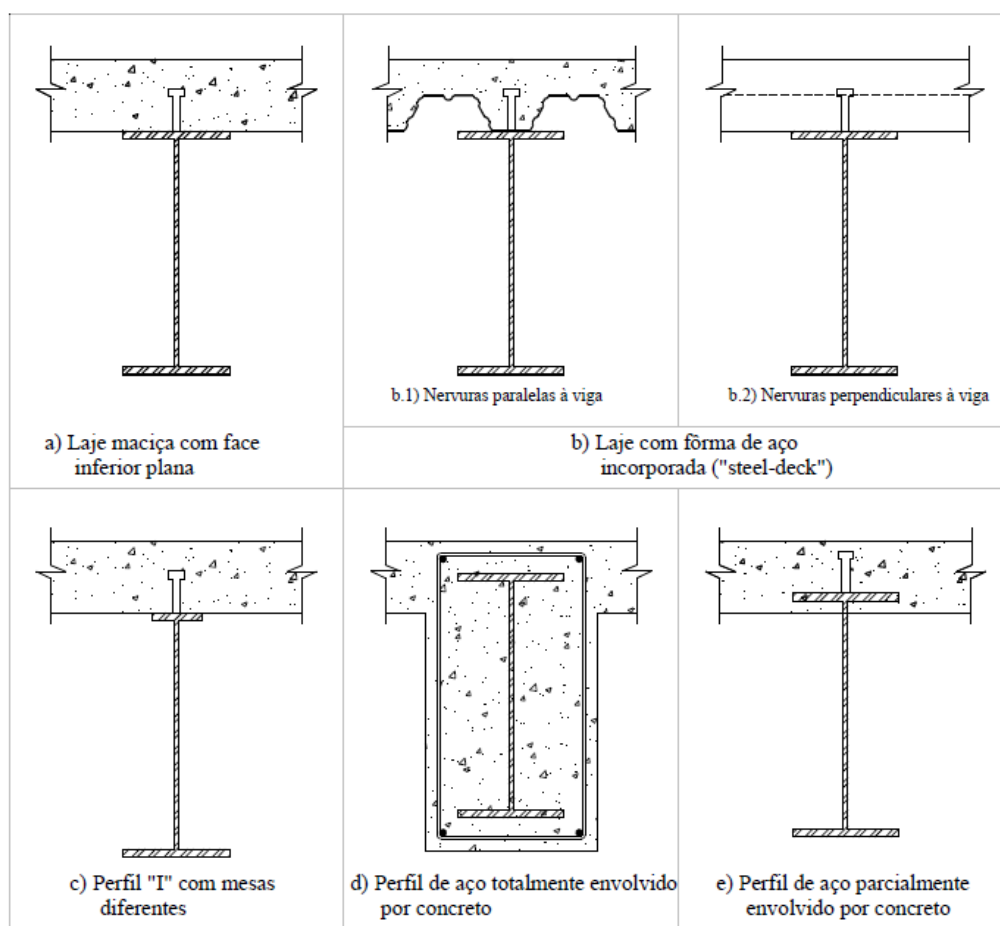


Figura 2.23 – Principais tipos de vigas mistas

Fonte: Fabrizzi (2007)

Na Figura 2.23 são apresentados os principais tipos de vigas mistas. Entre elas, apenas as vigas totalmente (d) ou parcialmente (e) envolvidas por concreto não são abordadas pela ABNT NBR 8800:2008.

2.2.2 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

O comportamento misto ocorre quando viga e laje estão conectadas de tal maneira que, ao serem solicitadas, deformem como um elemento único. Na Figura 2.24 pode-se observar uma viga sem e com o comportamento misto.

Caso não exista ligação na interface, os dois elementos se deformam independentemente, ocasionando um deslizamento relativo entre os mesmos. Com a utilização de conectores de cisalhamento ocorre a ligação entre a viga de aço e a laje, que deve ter resistência suficiente para resistir ao fluxo de cisalhamento gerado na interface (DAVID, 2007).

A forma como se dá a interação entre os elementos definirá a distribuição das tensões ao longo da seção, como pode ser observado na Figura 2.25.

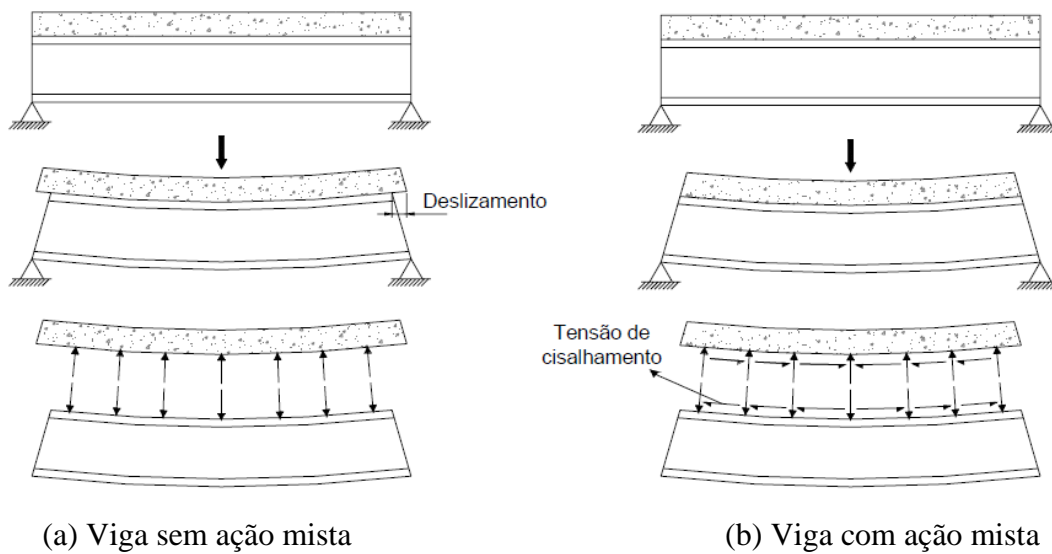


Figura 2.24 – Vigas biapoiadas fletidas
Fonte: David (2007)

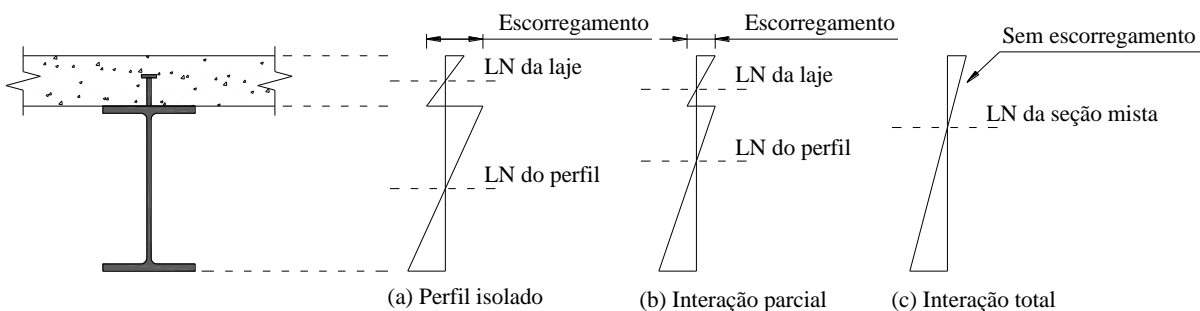


Figura 2.25 – Distribuição de tensões para perfil isolado, interação parcial e interação total

É possível avaliar a interação entre os dois elementos por meio de um índice chamado grau de interação (η_i). Ele é determinado pela relação entre o somatório das resistências de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento, situados entre a seção de momento fletor máximo e a seção adjacente de momento nulo, e a resultante do fluxo de cisalhamento da interação completa (eq. 2.1). Quando $\eta_i \geq 1$, a interação é considerada completa e os elementos se deformam como um conjunto único. Quando $\eta_i < 1$, a interação é parcial e a ainda há um deslizamento relativo entre os elementos, mesmo estes estando conectados.

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (2.1)$$

Ou seja, se os conectores situados na região de momento positivo tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, a interação é completa. Caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas resistências anteriormente mencionadas, a interação é parcial.

2.2.3 CLASSIFICAÇÃO DAS VIGAS MISTAS

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, as vigas mistas podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. As biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como articulações. Nas vigas contínuas, o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos e nas semicontínuas, as ligações apresentam resistência parcial e essa continuidade total não é garantida.

As vigas biapoiadas possibilitam o uso de ligações mais simples e econômicas. Além disso, quando comparadas com as vigas contínuas ou semicontínuas, elas apresentam outras vantagens (JOHNSON, 1994):

- Apenas uma pequena parcela da alma pode ficar submetida à compressão e a mesa superior é restringida pela laje, fazendo com que a resistência da viga não seja limitada pela flambagem local ou lateral com torção do perfil de aço;
- As almas apresentam tensões baixas, o que facilita a execução de furos para passagem de dutos de serviço;

- Os momentos fletores e as forças cortantes são estaticamente determinados e não são influenciados pela fissuração, retração ou fluência do concreto;
- Não há interação entre os comportamentos dos vãos adjacentes;
- A fissuração do concreto é menor, pois apenas nos apoios as lajes podem apresentar esforços de tração;
- A análise global é mais simples e o dimensionamento é mais rápido.

Por outro lado, segundo Johnson (1994), as vigas contínuas ou semicontínuas também têm algumas vantagens em relação aos sistemas simplesmente apoiados:

- Nesses sistemas podem ser empregadas maiores relações vão/altura;
- A fissuração da laje nos pontos de momento negativo pode ser melhor controlada, viabilizando o uso de revestimentos mais frágeis;
- A frequência natural do piso é aumentada e o sistema fica menos suscetível à vibração causada pelo movimento de pessoas;
- A estrutura é mais robusta;
- Abre-se a possibilidade de se utilizar novos sistemas estruturais, otimizando a utilização dos materiais e, conseqüentemente, reduzindo a quantidade de aço empregada.

Já as suas desvantagens seriam:

- Dimensionamento mais complexo do que o do sistema simplesmente apoiado;
- As ações em cada vão influenciam os vãos adjacentes;
- A resistência da viga varia ao longo do seu comprimento.

Na Figura 2.26 está ilustrado o comportamento das vigas contínuas ou semicontínuas nas regiões de momento positivo e negativo. Como comentado em Fabrizzi (2007), a indicação de qual configuração é mais adequada irá depender da geometria do edifício, método de execução, sistema estrutural adotado, disponibilidade de materiais e serviços.

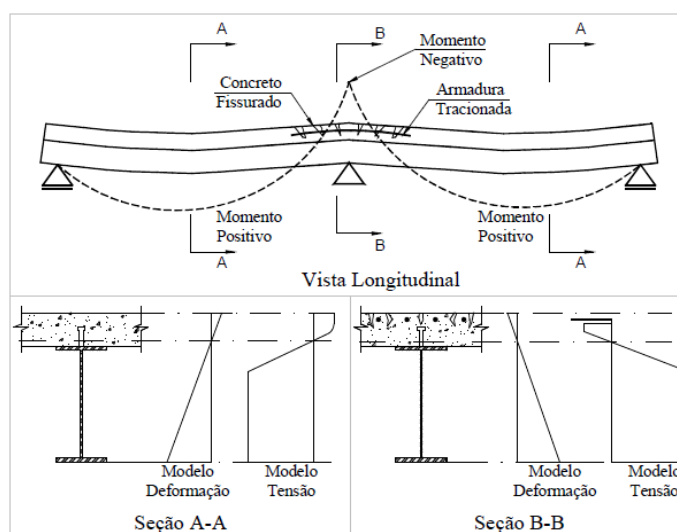


Figura 2.26 – Diferenças de comportamento de vigas contínuas ou semicontínuas nas regiões de momento positivo e negativo
 Fonte: Fabrizzi (2007)

2.2.4 TIPOS DE CONSTRUÇÃO

No que diz respeito à construção, um dos aspectos a serem considerados é a existência ou não de escoramento, pois essa escolha influenciará diretamente o dimensionamento das vigas. Caso as vigas sejam escoradas (Figura 2.27), elas só serão solicitadas quando o concreto atingir ao menos 75% do f_{ck} especificado e o escoramento for retirado. Assim a seção mista estará constituída como um elemento único e resistirá às ações permanentes e acidentais.

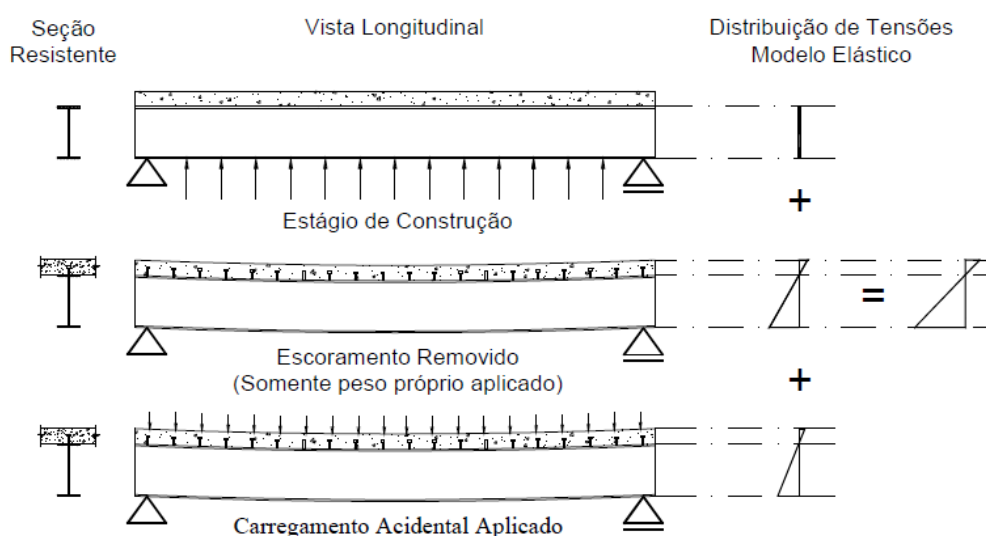


Figura 2.27 – Viga mista escorada
 Fonte: Fabrizzi (2007)

Caso a solução adotada não tenha escoramento (Figura 2.28), as vigas de aço deverão ser dimensionadas para o estágio de construção. A carga preponderante será o peso próprio do concreto e o comportamento misto só será observado após a sua cura. Nessa situação, a instabilidade lateral deverá ser analisada de acordo com a rigidez das fôrmas.

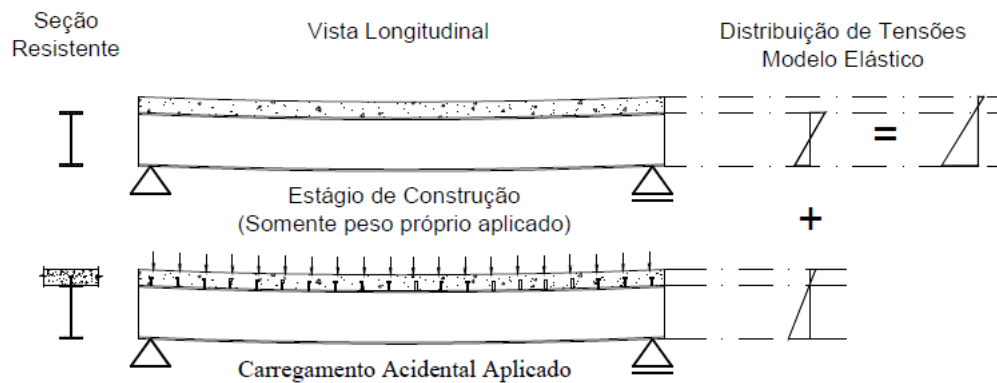


Figura 2.28 – Viga mista não escorada
Fonte: Fabrizzi (2007)

Em geral, as construções escoradas apresentam vigas com alturas menores, o que se traduz em economia de material. No entanto, as construções não escoradas possibilitam uma maior rapidez de execução e diminuem os gastos com os escoramentos.

2.2.5 LARGURA EFETIVA

A distribuição de tensões ao longo da largura da laje não é constante. Como ilustrado na Figura 2.29, os valores máximos das tensões encontram-se no centro do perfil de aço e decrescem gradualmente na direção dos pontos mais afastados. Esse comportamento é conhecido como efeito *shear lag* e ocorre devido às deformações causadas pelo cisalhamento.

Para simplificar a determinação dessa largura, calcula-se uma largura fictícia b_{ef} que multiplicada pela tensão máxima $\sigma_{máx}$ tenha valor igual à resultante da distribuição não uniforme, ou seja, a tensão média $\sigma_{méd}$ multiplicada pela largura real b . Isolando b_{ef} , temos:

$$b_{ef} = \frac{\sigma_{méd}}{\sigma_{máx}} \cdot b \quad (2.2)$$

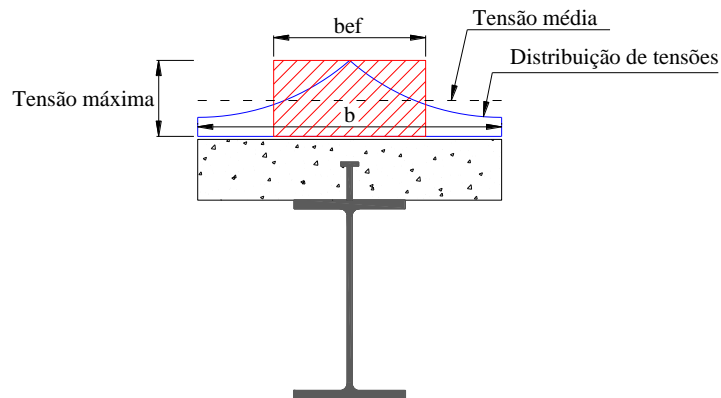


Figura 2.29 – Determinação da largura efetiva da laje

A ABNT NBR 8800:2008 faz algumas recomendações práticas para a determinação do valor de b_{ef} . No caso de vigas mistas biapoiadas, a largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- a) 1/8 do vão da viga mista, considerando entre linhas de centro dos apoios;
- b) Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- c) Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

Para as vigas mistas contínuas e semicontínuas, as larguras efetivas podem ser determinadas como exposto acima, considerando no lugar dos vãos da viga as distâncias entre pontos de momento nulo. É possível admitir simplificada a adoção dos seguintes valores para tais distâncias:

- a) Nas regiões de momento positivo:
 - 4/5 da distância entre apoios, para vãos extremos;
 - 7/10 da distância entre apoios, para vãos internos;
- b) Nas regiões de momento negativo:
 - 1/4 da soma dos vãos adjacentes.

As distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua estão ilustradas na Figura 2.30.

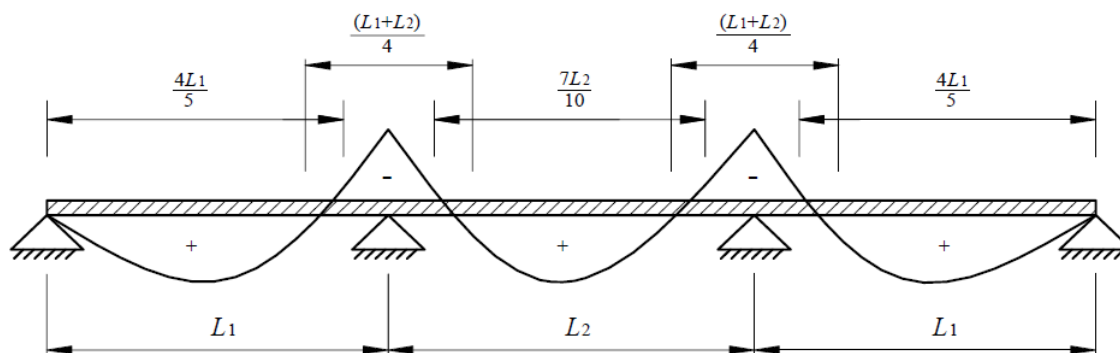


Figura 2.30 – Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Merece ser observado que no caso de vigas mistas em balanço, a largura efetiva pode ser determinada conforme as recomendações para vigas biapoiadas, tomando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço.

2.2.6 EFEITO DA FLUÊNCIA E DA RETRAÇÃO DO CONCRETO

A retração pode ser entendida como uma diminuição volumétrica do concreto devido à perda de água. Esse fenômeno ocorre principalmente nas primeiras idades e provoca esforços de tração. Consequentemente, surgem fissuras e estas aumentam as deformações do elemento estrutural.

A fluência, por sua vez, está relacionada com o aumento progressivo das deformações impostas por solicitações externas. Ela também é conhecida como a deformação lenta do concreto. De acordo com Catai (2005), a fluência provoca a diminuição do módulo de elasticidade, proporcionando um aumento progressivo do coeficiente de homogeneização, que será abordado no item 2.2.7.

Assim, fica evidente a importância de se considerar a retração e a fluência no comportamento da estrutura, especialmente no controle dos deslocamentos.

2.2.7 SEÇÃO HOMOGENEIZADA

Em regime elástico, as propriedades geométricas da viga mista são obtidas através da seção homogeneizada. Basicamente, a seção em concreto é transformada em uma seção

equivalente em aço dividindo sua largura efetiva pelo coeficiente de homogeneização, dado pela seguinte equação:

$$\alpha_E = \frac{E}{E_c} \quad (2.3)$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do aço, igual a 200 000 MPa;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto, igual a $0,85E_{ci}$, sendo $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$, onde E_{ci} e f_{ck} são expressos em MPa.

De acordo com o item O.1.2.1 da ABNT NBR 8800:2008, a posição da linha neutra deve ser obtida admitindo distribuição de tensões linear na seção homogeneizada e a participação do concreto na zona tracionada deve ser ignorada. Os efeitos de longa duração, devidos à fluência e retração do concreto, devem ser considerados utilizando-se a ABNT NBR 6118:2003 para o concreto de densidade normal e o Eurocode 2 – Parte1-1 (2005) para concreto de baixa densidade, no caso de ausência de Norma Brasileira aplicável. De forma simplificada, esses efeitos também podem ser considerados multiplicando o coeficiente de homogeneização por 3 para a determinação dos deslocamentos provenientes das ações permanentes e dos valores quase permanentes das ações variáveis.

Deve ser observado que no caso de vigas mistas contínuas e semicontínuas, a existência de momentos fletores negativos nas extremidades ocasiona a fissuração do concreto. Essa característica gera uma redistribuição dos momentos solicitantes e inviabiliza a consideração das propriedades da seção mista ao longo de todo o comprimento da viga. Dessa forma, o Eurocode 4 – Parte 1-1 (2004) apresenta dois modelos simplificados para a determinação da redistribuição de momentos: o não fissurado e o fissurado. No modelo não fissurado, considera-se que a viga possui rigidez à flexão $E_a I_1$ constante ao longo de todo o comprimento, onde I_1 é o momento de inércia da seção mista homogeneizada. No modelo fissurado, toma-se a rigidez à flexão igual a $E_a I_2$ na região dos apoios, com comprimento igual a 15% do vão para cada lado, onde I_2 é o momento de inércia da seção mista transformada. Nesse caso, é desconsiderada a resistência à tração do concreto, porém é possível incluir a armadura longitudinal na homogeneização da seção.

Após o processamento da análise elástica, a redistribuição dos momentos pode ser feita de acordo com a classificação da seção de aço na região de momento negativo. Como citado em Queiroz et al. (2001), esta redistribuição consiste em aumentar ou diminuir os

momentos determinados na análise de um determinado caso de carregamento, mantendo o equilíbrio entre as ações aplicadas (inclusive as reações) e os esforços internos (momentos fletores e forças cortantes), como ilustrado no diagrama de momentos fletores da Figura 2.31. Os limites de redistribuição dos momentos negativos estão indicados na Tabela 2.1.

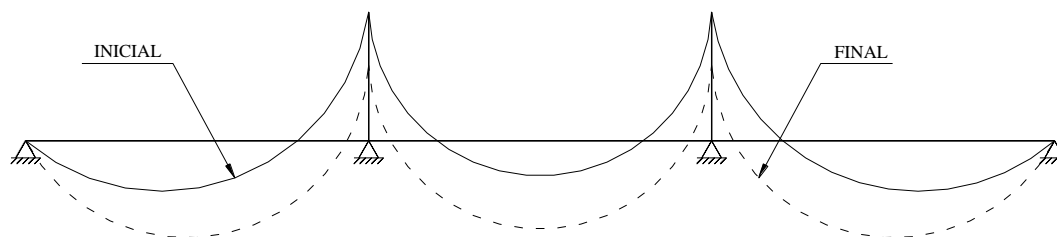


Figura 2.31 – Diagrama de momentos fletores com redistribuição de momentos

Tabela 2.1 – Limites de redistribuição de momentos negativos (EUROCODE 4, 2004)

Classe da seção transversal na região de momento negativo	Compacta (%)	Semicompacta (%)
Modelo não fissurado	30	20
Modelo fissurado	15	10

Apesar de possuir um fácil entendimento, a metodologia utilizada nesses dois modelos torna a marcha de cálculo mais trabalhosa e dificulta a análise estrutural de vigas que participam do sistema de estabilização de edifícios. Quando o mesmo é constituído por pórticos, por exemplo, ocorrem inversões nos diagramas de momentos fletores dependendo do sentido do carregamento horizontal aplicado.

Assim, uma forma alternativa e simplificada de se considerar as propriedades de vigas mistas que se enquadram nessas situações é apresentada no AISC (2010). Nessa proposta, é sugerido o uso de uma rigidez constante nas vigas, onde o momento de inércia utilizado (I_t) é obtido através da média ponderada dos momentos de inércia das regiões de momento positivo e negativo:

$$I_t = aI_{pos} + bI_{neg} \quad (2.4)$$

Onde:

I_{pos} é o momento de inércia da região de momento positivo;

I_{neg} é o momento de inércia da região de momento negativo.

Para as situações em que a viga mista está sujeita apenas a cargas gravitacionais, as constantes a e b devem ser tomadas iguais a 0,6 e 0,4, respectivamente. Caso a viga mista participe do sistema de estabilização lateral, os valores de a e b devem ser assumidos como iguais a 0,5 para a determinação do momento de inércia da seção.

2.2.8 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Os conectores de cisalhamento são componentes essenciais para a viabilização de um elemento misto, pois absorvem os esforços de cisalhamento e impedem o deslocamento vertical entre a viga de aço e a laje (efeito *uplift*). Eles são divididos em dois grupos: rígidos e flexíveis. A diferença entre essas duas categorias pode ser visualizada em um gráfico que relaciona a força transmitida pelo conector e o escorregamento relativo na interface aço-concreto (Figura 2.32). Os conectores rígidos são aqueles que apresentam comportamento frágil, sem patamar de escoamento. Já os conectores do tipo flexível deformam-se até atingir sua resistência máxima (F_u) sem ruptura, definindo um patamar de escoamento. A ductilidade desses conectores permite que seja admitida a sua plastificação total, o que viabiliza a consideração de espaçamentos constantes entre os mesmos ao longo do vão.

Conforme mencionado em Veríssimo (2007), dois tipos de conectores são mais utilizados no Brasil em sistemas de piso de edifícios: o *stud bolt*, também conhecido como conector tipo pino com cabeça, e o conector em perfil U laminado ou formado a frio (chapa dobrada). Esses dois tipos enquadram-se no grupo dos conectores flexíveis e estão ilustrados na Figura 2.33.

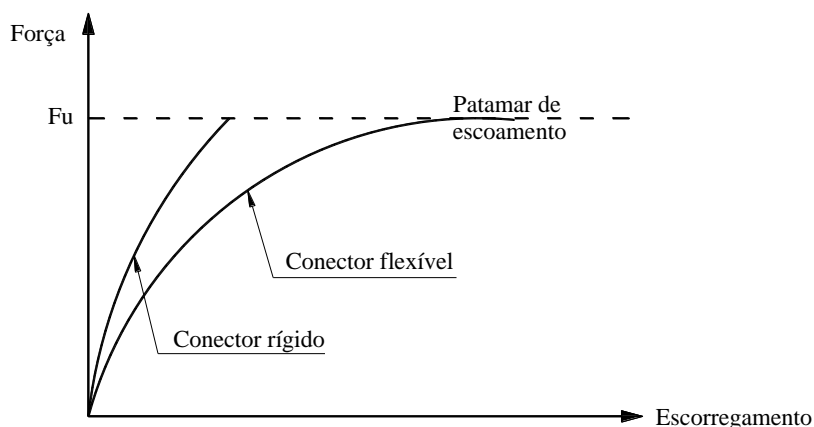


Figura 2.32 – Comportamento rígido e flexível dos conectores de cisalhamento

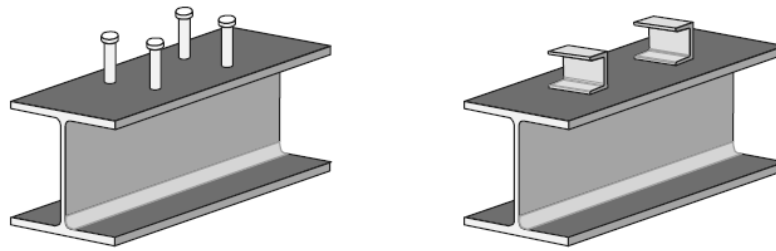


Figura 2.33 – Conectores de cisalhamento do tipo *stud bolt* e em perfil U
Fonte: Veríssimo (2007)

O conector do tipo *stud bolt* tem como vantagem a grande produtividade na instalação (Figura 2.34) e pode ser aplicado tanto com fôrma metálica como com pré-laje. Por outro lado, o conector em perfil U tem pequena produtividade de instalação (Figura 2.35) e seu emprego é indicado para sistemas com laje maciça (VERÍSSIMO, 2007).



Figura 2.34 – Soldagem de conectores do tipo pino com cabeça
Fonte: Kotinda (2006)



Figura 2.35 – Soldagem de conectores em perfil U formado a frio
Fonte: Veríssimo (2007)

Além dos conectores expostos anteriormente, outros tipos são encontrados na literatura, mas com utilização em menor escala. Entre os mais clássicos, é possível citar o conector formado por uma barra com alça, em espiral e pino com gancho (Figura 2.36).

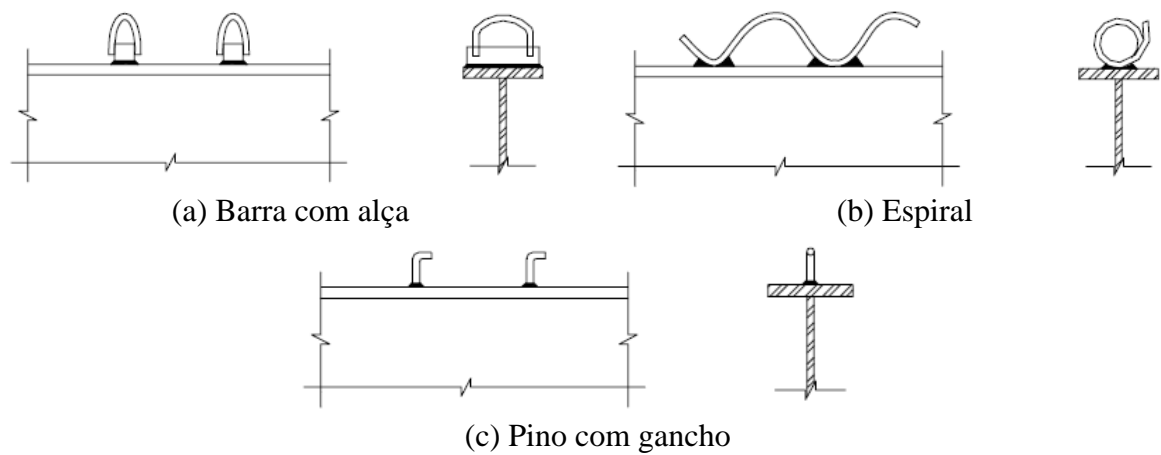


Figura 2.36 – Outros tipos de conectores de cisalhamento
 Fonte: Alva (2000)

Recentemente foram desenvolvidos novos tipos de conectores, como o Perfobond (Figura 2.37), que apresenta um bom desempenho à fadiga e é mais indicado para pontes; o X-HVB da HILTI (Figura 2.38), cuja instalação é feita mecanicamente através de fixadores à pólvora; e o Crestbond (Figura 2.39), que possui um modelo específico para pré-laje de concreto pré-fabricada.

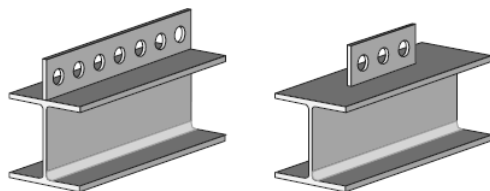


Figura 2.37 – Conector Perfobond contínuo e descontínuo
 Fonte: Veríssimo (2007)

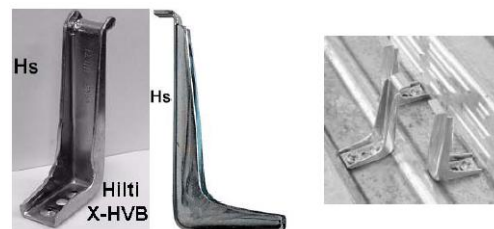


Figura 2.38 – Conector X-HVB da Hilti
 Fonte: De Nardin et al. (2008)

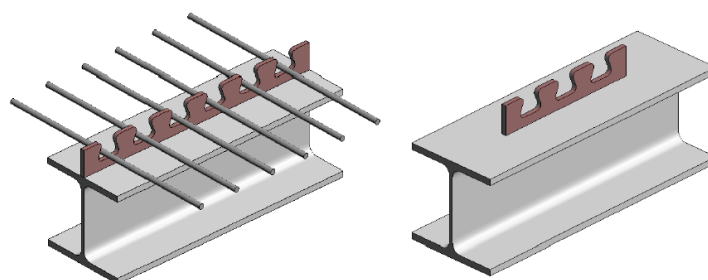


Figura 2.39 – Conector Crestbond contínuo e descontínuo
 Fonte: Veríssimo (2007)

2.2.9 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO SEGUNDO ABNT NBR 8800:2008

O dimensionamento de vigas mistas não é o objetivo principal desta dissertação e por essa razão serão apresentados a seguir apenas os principais pontos presentes na ABNT NBR 8800:2008. Para maiores esclarecimentos, aconselha-se a consulta dessa norma.

2.2.9.1 Classificação das seções

A ABNT NBR 8800:2008, em seu anexo O, faz algumas recomendações em relação ao dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto de alma cheia. No que diz respeito às biapoiadas, a flambagem local da mesa (FLM) e a flambagem lateral com torção (FLT) não ocorrem devido à contenção promovida pela laje. Apenas a flambagem local da alma (FLA) pode ser determinante no dimensionamento. Assim, o método a ser utilizado no cálculo da resistência dependerá do índice de esbeltez da alma e da classificação da seção, conforme a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Classificação das seções de vigas biapoiadas (ABNT NBR 8800:2008)

Índice de esbeltez	Classificação da seção
$h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$	Compacta
$3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$	Semicompacta

O índice de esbeltez é estabelecido como a relação entre a altura (distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados ou esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados) e a espessura da alma (h/t_w). Caso a viga seja classificada como compacta, ela pode ser dimensionada usando as propriedades plásticas da seção mista. Se ela for semicompacta, deverá ser dimensionada usando as propriedades elásticas. Nesse caso, a tensão de tração de cálculo na face inferior do componente de aço não pode ultrapassar a resistência de cálculo ao escoamento do aço do perfil, f_{yd} , e a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto não pode ser maior do que a resistência de cálculo à compressão do concreto, f_{cd} .

No tocante às vigas contínuas e semicontínuas, é exigido o uso de ligações mistas entre seus membros e três tipos de instabilidade podem ocorrer: a FLA, a FLM e a flambagem

lateral com distorção (item 2.2.9.3). Se $h_p / t_w \leq 3,76\sqrt{E / f_y}$ e $b_f / t_f \leq 0,38\sqrt{E / f_y}$, a viga deve ser considerada compacta e os esforços internos podem ser determinados por análise rígido-plástica. Nessa avaliação, o termo h_p deve ser tomado igual ao dobro da altura da parte comprimida da alma (subtraído de duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados), com a posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo. Já os termos t_w , b_f e t_f são, respectivamente, a espessura da alma, a largura e a espessura da mesa.

2.2.9.2 Verificações em regiões de momentos positivos

As verificações para momento fletor positivo em vigas escoradas devem ser feitas de acordo com a posição da linha neutra plástica (LNP) e a interação entre o perfil de aço e a laje de concreto (item 2.2.2), como ilustrado na Figura 2.40. Se a resistência à compressão de cálculo da largura efetiva de concreto for maior do que a resistência à tração de cálculo do perfil de aço, a LNP ficará posicionada na laje de concreto de modo que a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje, C_{cd} , seja igual à força resistente de cálculo da região tracionado do perfil de aço, T_{ad} . Caso a resistência do perfil de aço seja maior do que a da laje, a LNP estará no perfil metálico e este terá alguma parcela de sua seção sujeita a esforços de compressão.

Nas vigas em que ocorre interação parcial (Figura 2.41), deve ser considerada a presença de duas linhas neutras plásticas: uma no componente de aço e outra na laje de concreto. Nessa situação, uma parcela do perfil de aço fica comprimida e a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto, C_{cd} , é igual ao somatório das resistências individuais dos conectores.

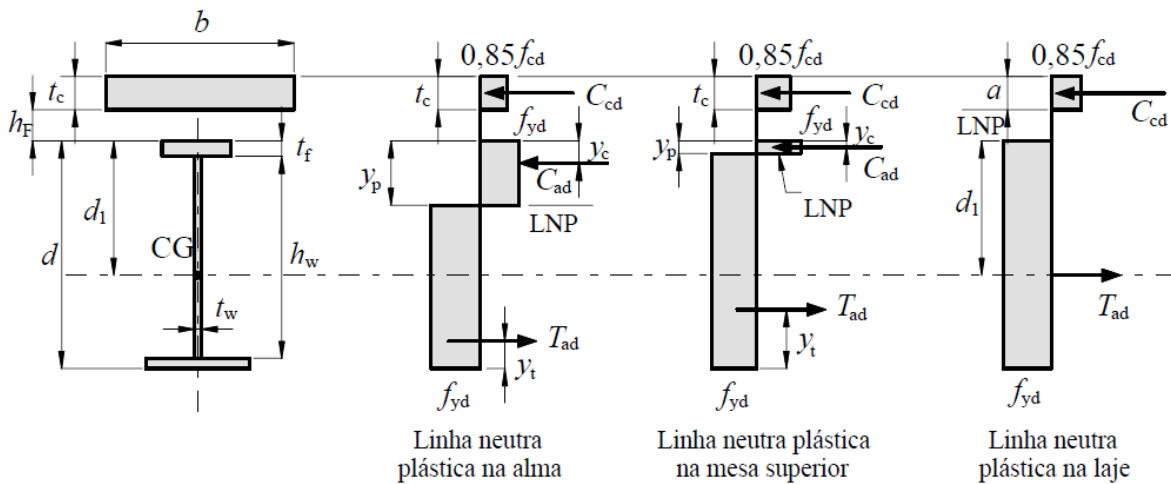


Figura 2.40 – Distribuição de tensões em vigas mistas compactas sob momento positivo e interação completa

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

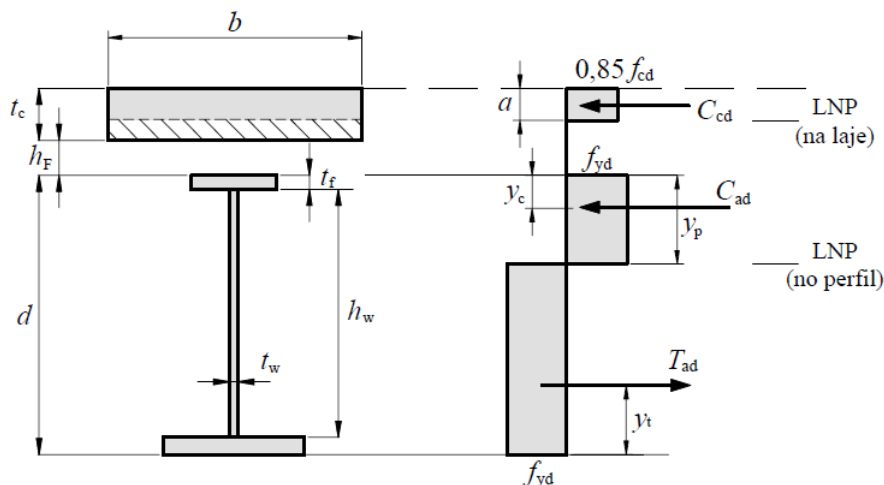


Figura 2.41 – Distribuição de tensões em vigas compactas sob momento positivo com interação parcial

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

A verificação das vigas mistas não escoradas também deve atender as exigências feitas para as construções escoradas. Adicionalmente, é estabelecido que o componente de aço deve ter resistência de cálculo adequada para suportar as ações de cálculo aplicadas antes do concreto atingir 75% da sua resistência característica à compressão, f_{ck} . No caso das vigas biapoiadas com $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$, a soma das tensões atuantes na mesa inferior da seção, provenientes das solicitações presentes antes e depois do concreto atingir resistência igual a $0,75f_{ck}$, devem ser menor do que a resistência de cálculo ao escoamento do aço, ou seja:

$$\left(\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a} \right) + \left(\frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}} \right) \leq f_{yd} \quad (2.5)$$

Onde:

$M_{Ga,Sd}$ e $M_{L,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo devidos às ações atuantes, respectivamente, antes de depois do concreto atingir a $0,75f_{ck}$;

W_a e W_{ef} são, respectivamente, o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço e o módulo de resistência elástico efetivo, calculados conforme o item 2.3.1.2 do anexo O da ABNT 8800:2008.

2.2.9.3 Verificações em regiões de momentos negativos

Nas regiões em que o momento fletor é negativo, deve-se considerar que a seção transversal da viga está reduzida ao perfil de aço e à seção da armadura longitudinal existente na largura efetiva da laje (Figura 2.42). Nesses pontos da estrutura, é necessário tomar alguns cuidados para que a mesa e a alma não sofram instabilidades locais. Na mesa comprimida, esse problema é evitado se a relação entre a sua largura e a sua espessura não for superior a $0,38\sqrt{E/f_y}$. Para que a alma não sofra flambagem local, a relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma (menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados) e a sua espessura deve ser igual ou inferior a $3,76\sqrt{E/f_y}$. Nesse caso, a posição da linha neutra plástica deve ser determinada para a seção mista sujeita ao momento negativo.

Outro tipo de instabilidade pode ocorrer nas vigas contínuas e semicontínuas: a flambagem lateral com distorção da seção transversal (Figura 2.43). Isso se deve ao fato da mesa inferior comprimida ser contida apenas pela alma, que não tem rigidez suficiente para evitar o deslocamento lateral. Nas vigas biapoiadas, esse fenômeno não é observado devido ao fato da mesa superior ser restringida pela laje.

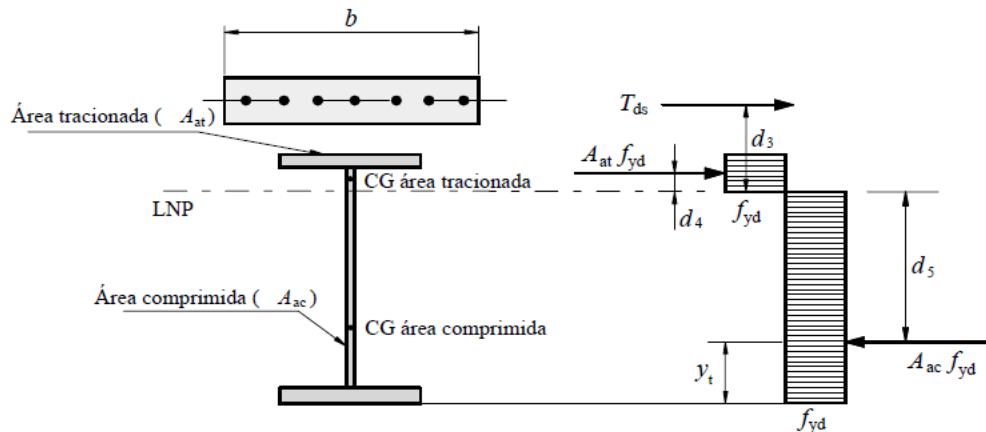


Figura 2.42 – Distribuição de tensões para momento fletor negativo
Fonte: ABNT NBR 8800:2008

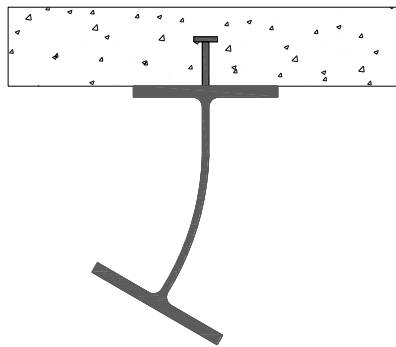


Figura 2.43 – Flambagem lateral com distorção

Portanto, a garantia da estabilidade de vigas mistas sujeitas a momentos negativos pode ser assegurada se o momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd}^- , e o momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal, $M_{dist,Rd}^-$, forem maiores do que o momento fletor solicitante de cálculo, M_{Sd}^- .

2.2.9.4 Dimensionamento dos conectores de cisalhamento

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta expressões específicas para o dimensionamento de conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio com espessura de chapa maior ou igual a 3 mm. A resistência nominal para conectores tipo pino com cabeça totalmente embutidos no concreto é definida pelo menor valor entre a resistência à ruptura do concreto e à flexão do pino, sendo que neste caso são adotados os coeficientes R_g e R_p relacionados ao agrupamento e posicionamento dos conectores,

respectivamente. Para esse tipo de conector, é exigido que, após a instalação, os mesmos tenham um comprimento mínimo igual a 4 vezes o seu diâmetro, sendo que este não pode ser maior do que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual será soldado caso não seja instalado sobre a alma do perfil de aço. Para os conectores em perfil U laminado ou formado a frio, a sua união com o perfil de aço deve ser feita através de solda contínua pelo menos nas duas extremidades de sua mesa, com resistência igual a 1,25 vez a força resistente de cálculo do conector. Em ambos os casos, os conectores devem ficar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo igual a 10 mm. O cobrimento lateral deve ser no mínimo 25 mm, exceto para o caso de conectores colocados em nervuras de fôrmas de aço.

2.2.9.5 Estado Limite de Utilização

a) Flechas

Os deslocamentos verticais podem ser os fatores limitantes do dimensionamento de vigas mistas dependendo do vão a ser vencido e dos carregamentos que serão aplicados. O seu cálculo deve ser feito através de uma análise elástica, tomando nas regiões de momentos positivos o momento de inércia efetivo dado por:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} (I_{tr} - I_a) \quad (2.6)$$

Onde:

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

I_{tr} é o momento de inércia da seção mista homogeneizada;

$\sum Q_{Rd}$ é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

F_{hd} é a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje, igual ao menor valor entre $A_a f_{yd}$ e $0,85.f_{cd}.b.t_c$;

A_a é a área do perfil de aço;

f_{yd} é a resistência de cálculo para o aço do perfil, igual à tensão de escoamento, f_y , dividida pelo coeficiente de ponderação da resistência do aço, γ_{al} , que para combinações normais e de construção é igual a 1,10;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto, igual à resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , dividida pelo seu coeficiente de ponderação da resistência, γ_c , que para combinações normais é igual a 1,40;

b é a largura efetiva da laje de concreto;

t_c é a altura da laje de concreto (para pré-laje de concreto pré-moldada, é a espessura acima da pré-laje, e para laje com fôrma incorporada é a espessura acima das nervuras).

De acordo com o anexo C da ABNT NBR 8800:2008, o deslocamento vertical máximo deve ser tomado igual a:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 - \delta_0 \quad (2.7)$$

Onde:

δ_1 é o deslocamento devido às ações permanentes, sem efeitos de longa duração;

δ_2 é o deslocamento devido aos efeitos de longa duração das ações permanentes, se houver;

δ_3 é o deslocamento devido às ações variáveis, incluindo, se houver, os efeitos de longa duração devidos aos valores quase permanentes dessas ações;

δ_0 é a contraflecha da viga.

Para as vigas de cobertura, de piso e que suportam pilares, os deslocamentos verticais máximos não podem ser superiores a $L/250$, $L/350$ e $L/500$, respectivamente, onde L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço.

b) Fissuração do concreto

Devido ao fato do concreto apresentar baixa resistência à tração, nos pontos em que ocorrem momentos negativos ou há tendência de continuidade, as lajes passam a apresentar fissuras. Para que a formação dessas fissuras possa ser controlada, é recomendável a

colocação de armadura adicional transversal ao perfil, a não ser que as armaduras instaladas para outros fins sejam suficientes.

2.3 OUTROS TIPOS DE ELEMENTOS MISTOS

2.3.1 PILARES MISTOS

Os pilares mistos são elementos estruturais submetidos a esforços de compressão axial ou flexo-compressão, nos quais um perfil de aço atua em conjunto com o concreto. Esse tipo de solução apresenta vantagens técnicas e econômicas por utilizar dois materiais cujas propriedades se complementam. O concreto, além de possuir elevada resistência à compressão, protege o perfil metálico contra o fogo, impactos e corrosão, e minimiza os problemas com instabilidades locais. O perfil de aço, por outro lado, possibilita maior rapidez na execução da estrutura e, por estar restringido pelo concreto em algumas áreas, apresenta considerável ganho de resistência.

Segundo Oehlers e Bradford (1995) e Johnson (1994), os perfis de aço em I foram inicialmente revestidos com concreto com o objetivo de serem protegidos contra incêndios. Até a década de 50 era prática normal o uso de concreto de baixa resistência e sua contribuição na capacidade resistente do pilar era negligenciada. Ensaio realizados nessa época mostraram que o uso de concretos com maiores resistências à compressão e o dimensionamento do pilar como um elemento misto acarretariam economias significativas.

Algumas vantagens do uso de pilares mistos são descritas em De Nardin et al. (2010), Campos (2006), Braga (2006) e Queiroz et al. (2001). Entre elas podemos destacar:

- Possibilidade de se obter uma maior área livre nos pavimentos;
- Maior ductilidade;
- Diminuição da necessidade de fôrmas e escoramentos;
- Canteiro de obras mais limpo e organizado;
- Redução do tempo de execução;
- Maior precisão dimensional da construção;
- Redução considerável do consumo de aço estrutural;
- Maior rigidez aos carregamentos laterais; e
- Maior resistência a impactos.

Os pilares mistos empregados atualmente podem ser formados por perfis de aço total ou parcialmente revestidos (Figura 2.44-a e Figura 2.44-b), ou por perfis de aço tubulares de seção circular ou quadrada preenchidos (Figura 2.44-c e Figura 2.44-d).

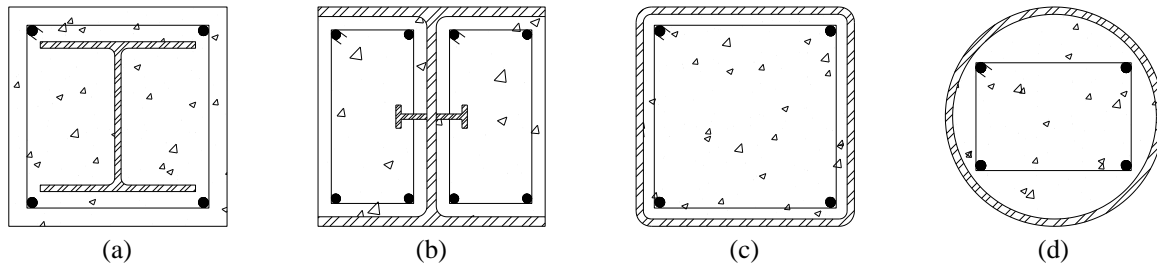


Figura 2.44 – Tipos de seções transversais de pilares mistos

É possível citar como exemplo de aplicação de pilares mistos o Edifício New Century (Figura 2.45 e Figura 2.46), localizado na capital paulista. Com 24 pavimentos e 115 metros de altura, ele possui, além de pilares parcialmente revestidos, lajes *steel deck* e vigas mistas.



Figura 2.45 – Edifício New Century
Fonte: <http://www.arcoweb.com.br>



Figura 2.46 – Construção do edifício
Fonte: <http://www.codeme.com.br>

Os ganhos em se utilizar pilares mistos são evidenciados em Queiroz e Prestes (2001). Nesse estudo foi feita uma comparação entre pilares mistos parcialmente revestidos, pilares metálicos e de concreto. Cada solução estrutural foi analisada para compressão axial e flexo-compressão. As peças estudadas possuíam 4 metros de comprimento de flambagem nas duas direções principais e dimensões externas iguais a 35 cm. Em relação à compressão axial, o pilar misto apresentou resistência sensivelmente maior do que a do pilar de concreto (49%) e

praticamente igual ao pilar metálico (2,5% menor). No entanto, o pilar em aço necessitou de um perfil com peso linear 55% maior do que a solução mista. Na flexo-compressão, a diferença de capacidade resistente entre o pilar misto e o de concreto ficou próxima a 41%. Os resultados obtidos mostraram, portanto, que quando há grande necessidade de área útil em um projeto, a opção pelo pilar misto deve ser considerada.

2.3.2 LAJES MISTAS

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, lajes mistas são aquelas em que a fôrma de aço é incorporada ao sistema de sustentação de cargas, funcionando, antes da cura do concreto, como suporte das ações permanentes e sobrecargas de construção e, depois da cura, como parte ou toda a armadura de tração da laje. A fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto. A aderência natural entre o aço e o concreto não é considerada efetiva para o comportamento misto, o qual deve ser garantido por meio de:

- Ligação mecânica por mossas nas fôrmas de aço trapezoidais;
- Ligação por meio de atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço reentrantes.

Em De Nardin et al. (2005) são apresentadas algumas vantagens no uso de lajes com fôrma de aço incorporada:

- A fôrma de aço substitui as armaduras de tração da laje, proporcionando economia de tempo, material e mão de obra;
- Elimina a utilização de fôrmas de madeira, diminuindo o custo da obra;
- Reduz consideravelmente a necessidade de escoramentos, o que torna o canteiro de obras mais organizado e reduz o tempo gasto com montagem e desmontagem desses escoramentos;
- A fôrma de aço pode ser usada como plataforma de trabalho nos andares superiores e proteção aos operários em serviço nos andares inferiores;
- As fôrmas são leves, de fácil manuseio e instalação;
- O uso de fôrmas de aço facilita a execução das diversas instalações e a fixação de forros falsos.

Todas essas características somadas resultam em uma considerável economia na construção, reduzindo prazos, desperdícios de materiais e mão de obra, o que incrementa a qualidade do produto final.

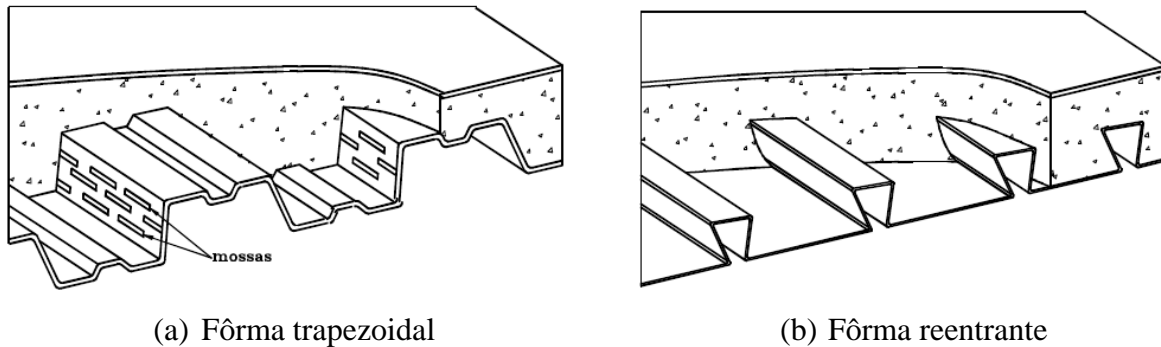


Figura 2.47 – Lajes mistas de aço e concreto
Fonte: ABNT NBR 8800:2008

No Brasil, o sistema mais utilizado é o *steel deck*, que utiliza fôrmas de aço trapezoidais (Figura 2.48). Geralmente no período antes da cura do concreto, considera-se que essas fôrmas de aço impedem a flambagem lateral com torção (FLT) das vigas, pois é comum soldar as folhas de *steel deck* nas mesas superiores das vigas através de pontos de solda. Dessa maneira, as fôrmas de aço auxiliam na estabilização da estrutura durante o período de construção.



Figura 2.48 – Exemplo de utilização do sistema *steel deck* com fôrma trapezoidal

2.4 AÇÃO DO VENTO

2.4.1 INTRODUÇÃO

Segundo Gonçalves et al. (2007), o vento pode ser definido de maneira simplificada como o movimento das massas de ar decorrente das diferenças de pressões na atmosfera. Ele também pode ser entendido como um fluxo de ar médio sobreposto a flutuações de fluxo, denominadas rajadas ou turbulências. Essas rajadas apresentam um valor de velocidade do ar superior à média e são responsáveis pelas forças que irão atuar nas edificações.

Dois aspectos interferem diretamente na ação do vento nas construções: os meteorológicos e os aerodinâmicos. Os aspectos meteorológicos são responsáveis pela velocidade do vento a ser considerada no projeto de uma dada edificação. Por sua vez, a forma aerodinâmica definirá o modo como o vento incidirá nessa estrutura.

Observações dos perfis de velocidade média permitiram concluir a existência de uma velocidade limite denominada velocidade gradiente. Essa velocidade está associada a uma altura gradiente, acima da qual não ocorrerão alterações significativas da velocidade, e sua variação pode ser tomada como exponencial.

A turbulência ou rajada pode ser facilmente visualizada se a mesma for associada a um grande turbilhão, na forma de um tubo idealizado, que deverá envolver toda a edificação para que esta seja totalmente solicitada. O tempo de rajada está associado à passagem desse tubo idealizado sobre a edificação, o que permite concluir que as dimensões da edificação serão responsáveis pelo tempo de rajada a ser considerado.

2.4.2 EFEITOS DE VIZINHANÇA

Segundo Fontes (2003) e Carpegiani (2004), de uma maneira geral, as forças oriundas do vento são obtidas a partir de coeficientes aerodinâmicos contidos em normas, manuais ou relatórios de pesquisa, sendo que estes dados referem-se apenas a edificações isoladas. A vizinhança de uma edificação pode alterar significativamente estes coeficientes ou até mesmo fazer com que surjam efeitos consideráveis como aumentos de sucções, inversão dos esforços e momentos torçores. Fornecer uma indicação precisa que abranja todos os casos

não é possível para efeitos normativos e, por essa razão, são necessários estudos específicos para cada caso.

Tradicionalmente, os carregamentos devidos ao vento são tratados como uniformes e simétricos para uma mesma cota da edificação, resultando na não consideração do momento torçor ao longo do seu eixo vertical. No entanto, as cargas devidas ao vento raramente são uniformes, mesmo quando a edificação tem sua geometria simétrica. Na realidade, há uma não uniformidade do escoamento causada pela presença de outras edificações ou por esse escoamento não atuar ao longo do eixo de simetria (FONTES, 2003).

Conforme Boggs et al. (2000), pode-se atribuir os efeitos de torção a três causas: forma externa do edifício, efeitos de interferência da vizinhança e efeitos dinâmicos devidos à ação do vento. Os engenheiros podem exercer uma pequena influência na primeira causa, nenhuma na segunda, mas muito na terceira. A torção não pode ser eliminada, mas é possível minimizá-la, ou ao menos projetar a edificação para absorver os seus esforços.

Em Loredo-Souza et al. (2009) e Gonçalves et al. (2007) são citados os principais modos em que a presença de edificações vizinhas pode causar o aumento das forças de vento:

- Efeito Venturi;
- Deflexão do vento na direção vertical;
- Turbulência de esteira.

A seguir, serão descritos cada um desses tipos de interação.

2.4.2.1 Efeito Venturi

O efeito Venturi (Figura 2.49) é causado pelo afunilamento do vento devido à proximidade de outras edificações, proporcionando uma aceleração da velocidade do vento na região do afunilamento e, conseqüentemente, alterando as pressões do vento (GONÇALVES ET AL., 2007). Este efeito aparece principalmente em edificações muito próximas, sendo que já foram observados coeficientes de pressão médios negativos (sucções) excedendo, em módulo, o valor 2,0 (CARPEGGIANI, 2004).

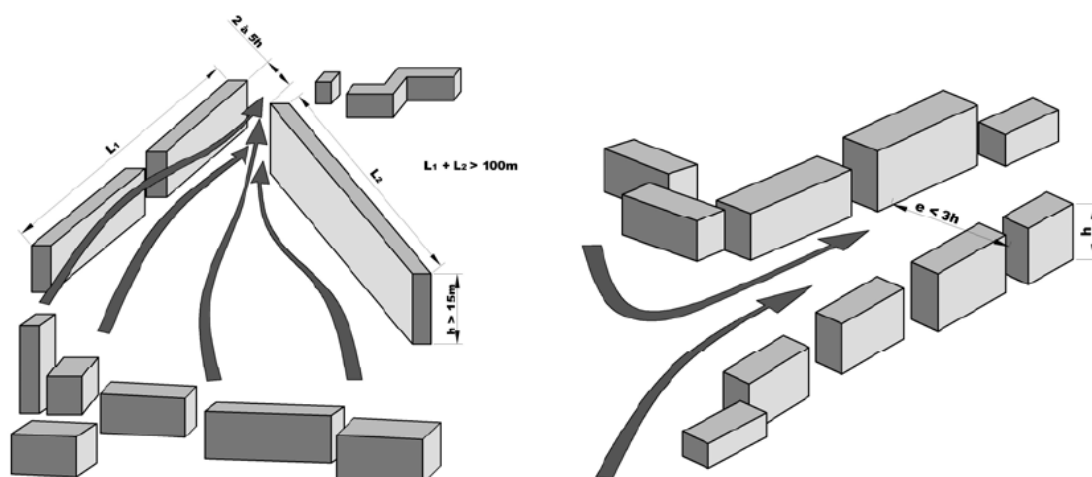


Figura 2.49 – Efeito Venturi
Fonte: Carpeggiani (2004)

2.4.2.2 Deflexão do vento na direção vertical

A deflexão vertical do vento (Figura 2.50) é causada pela presença de obstáculos e outras edificações na região a barlavento da edificação em estudo (GONÇALVES ET AL., 2007). As edificações altas defletem para baixo parte do vento que incide em sua fachada de barlavento, o que aumenta a velocidade do vento em zonas próximas ao solo. As edificações mais baixas, situadas nestas zonas, poderão ter as forças do vento aumentadas por este efeito, com os coeficientes de forma médios atingindo valores entre -1,5 e -2,0 (CARPEGGIANI, 2004).

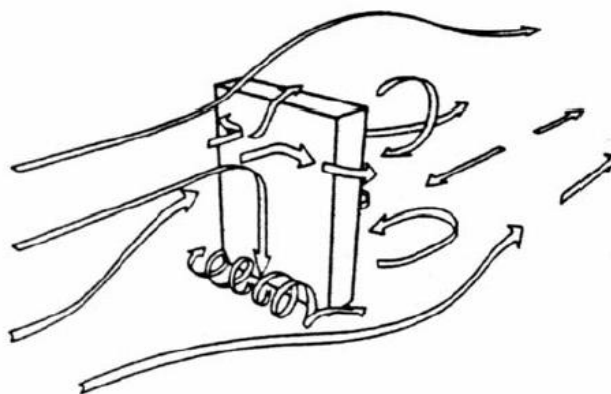


Figura 2.50 – Deflexão vertical do vento
Fonte: Loredou-Souza et al. (2009)

2.4.2.3 Turbulência de esteira

Segundo Carpeggiani (2004), uma edificação situada a sotavento de outra pode ser afetada pela turbulência gerada na esteira da edificação de barlavento (Figura 2.51). Esse fenômeno pode causar efeitos dinâmicos consideráveis (efeitos de galope) e alterações nas pressões, que são particularmente importantes em edificações com coberturas e painéis de vedação feitos de materiais leves.

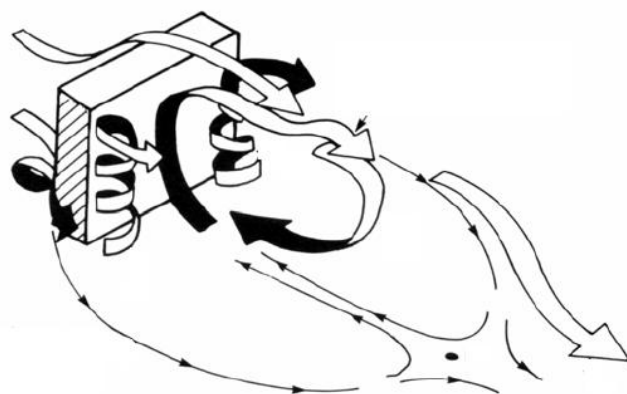


Figura 2.51 – Turbulência de esteira

Fonte: Loredou-Souza et al. (2009)

De acordo com Cook³ (1990 apud CARPEGGIANI, 2004, p. 7), podem ser definidos três regimes distintos de escoamentos para edificações alinhadas na direção do vento:

- Regime de escoamento de corpo isolado;
- Regime de escoamento deslizante;
- Regime de escoamento de interferência de esteira.

No regime de escoamento de corpo isolado (Figura 2.52), os edifícios estão afastados de forma suficiente para que cada um atue isoladamente. Neste caso, o efeito de proteção é pequeno e as forças em cada edifício, individualmente, são similares aos valores correspondentes ao edifício isolado.

No regime de escoamento deslizante (Figura 2.53), os edifícios estão suficientemente próximos de tal forma que um vórtice estável pode se formar no espaço entre eles. O

³ COOK, N.J. **The designer's guide to wind loading of building structures – part 2: static structures.** Building Research Establishment: London, UK, 1990.

escoamento parece deslizar sobre o topo dos edifícios. O efeito de proteção é grande e as forças nos edifícios situados a sotavento são muito pequenas, pois o mesmo encontra-se na esteira do primeiro.

Por sua vez, o regime de escoamento de interferência de esteira (Figura 2.54) representa um estado intermediário entre os dois regimes anteriormente citados. Nesta configuração não há espaço suficiente para formação completa de esteira e a separação é muito grande para que possa ocorrer um vórtice estável.

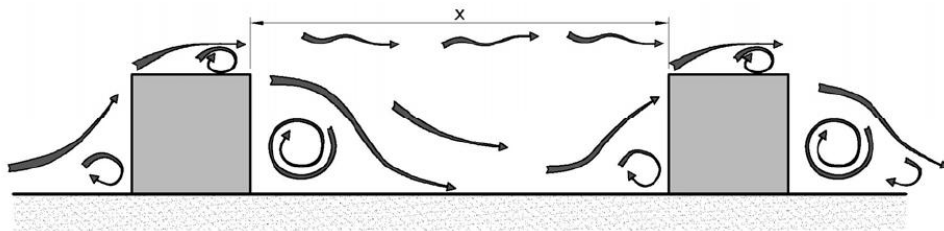


Figura 2.52 – Regime de escoamento de corpo isolado
Fonte: Carpeggiani (2004)

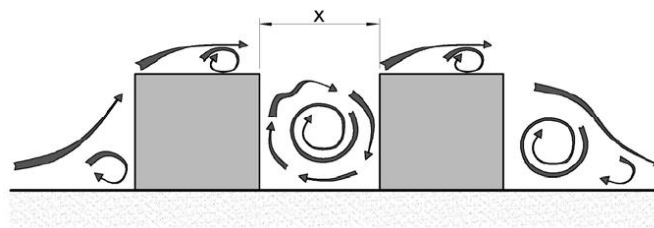


Figura 2.53 – Regime de escoamento deslizante
Fonte: Carpeggiani (2004)

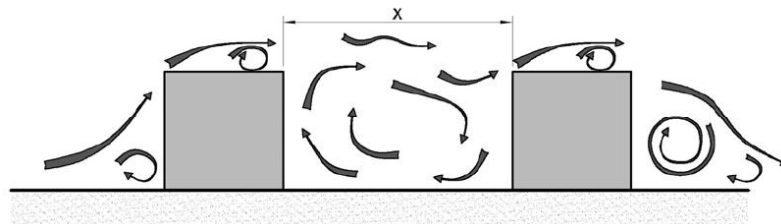


Figura 2.54 – Regime de escoamento de interferência de esteira
Fonte: Carpeggiani (2004)

2.4.3 AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A ABNT NBR 6123:1988

A ABNT NBR 6123:1988 faz considerações específicas para a obtenção das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento em edificações. Nos tópicos a seguir serão abordados os principais aspectos relativos à análise estática da ação do vento.

2.4.3.1 Velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento V_0 , segundo a ABNT NBR 6123:1988, é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Considera-se também que a probabilidade de que ela seja igualada ou excedida pelo menos uma vez durante o período de retorno de 50 anos seja de 63%.

Para facilitar sua determinação, é fornecido pela norma brasileira um gráfico das isopletas da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5 m/s. As velocidades médias máximas apresentadas nesse gráfico foram obtidas através de informações de várias estações meteorológicas, sendo a maioria em aeroportos, considerando as mesmas características citadas no parágrafo anterior, e receberam o devido tratamento estatístico (GONÇALVES ET AL., 2007).

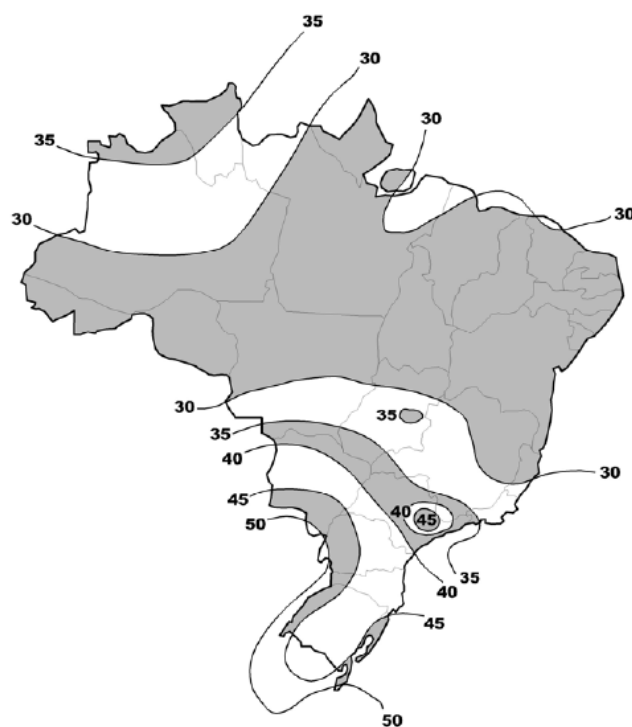


Figura 2.55 – Isopletas de velocidade básica do vento (V_0 , em m/s)
Fonte: Carpeggiani (2004)

2.4.3.2 Velocidade característica do vento

A velocidade básica do vento é apenas um padrão de referência a partir do qual é necessário determinar a velocidade que atuará em uma dada estrutura, denominada velocidade característica (V_k). Devem ser considerados aspectos particulares da edificação, entre eles (GONÇALVES ET AL., 2007):

- Topografia do local;
- Rugosidade do terreno: a presença ou não de obstáculos, sua altura e disposição interferem no perfil de velocidade do vento;
- Altura da edificação;
- Dimensões da edificação: o tempo de rajada será proporcional às dimensões da estrutura;
- Tipo de ocupação e riscos de vida envolvidos em caso de ruína.

Dessa maneira, a seguinte equação é proposta pela ABNT NBR 6123:1988 para a determinação da velocidade característica:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (2.8)$$

Onde:

V_0 é a velocidade básica do vento;

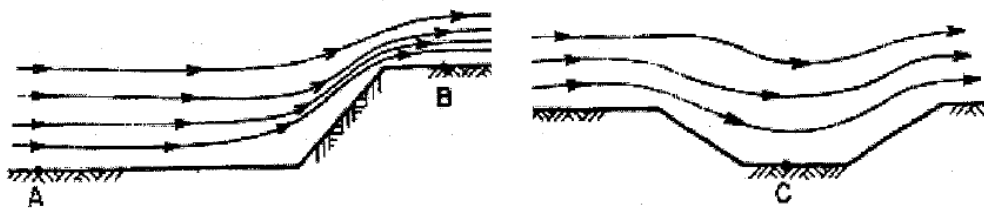
S_1 é o fator topográfico;

S_2 é o fator que considera a rugosidade do terreno e as dimensões da edificação;

S_3 é o fator estatístico.

- **Fator topográfico – S_1**

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno. Como citado em Gonçalves et al. (2007), a aproximação ou afastamento das linhas de fluxo é uma boa maneira de visualizar o aumento ou diminuição da velocidade do vento em função da topografia do terreno (Figura 2.56).



Ponto A – terreno plano ou pouco ondulado Ponto B – acive, com aumento da velocidade
 Ponto C – vale protegido, com diminuição da velocidade

Figura 2.56 – Alteração das linhas de fluxo em função da topografia
 Fonte: Gonçalves et al. (2007)

A ABNT NBR 6123:1988 adota para os casos A, B e C da Figura 2.57 os seguintes valores para o fator S_1 :

- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- Vales protegidos do vento em todas as direções: $S_1 = 0,9$;
- Taludes e morros: a velocidade do vento é corrigida de acordo com a o ângulo de inclinação do talude ou do morro.

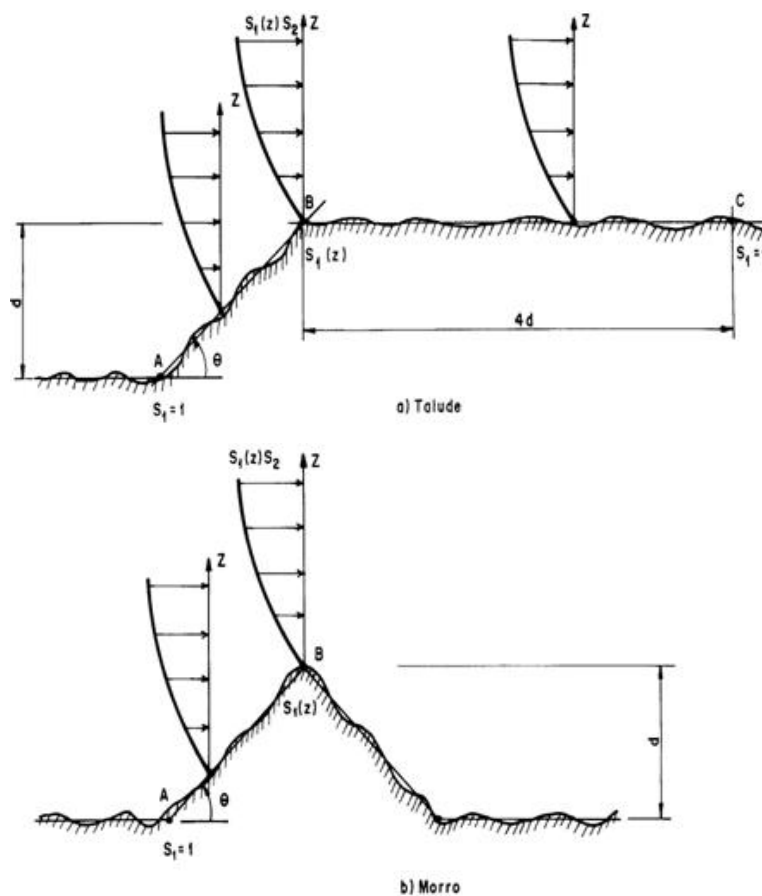


Figura 2.57 – Fator topográfico S_1 para (a) taludes e (b) morros
 Fonte: ABNT NBR 6123:1988

– No ponto A de morros e B e C de taludes: $S_1 = 1,0$;

– No ponto B:

$$\text{Se } \theta \leq 3^\circ: S_1 = 1,0 \quad (2.9)$$

$$\text{Se } 6^\circ \leq \theta \leq 3^\circ: S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (2.10)$$

$$\text{Se } \theta \geq 45^\circ: S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1 \quad (2.11)$$

Onde:

z é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

Nos casos em que $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$, é possível fazer interpolação linear entre os valores obtidos pelas eq. (2.10) e (2.11). Caso o ponto considerado fique entre A e B e entre B e C, o fator S_1 também pode ser obtido por interpolação linear.

• Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação – S_2

Considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte dela. São estabelecidas cinco categorias de terreno em função da sua rugosidade e três classes de edificações considerando os intervalos de tempo de 3, 5 e 10 segundos para as rajadas:

- Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação;
- Categoria II: terrenos abertos em nível, ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou inferior a 1 m. Exemplos: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias e charnecas, fazendas sem sebes ou muros.
- Categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3 m. Exemplos: granjas e casas

de campo, exceto partes com matos; fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios situados a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

- Categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, pouco espaçados e situados em zonas florestais, industriais ou urbanizadas, cuja cota média dos seus topos é igual a 10 m. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
- Categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, cuja cota média dos seus topos é igual ou superior a 25 m. Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.
- Classe A (3 s): todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não exceda 20m.
- Classe B (5 s): toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 m.
- Classe C (10 s): toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Após classificar a estrutura em uma determinada categoria e classe, o fator S_2 pode ser obtido por meio da seguinte equação:

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (2.12)$$

Onde:

z é a altura acima do terreno, limitada à altura gradiente;

F_r é o fator de rajada correspondente à categoria II (ver Tabela 2.3);

b é um parâmetro de correção da classe da edificação (ver Tabela 2.3);

p é um parâmetro meteorológico (ver Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Parâmetros meteorológicos para o fator S_2 (ABNT NBR 6123:1988)

Categoria	z (m)	Parâmetro	Classe		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

- **Fator estatístico – S_3**

O fator estatístico S_3 está relacionado ao grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A ABNT NBR 6123:1988 estabelece como vida útil da edificação o período de 50 anos e a probabilidade de que a velocidade básica V_0 seja igualada ou excedida neste período igual a 63%. Caso seja de interesse determinar valores diferentes daqueles sugeridos pela referida norma, pode-se calcular o fator S_3 através da seguinte expressão matemática:

$$S_3 = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (2.13)$$

Onde:

P_m é a probabilidade considerada e

m é o período de retorno adotado.

Tabela 2.4 – Valores mínimos para o fator S_3 (ABNT NBR 6123:1988)

Grupo	Descrição do tipo de ocupação	S_3
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

2.4.3.3 Ação estática do vento

De posse da velocidade característica de uma determinada estrutura, é possível calcular a pressão dinâmica exercida pelo vento por meio da seguinte equação:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (2.14)$$

Onde:

q é a pressão dinâmica do vento, em N/m²;

V_k é a velocidade característica, em m/s.

Em seguida, é possível determinar sua força resultante através da eq. (2.15):

$$F_a = C_a q A_e \quad (2.15)$$

Onde:

F_a é a força de arrasto;

C_a é o coeficiente de arrasto;

A_e é a área frontal efetiva.

Segundo a norma brasileira, o coeficiente de arrasto deve ser obtido de acordo com as condições de turbulência ou não do vento que incide sobre a edificação. São apresentados gráficos com valores de C_a para turbulência baixa e alta (Figura 2.58). O vento de baixa turbulência é caracterizado pelo fluxo de ar moderadamente suave, semelhante àquele que aparece em campo aberto e plano. O vento de alta turbulência, por outro lado, é típico ao que aparece em grandes cidades, onde há diminuição de sucção na parede de sotavento de edificações paralelepípedicas, com consequente diminuição dos respectivos coeficientes de arrasto, exceto para edificações com uma relação profundidade/largura de 1/3 ou menos.

Uma edificação pode ser considerada com vento de alta turbulência quando sua altura não for maior do que duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, que devem ficar na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

- 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura;
- 1000 m, para uma edificação de até 55 m de altura;
- 2000 m, para uma edificação de até 70 m de altura;
- 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

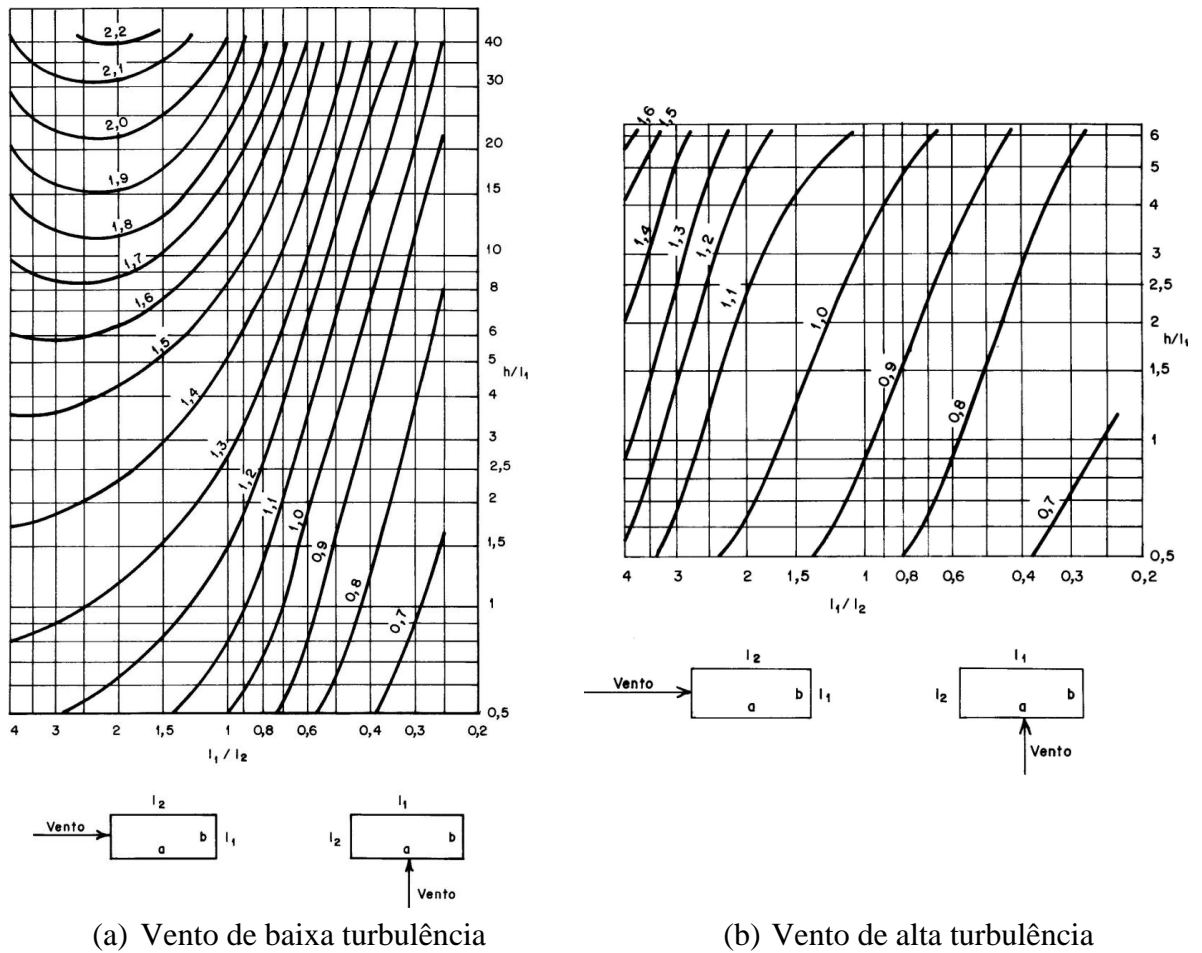


Figura 2.58 – Coeficiente de arrasto para vento de (a) baixa e (b) alta turbulência
 Fonte: ABNT NBR 6123:1988

2.4.3.4 Efeito de vizinhança

No que se refere à excentricidade das forças de arrasto, a ABNT NBR 6123:1988 sugere que, no caso de edificações paralelepípedicas, o projeto leve em conta:

- (i) As forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas;
- (ii) As excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança.

Os esforços de torção oriundos da condição (ii) devem ser calculados considerando as forças de vento agindo com as seguintes excentricidades em relação ao eixo vertical geométrico:

- Edificações sem efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,075a \text{ e } e_b = 0,075b$$

- Edificações com efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,15a \text{ e } e_b = 0,15b$$

sendo e_a medido na direção do lado maior, a , e e_b medido na direção do lado menor, b .

Salienta-se ainda que os efeitos de vizinhança devem ser considerados somente até a altura do topo das edificações situadas nas proximidades, dentro de um círculo de diâmetro igual a altura da edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação, b , adotando-se o menor destes dois valores.

Os efeitos de vizinhança também são tratados no Anexo G da ABNT NBR 6123:1988. Devido à impossibilidade de se indicar valores numéricos de um modo genérico e normativo para esses efeitos, é apresentada uma indicação aproximada dos aumentos que podem sofrer os coeficientes aerodinâmicos por efeitos de vizinhança, como mostrado a seguir.

Sendo:

- $a \times b$ as dimensões em planta das edificações (entre 1 x 1 e 4 x 1);
- s igual ao afastamento entre planos das faces confrontantes de duas edificações altas vizinhas;
- d^* igual a menor das duas dimensões;
 - lado menor b ;
 - semidiagonal $\frac{1}{2}\sqrt{a^2 + b^2}$

Define-se o fator de vizinhança FV igual à seguinte relação:

$$FV = \frac{C \text{ na edificação com vizinhança}}{C \text{ na edificação isolada}} \quad (2.16)$$

Onde C é o coeficiente aerodinâmico em estudo (coeficiente de arrasto C_a , coeficiente de forma C_e , e valor médio do coeficiente de pressão c_{pe}).

Dessa maneira, os valores representativos de FV são os seguintes:

- Para C_a , C_e e c_{pe} médio em paredes confrontantes:

$$s/d^* \leq 1,0 \dots FV = 1,3$$

$$s/d^* > 3,0 \dots FV = 1,0$$

– Para C_e e c_{pe} médio na cobertura:

$$s/d^* \leq 0,5 \dots FV = 1,3$$

$$s/d^* > 3,0 \dots FV = 1,0$$

Caso seja de interesse obter o FV para valores intermediários de s/d^* , é permitida a interpolação linear.

É observado pela norma brasileira que, no caso de muitos edifícios vizinhos aproximadamente iguais, os fatores de vizinhança geralmente são menores, podendo ficar abaixo de 1,0. No entanto, pode haver incidências do vento que causem valores de FV próximos aos indicados anteriormente, principalmente quando há vazios nas vizinhanças do edifício em estudo.

2.4.4 ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO

A adequação da ABNT NBR 6123:1988 no que se refere aos efeitos de vizinhança foi avaliada em diversos ensaios com modelos reduzidos no túnel de vento do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Os resultados de alguns desses ensaios são apresentados em Fontes (2003) e Carpeggiani (2004). Recentemente, em Loredou-Souza et al. (2009), foram divulgados os resultados de ensaios em 12 diferentes edificações. Nesse estudo, foram comprovadas as distribuições desiguais de pressões sobre as fachadas dos prédios devidas tanto aos efeitos de vizinhança quanto ao próprio ângulo de incidência do vento. Observou-se que os momentos torçores em alguns casos são maiores do que aqueles estimados pela norma brasileira, e em outros eles se equivalem. Com base nos resultados obtidos, constatou-se que seria razoável admitir uma excentricidade única de 15% da maior dimensão da planta de um edifício. Além disso, é sugerida uma alteração da formulação básica apresentada pela ABNT NBR 6123:1988, de modo que o fator de vizinhança FV seja incorporado com as suas devidas indicações de majorações e reduções das forças de vento.

2.5 ANÁLISE ESTRUTURAL E OS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

2.5.1 MÉTODOS DE ANÁLISES

Segundo Ziemian (2010), os métodos de análise estrutural podem ser distinguidos através da consideração do equilíbrio da estrutura em sua posição indeformada ou deformada, e por meio da hipótese de plastificação da seção transversal. Curvas que relacionam os deslocamentos da estrutura com o carregamento aplicado, assim como aquelas mostradas na Figura 2.59, facilitam o entendimento desses métodos.

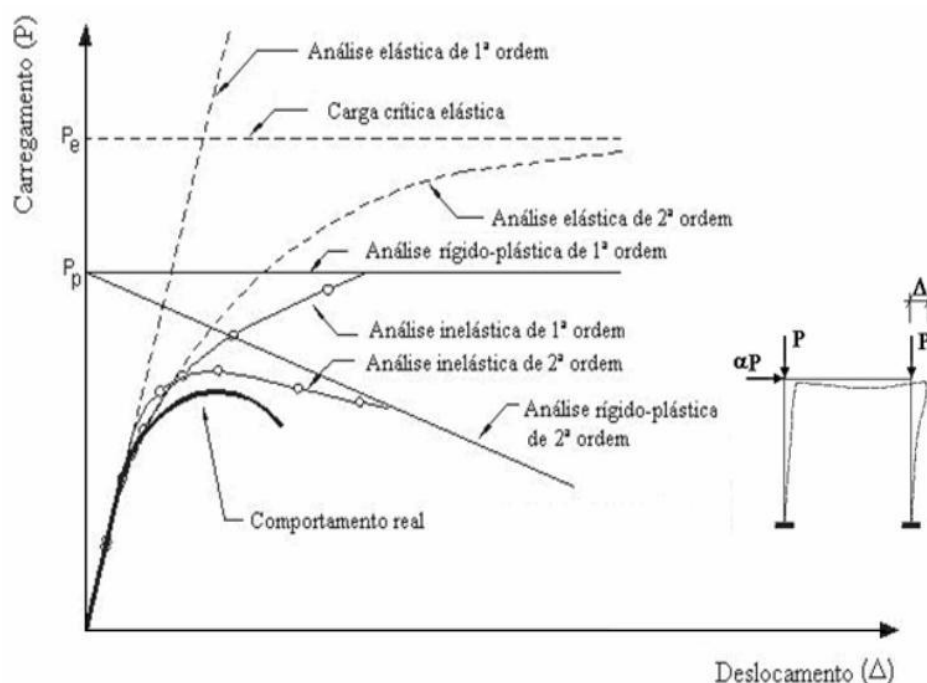


Figura 2.59 – Comparação do comportamento força x deslocamento de diferentes tipos de análise estrutural
Fonte: Silva (2010)

A análise elástica de 1ª ordem é o método de análise mais básico, no qual o equilíbrio é considerado na geometria indeformada da estrutura (linearidade geométrica). O material é considerado elástico linear e, devido à hipótese de pequenos deslocamentos, é válido o princípio da superposição de efeitos. Nesse tipo de análise, as forças e as deformações são diretamente proporcionais, e não há informações sobre a estabilidade da estrutura.

Na análise elástica de 2ª ordem, o material continua sendo considerado elástico linear, mas o equilíbrio é formulado através da geometria deformada da estrutura. A resposta da

curva força x deslocamento aproxima-se assintoticamente da carga crítica elástica (P_e) e, a rigor, inclui os efeitos da estabilidade elástica local ($P-\delta$) e global ($P-\Delta$). Trata-se, portanto, de uma análise não linear geométrica.

Já na análise inelástica de 1ª ordem, a modelagem considera os efeitos da não linearidade do material, porém o equilíbrio é feito na geometria indesejada da estrutura. Nesse tipo de análise, os efeitos de plastificação das barras podem ser considerados desde métodos mais simples de rótulas plásticas até modelos mais detalhados que incluem a propagação da plastificação. Quando o comportamento do material é caracterizado como rígido-plástico perfeito, a resposta da curva força x deslocamento aproxima-se assintoticamente da carga limite plástica (P_p). Portanto, trata-se de uma análise não linear do material.

A análise inelástica de 2ª ordem, por sua vez, inclui a não linearidade geométrica e física (de material). Ela leva em conta a diminuição da rigidez devida à plastificação das barras e aos grandes deslocamentos. A carga limite obtida por essa análise é a que mais se aproxima da real e, por essa razão, é o método de análise que melhor representa o comportamento de um pórtico.

Conforme citado em Silva (2010), a análise inelástica de 1ª e 2ª ordem diz respeito a qualquer método de análise que considere os efeitos do escoamento do material. Ela pode ser classificada em dois tipos principais: formulação por zona plástica (ou plasticidade distribuída) e formulação baseada na formação de rótulas plásticas. A análise por zona plástica possui maior refinamento para a representação dos efeitos do escoamento e seus resultados, em conjunto com curvas de ensaios de laboratório, foram utilizados no desenvolvimento das equações de interação de barras de pórtico adotadas nas principais normas técnicas. Por outro lado, a análise por rótulas plásticas é a que tem a formulação mais simples e assume que na extremidade de seus elementos sejam formadas rótulas plásticas de comprimento nulo. Nesse caso, podem ser empregados dois métodos: o rígido-plástico e o elastoplástico. O primeiro é estudado a partir da formação do mecanismo de colapso final da estrutura, sem permitir a redistribuição de momentos fletores. O método elastoplástico, por outro lado, determina a sequência de formação das rótulas plásticas e a carga de colapso da estrutura, além de fornecer informações adicionais sobre o processo de redistribuição de forças.

2.5.2 ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM

Segundo Ziemian (2010), o requisito básico para uma análise de segunda ordem é assegurar que o equilíbrio da estrutura seja satisfeito em sua condição deformada. Tomam-se como exemplos dois pórticos simples mostrados na Figura 2.60. Para o pórtico (a), no qual a translação lateral é permitida, uma análise de primeira ordem das cargas gravitacionais resulta em momentos fletores na viga iguais a uma viga simplesmente apoiada, sem momentos aplicados nas extremidades. Adotando o equilíbrio na posição deformada, há um aumento dos momentos na viga e momentos diferentes de zero na coluna. Esse acréscimo de momentos é devido basicamente ao efeito $P-\Delta$, onde Δ é o deslocamento lateral do pórtico e P é a carga vertical total aplicada.

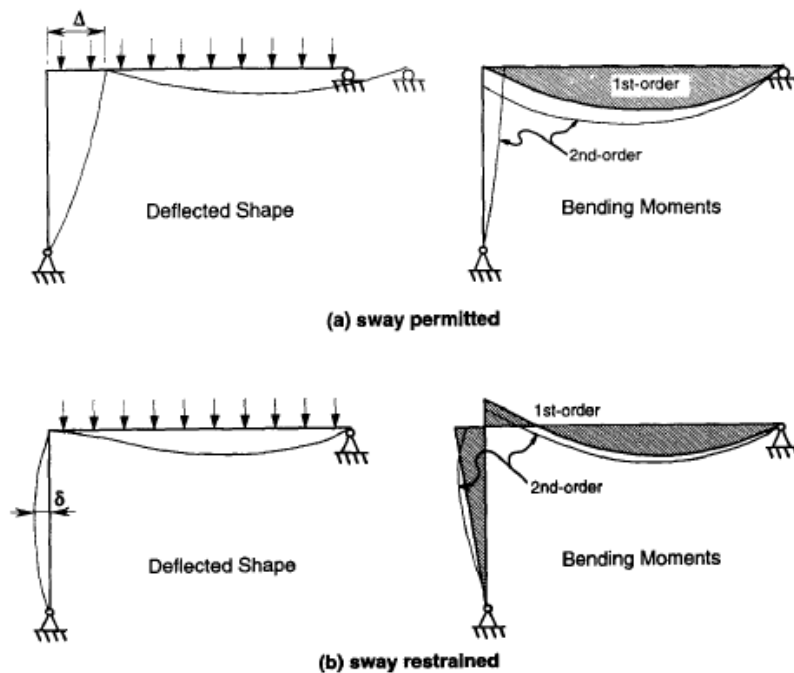


Figura 2.60 – Momentos de segunda ordem $P-\Delta$ e $P-\delta$
Fonte: Ziemian (2010)

No pórtico (b), com restrição ao deslocamento lateral, os momentos de segunda ordem que surgem na viga e na coluna são decorrentes do deslocamento lateral δ ao longo do comprimento do pilar. O momento adicional na coluna é igual à carga aplicada P vezes a deflexão δ , caracterizando esse efeito como $P-\delta$. Pela Figura 2.60, observa-se que há uma redução no momento negativo, pois esse efeito tem como consequência a diminuição da restrição à rotação do pilar. Por outro lado, percebe-se um aumento do momento positivo máximo da viga e uma mudança de posição do ponto de momento máximo do pilar.

A dedução das equações de amplificações de momento causadas pelos efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ pode ser obtida em Salmon et al. (2009). A relação entre deslocamentos de segunda e primeira ordem é obtida através da consideração de que a rigidez da estrutura é a mesma em ambos os casos. Assim, chega-se ao fator de amplificação de momentos B_2 , que leva em conta o efeito $P-\Delta$ em um determinado pavimento:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_{1h} \sum N_{Sd}}{h \sum H_{Sd}}} \quad (2.17)$$

Onde:

Δ_{1h} é o deslocamento relativo entre o pavimento em estudo e o pavimento inferior, obtido em análise de 1ª ordem;

h é a altura do pavimento em estudo;

$\sum N_{Sd}$ é o somatório de forças normais no pavimento;

$\sum H_{Sd}$ é o somatório das forças horizontais no pavimento considerado.

Dessa maneira, o momento fletor de segunda ordem que considera apenas o efeito $P-\Delta$ é dado por:

$$M_{Sd} = B_2 M_{1t} \quad (2.18)$$

Onde:

M_{1t} é o momento fletor solicitante de cálculo obtido em análise elástica de 1ª ordem, considerando-se apenas as forças laterais.

Para o efeito $P-\delta$, o coeficiente de amplificação é deduzido a partir da consideração de uma barra sujeita a um carregamento transversal e forças axiais de compressão. Admitindo-se que o diagrama de momento fletor de segunda ordem possui uma forma senoidal, a seguinte expressão é obtida:

$$M_{Sd} = B_1 M_{1m} \quad (2.19)$$

Onde:

M_{1m} é o momento fletor solicitante de cálculo obtido em análise elástica de 1ª ordem;

B_1 é o coeficiente de amplificação devido ao efeito $P-\delta$ dado pela seguinte expressão:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_e}} \quad (2.20)$$

Onde:

N_{Sd} é a força normal solicitante de cálculo;

N_e é a força normal crítica de flambagem elástica da barra, calculado com comprimento efetivo de flambagem para um estrutura indeslocável ($K \leq 1$), ou seja, cujos nós de extremidade são impedidos de se deslocarem;

C_m é um coeficiente obtido por meio da seguinte equação:

$$C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI \delta_1}{M_{mt} L^2} - 1 \right) \frac{N_{Sd}}{N_e} \quad (2.21)$$

Onde:

EI é a rigidez à flexão da barra, calculado através da multiplicação do módulo de elasticidade E do material e o momento de inércia I da seção em relação ao plano em estudo;

δ_1 é o deslocamento transversal no meio do vão, proveniente da análise elástica de 1ª ordem.

Caso não existam forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, e a mesma seja submetida a momentos aplicados nas extremidades e a uma força axial de compressão, o coeficiente C_m pode ser obtido através da seguinte expressão:

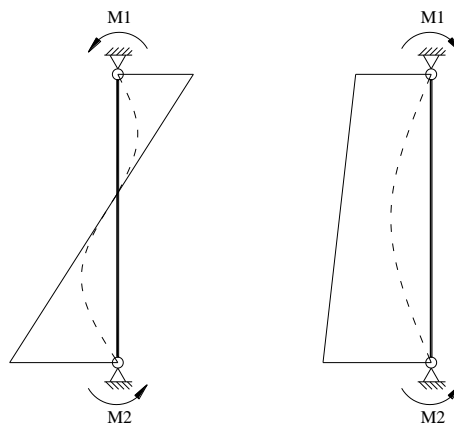
$$C_m = 0,60 + 0,40 \frac{M_1}{M_2} \quad (2.22)$$

Onde:

M_1 é o menor momento fletor solicitante nas extremidades da barra;

M_2 é o maior momento fletor solicitante nas extremidades da barra.

A razão entre esses momentos deve ser tomada como positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples, como indicado na figura a seguir.



(a) curvatura reversa (b) curvatura simples

Figura 2.61 – Formas de curvatura
 Fonte: Baseado em Bellei et al. (2008)

Em Ziemian (2010) ainda são feitas outras observações a respeito da análise de segunda ordem:

- Os momentos, as forças axiais e as forças cortantes são afetados pelo comportamento de segunda ordem. Em pórticos deslocáveis, no entanto, as mudanças nas forças axiais e forças cortantes são menores que nos momentos fletores.
- Na prática, os momentos de segunda ordem são uma simples amplificação dos momentos de primeira ordem, embora esta prática seja bastante comum em várias especificações ao redor do mundo. Em alguns casos, essa amplificação pode ser ineficiente.
- Todas as estruturas são influenciadas pelos efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$. Em vários casos práticos, um desses efeitos poderá ser ignorado de acordo com a sua representatividade, mas é importante ter em mente que eles sempre existirão, mesmo nos exemplos mostrados pela Figura 2.60.
- A superposição linear dos efeitos não é aplicável em análises de segunda ordem, pois, em geral, os efeitos de segunda ordem são não lineares.

2.5.3 MÉTODOS APROXIMADOS DE ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM

O aumento da capacidade dos computadores e *softwares* viabilizou a utilização de análises estruturais rigorosas. No entanto, dependendo da complexidade do modelo que se

deseja estudar, a aplicação de métodos rigorosos torna-se inviável. Dessa forma, os programas comerciais de análise estrutural utilizam, em sua maioria, métodos aproximados para avaliar os efeitos de segunda ordem. No caso de edifícios, a utilização de métodos simplificados é bastante comum, pois os deslocamentos e as deformações geralmente não são muito grandes.

Ao longo dos anos, muitos métodos foram desenvolvidos para aumentar a eficiência computacional e a acuracidade dos seus resultados. A maior parte deles apresenta uma abordagem aproximada dos efeitos globais de segunda ordem ($P-\Delta$) através da aplicação de forças laterais fictícias e não inclui os efeitos locais nos seus procedimentos ($P-\delta$) por assumirem pequenos deslocamentos entre as extremidades dos elementos (ZIEMIAN, 2010).

A ABNT NBR 8800:1986 apresentava em um de seus anexos um método simplificado para a análise de segunda ordem (Figura 2.62). Ele baseava-se nas forças laterais fictícias e sua aplicação não era exigida pela referida norma. Nesse método, também conhecido como P-Delta iterativo, parte-se inicialmente dos deslocamentos horizontais no nível de cada andar, obtidos por meio de uma análise elástica de primeira ordem de uma combinação apropriada de ações de cálculo.

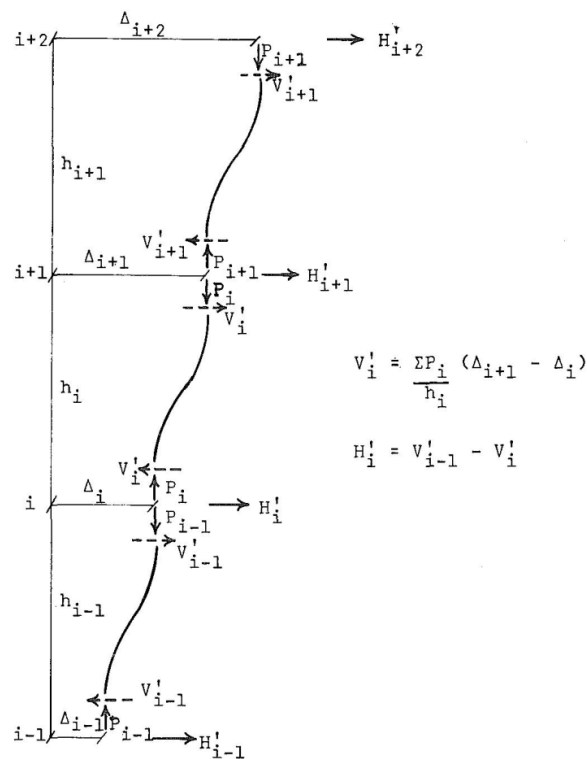


Figura 2.62 – Método iterativo de forças laterais equivalentes
Fonte: Gaiotti e Smith (1989)

Com os valores desses deslocamentos, é possível determinar a força cortante fictícia V'_i em um andar i através da seguinte equação:

$$V'_i = \frac{\sum P_i}{h_i} (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (2.23)$$

Onde:

$\sum P_i$ é o somatório das forças normais nos pilares do andar i , inclusive nos pilares que não pertençam ao sistema resistente a forças horizontais;

h_i é a altura do andar i ;

Δ_{i+1} e Δ_i são os deslocamentos horizontais nos níveis $i+1$ e i , respectivamente.

Como observado em Gaiotti e Smith (1989), a força cortante fictícia, ou o seu incremento, produz os momentos nas colunas do andar i . Analisando a equação (2.23), percebe-se que o momento produzido pelas forças gravitacionais, $\sum P_i (\Delta_{i+1} - \Delta_i)$, é transformado em um binário cujas forças e braço de alavanca são iguais a V'_i e a h_i , respectivamente.

O próximo passo consiste em calcular o incremento da força lateral equivalente H'_i do andar i através da diferença entre os cortantes do andar imediatamente abaixo $i-1$ e do andar i :

$$H'_i = V'_{i-1} - V'_i \quad (2.24)$$

As forças laterais equivalentes são aplicadas nos níveis de cada andar e a estrutura é novamente analisada. Todo o processo é repetido até que os valores dos deslocamentos laterais não sejam alterados significativamente em relação àqueles obtidos na iteração anterior. Segundo a ABNT NBR 8800:1986, se após 5 iterações os resultados não convergissem, a estrutura poderia estar excessivamente flexível.

Nota-se que o método P-Delta iterativo é bastante trabalhoso, principalmente se o calculista não tiver a sua disposição um programa computacional que o execute. Além disso, ele não inclui os efeitos locais de segunda ordem e a não linearidade do material em seu procedimento. Em virtude desses pontos negativos, a nova versão da norma brasileira de estruturas em aço apresentou um novo método de análise de segunda ordem, denominado método da análise direta.

O método da análise direta, apresentado pela primeira vez no AISC (2005), consiste em uma série de considerações a respeito das imperfeições geométricas, dos efeitos da plastificação parcial e das tensões residuais, e elimina a necessidade de se avaliar o comprimento efetivo de flambagem através da adoção do coeficiente de flambagem K igual a 1,0. As imperfeições geométricas são simuladas por meio de cargas nocionais ou da modelagem da estrutura com deslocamentos interpavimentos definidos. Já os efeitos da não linearidade do material são inseridos no modelo por meio da redução da rigidez dos elementos. Os efeitos globais e locais de segunda ordem são levados em conta através da exigência de uma análise de segunda ordem, podendo esta ser explícita ou por amplificação dos esforços de primeira ordem, utilizando os coeficientes B_1 e B_2 apresentados anteriormente (ZIEMIAN, 2010; NAIR, 2007).

A norma brasileira de estruturas de concreto, ABNT NBR 6118:2003, possui o parâmetro γ_z para a análise simplificada da estabilidade de edifícios. A não linearidade física é inserida simplificada na análise estrutural através da redução da rigidez dos elementos com valores estabelecidos por essa norma.

Diferentemente do coeficiente B_2 , o γ_z é único para uma dada estrutura e é obtido através da seguinte equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.25)$$

Onde:

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

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

De posse do valor do γ_z , é possível obter a amplificação dos momentos de primeira ordem:

$$M_{sd} = 0,95\gamma_z M_1 \quad (2.26)$$

Onde:

M_I é o momento fletor solicitante de cálculo de primeira ordem, considerando-se todas as ações verticais e horizontais.

O parâmetro γ_z também é utilizado para classificar a estrutura quanto a sua deslocabilidade, especialmente quando as mesmas são regulares. Uma estrutura é considerada como de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$, e de nós móveis quando $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$. Caso sejam obtidos valores acima de 1,3, o procedimento apresentado não é válido.

O método da análise direta e o parâmetro γ_z foram objeto de estudo de alguns trabalhos nos últimos anos, destacando-se Silva (2004), Gomes (2005), Dória (2007), Avakian (2007) e Souza (2009).

Os métodos aproximados de 2ª ordem que utilizam a amplificação dos esforços (B_1 - B_2), força lateral equivalente ou fictícia (P-Delta) e o coeficiente γ_z foram comparados em Silva (2004). As análises que fundamentaram esse estudo foram feitas em diversos pórticos planos de aço, contraventados e não contraventados. Constatou-se que os três métodos aproximados apresentaram uma boa correlação entre si e com a análise inelástica de 2ª ordem, sendo que o método B_1 - B_2 mostrou uma melhor aproximação do comportamento teoricamente exato das estruturas. O método que utiliza o coeficiente γ_z mostrou ser o menos trabalhoso, mas em certos casos, especialmente para os primeiros andares dos edifícios, os resultados obtidos para os momentos fletores foram mais conservadores. Por sua vez, o método P-Delta foi considerado o mais trabalhoso, mas com bons resultados, principalmente para os momentos fletores e forças normais.

Os métodos do comprimento efetivo de flambagem e das forças horizontais fictícias foram analisados em Gomes (2005). Neste trabalho, comparou-se os resultados obtidos por essas duas metodologias com aqueles fornecidos por análises avançadas com elementos finitos de cascas em pórticos planos de aço com nós deslocáveis. Através do confronto direto dos mesmos, observou-se que quando o coeficiente K é calculado em regime inelástico por meio de métodos que consideram a flambagem do pavimento, as cargas críticas mantiveram certa margem de conservadorismo. Por outro lado, constatou-se que a não consideração da flambagem do pavimento como um todo pode conduzir a resultados contra a segurança, fugindo do comportamento real da peça. Os métodos de cargas horizontais fictícias também se mostraram um pouco conservadores em relação à análise numérica avançada, mas apresentaram uma boa concordância entre si.

Em Dória (2007) é apresentado um estudo comparativo entre métodos simplificados para avaliação da estabilidade pórticos planos de aço. Na comparação entre os parâmetros γ_z e B_2 , demonstrou-se que o parâmetro γ_z coincide com o valor médio do B_2 , quando este não varia de forma significativa entre os pavimentos. Constatou-se que a classificação por meio da razão entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem pode induzir a resultados equivocados para combinações gravitacionais, quando esses deslocamentos apresentam valores absolutos baixos. Apesar de na maioria das vezes os procedimentos que utilizam o antigo conceito do comprimento efetivo de flambagem e o diagrama de alinhamento (G_a e G_b) apresentarem valores a favor da segurança, os desvios obtidos foram elevados quando comparados com a análise numérica avançada. Por outro lado, a verificação dos pilares por meio do método da análise direta apresentou resultados melhores, com desvios toleráveis.

Em Avakian (2007) é apresentada a análise dos efeitos de segunda ordem de um edifício de andares múltiplos misto em aço e concreto, concebido com três soluções estruturais planas diferentes: totalmente rígido, rotulado e contraventado. Os efeitos das ligações semirrígidas foram inseridos nas análises estruturais avançadas e com métodos simplificados. Observou-se que o método da análise direta (B_1 - B_2) foi mais eficiente, menos trabalho e menos conservador quando comparado com o método γ_z . Nos modelos com ligações flexíveis, o método γ_z não se mostrou adequado. Os resultados obtidos pelos métodos aproximados de 2ª ordem foram validados pela análise numérica avançada.

Mais recentemente, uma revisão bibliográfica sobre os aspectos básicos da análise estrutural e critérios de dimensionamento para pórticos em aço foram apresentados em Souza (2009). Neste trabalho é um feito um resumo dos procedimentos de análise da ABNT NBR 8800:2008, do AISC (2005), do Eurocode 3 (2002) e da ABNT NBR 6118:2003. Diversos pórticos foram analisados à luz dos critérios de cada uma dessas normas, de modo que fosse possível comparar os esforços obtidos com aqueles retirados de uma análise numérica com a não linearidade geométrica inserida realizada através do programa SAP2000. Percebeu-se que em relação à deslocabilidade, o coeficiente γ_z poderia ser utilizado como parâmetro classificador, visto que o mesmo se aproxima do valor médio do B_2 , principalmente em estruturas regulares. Além disso, observou-se que os esforços finais de segunda ordem obtidos segunda cada uma das normas não variaram de forma significativa.

2.5.4 MÉTODO PROPOSTO PELA ABNT NBR 8800:2008

2.5.4.1 Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

A ABNT NBR 8800:2008 exige a utilização de uma análise de segunda ordem, podendo esta ter como base teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações da teoria de primeira ordem. Diferentemente da sua versão anterior, agora é necessário classificar as estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais por meio da relação entre os deslocamentos obtidos em análise de segunda e primeira ordem. Além disso, exige-se que os deslocamentos horizontais provenientes das forças horizontais tenham os mesmos sentidos dos deslocamentos horizontais decorrentes das cargas gravitacionais.

Se a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base, obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, em todas as combinações últimas de ações, for igual ou inferior a 1,1, a estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade. Se essa relação for superior a 1,1 e igual ou inferior a 1,4, a estrutura é de média deslocabilidade. Quando a relação entre tais deslocamentos, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações, superar o valor de 1,4, a estrutura é considerada como de grande deslocabilidade.

Para a classificação da estrutura, as imperfeições geométricas iniciais de material não precisam ser consideradas na análise. Essa classificação pode ser feita uma única vez, utilizando-se a combinação de ações que forneça, além de forças horizontais, a maior resultante de carga gravitacional. Além disso, aceita-se também que a relação entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem seja aproximada de maneira aceitável pelo valor do coeficiente B_2 .

2.5.4.2 Considerações para dimensionamento

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, é permitido o uso do comprimento de flambagem igual ao comprimento destravado da barra, ou seja, o coeficiente de flambagem K pode ser tomado igual a 1,0. O uso de valores superiores a 1,0 é substituído por imperfeições geométricas e de material iniciais equivalentes.

Caso a estrutura possua elementos estruturais mistos em aço e concreto, os valores da rigidez à flexão e da rigidez axial desses elementos devem ser adequadamente ajustados na análise estrutural, considerando os efeitos de retração e fluência do concreto, se eles forem desfavoráveis.

É permitido em análises de segunda ordem, para os efeitos desfavoráveis das combinações normais e das combinações especiais ou de construção, que os esforços solicitantes sejam inicialmente calculados majorando-se as ações de γ_f / γ_{f3} , com $\gamma_{f3} = 1,1$. Em seguida, os resultados devem ser multiplicados por 1,1 para se obter os esforços solicitantes finais.

2.5.4.3 Determinação dos esforços solicitantes para estados-limites últimos

Nas estruturas classificadas como de pequena e média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta na análise através da consideração de um deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior de cada andar igual a $h/333$, onde h é a distância entre os eixos das vigas, ou seja, a altura do andar. Alternativamente, pode-se considerar esses efeitos por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, também chamada de força nocional, com magnitude igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais, no andar considerado. Esses efeitos devem ser considerados de forma independente, nas duas direções ortogonais em planta da estrutura, e apenas nas combinações últimas normais em que o vento não seja atuante.

No que diz respeito aos efeitos das imperfeições iniciais de material, nas estruturas de pequenas deslocabilidade, eles não precisam ser considerados na análise. Nas estruturas de média deslocabilidade, esses efeitos devem ser levados em conta na análise, reduzindo-se para 80% os valores da rigidez à flexão e axial das barras.

Por outro lado, nas estruturas de grande deslocabilidade, é necessário realizar uma análise rigorosa, que leva em conta tanto a não linearidade geométrica quanto a de material. Pode-se também, a critério projetista, utilizar as o procedimento exigido para estruturas de média deslocabilidade, desde que os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às combinações últimas de ações em que atuem ações variáveis devidas ao vento.

Admite-se que o método da amplificação dos esforços seja uma aproximação aceitável para análise de segunda ordem. Ao aplicá-lo, os coeficientes B_1 e B_2 devem ser calculados com as rigidezes reduzidas conforme citado anteriormente, se for o caso.

2.5.4.4 Determinação de respostas para estados-limites de serviço

As respostas para os estados-limites de serviço devem ser obtidas por meio das combinações de serviço, sem a necessidade de se considerar as imperfeições iniciais geométricas de material. Nas estruturas de pequena e média deslocabilidade, a análise pode ser elástica de primeira ordem. Para as estruturas de grande deslocabilidade, os efeitos globais e locais de segunda ordem devem ser considerados.

2.5.4.5 Método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES)

O método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES) é um procedimento aproximado de análise de segunda ordem, que leva em conta os efeitos global $P-\Delta$ e local $P-\delta$. Para sua aplicação, é exigida a atuação de ações de cálculo verticais e horizontais, se existentes, obtidas por combinações últimas normais. Além disso, é necessário levar em conta os efeitos das imperfeições iniciais geométricas e de material, como exposto no item 2.5.4.3.

O momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, M_{Sd} e N_{Sd} , devem ser determinados para cada andar da estrutura analisada por meio das seguintes equações:

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (2.27)$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (2.28)$$

Onde:

B_1 é o coeficiente de amplificação devido ao efeito $P-\delta$;

B_2 é o coeficiente de amplificação devido ao efeito $P-\Delta$;

M_{nt} e N_{nt} são o momento fletor e a força axial solicitante de cálculo, respectivamente, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós impedidos de se deslocar horizontalmente devido a contenções laterais fictícias em cada andar (Estrutura nt - Figura 2.63);

M_{lt} e N_{lt} são o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, respectivamente, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura provocados pela aplicação, em sentido contrário, das reações das contenções fictícias, nos mesmos pontos onde estas foram colocadas (Estrutura lt - Figura 2.63).

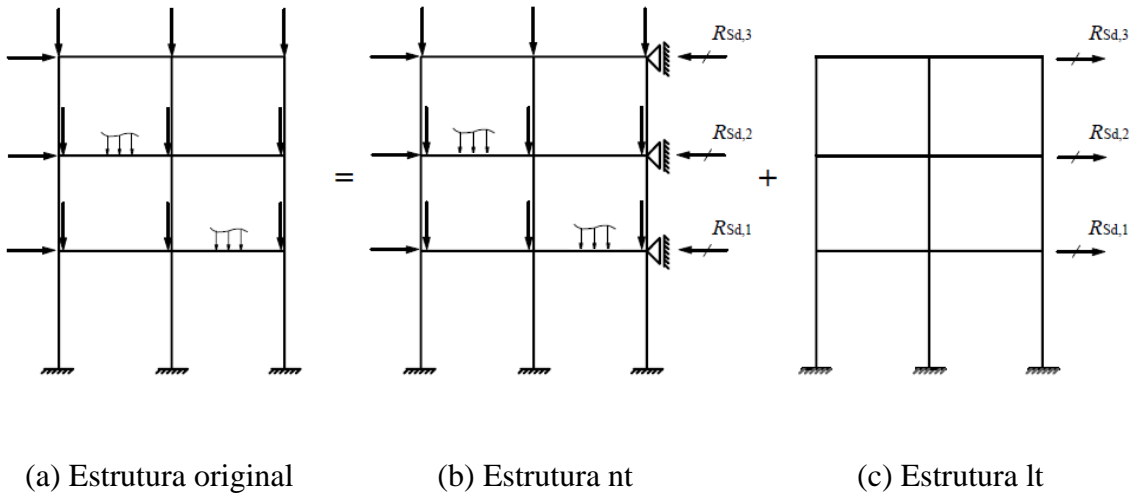


Figura 2.63 – Modelo para análise
Fonte: ABNT NBR 8800:2008

O coeficiente B_1 é dado por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (2.29)$$

Onde:

N_e é a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra ($K = 1,0$), conforme considerando, se for o caso, a imperfeição inicial de material:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (2.30)$$

N_{Sd1} é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ($N_{Sd1} = N_{nt} + N_{lt}$);

C_m é um coeficiente obtido pela eq. (2.19), se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão. Caso essas forças existam, o valor de C_m deve ser obtido por análise racional ou tomado conservadoramente igual a 1,0. Se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração, $B_1 = 1,0$.

O coeficiente B_2 é dado por:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad (2.31)$$

Onde:

$\sum N_{Sd}$ é a carga gravitacional total que atua no andar considerado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertençam a essas subestruturas;

R_s é um coeficiente de ajuste, igual a 0,85 nas estruturas onde o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos e 1,0 para todas as outras estruturas;

Δ_h é o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior do andar considerado (deslocamento interpavimento), obtido da análise de primeira ordem, na estrutura original ou na estrutura lt. No caso de Δ_h apresentar valores diferentes em um mesmo andar, deve ser tomado um valor ponderado para esse deslocamento, em função da proporção das cargas gravitacionais atuantes ou, de modo conservador, o maior valor;

$\sum H_{Sd}$ é a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar Δ_h , obtida na estrutura original ou na estrutura lt;

H é a altura do andar, ou seja, a distância entre eixos de vigas de dois andares consecutivos ou entre eixos de vigas e a base, no caso do primeiro andar.

Por fim, pode-se tomar o valor da força cortante de cálculo igual à da estrutura original ou igual a:

$$V_{Sd} = V_{nt} + V_{lt} \quad (2.32)$$

Onde:

V_{nt} e V_{lt} são as forças cortantes de cálculo na estrutura nt e na estrutura lt, respectivamente.

MODELAGEM NUMÉRICA

3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

Os edifícios analisados neste trabalho possuem as mesmas características arquitetônicas, mas diferenciam-se pelo sistema estrutural adotado. A estrutura utilizada como base para os modelos foi retirada de Sáles (1995) e consiste num edifício comercial de 20 pavimentos, com pé-direito único, igual a 3,5 m. Suas dimensões em planta são 45 x 20 m, totalizando 18.000 m², ou 900 m² por andar. Em todos os casos analisados foram utilizados pilares metálicos, vigas mistas e lajes do tipo *steel deck*. A construção foi considerada não escorada.

Na Figura 3.1 e na Figura 3.2 estão mostradas as filas e os eixos da edificação e suas elevações. Observa-se que na direção de maior comprimento foram utilizados 5 vãos de 9 m, enquanto que na outra direção foram empregados dois vãos de 8 m nas extremidades e um vão central de 4 m. Considerou-se que entre as filas B e C existam duas regiões destinadas a escadas e elevadores.

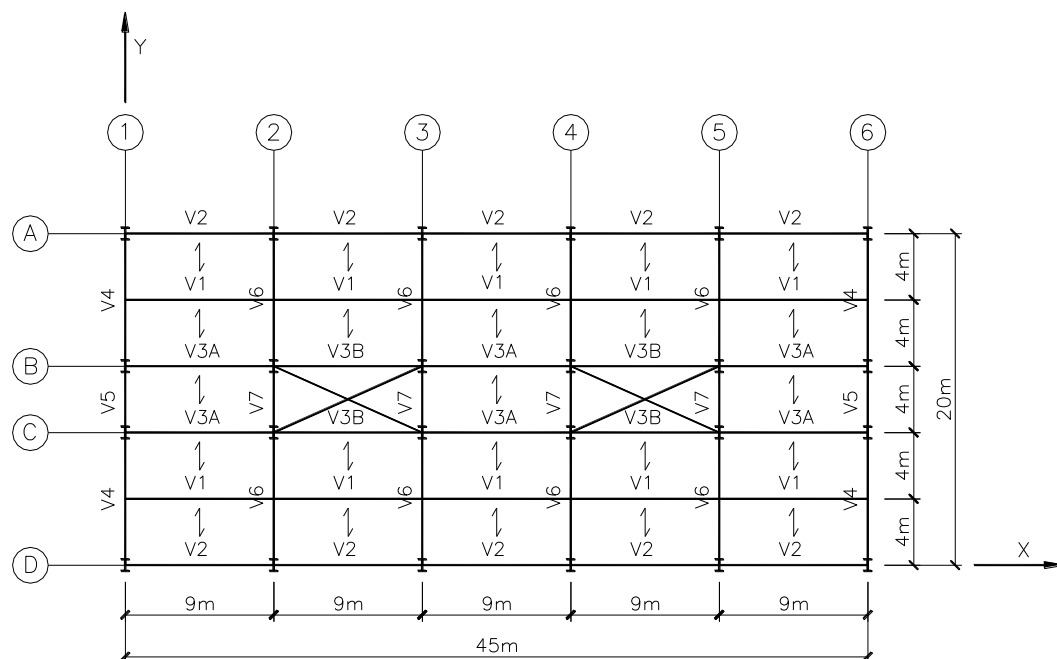


Figura 3.1 – Pavimento tipo do edifício modelo
Fonte: Baseado em Sáles (1995)

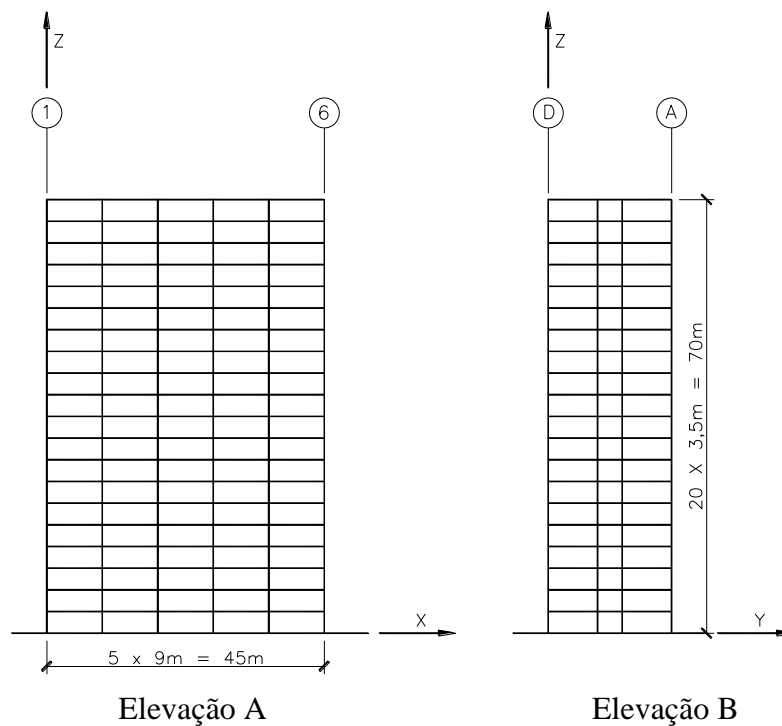


Figura 3.2 – Elevações do edifício modelo
Fonte: Baseado em Sáles (1995)

Ao todo foram analisados seis modelos de edifícios, cujas características estão resumidas na tabela a seguir.

Tabela 3.1 – Características dos modelos analisados

Características	Modelo 1A	Modelo 1B	Modelo 1C	Modelo 1D	Modelo 2	Modelo 3
Sistema estrutural	Aporticado	Aporticado	Aporticado	Aporticado	Híbrido	Híbrido
Elementos de estabilização	Pórticos em todas as direções	Pórticos em todas as direções	Pórticos em todas as direções	Pórticos em todas as direções	Pórticos contraventados em X nos eixos 1 e 6, e em K nas filas A e D	Pórticos contraventados em X nos eixos 1, 2, 5 e 6, e em K nas filas A e D
Tipo de bases	Engastadas	Engastadas	Engastadas	Engastadas	Engastadas	Engastadas
Redução da sobrecarga de utilização no dimensionamento dos pilares	Sim	Não	Não	Não	Sim	Sim
Altura dos perfis dos pilares	Variável	Variável	Variável	Variável	Constante	Constante

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Para as vigas mistas e pilares metálicos foram utilizados aços de alta resistência tipo USI CIVIL 350. Os contraventamentos, quando empregados, foram dimensionados com aço A572 Gr.50. As resistências características dos dois materiais estão indicadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resistências características dos aços utilizados

Propriedades	USI CIVIL 350	A572 Gr.50
Resistência ao escoamento (f_y)	350 MPa	345 MPa
Resistência à ruptura (f_u)	500 MPa	450 MPa

Em ambos os casos, as propriedades mecânicas utilizadas foram iguais às aquelas indicadas na ABNT NBR 8800:2008:

- Módulo de elasticidade, $E = 200.000$ MPa;
- Coefficiente de Poisson, $\nu_a = 0,3$;
- Módulo de elasticidade transversal, $G = 77.000$ MPa;
- Massa específica, $\rho_a = 7.850$ kg/m³.

Nas vigas e lajes mistas foi considerado concreto com f_{ck} igual a 20 MPa. O módulo de elasticidade tangente inicial E_{ci} e o módulo de elasticidade secante E_{cs} adotados foram:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} = 25.040 \text{ MPa, com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (3.1)$$

$$E_{cs} = 0,85E_{ci} = 21.285 \text{ MPa} \quad (3.2)$$

O *steel deck* considerado nos modelos foi o MF-75 (Figura 3.3), de aço galvanizado ASTM A653 Grau 40 (ZAR-280), com 1,25 mm de espessura. A altura total da laje adotada foi de 150 mm. Na Tabela 3.3 encontram-se as cargas e os vãos máximos do *steel deck* empregado.

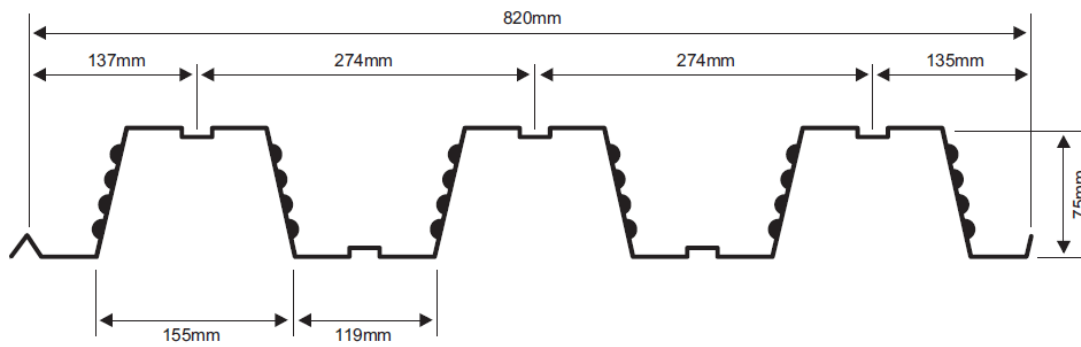


Figura 3.3 – Dimensões do *steel deck* MF-75
Fonte: Catálogo METFORM

Tabela 3.3 – Tabela de cargas e vãos máximos do *steel deck* adotado (CATÁLOGO METFORM)

Vãos máximos sem escoramento				Peso próprio (kN/m ²)	M. Inércia laje mista (10 ⁸ mm ⁴ /m)	Carga sobreposta máxima ¹ (kN/m ²)
Simplex (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)			
3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05	4,19

¹ Carga sobreposta máxima para vão sem escoramento de 4.000 mm.

Os conectores de cisalhamento usados nas vigas mistas foram do tipo pino com cabeça (*stud bolt*), com 19 mm (3/4") de diâmetro e 120 mm de comprimento total. Após a solda, considerou-se uma diminuição de 9 mm nesse comprimento. As resistências ao escoamento e à ruptura adotadas foram 345 MPa e 415 MPa, respectivamente.

As armaduras longitudinais utilizadas foram do tipo CA-50, com resistência ao escoamento f_{ys} de 500 MPa.

3.3 LEVANTAMENTO DAS AÇÕES

3.3.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes são aquelas cujos valores ao longo da vida útil da edificação são constantes ou apresentam pouca variação. Nos modelos estudados, as ações permanentes consideradas nos pisos foram:

- Peso próprio da laje: 2,79 kN/m²;
- Divisórias: 1,0 kN/m²;

- Forro e serviços: 0,5 kN/m²
- Revestimento: 0,65 kN/m²
- Pele de vidro: 1,25 kN/m.

No último pavimento (cobertura) as ações permanentes consideradas foram:

- Peso próprio da laje: 2,79 kN/m²;
- Forro e serviços: 0,5 kN/m²
- Impermeabilização: 0,75 kN/m²;
- Pele de vidro: 1,25 kN/m.

Os pesos próprios das vigas e pilares foram aplicados diretamente nas barras dos modelos de acordo com seus valores lineares (kN/m). Outra alternativa possível consistiria em incluir automaticamente esses valores de acordo com as áreas das seções empregadas. Todavia, o primeiro procedimento foi adotado com o objetivo de diferenciar o peso próprio das lajes e dos perfis nos casos em que foram utilizadas seções mistas homogeneizadas, visto que as mesmas são compostas pelo perfil de aço e uma laje equivalente também em aço.

Como a laje do tipo *steel deck* é considerada armada em apenas uma direção, seus apoios estão nas bordas perpendiculares ao seu eixo de curvatura. Dessa maneira, as vigas V1, V2, V3A e V3B são as que recebem suas reações e as transferem para as vigas principais. Na Tabela 3.4 e na Tabela 3.5 estão indicadas as reações utilizadas no dimensionamento dos edifícios.

Tabela 3.4 – Reações nominais nas vigas secundárias dos pisos

Viga	Área de influência (m ²)	Comprimento (m)	Reações nominais nas vigas (kN/m)			
			Peso próprio da laje	Divisórias	Forro e serviços	Revestimento
V1	36,00	9,0	11,20	4,00	2,00	2,60
V2	18,00	9,0	5,60	2,00	1,00	1,30
V3A	36,00	9,0	11,20	4,00	2,00	2,60
V3B	18,00	9,0	5,60	2,00	1,00	1,30

Tabela 3.5 – Reações nominais nas vigas secundárias da cobertura

Viga	Área de influência (m ²)	Comprimento (m)	Reações nominais nas vigas (kN/m)		
			Peso próprio da laje	Forro e serviços	Impermeabilização
V1	36,00	9,0	11,20	2,00	3,00
V2	18,00	9,0	5,60	1,00	1,50
V3A	36,00	9,0	11,20	2,00	3,00
V3B	18,00	9,0	5,60	1,00	1,50

Além dos carregamentos apresentados anteriormente, também foi considerado no topo dos edifícios a existência de cargas permanentes devidas a dois reservatórios de água. A determinação desse carregamento foi feita através do dimensionamento do volume de água necessário para abastecer a edificação modelo. Após conhecer o volume total de água, foi possível prever a carga de peso próprio dos reservatórios.

A participação dos reservatórios superiores no abastecimento da edificação seguiu a recomendação presente em Creder (2006). Segundo o seu autor, é recomendável que o reservatório ou reservatórios superiores de uma edificação representem um volume de 2/5 (40%) do volume total de água a ser estocado para consumo, enquanto que para o reservatório inferior esse valor seja igual a 3/5 (60%). O autor também recomenda que o volume total seja suficiente para abastecer por dois dias a edificação, devido a problemas no fornecimento de água. Além disso, deve-se prever um volume de reserva contra incêndio, cujo valor é normalizado por cada cidade e fica, geralmente, em torno de 20% do volume total. Assim, de acordo com os dados da Tabela 3.6 e da Tabela 3.7, determinou-se o número total de pessoas que poderiam ocupar os edifícios:

Tabela 3.6 – Taxa de ocupação por edificação (CREDER, 2006)

Local	Taxa de Ocupação
Bancos	Uma pessoa por 5,00 m ² de área
Escritórios	Uma pessoa por 6,00 m ² de área
Pavimentos térreos	Uma pessoa por 2,50 m ² de área
Lajas-pavimentos superiores	Uma pessoa por 5,00 m ² de área
Museus e bibliotecas	Uma pessoa por 5,50 m ² de área
Salas de hotéis	Uma pessoa por 5,50 m ² de área
Restaurantes	Uma pessoa por 1,40 m ² de área
Salas de operação (hospital)	Oito pessoas
Teatros, cinemas e auditórios	Uma cadeira para cada 0,70 m ² de área

Tabela 3.7 – Consumo per capita (CREDER, 2006)

Prédio	Consumo (litros)
Alojamentos provisórios	80 <i>per capita</i>
Casas populares ou rurais	120 <i>per capita</i>
Residências	150 <i>per capita</i>
Apartamentos	200 <i>per capita</i>
Hotéis (s/ cozinha e s/ lavanderia)	120 por hóspede
Hospitais	250 por leito
Escolas – internatos	150 <i>per capita</i>
Escolas – externatos	50 <i>per capita</i>
Quartéis	150 <i>per capita</i>
Edifícios públicos ou comerciais	50 <i>per capita</i>
Escritórios	50 <i>per capita</i>
Cinemas e teatros	2 por lugar
Templos	2 por lugar
Restaurantes e similares	25 por refeição
Garagens	50 por automóvel
Lavanderias	30 por kg de roupa seca
Mercados	5 por m ² de área
Matadouros – animais de grande porte	300 por cabeça abatida
Matadouros – animais de pequeno porte	150 por cabeça abatida
Fábricas em geral (uso pessoal)	70 por operário
Postos de serviço p/ automóvel	150 por veículo
Cavalariças	100 por cavalo
Jardins	1,5 por m ²

$$\text{Área total do pavimento} = 45 \times 20 = 900 \text{ m}^2$$

$$\text{Taxa de ocupação} = 1 \text{ pessoa}/6 \text{ m}^2$$

$$\text{Total de pessoas} = \left(\frac{900}{6} \right) \times 20 = 3.000 \text{ pessoas}$$

Adotando um consumo per capita de 50 L/dia, um volume total equivalente a dois dias de consumo e uma reserva de incêndio de 20%, determina-se o volume total necessário e, conseqüentemente, o volume dos reservatórios superiores:

$$\text{Volume total} = 3.000 \times 50 \times 2 \times 1,2 = 360.000 \text{ L} = 360 \text{ m}^3$$

$$\text{Reservatório superior} = (2/5) \times 360 = 144 \text{ m}^3 \text{ (2 reservatórios de } 72 \text{ m}^3 \text{)}$$

Conhecendo o volume dos reservatórios superiores, é possível determinar o carregamento devido ao peso próprio do mesmo e da água.

Força devida ao peso próprio do reservatório (8 m de diâmetro, paredes de concreto com 10 cm de espessura, 5 cm de argamassa como acabamento e 1,60 m de altura; laje de concreto com 12 cm de altura):

$$\text{Peso das paredes de concreto} = (0,10 \times 25 + 0,05 \times 21) \times 1,6 = 5,68 \text{ kN/m}$$

$$\text{Comprimento da parede} = 24,7 \text{ m}$$

$$\text{Peso da laje} = 0,12 \times 25 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Área da base} = \pi \times 4^2 = 50,3 \text{ m}^2$$

$$\text{Força devida ao peso próprio do reservatório} = 5,68 \times 24,7 + 3 \times 50,3 = 291 \text{ kN}$$

Força devida ao peso próprio da água, considerando diâmetro e altura internos iguais a 7,7 m e 1,48 m, respectivamente:

$$\text{Força devida ao peso próprio da água} = \left(\pi \times \frac{7,7^2}{4} \times 1,48 \right) \times 10 = 689 \text{ kN}$$

Assim, as forças devidas ao peso próprio de cada reservatório e da água no seu interior totalizam 980 kN, aproximadamente. Esse carregamento foi aplicado diretamente nos pilares posicionados nos painéis onde os reservatórios foram locados, conforme mostrado na Figura 3.4. Como cada região possui ao todo 4 pilares, cada um deles recebeu uma carga de 245 kN.

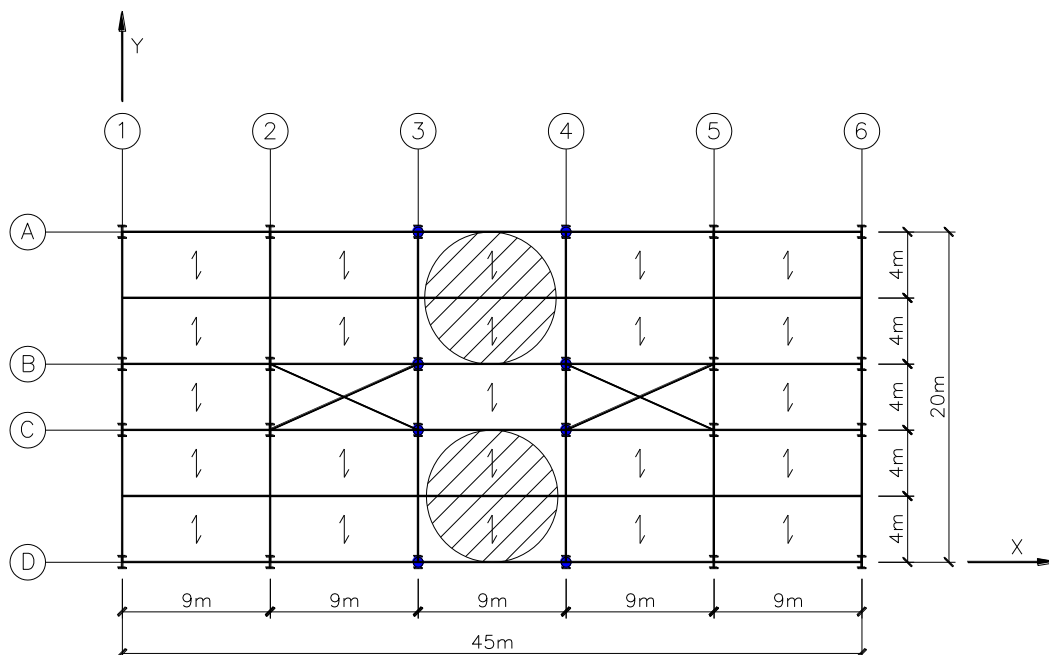


Figura 3.4 – Posicionamento dos reservatórios de água

3.3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis são aquelas cujos valores apresentam variações significativas ao longo da vida útil de uma construção. No caso dos modelos analisados, as ações variáveis consideradas foram as sobrecargas de cada pavimento e o vento.

3.3.2.1 Sobrecarga

As sobrecargas de utilização e de construção utilizadas nos modelos foram de 2,0 kN/m² e 1,0 kN/m², respectivamente, conforme ABNT NBR 6120:1980 e o anexo B da ABNT NBR 8800:2008.

Para o dimensionamento dos pilares, foi considerada a redução da sobrecarga de utilização conforme os valores indicados pela ABNT NBR 6120:1980. Esses valores podem ser conferidos na Tabela 3.8. As reações das lajes nas vigas V1, V2, V3A e V3B estão mostradas na Tabela 3.9.

Tabela 3.8 – Redução percentual da sobrecarga, conforme ABNT NBR 6120:1980

Piso	Redução percentual da sobrecarga
20°	0%
19°	0%
18°	0%
16°	20%
15°	40%
Demais pisos	60%

Tabela 3.9 – Reações nominais nas vigas secundárias dos pisos e da cobertura

Viga	Área de influência (m ²)	Comprimento (m)	Reações nominais nas vigas (kN/m)	
			Sobrecarga de utilização	Sobrecarga de construção
V1	36,00	9,0	8,00	4,00
V2	18,00	9,0	4,00	2,00
V3A	36,00	9,0	8,00	4,00
V3B	18,00	9,0	4,00	2,00

3.3.2.2 Ação do vento

O carregamento lateral devido ao vento foi estabelecido conforme a ABNT NBR 6123:1988. Por simplificação, considerou-se a atuação do vento apenas na direção de menor inércia do edifício (Y) para o dimensionamento dos elementos aos estados limites últimos. Nos estados limites de serviço, a ação do vento foi analisada nas duas direções. Em ambos os casos, os coeficientes adotados foram:

$$V_0 = 40 \text{ m/s}$$

$$S_1 = S_3 = 1,0$$

$$S_2 \rightarrow \text{categoria IV, classe C}$$

Para a determinação do coeficiente de arrasto da face maior, classificou-se a estrutura como de alta turbulência (Figura 2.58), chegando-se aos seguintes valores:

$$\frac{h}{l_1} = \frac{70}{45} = 1,56$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{45}{20} = 2,25$$

$$C_a = 1,10$$

O mesmo procedimento foi adotado para a face menor, onde se encontrou:

$$\frac{h}{l_1} = \frac{70}{20} = 3,5$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{20}{45} = 0,44$$

$$C_a = 0,85$$

Os valores das pressões dinâmicas e das forças de arrasto estão mostrados na tabela a seguir. Adotou-se uma variação do coeficiente S_2 a cada 3,5 m (altura do pé-direito). O valor total da força de arrasto no andar foi dividido pelo número de pórticos resistentes, pois a atuação das lajes como diafragmas rígidos em seus planos iguala os deslocamentos de todos os pórticos, e estes, por possuírem a mesma flexibilidade, apresentam a mesma força de reação (SÁLES, 1995).

Tabela 3.10 – Forças devidas ao vento

z (m)	V_0 (m/s)	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	$F_{a,x}$ (kN)	$F_{a,y}$ (kN)	$F_{a,x}/6$ (kN)	$F_{a,y}/4$ (kN)
3,5	40,0	1,00	0,693	1,00	27,70	0,470	81,50	27,99	13,58	7,00
7,0	40,0	1,00	0,760	1,00	30,42	0,567	98,27	33,75	16,38	8,44
10,5	40,0	1,00	0,803	1,00	32,13	0,633	109,64	37,66	18,27	9,41
14,0	40,0	1,00	0,835	1,00	33,40	0,684	118,50	40,70	19,75	10,17
17,5	40,0	1,00	0,861	1,00	34,42	0,726	125,86	43,22	20,98	10,81
21,0	40,0	1,00	0,882	1,00	35,28	0,763	132,21	45,40	22,03	11,35
24,5	40,0	1,00	0,901	1,00	36,02	0,796	137,83	47,33	22,97	11,83
28,0	40,0	1,00	0,917	1,00	36,68	0,825	142,89	49,07	23,81	12,27
31,5	40,0	1,00	0,932	1,00	37,27	0,851	147,50	50,66	24,58	12,66
35,0	40,0	1,00	0,945	1,00	37,80	0,876	151,76	52,12	25,29	13,03
38,5	40,0	1,00	0,957	1,00	38,29	0,899	155,72	53,48	25,95	13,37
42,0	40,0	1,00	0,969	1,00	38,74	0,920	159,42	54,75	26,57	13,69
45,5	40,0	1,00	0,979	1,00	39,16	0,940	162,90	55,95	27,15	13,99
49,0	40,0	1,00	0,989	1,00	39,56	0,959	166,19	57,08	27,70	14,27
52,5	40,0	1,00	0,998	1,00	39,93	0,977	169,32	58,15	28,22	14,54
56,0	40,0	1,00	1,007	1,00	40,28	0,994	172,29	59,17	28,72	14,79
59,5	40,0	1,00	1,015	1,00	40,61	1,011	175,14	60,15	29,19	15,04
63,0	40,0	1,00	1,023	1,00	40,92	1,027	177,86	61,08	29,64	15,27
66,5	40,0	1,00	1,031	1,00	41,22	1,042	180,48	61,98	30,08	15,50
70,0	40,0	1,00	1,038	1,00	41,51	1,056	182,99	62,85	30,50	15,71

Para a análise dos efeitos de vizinhança na direção Y, foi utilizada uma excentricidade igual a 15% do comprimento da maior face (a) dos edifícios estudados:

$$e_a = 0,15a = 0,15 \times 45 = 6,75 \text{ m}$$

Consequentemente, o momento torçor gerado, em cada andar, ficou igual a:

$$M_{T,y} = 6,75F_a \quad (3.3)$$

Tendo conhecimento do momento torçor atuante em cada pavimento, foi adotada a estratégia de introduzir o seu efeito nas estruturas através de binários (Figura 3.5). Assim, as forças listadas na Tabela 3.10 foram sobrepostas com as forças desses binários, de forma que a resultante de cada pavimento não se alterasse.

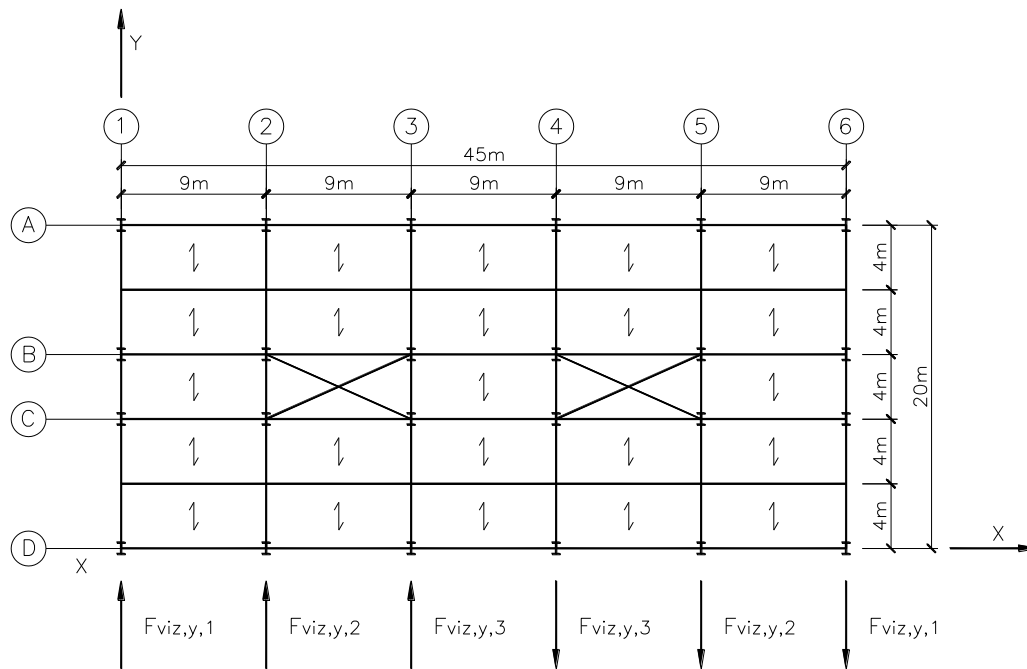


Figura 3.5 – Simulação do momento torçor devido à excentricidade do vento em Y

Considerando que a força resultante em um determinado andar é igual a $6F_y$, onde F_y é igual a $F_{a,y}/6$, o momento torçor desse pavimento é dado por:

$$M_{T,y} = (0,15a)(6F_y) = \frac{9}{10}aF_y \quad (3.4)$$

Pode-se também deduzir o momento torçor de acordo com os binários apresentados na Figura 3.5:

$$M_{T,y} = 45F_{viz,y,1} + 27F_{viz,y,2} + 9F_{viz,y,3} \quad (3.5)$$

Assumindo que a intensidade dessas forças é diretamente proporcional à distância das mesmas ao centro de gravidade do edifício, tem-se:

$$\frac{F_{viz,y,1}}{22,5} = \frac{F_{viz,y,2}}{13,5} = \frac{F_{viz,y,3}}{4,5} \quad (3.6)$$

Da eq. (3.6), as seguintes relações são obtidas:

$$F_{viz,y,2} = \frac{3}{5} F_{viz,y,1} \quad (3.7)$$

$$F_{viz,y,3} = \frac{1}{5} F_{viz,y,1} \quad (3.8)$$

Substituindo as eq. (3.7) e (3.8) em (3.5), chega-se aos seguintes resultados para as forças devidas aos binários em Y:

$$F_{viz,y,1} = \frac{aF_y}{70} \quad (3.9)$$

$$F_{viz,y,2} = \frac{3}{350} aF_y \quad (3.10)$$

$$F_{viz,y,3} = \frac{aF_y}{350} \quad (3.11)$$

Assim, os valores das forças a serem aplicadas em cada pavimento foram obtidos e encontram-se resumidos na tabela a seguir.

Tabela 3.11 – Forças para simulação do momento torçor devido à excentricidade do vento na direção Y

Piso	Força concentrada no topo dos pilares (kN)		
	$F_{viz,v,1}$	$F_{viz,v,2}$	$F_{viz,v,3}$
1	8,73	5,24	1,75
2	10,53	6,32	2,11
3	11,75	7,05	2,35
4	12,70	7,62	2,54
5	13,48	8,09	2,70
6	14,17	8,50	2,83
7	14,77	8,86	2,95
8	15,31	9,19	3,06
9	15,80	9,48	3,16
10	16,26	9,76	3,25
11	16,68	10,01	3,34
12	17,08	10,25	3,42
13	17,45	10,47	3,49
14	17,81	10,68	3,56
15	18,14	10,88	3,63
16	18,46	11,08	3,69
17	18,76	11,26	3,75
18	19,06	11,43	3,81
19	19,34	11,60	3,87
20	19,61	11,76	3,92

Na direção X, essa mesma metodologia foi empregada para a obtenção dos binários (Figura 3.6). Nesse caso, a força resultante em um determinado andar foi considerada igual a $4F_x$, onde F_x é igual a $F_{a,x}/4$. Assim o momento torçor de um pavimento ficou igual a:

$$M_{T,x} = (0,15a)(4F_x) = \frac{3}{5}aF_x \quad (3.12)$$

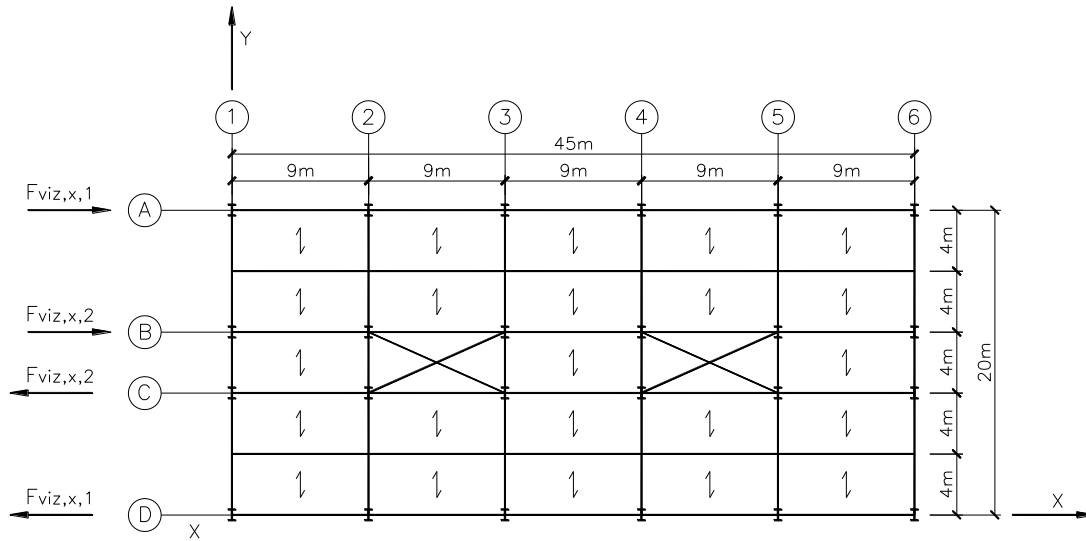


Figura 3.6 – Simulação do momento torçor devido à excentricidade do vento em X

Deduzindo o momento torçor de acordo com os binários apresentados na Figura 3.6, tem-se:

$$M_{T,x} = 20F_{viz,x,1} + 4F_{viz,x,2} \quad (3.13)$$

Adotando o critério de proporcionalidade entre essas forças e a distância das mesmas ao centro da fachada, a seguinte relação é obtida:

$$\frac{F_{viz,x,1}}{10} = \frac{F_{viz,x,2}}{2} \quad (3.14)$$

Após isolar uma das variáveis e fazer as substituições necessárias, chega-se aos seguintes resultados para as forças devidas aos binários em X:

$$F_{viz,x,1} = \frac{3}{104} aF_x \quad (3.15)$$

$$F_{viz,x,2} = \frac{3}{520} aF_x \quad (3.16)$$

Assim, os valores das forças a serem aplicadas em cada pavimento na direção X encontram-se resumidos na tabela a seguir.

Tabela 3.12 – Forças para simulação do momento torçor devido à excentricidade do vento na direção X

Piso	Força concentrada no topo dos pilares (kN)	
	$F_{viz,x,1}$	$F_{viz,x,2}$
1	4,04	0,81
2	4,87	0,97
3	5,43	1,09
4	5,87	1,17
5	6,23	1,25
6	6,55	1,31
7	6,83	1,37
8	7,08	1,42
9	7,31	1,46
10	7,52	1,50
11	7,71	1,54
12	7,90	1,58
13	8,07	1,61
14	8,23	1,65
15	8,39	1,68
16	8,53	1,71
17	8,68	1,74
18	8,81	1,76
19	8,94	1,79
20	9,06	1,81

Merece ser observado que a metodologia aqui apresentada é válida para estruturas simétricas, cujos pórticos apresentam rigidezes semelhantes. Uma outra alternativa, válida tanto para estruturas assimétricas quanto simétricas, consiste em aplicar as resultantes do vento e os momentos de torção causados pelos efeitos de vizinhança diretamente no nó mestre de cada piso. Muitos programas comerciais permitem a criação desse tipo de nó, que compatibiliza os deslocamentos de outros nós por meio de *rigid links* que conectam cada nó ao nó mestre. O uso dessa metodologia é bastante interessante, pois facilita a modelagem da edificação.

3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

3.4.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

3.4.1.1 Combinações últimas normais

Para as combinações últimas normais, segundo a ABNT NBR 8800:2008, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3.17)$$

Onde:

γ_{gi} representa os coeficientes de ponderação das ações permanentes;

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

γ_{q1} é o coeficiente de ponderação da ação variável principal;

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

γ_{qj} representa os coeficientes de ponderação das demais ações variáveis;

ψ_{0j} representa os fatores de combinação das ações variáveis;

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

Para esses casos foram considerados quatro situações diferentes, listadas abaixo, já com os coeficientes de ponderação e fatores de combinação assumidos:

- 1) Sobrecarga como ação variável principal:

$$1,25PP_1 + 1,40PP_2 + 1,50PP_3 + 1,40PP_4 + 1,50SC + (1,40 \times 0,6)V \quad (3.18)$$

- 2) Vento como ação variável principal:

$$1,25PP_1 + 1,40PP_2 + 1,50PP_3 + 1,40PP_4 + 1,40V + (1,50 \times 0,7)SC \quad (3.19)$$

3) Sobrecarga como ação variável principal, sem atuação do vento:

$$1,25PP_1 + 1,40PP_2 + 1,50PP_3 + 1,40PP_4 + 1,50SC \quad (3.20)$$

4) Vento como ação variável principal, sem atuação de sobrecarga:

$$1,25PP_1 + 1,40PP_2 + 1,50PP_3 + 1,40PP_4 + 1,40V \quad (3.21)$$

Onde:

PP_1 é o peso próprio dos perfis em aço;

PP_2 é o peso próprio da laje;

PP_3 é o peso próprio das divisórias, forros e serviços, pele de vidro, revestimento e impermeabilização, quando aplicáveis;

PP_4 é o peso próprio da caixa d'água, quando aplicável;

SC é o valor da sobrecarga de utilização;

V é o valor da ação do vento.

Nas análises de segunda ordem, foi utilizado o critério apresentado no item 2.5.4.2, dividindo-se os coeficientes de ponderação das ações por 1,1 e multiplicando os resultados obtidos por esse mesmo valor. Além disso, foram analisadas duas formas de atuação do vento: sem e com excentricidade. Nas situações onde a ação do vento sem excentricidade foi estudada, utilizou-se as forças apresentadas na Tabela 3.10. Por outro lado, quando o objeto de estudo foi a ação do vento com excentricidade, os valores utilizados consistiram na sobreposição das forças indicadas na Tabela 3.10 e na Tabela 3.11.

Por fim, para o dimensionamento dos pilares, foi adotada em certos casos a redução da sobrecarga, aplicando-se os coeficientes apresentados na Tabela 3.8 do item 3.3.2.1.

3.4.1.2 Combinações últimas de construção

Como as vigas mistas utilizadas nos modelos foram consideradas de construção não escorada, foi necessário realizar a verificação das mesmas antes da cura do concreto. Para essa situação, a expressão a ser utilizada, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, é a seguinte:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (3.22)$$

Onde:

$\psi_{0j,ef}$ representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável especial F_{Q1} .

Os fatores $\psi_{0j,ef}$ são iguais aos fatores ψ_{0j} adotados nas combinações normais, exceto quando F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno. Nesse caso, podem ser tomados os correspondentes fatores de redução ψ_{2j} .

Assumindo que durante a fase de construção a sobrecarga atuante é de curta duração, a seguinte expressão foi utilizada nas combinações últimas de construção:

$$1,15PP_1 + 1,30PP_2 + 0,40SC \quad (3.23)$$

Onde:

PP_1 é o peso próprio dos perfis em aço;

PP_2 é o peso próprio da laje;

SC é o valor da sobrecarga de construção.

3.4.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

3.4.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

As combinações quase permanentes de serviço foram utilizadas para verificar as flechas das vigas mistas, conforme mostrado no APÊNDICE A e no APÊNDICE B. Em tais combinações, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Q,k}$:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.24)$$

Assim, a combinação utilizada ficou igual a:

$$PP_1 + PP_2 + PP_3 + 0,4SC \quad (3.25)$$

3.4.2.2 Combinações raras de serviço

As combinações raras de serviço foram empregadas para verificar as flechas das vigas mistas, os deslocamentos laterais e os deslocamentos interpavimentos dos edifícios analisados. Nessas combinações, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e as demais ações variáveis são assumidas com os seus valores frequentes:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_1 F_{Qj,k}) \quad (3.26)$$

Na análise das flechas das vigas mistas, foi utilizada a combinação em que o vento não atua na construção:

$$PP_3 + SC \quad (3.27)$$

Por outro lado, para a avaliação dos deslocamentos laterais e interpavimentos, a combinação crítica é aquela em que o vento é a ação variável principal, podendo ser com ou sem excentricidade:

$$PP_1 + PP_2 + PP_3 + PP_4 + V + 0,6SC \quad (3.28)$$

3.5 PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE

As vigas e os pilares dos edifícios analisados no presente trabalho foram dimensionados segundo os critérios apresentados na ABNT NBR 8800:2008. Inicialmente foi realizado um pré-dimensionamento dos elementos e após sucessivas iterações chegou-se nos modelos apresentados no capítulo 4.

Com objetivo de dar maior agilidade ao dimensionamento desses elementos, foram desenvolvidas planilhas eletrônicas com o programa Mathcad, conforme mostrado no APÊNDICE A e no APÊNDICE B.

Para o dimensionamento das lajes utilizaram-se as seguintes informações:

- Vão: 4 m;
- Carga após a cura: 4,15 kN/m² (divisórias, forro e serviços, revestimento e sobrecarga);
- Concreto: $f_{ck} = 20$ MPa;
- Laje sem escoramento durante a fase de cura do concreto.

Com base nesses valores e nos dados do catálogo do fabricante, adotou-se o *steel deck* MF-75 com espessura de 1,25 mm e altura da fôrma mais capa de concreto igual a 150 mm. O peso próprio do conjunto, conforme mostrado na Tabela 3.3, é 2,79 kN/m².

O método da análise direta, apresentado no item 2.5.3, foi utilizado para a classificação e o dimensionamento dos edifícios. Em cada caso, analisou-se a estrutura sem o módulo de elasticidade reduzido para que fosse possível classificá-la. Essa redução só foi posta em prática para fins de dimensionamento, de acordo com a deslocabilidade da estrutura. Os coeficientes B_1 e B_2 foram calculados para cada uma das barras para que fosse possível levar em conta os efeitos locais e globais de segunda ordem.

Concomitantemente, os deslocamentos laterais e interpavimentos foram avaliados para que os limites impostos pela norma brasileira de aço fossem atendidos. Para o acompanhamento dos deslocamentos interpavimentos, utilizou-se a expressão apresentada em Griffis (1993) para o ângulo de distorção provocado pelas forças cortantes no andar:

$$\gamma_c = \frac{1}{2} \left[\frac{(X_A - X_C)}{H} + \frac{(X_B - X_D)}{H} + \frac{(Y_D - Y_C)}{L} + \frac{(Y_B - Y_A)}{L} \right] \quad (3.29)$$

Onde:

γ_c é o ângulo de distorção;

X e Y são as coordenadas dos pontos A, B, C e D (Figura 3.7);

H é a altura do andar ou do painel;

L é o comprimento do painel.

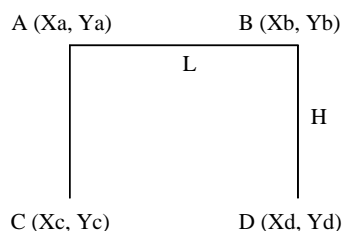


Figura 3.7 – Medição do ângulo de distorção
Fonte: Baseado em Griffis (1993)

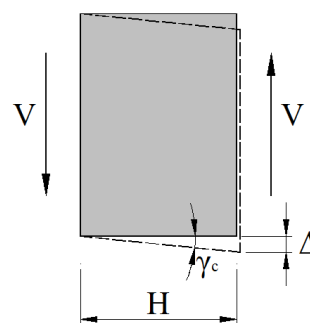


Figura 3.8 – Fenômeno da distorção

Como em regime de pequenos deslocamentos a tangente de um determinado ângulo pode ser tomada igual ao valor desse próprio ângulo em radianos (Figura 3.8), o deslocamento provocado pelas forças cortantes em um andar é dado por:

$$\Delta = \frac{1}{2} \left[(X_A - X_C) + (X_B - X_D) + \frac{(Y_D - Y_C)H}{L} + \frac{(Y_B - Y_A)H}{L} \right] \quad (3.30)$$

Nas construções analisadas, os deslocamentos interpavimentos foram calculados para todos os andares, nas duas direções. Em cada pavimento foram considerados três diferentes painéis na direção Y e 5 painéis na direção X, como indicado na figura a seguir.

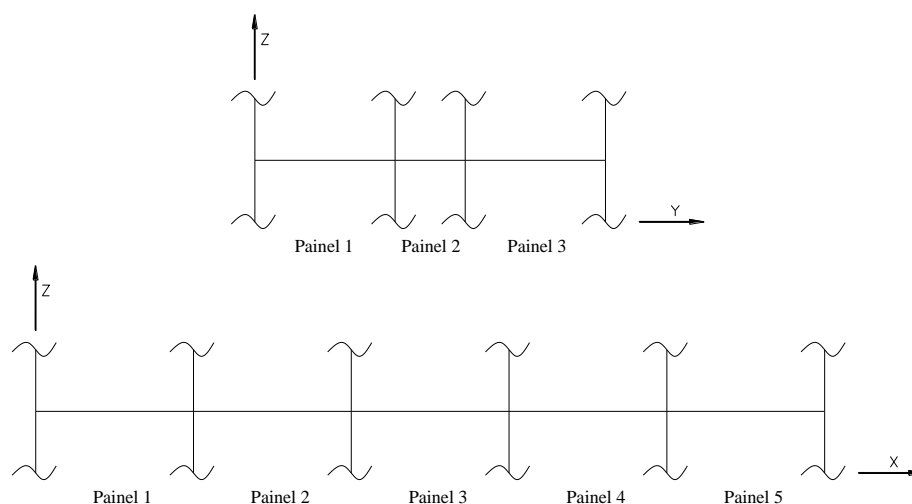


Figura 3.9 – Painéis adotados para o cálculo dos deslocamentos interpavimentos

O programa utilizado nas simulações numéricas foi o SAP2000, que é baseado no método dos elementos finitos. Para o tratamento dos resultados obtidos foram desenvolvidas planilhas eletrônicas utilizando o *software* Excel e linguagem de programação VBA. Uma das grandes vantagens da inclusão de rotinas nessas planilhas foi a possibilidade de gerar arquivos de importação para o SAP2000, o que deu maior agilidade ao processo de análise numérica. Os resultados das reações das estruturas nt (2.5.4.5), por exemplo, eram importados para as planilhas elaboradas e recebiam o tratamento necessário para identificar a sua magnitude e seus respectivos nós. Através de uma rotina interna, era gerado um arquivo de importação com extensão *.s2k* e o mesmo era incorporado à estrutura It, sem a necessidade de aplicação direta dessas forças em cada um dos nós. Nos arquivos do programa Mathcad também foram adicionadas planilhas Excel. Elas foram programadas para gerar arquivos de importação para o SAP2000 com as propriedades das seções utilizadas no dimensionamento. Nessas rotinas, a seções mistas foram tratadas como seções genéricas e os perfis soldados dos pilares foram inseridos como perfis “I” simples.

Com o SAP2000 também foram feitos outros tipos de análises simplificadas de segunda ordem. A não linearidade física foi incorporada aos modelos, quando necessária, através da redução do módulo de elasticidade dos materiais. Já a não linearidade geométrica foi considerada através do efeito P-Delta, existente no programa. Nesse tipo de análise, o SAP2000 possibilita a utilização de dois diferentes parâmetros ou métodos: P- Δ e P- Δ + grandes deslocamentos.

Segundo a CSI (2005), no método P- Δ , as equações de equilíbrio levam em conta a configuração deformada da estrutura. Esse tipo de análise exige uma pequena quantidade de iterações e é recomendado para a maioria das estruturas, particularmente para aquelas que desenvolvem grandes tensões e pequenas deformações, com predominância da não linearidade física.

No método P- Δ + grandes deslocamentos, as equações de equilíbrio também são definidas na configuração deformada da estrutura, mas uma grande quantidade de iterações é necessária para solucioná-las. O método geralmente empregado na resolução dessas iterações é o Newton-Raphson. Sua aplicação é recomendada nos casos em que a estrutura apresenta grandes translações e rotações, como ocorre em cabos e estruturas de grande esbeltez.

Nos modelos analisados neste trabalho foi utilizado o método P- Δ . Os dados de entrada foram os seguintes:

- *Minimum/Maximum saved steps*: consiste no número mínimo e máximo de pontos salvos na análise. Se o número mínimo de passos for muito pequeno, provavelmente a quantidade de pontos será insuficiente para representar a resposta da estrutura. Se o número máximo ou até mesmo mínimo for muito grande, os dados da análise consumirão uma quantidade considerável da memória de disco e o tempo despendido para a análise será elevado. Nas simulações numéricas do presente trabalho, apenas o estágio final foi salvo.
- *Maximum total steps per stage*: representa o número máximo de incrementos permitidos na análise. Valor adotado: 200.
- *Maximum null (zero) steps per stage*: ocorre geralmente quando a iteração não converge, sendo necessário um grande número de passos. Valor adotado: 50.
- *Maximum iteration per step*: é o número máximo de iteração para que o equilíbrio seja alcançado. Valor adotado: 10.
- *Iteration convergence tolerance (relative)*: é um parâmetro utilizado para garantir que o equilíbrio é alcançado a cada passo da análise. Consiste na tolerância relativa entre a magnitude do erro da força e a magnitude da força atuante na estrutura. Valor adotado: 1% (0,01).

3.6 MODELAGEM DOS ELEMENTOS

As vigas e os pilares dos modelos analisados foram modelados utilizando-se elementos de barra (*frame element*). Os elementos de barra do SAP2000 têm uma formulação do tipo viga-coluna genérica, tridimensional, que inclui os efeitos de flexão biaxial, torção, deformação axial e deformações biaxiais por cisalhamento. As estruturas que podem ser modeladas com esses elementos incluem os pórticos e treliças planas, pórticos e treliças tridimensionais, e cabos (CSI, 2005).

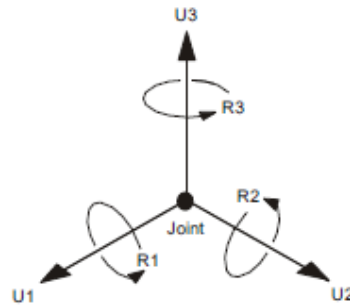


Figura 3.10 – Graus de liberdade de cada nó
Fonte: CSI (2005)

Esse tipo de elemento possui seis graus de liberdade em cada nó: deslocamentos em três direções e rotações nas três direções (Figura 3.10). Cada elemento tem o seu próprio sistema local de coordenadas usado para definir as propriedades da seção, carregamentos e dados de saída. Os eixos deste sistema local são chamados de 1, 2 e 3. O primeiro eixo é dirigido ao longo do comprimento do elemento e fica localizado no centroide da seção. Os outros dois eixos remanescentes encontram-se no plano perpendicular ao elemento, orientados conforme especificado pelo usuário. Esse sistema de coordenadas padrão presente no SAP2000 está indicado na Figura 3.11.

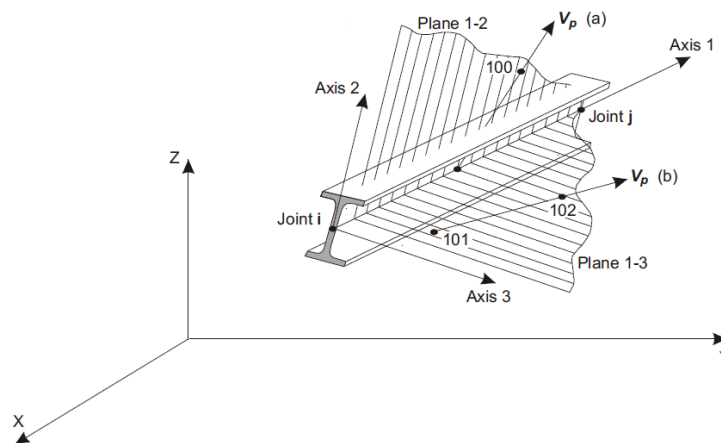


Figura 3.11 – Sistema de coordenadas locais do elemento de barra
Fonte: CSI (2005)

As lajes, por sua vez, foram representadas como diafragmas rígidos, sendo, portanto, desconsiderada a flexão no seu plano. Esta hipótese simplificadora tem como vantagem a redução do número de graus de liberdade a ser solucionado, o que torna mais rápida a análise estrutural dos modelos. Esse comportamento pôde ser simulado através do recurso do SAP2000 chamado *constraint*. Nesses casos, o *constraint* empregado em cada pavimento foi

o *rigid diaphragm*, no qual os nós são ligados uns aos outros por *links* rígidos em um determinado plano, de modo que eles movam juntos, como um diafragma (Figura 3.12).

Com a utilização deste recurso, os nós que compõem o plano da laje passam a ter apenas três graus de liberdade:

- Translação na direção de X;
- Translação na direção de Y;
- Rotação em torno de Z.

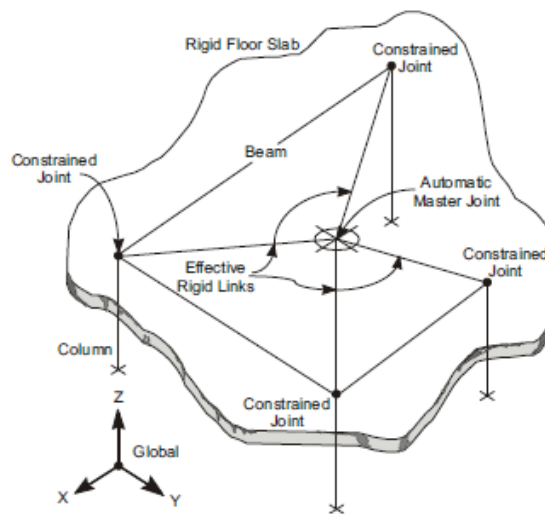


Figura 3.12 – *Constraint* de diafragma rígido
Fonte: CSI (2005)

Merece ser observado que nas análises utilizando o método $P-\Delta$ incorporado no SAP2000, foram inseridos três nós intermediários igualmente espaçados nas barras dos pilares para que os efeitos locais de segunda ordem fossem melhor avaliados. Já nas análises baseados no método da amplificação dos esforços solicitantes, essa divisão dos elementos não foi empregada devido ao fato desse método incorporar tais efeitos na sua formulação.

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo tem como objetivo principal realizar uma análise comparativa entre diferentes soluções estruturais para o edifício exemplo apresentado anteriormente. As análises serão tridimensionais para verificar a influência dos efeitos de vizinhança no comportamento das estruturas. Serão avaliados os deslocamentos horizontais globais e interpavimentos, a sensibilidade de cada solução estrutural para os efeitos de 2ª ordem e o consumo de aço por m². Também serão comparados os valores obtidos pela metodologia simplificada apresentada pela ABNT NBR 8800:2008 com os resultados fornecidos pelo programa SAP2000 empregando o método P-Delta.

4.1 MODELO 1A

Este modelo consiste em uma solução estrutural formada por pórticos em todas as filas e eixos, com bases engastadas. A excentricidade do vento foi aplicada de modo que o momento torçor resultante atuasse, em planta, no sentido horário. Com o intuito de simplificar o dimensionamento dos pilares, não foi feita distinção entre pilares centrais e de fachada, ou seja, em um determinado andar, todos os pilares foram dimensionados com a mesma seção transversal. Entretanto, admitiu-se que as seções variassem a cada quatro andares e a redução da sobrecarga foi adotada no seu dimensionamento.

Para as vigas mistas, nas regiões de momento negativo, apenas as propriedades do perfil de aço foram consideradas para o cálculo da resistência. Nas vigas principais, foi considerado que os conectores de cisalhamento seriam soldados diretamente na mesa superior dos perfis, em uma linha única, possibilitando a utilização de coeficientes de agrupamento (R_g) e posicionamento (R_p) iguais a 1,0. Nas vigas secundárias, onde as fôrmas do *steel deck* são perpendiculares ao perfil de aço, foram adotados conectores apenas na posição de maior resistência, com $R_g = 1,0$ e $R_p = 0,75$.

Após algumas iterações, foram obtidas vigas mistas e pilares de aço com as características indicadas nas tabelas a seguir.

Tabela 4.1 – Características das vigas mistas

Viga	Seção	Perfil de aço			
		d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
V1	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V2	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3A	VS 500 x 73	500	250	12,5	6,3
V3B	VS 500 x 73	500	250	12,5	6,3
V4	VS 650 x 98	650	300	12,5	8,0
V5	VS 650 x 98	650	300	12,5	8,0
V6	VS 650 x 98	650	300	12,5	8,0
V7	VS 650 x 98	650	300	12,5	8,0

Tabela 4.2 – Propriedades geométricas das vigas mistas

Viga	Seção	Perfil de aço		Viga mista ¹		η_i	I_{ef}/I_x	W_{ef}/W_x
		I_x (cm ⁴)	W_x (cm ³)	I_{ef} (cm ⁴)	W_{ef} (cm ³)			
V1	VS 500 x 61	34.416	1.377	82.581,28	1.889,79	0,52	2,40	1,37
V2	VS 500 x 61	34.416	1.377	58.487,86	1.660,82	0,82	1,70	1,21
V3A	VS 500 x 73	42.768	1.711	65.482,58	1.966,08	0,51	1,53	1,15
V3B	VS 500 x 73	42.768	1.711	64.285,19	1.991,17	1,00	1,50	1,16
V4	VS 650 x 98	92.487	2.846	124.104,54	3.191,58	1,00	1,34	1,12
V5	VS 650 x 98	92.487	2.846	-	-	-	-	-
V6	VS 650 x 98	92.487	2.846	128.579,99	3.188,61	0,52	1,39	1,12
V7	VS 650 x 98	92.487	2.846	-	-	-	-	-

¹ Paras as vigas V2, V3A, V3B, V4 e V6, os valores apresentados foram obtidos de acordo com média ponderada dos propriedades das regiões de momento positivo e negativo (item 2.2.7).

Tabela 4.3 – Características dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço			
			d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
P1	1° – 4°	CVS 800 x 328	800	550	25	19
P2	5° – 8°	CVS 700 x 278	700	500	25	16
P3	9° – 12°	CVS 600 x 190	600	400	19	16
P4	13° – 16°	CVS 500 x 162	500	350	19	16
P5	17° – 20°	CVS 400 x 103	400	300	16	9,5

Tabela 4.4 – Propriedades geométricas dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço		
			A_a (cm ²)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)
P1	1° – 4°	CVS 800 x 328	417,5	479.870	69.366
P2	5° – 8°	CVS 700 x 278	354,0	321.513	52.106
P3	9° – 12°	CVS 600 x 190	241,9	151.986	20.286
P4	13° – 16°	CVS 500 x 162	206,9	90.116	13.593
P5	17° – 20°	CVS 400 x 103	131,0	39.355	7.203

Inicialmente, a estrutura foi classificada conforme o item 2.5.4.1, sem a inclusão da não linearidade física. Por se tratar de uma avaliação prévia, sem a aplicação direta de uma análise de segunda ordem, não foi empregada a redução de γ_f (item 2.5.4.2) nas combinações de cálculo utilizadas. Além disso, como comentado no capítulo 3, a análise da ação do vento na direção X (Figura 3.1) não fez parte do escopo do presente trabalho, visto que a estabilidade do edifício exemplo é mais crítica na outra direção. Dessa forma, o vento foi aplicado sem e com excentricidade em Y.

Na combinação em que a atuação do vento não é levada em conta, foram consideradas forças horizontais fictícias para simular imperfeições geométricas iniciais. Seus valores estão indicados na tabela abaixo para os casos que a redução da sobrecarga foi considerada ou não.

Tabela 4.5 – Forças horizontais fictícias (FHF) na direção Y – com redução da sobrecarga

Andar	1° ao 4°	5° ao 8°	9° ao 12°	13° ao 15°	16°	17°	18° ao 19°	20°
Com redução SC (kN)	4,23	4,20	4,17	4,15	4,42	4,65	4,92	6,36
Sem redução SC (kN)	5,04	5,01	4,98	4,96	4,96	4,92	4,92	6,36

O pórtico que apresentou o maior coeficiente B_2 foi o do eixo 3. As combinações que forneceram o maior valor de B_2 foram aquelas em que a sobrecarga é a ação variável principal e onde o vento é desconsiderado e há apenas forças horizontais fictícias atuando na estrutura. Tanto para o caso em que o vento atua sem excentricidade (uniforme) quanto para aquele em que tal excentricidade foi considerada, o valor máximo obtido foi o mesmo: 1,14. Assim, a estrutura foi classificada como de média deslocabilidade, sendo necessária, portanto, a redução das rigidezes dos elementos para se levar em conta a não linearidade do material.

Os gráficos da Figura 4.1 e da Figura 4.2 ilustram o comportamento do coeficiente B_2 para cada combinação. Na Tabela 4.6 e na Tabela 4.7 estão mostrados os coeficientes B_2 obtidos para o pórtico do eixo 3, com a redução da sobrecarga, para a combinação sem a ação do vento.

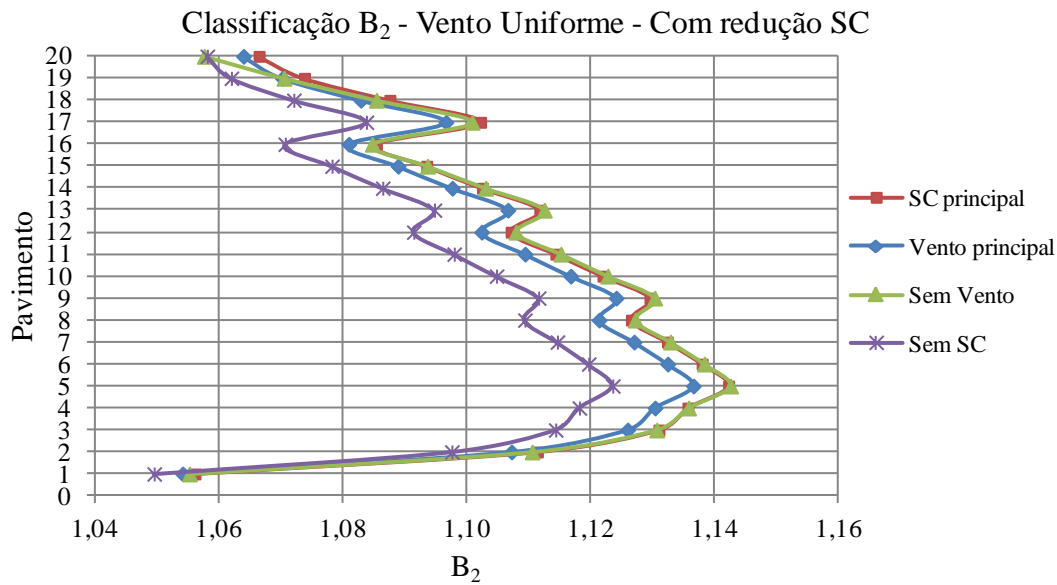


Figura 4.1 – Classificação pelo coeficiente B_2 , com vento uniforme em Y, quando aplicável, e redução da sobrecarga – Eixo 3

Tabela 4.6 – Cálculo do coeficiente B_2 para o eixo 3, com vento uniforme em Y e redução da sobrecarga

Pavimento	Deslocamento (cm)		ΣNsd (kN)	ΣHsd (kN)	R_s	h (cm)	Δh (cm)	B_2
	Inicial	Final						
1	0,00	0,05	30.218,85	88,12	0,85	350	0,05	1,06
2	0,05	0,13	28.783,43	83,89	0,85	350	0,09	1,11
3	0,13	0,23	27.348,41	79,66	0,85	350	0,10	1,13
4	0,23	0,34	25.914,13	75,43	0,85	350	0,10	1,14
5	0,34	0,44	24.480,32	71,20	0,85	350	0,11	1,14
6	0,44	0,55	23.055,69	67,00	0,85	350	0,11	1,14
7	0,55	0,65	21.631,75	62,80	0,85	350	0,10	1,13
8	0,65	0,75	20.208,64	58,60	0,85	350	0,10	1,13
9	0,75	0,85	18.785,06	54,40	0,85	350	0,10	1,13
10	0,85	0,94	17.369,80	50,23	0,85	350	0,09	1,12
11	0,94	1,03	15.955,08	46,06	0,85	350	0,09	1,12
12	1,03	1,11	14.540,97	41,89	0,85	350	0,08	1,11
13	1,11	1,20	13.126,17	37,72	0,85	350	0,09	1,11
14	1,20	1,28	11.718,66	33,57	0,85	350	0,08	1,10
15	1,28	1,35	10.311,67	29,42	0,85	350	0,07	1,09
16	1,35	1,42	8.905,17	25,27	0,85	350	0,07	1,08
17	1,42	1,49	7.433,02	20,85	0,85	350	0,08	1,10
18	1,49	1,56	5.909,39	16,20	0,85	350	0,06	1,09
19	1,56	1,61	4.321,96	11,28	0,85	350	0,05	1,07
20	1,61	1,65	2.735,54	6,36	0,85	350	0,04	1,06
Máximo								1,14
Média								1,11
Desvio-padrão								0,03

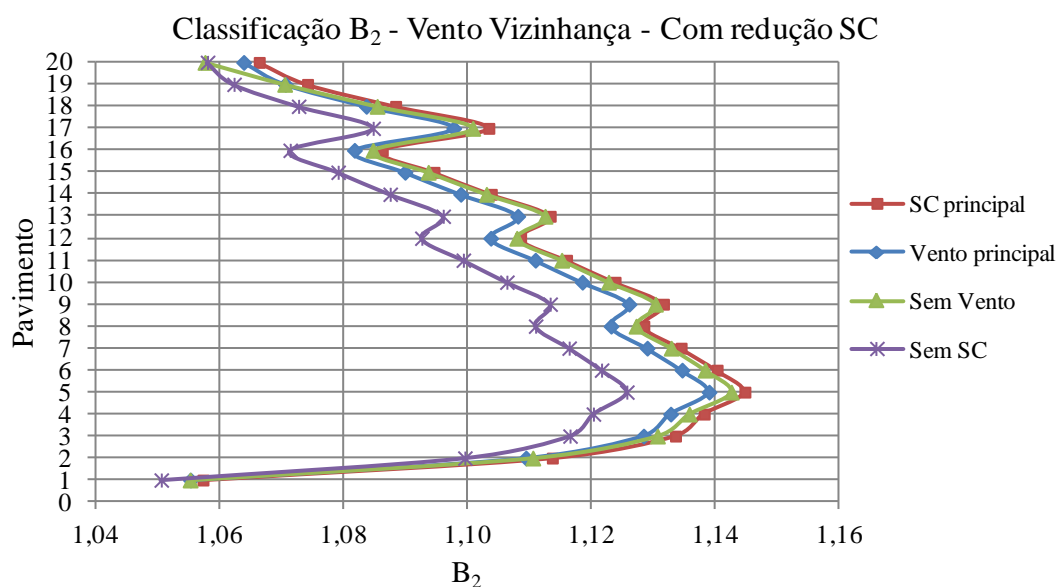


Figura 4.2 – Classificação pelo coeficiente B_2 , considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e redução da sobrecarga – Eixo 3

Tabela 4.7 – Cálculo do coeficiente B_2 para o eixo 3, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y e redução da sobrecarga

Pavimento	Deslocamento (cm)		ΣNsd (kN)	ΣHsd (kN)	R_s	h (cm)	Δh (cm)	B_2
	Inicial	Final						
1	0,00	0,05	30.218,85	88,12	0,85	350	0,05	1,06
2	0,05	0,13	28.783,43	83,89	0,85	350	0,09	1,11
3	0,13	0,23	27.348,41	79,66	0,85	350	0,10	1,13
4	0,23	0,34	25.914,13	75,43	0,85	350	0,10	1,14
5	0,34	0,44	24.480,32	71,20	0,85	350	0,11	1,14
6	0,44	0,55	23.055,69	67,00	0,85	350	0,11	1,14
7	0,55	0,65	21.631,75	62,80	0,85	350	0,10	1,13
8	0,65	0,75	20.208,64	58,60	0,85	350	0,10	1,13
9	0,75	0,85	18.785,06	54,40	0,85	350	0,10	1,13
10	0,85	0,94	17.369,80	50,23	0,85	350	0,09	1,12
11	0,94	1,03	15.955,08	46,06	0,85	350	0,09	1,12
12	1,03	1,11	14.540,97	41,89	0,85	350	0,08	1,11
13	1,11	1,20	13.126,17	37,72	0,85	350	0,09	1,11
14	1,20	1,28	11.718,66	33,57	0,85	350	0,08	1,10
15	1,28	1,35	10.311,67	29,42	0,85	350	0,07	1,09
16	1,35	1,42	8.905,17	25,27	0,85	350	0,07	1,08
17	1,42	1,49	7.433,02	20,85	0,85	350	0,08	1,10
18	1,49	1,56	5.909,39	16,20	0,85	350	0,06	1,09
19	1,56	1,61	4.321,96	11,28	0,85	350	0,05	1,07
20	1,61	1,65	2.735,54	6,36	0,85	350	0,04	1,06
Máximo								1,14
Média								1,11
Desvio-padrão								0,03

Observa-se que com o efeito de torção no edifício há um acréscimo no deslocamento lateral. No entanto, ele é compensado pelo aumento da força cortante em cada andar originado pela introdução dos binários que simulam os efeitos de vizinhança. Assim, os valores de B_2 obtidos para o vento uniforme e com os efeitos de vizinhança ficaram idênticos.

Por outro lado, os coeficientes fornecidos pelas combinações em que não é utilizada a redução da sobrecarga ficaram superiores aos apresentados anteriormente. Nessa situação, o máximo valor encontrado foi 1,17. Esse comportamento evidencia a importância das cargas gravitacionais nos efeitos de segunda ordem.

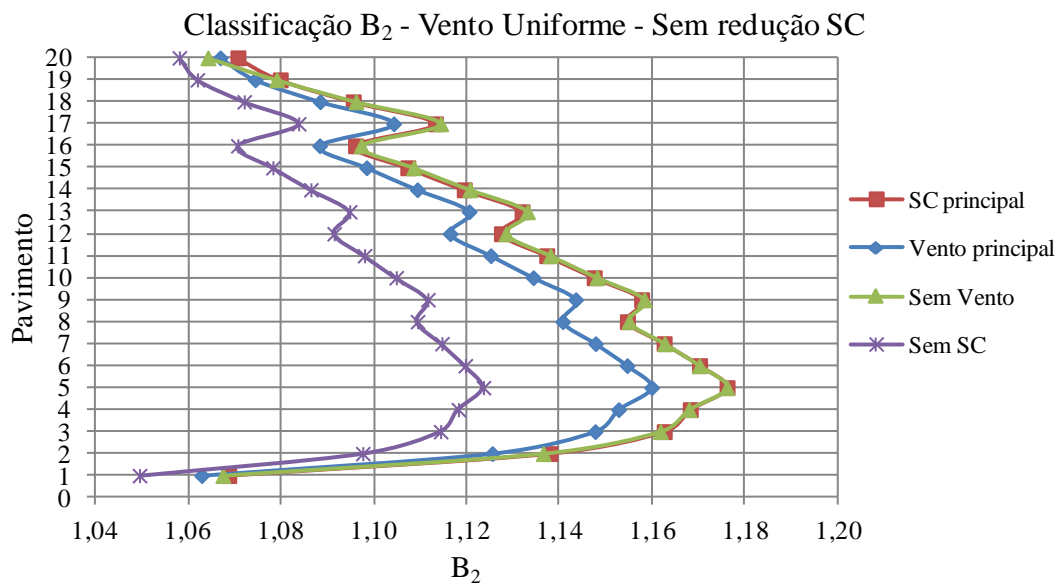


Figura 4.3 – Classificação pelo coeficiente B_2 , com vento uniforme em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

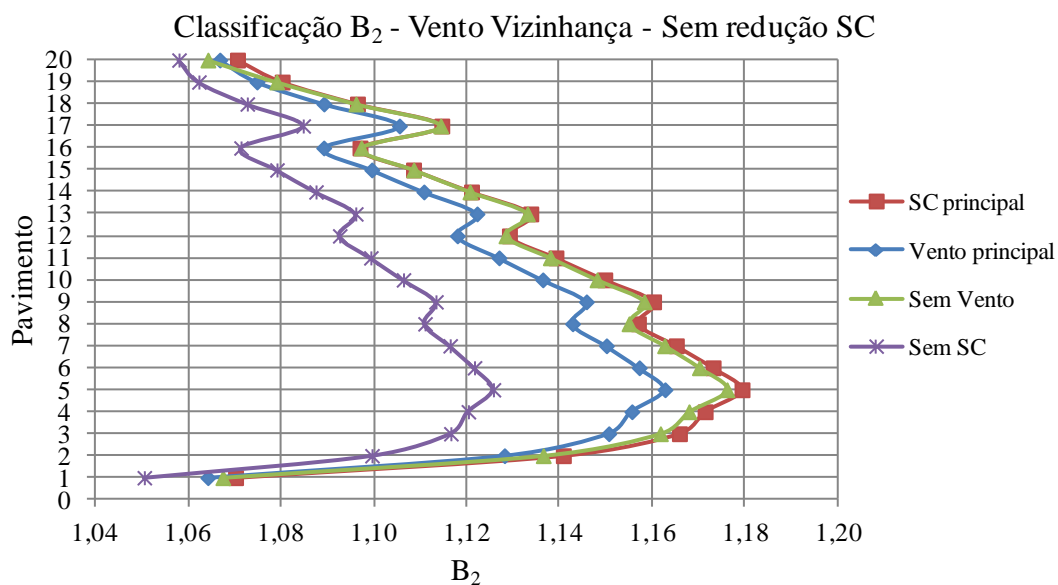


Figura 4.4 – Classificação pelo coeficiente B_2 , considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

Alternativamente, foi feita a classificação da estrutura dividindo-se os deslocamentos de segunda ordem (u_2), obtidos através do método P-Delta presente no SAP2000, pelos deslocamentos de primeira ordem (u_1). Como pode ser visto na Tabela 4.8 e na Tabela 4.19, os valores encontrados foram muito próximos para as quatro combinações analisadas, tanto para o vento uniforme quanto para o vento com os efeitos de vizinhança. O máximo valor para u_2/u_1 foi 1,08. Nesse caso, a estrutura ficaria próxima do limite superior da categoria de pequena deslocabilidade.

Tabela 4.8 – Relações u_2/u_1 do pórtico do eixo 3, com vento uniforme na direção Y

Pav.	SC principal			Vento principal			Sem Vento			Sem SC				
	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1		
1	0,2	0,2	1,06	0,4	0,4	1,06	0,0	0,0	1,06	0,4	0,4	1,06		
2	0,6	0,7	1,07	1,1	1,1	1,07	0,1	0,1	1,07	1,1	1,1	1,07		
3	1,1	1,2	1,07	1,9	2,0	1,08	0,2	0,2	1,07	1,9	2,0	1,07		
4	1,6	1,8	1,08	2,7	2,9	1,08	0,3	0,4	1,08	2,7	2,9	1,08		
5	2,2	2,3	1,08	3,6	3,9	1,08	0,4	0,5	1,08	3,6	3,9	1,08		
6	2,7	2,9	1,08	4,5	4,9	1,08	0,5	0,6	1,08	4,5	4,8	1,08		
7	3,2	3,5	1,08	5,4	5,8	1,08	0,6	0,7	1,08	5,4	5,8	1,08		
8	3,7	4,0	1,08	6,2	6,7	1,08	0,7	0,8	1,08	6,2	6,6	1,08		
9	4,2	4,6	1,08	7,0	7,6	1,08	0,8	0,9	1,08	7,0	7,6	1,08		
10	4,7	5,1	1,08	7,8	8,5	1,08	0,9	1,0	1,08	7,8	8,4	1,08		
11	5,2	5,6	1,08	8,6	9,3	1,08	1,0	1,1	1,08	8,6	9,2	1,08		
12	5,6	6,0	1,08	9,3	10,1	1,08	1,1	1,2	1,08	9,3	10,0	1,08		
13	6,0	6,5	1,08	10,0	10,9	1,08	1,2	1,3	1,08	10,0	10,8	1,08		
14	6,4	6,9	1,08	10,7	11,6	1,08	1,3	1,4	1,08	10,7	11,5	1,08		
15	6,8	7,3	1,08	11,3	12,2	1,08	1,4	1,5	1,08	11,3	12,1	1,08		
16	7,1	7,7	1,07	11,9	12,8	1,08	1,4	1,5	1,07	11,9	12,7	1,07		
17	7,5	8,1	1,07	12,5	13,5	1,08	1,5	1,6	1,07	12,5	13,4	1,07		
18	7,8	8,4	1,07	13,0	14,0	1,08	1,6	1,7	1,07	13,0	13,9	1,07		
19	8,0	8,6	1,07	13,4	14,4	1,08	1,6	1,7	1,07	13,4	14,3	1,07		
20	8,2	8,8	1,07	13,7	14,7	1,07	1,6	1,8	1,07	13,7	14,6	1,07		
Máximo			1,08	Máximo			1,08	Máximo			1,08	Máximo		1,08
Média			1,08	Média			1,08	Média			1,08	Média		1,08
Desvio-padrão			0,01	Desvio-padrão			0,01	Desvio-padrão			0,01	Desvio-padrão		0,01

Tabela 4.9 – Relações u_2/u_1 do pórtico do eixo 3, considerando o vento com efeitos de vizinhança na direção Y

Pav.	SC principal			Vento principal			Sem Vento			Sem SC		
	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1
1	0,2	0,3	1,06	0,4	0,4	1,06	0,0	0,0	1,06	0,4	0,4	1,05
2	0,7	0,8	1,07	1,2	1,3	1,07	0,1	0,1	1,07	1,2	1,3	1,06
3	1,3	1,4	1,08	2,1	2,3	1,07	0,2	0,2	1,07	2,1	2,3	1,07
4	1,9	2,0	1,08	3,1	3,4	1,08	0,3	0,4	1,08	3,1	3,3	1,07
5	2,5	2,7	1,08	4,1	4,5	1,08	0,4	0,5	1,08	4,1	4,4	1,07
6	3,1	3,4	1,08	5,2	5,6	1,08	0,5	0,6	1,08	5,2	5,5	1,07
7	3,7	4,0	1,08	6,1	6,6	1,08	0,6	0,7	1,08	6,1	6,6	1,07
8	4,3	4,6	1,08	7,1	7,7	1,08	0,7	0,8	1,08	7,1	7,6	1,07
9	4,8	5,2	1,08	8,1	8,7	1,08	0,8	0,9	1,08	8,1	8,6	1,07
10	5,4	5,8	1,08	9,0	9,7	1,08	0,9	1,0	1,08	9,0	9,6	1,07
11	5,9	6,4	1,08	9,8	10,6	1,08	1,0	1,1	1,08	9,8	10,6	1,07
12	6,4	6,9	1,08	10,7	11,5	1,08	1,1	1,2	1,08	10,7	11,4	1,07
13	6,9	7,5	1,08	11,5	12,4	1,08	1,2	1,3	1,08	11,5	12,3	1,07
14	7,4	8,0	1,08	12,3	13,2	1,08	1,3	1,4	1,08	12,3	13,1	1,07
15	7,8	8,4	1,08	13,0	14,0	1,08	1,4	1,5	1,08	13,0	13,9	1,07
16	8,2	8,8	1,08	13,6	14,6	1,08	1,4	1,5	1,07	13,6	14,5	1,07
17	8,6	9,3	1,08	14,3	15,4	1,08	1,5	1,6	1,07	14,3	15,3	1,07
18	8,9	9,6	1,08	14,9	16,0	1,07	1,6	1,7	1,07	14,9	15,9	1,07
19	9,2	9,9	1,08	15,3	16,5	1,07	1,6	1,7	1,07	15,3	16,4	1,07
20	9,4	10,1	1,08	15,7	16,8	1,07	1,6	1,8	1,07	15,7	16,7	1,07
Máximo		1,08	Máximo	1,08	Máximo	1,08	Máximo	1,08	Máximo	1,07		
Média		1,08	Média	1,08	Média	1,07	Média	1,07	Média	1,07		
Desvio-padrão		0,01	Desvio-padrão	0,01	Desvio-padrão	0,01	Desvio-padrão	0,01	Desvio-padrão	0,00		

Também merece ser observado que a relação u_2/u_1 apresentou um comportamento diferente daquele indicado pelo coeficiente B_2 , o que era de se esperar visto que a primeira relação leva em conta o aumento dos deslocamentos provocados pelos efeitos de segunda ordem, enquanto o segundo coeficiente está ligado à amplificação dos esforços ocasionada pelos mesmos efeitos. Pelos valores mostrados para cada combinação, é possível ver que as relações entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem ficaram praticamente iguais em todos os pavimentos, dando a entender que o recurso computacional empregado para se obter o deslocamento u_2 proporciona apenas uma amplificação simplificada dos deslocamentos da estrutura. Isso fica evidenciado pelo baixo desvio-padrão dos valores fornecidos em cada combinação de cálculo.

Após a classificação do modelo, partiu-se para o seu dimensionamento. Os coeficientes B_2 foram recalculados, agora com o módulo de elasticidade reduzido. Mais uma vez, o máximo valor foi obtido para o eixo 3, na combinação em que a atuação do vento é

desprezada. Quando é adotada a redução da sobrecarga, esse valor ficou igual a 1,17. Porém, quando tal premissa não é assumida, o fator B_2 passou para 1,21.

Os valores utilizados no cálculo dos coeficientes B_2 de cada pavimento do pórtico do eixo 3, na combinação crítica, estão mostrados na Tabela 4.10 e na Tabela 4.11. Nas figuras a seguir é ilustrado o seu comportamento para as quatro combinações de cálculo analisadas. Percebe-se novamente uma grande semelhança entre os resultados provenientes dos casos em que é adotada a ação do vento sem e com excentricidade.

Tabela 4.10 – Cálculo do coeficiente B_2 para o eixo 3, sem atuação do vento e com redução da sobrecarga

Pavimento	Deslocamento (cm)		Σ Nsd (kN)	Σ Hsd (kN)	Rs	h (cm)	Δh (cm)	B2
	Inicial	Final						
1	0,00	0,05	27.416,43	93,88	0,85	350	0,05	1,06
2	0,05	0,15	26.114,00	67,79	0,85	350	0,10	1,14
3	0,15	0,26	24.811,96	74,02	0,85	350	0,11	1,15
4	0,26	0,38	23.510,58	64,60	0,85	350	0,12	1,17
5	0,38	0,50	22.209,61	69,15	0,85	350	0,12	1,15
6	0,50	0,62	20.917,03	59,83	0,85	350	0,12	1,16
7	0,62	0,74	19.625,08	58,68	0,85	350	0,12	1,15
8	0,74	0,85	18.333,87	48,93	0,85	350	0,11	1,16
9	0,85	0,96	17.042,24	53,79	0,85	350	0,12	1,14
10	0,96	1,07	15.758,20	44,38	0,85	350	0,11	1,15
11	1,07	1,17	14.474,64	43,90	0,85	350	0,10	1,13
12	1,17	1,26	13.191,65	33,27	0,85	350	0,09	1,14
13	1,26	1,36	11.908,02	38,83	0,85	350	0,10	1,12
14	1,36	1,45	10.631,05	28,96	0,85	350	0,09	1,13
15	1,45	1,54	9.354,55	30,41	0,85	350	0,08	1,09
16	1,54	1,61	8.078,50	15,34	0,85	350	0,07	1,14
17	1,61	1,70	6.742,93	24,20	0,85	350	0,10	1,10
18	1,70	1,77	5.360,74	13,15	0,85	350	0,07	1,11
19	1,77	1,83	3.920,72	12,73	0,85	350	0,06	1,06
20	1,83	1,85	2.481,61	5,45	0,85	350	0,02	1,03
Máximo								1,17
Média								1,12
Desvio-padrão								0,04

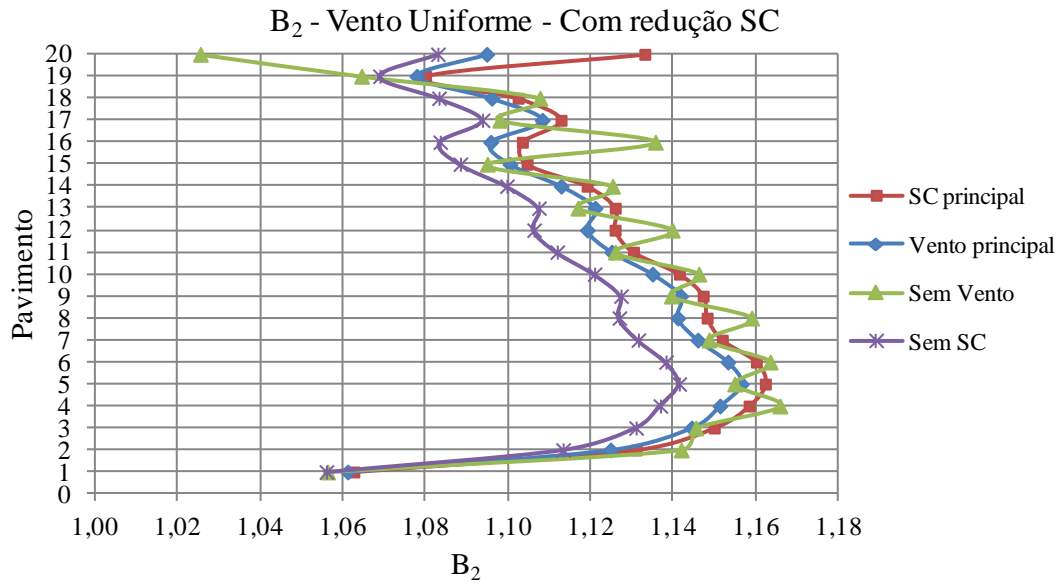


Figura 4.5 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, com vento uniforme em Y, quando aplicável, e com redução da sobrecarga – Eixo 3

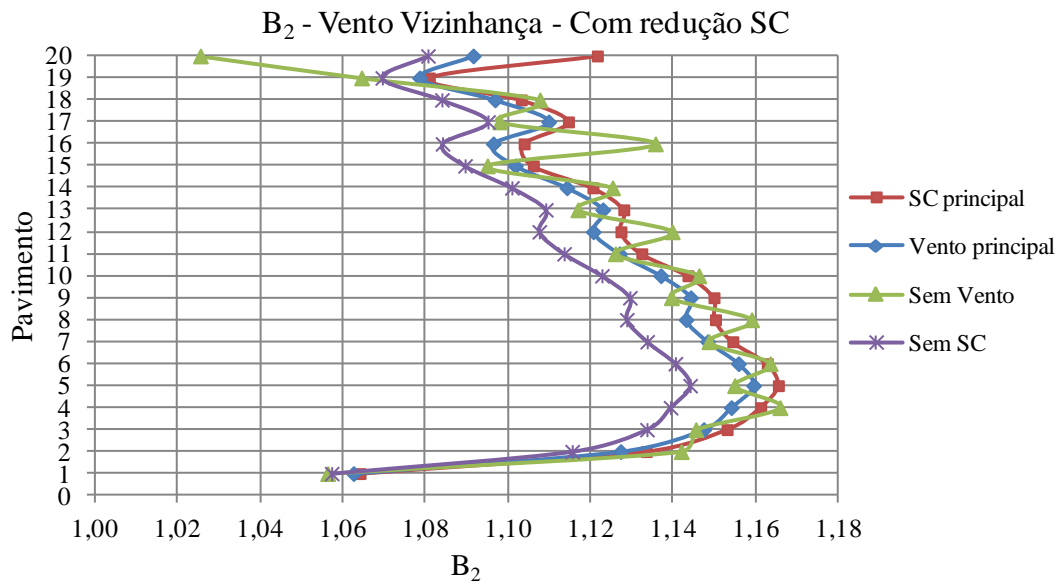


Figura 4.6 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e com redução da sobrecarga – Eixo 3

Tabela 4.11 – Cálculo do coeficiente B_2 para o eixo 3, sem atuação do vento e sem redução da sobrecarga

Pavimento	Deslocamento (cm)		ΣNsd (kN)	ΣHsd (kN)	R_s	h (cm)	Δh (cm)	B2
	Inicial	Final						
1	0,00	0,06	33.188,64	109,47	0,85	350	0,06	1,07
2	0,06	0,17	31.563,17	77,21	0,85	350	0,11	1,18
3	0,17	0,30	29.937,98	84,67	0,85	350	0,13	1,18
4	0,30	0,43	28.313,45	72,93	0,85	350	0,13	1,21
5	0,43	0,57	26.689,29	79,27	0,85	350	0,14	1,19
6	0,57	0,71	25.073,43	67,62	0,85	350	0,14	1,20
7	0,71	0,84	23.458,16	66,53	0,85	350	0,13	1,18
8	0,84	0,96	21.843,60	53,94	0,85	350	0,12	1,20
9	0,96	1,09	20.228,45	61,28	0,85	350	0,13	1,17
10	1,09	1,21	18.620,70	49,10	0,85	350	0,12	1,18
11	1,21	1,32	17.013,33	49,03	0,85	350	0,11	1,15
12	1,32	1,42	15.406,45	34,83	0,85	350	0,10	1,17
13	1,42	1,53	13.798,77	43,71	0,85	350	0,11	1,13
14	1,53	1,63	12.197,64	30,73	0,85	350	0,10	1,15
15	1,63	1,72	10.596,86	32,46	0,85	350	0,09	1,11
16	1,72	1,78	8.996,44	12,60	0,85	350	0,07	1,19
17	1,78	1,89	7.395,12	26,60	0,85	350	0,10	1,11
18	1,89	1,96	5.805,95	12,97	0,85	350	0,07	1,12
19	1,96	2,02	4.217,39	13,62	0,85	350	0,06	1,07
20	2,02	2,03	2.629,60	8,46	0,85	350	0,01	1,01
							Máximo	1,21
							Média	1,15
							Desvio-padrão	0,05

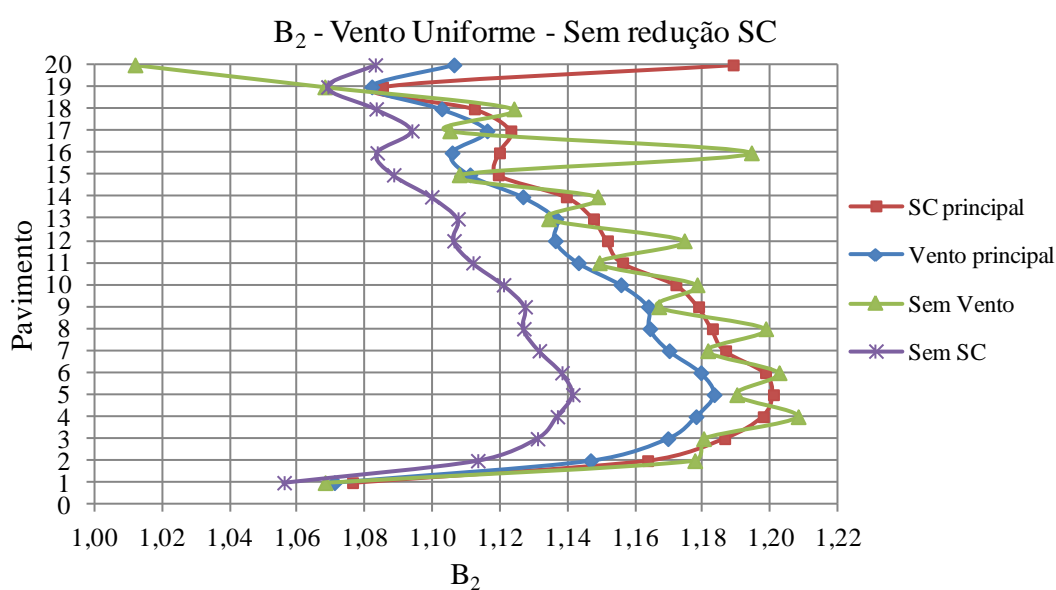


Figura 4.7 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, com vento uniforme em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

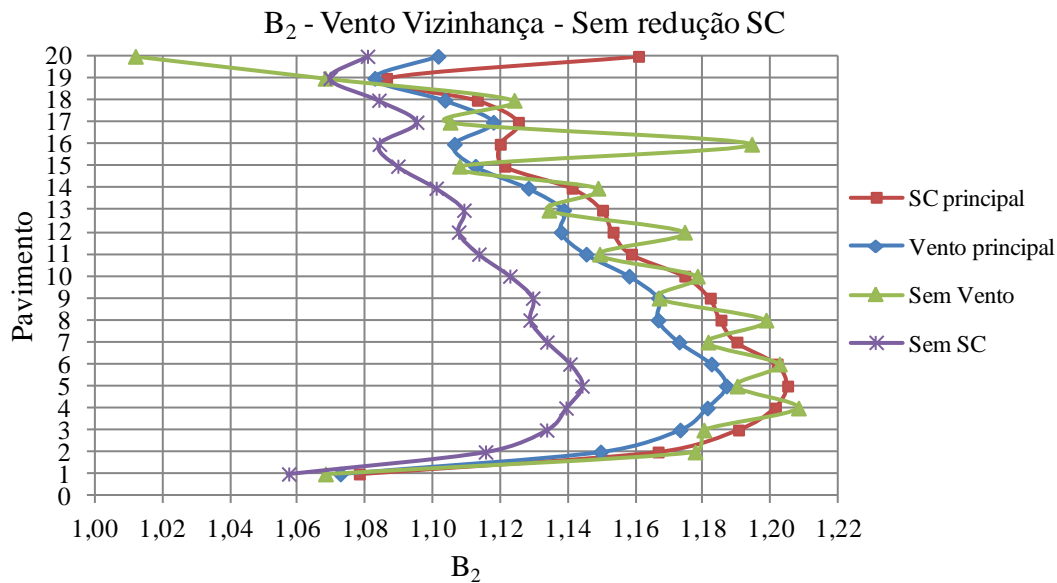


Figura 4.8 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e com redução da sobrecarga – Eixo 3

Os momentos fletores solicitantes e as resistências de cálculo de cada uma das vigas podem ser vistos na Tabela 4.12. Em todos os casos, a combinação crítica foi aquela em que o vento atua com excentricidade e é a ação variável principal. As vigas V1 foram dimensionadas como biapoiadas e o fator limitante no seu dimensionamento foi a flecha proveniente da combinação quase permanente de serviço. Nas outras vigas, os momentos máximos solicitantes de cálculo foram negativos.

Como comentado anteriormente, a análise da ação do vento na direção X (Figura 3.1) não fez parte do escopo do presente trabalho para os estados limites últimos. Porém, merece ser mencionado que no projeto real de uma estrutura essa simplificação pode não ser válida devido às particularidades da edificação, sendo aconselhável a análise nas duas direções. Dessa maneira, as solicitações de cálculo apresentadas na Tabela 4.12 para as vigas V2, V3A e V3B foram retiradas das análises que utilizam o método simplificado P-Delta.

Tabela 4.12 – Momentos solicitantes e resistências de cálculo das vigas

Viga	Perfil	B ₁	M _{nt}	B ₂	M _{lt}	M _{Sd} (kNcm)	M _{Rd} (kNcm)	M _{Sd} /M _{Rd}
V1	VS 500x61	1,00	41.575	-	-	41.575	71.116	0,58
V2	VS 500x61	-	-	-	-	36.061	40.759	0,88
V3A	VS 500x73	-	-	-	-	50.205	57.653	0,87
V3B	VS 500x73	-	-	-	-	34.813	57.653	0,60
V4	VS 650x98	1,00	21.045	1,15	55.672	85.068	88.992	0,96
V5	VS 650x98	1,00	1.247	1,15	54.019	63.369	88.992	0,71
V6	VS 650x98	1,00	36.092	1,15	40.113	82.222	88.992	0,92
V7	VS 650x98	1,00	1.741	1,15	37.930	45.361	88.992	0,51

Para o dimensionamento dos pilares, os coeficientes B_1 foram determinados para as duas hipóteses de incidência do vento. Em ambos os casos, ele ficou limitado ao seu valor mínimo (1,00). Na Tabela 4.13 e na Tabela 4.14 estão indicados os valores utilizados nesses cálculos para os pilares do pórtico do eixo 3, situados na fila C. Os valores de B_1 foram determinados por meio da eq. (2.29), sendo que a força axial de flambagem elástica por flexão das barras (N_e) foi calculada com a imperfeição inicial do material.

Os esforços solicitantes usados no dimensionamento dos pilares estão apresentados na Tabela 4.15. Eles foram retirados da combinação em que o vento atua com excentricidade e é a ação variável principal.

Tabela 4.13 – Coeficiente B_1 dos pilares do eixo 3, fila C, considerando o vento uniforme em Y e com redução da sobrecarga

Pavimento	Perfil	C_m	N_e (kN)	N_{nt} (kN)	N_{lt} (kN)	N_{sd1} (kN)	B_1
1	CVS 800 x 328	0,49	89.419,10	7.549,46	0,00	7.549,46	1,00
2	CVS 800 x 328	0,22	89.419,10	7.181,53	0,00	7.181,53	1,00
3	CVS 800 x 328	0,21	89.419,10	6.814,74	0,00	6.814,74	1,00
4	CVS 800 x 328	0,23	89.419,10	6.449,03	0,00	6.449,03	1,00
5	CVS 700 x 278	0,24	67.169,39	6.084,09	0,00	6.084,09	1,00
6	CVS 700 x 278	0,20	67.169,39	5.722,14	0,00	5.722,14	1,00
7	CVS 700 x 278	0,20	67.169,39	5.361,23	0,00	5.361,23	1,00
8	CVS 700 x 278	0,24	67.169,39	5.001,22	0,00	5.001,22	1,00
9	CVS 600 x 190	0,24	26.150,50	4.641,51	0,00	4.641,51	1,00
10	CVS 600 x 190	0,20	26.150,50	4.284,28	0,00	4.284,28	1,00
11	CVS 600 x 190	0,20	26.150,50	3.927,83	0,00	3.927,83	1,00
12	CVS 600 x 190	0,24	26.150,50	3.572,17	0,00	3.572,17	1,00
13	CVS 500 x 162	0,24	17.522,62	3.216,20	2,76	3.218,97	1,00
14	CVS 500 x 162	0,20	17.522,62	2.861,59	16,86	2.878,45	1,00
15	CVS 500 x 162	0,21	17.522,62	2.507,64	27,23	2.534,87	1,00
16	CVS 500 x 162	0,27	17.522,62	2.154,46	33,65	2.188,11	1,00
17	CVS 400 x 103	0,27	9.285,32	1.791,57	34,62	1.826,19	1,00
18	CVS 400 x 103	0,21	9.285,32	1.420,60	30,22	1.450,82	1,00
19	CVS 400 x 103	0,21	9.285,32	1.042,63	23,40	1.066,03	1,00
20	CVS 400 x 103	0,25	9.285,32	665,87	12,68	678,55	1,00

Tabela 4.14 – Coeficiente B_1 dos pilares do eixo 3, fila C, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y e sem redução da sobrecarga

Pavimento	Perfil	C_m	N_e (kN)	N_{nt} (kN)	N_{lt} (kN)	N_{sd1} (kN)	B_1
1	CVS 800 x 328	0,49	89.419,10	7.549,42	0,00	7.549,42	1,00
2	CVS 800 x 328	0,22	89.419,10	7.181,51	0,00	7.181,51	1,00
3	CVS 800 x 328	0,21	89.419,10	6.814,74	0,00	6.814,74	1,00
4	CVS 800 x 328	0,23	89.419,10	6.449,04	0,00	6.449,04	1,00
5	CVS 700 x 278	0,24	67.169,39	6.084,10	0,00	6.084,10	1,00
6	CVS 700 x 278	0,20	67.169,39	5.722,15	0,00	5.722,15	1,00
7	CVS 700 x 278	0,20	67.169,39	5.361,24	0,00	5.361,24	1,00
8	CVS 700 x 278	0,24	67.169,39	5.001,23	0,00	5.001,23	1,00
9	CVS 600 x 190	0,24	26.150,50	4.641,52	0,00	4.641,52	1,00
10	CVS 600 x 190	0,20	26.150,50	4.284,29	0,00	4.284,29	1,00
11	CVS 600 x 190	0,20	26.150,50	3.927,84	0,00	3.927,84	1,00
12	CVS 600 x 190	0,24	26.150,50	3.572,17	0,00	3.572,17	1,00
13	CVS 500 x 162	0,24	17.522,62	3.216,21	3,34	3.219,55	1,00
14	CVS 500 x 162	0,20	17.522,62	2.861,60	19,01	2.880,61	1,00
15	CVS 500 x 162	0,21	17.522,62	2.507,64	30,50	2.538,15	1,00
16	CVS 500 x 162	0,27	17.522,62	2.154,46	37,60	2.192,06	1,00
17	CVS 400 x 103	0,27	9.285,32	1.791,57	38,63	1.830,21	1,00
18	CVS 400 x 103	0,21	9.285,32	1.420,60	33,69	1.454,29	1,00
19	CVS 400 x 103	0,21	9.285,32	1.042,63	26,05	1.068,68	1,00
20	CVS 400 x 103	0,25	9.285,32	665,87	14,08	679,95	1,00

Tabela 4.15 – Esforços solicitantes dos pilares, considerando o vento com os efeitos de vizinhança

Pilar	Andar	N_{sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M_{sd} (kNcm)	V_{sd} (kN)	M_{sd} (kNcm)	V_{sd} (kN)
P1	1°	8.219	99.289	65	-3.636	372
P2	5°	6.084	-55.671	75	-5.245	328
P3	9°	4.642	-44.823	71	-4.527	266
P4	13°	3.220	-32.083	68	-3.894	184
P5	17°	1.834	-18.567	50	-2.676	105

As resistências de cada pilar estão mostradas na Tabela 4.16. Em todos os casos, foram utilizados coeficientes de flambagem K iguais a 1,0 nas três direções devido ao emprego de análise de segunda ordem e comprimentos de 3,5 m. A escolha dos perfis teve como critério principal o peso linear, de modo que fosse obtida a seção mais leve para certo conjunto de solicitações. Porém, por se tratar de um dimensionamento inicial, procurou-se utilizar certa reserva de resistência. Analisando os resultados das relações entre os esforços solicitantes e as resistências de cada seção, observa-se que as solicitações de compressão são

mais significativas nos trechos inferiores, diminuindo gradativamente a sua influência nos resultados das expressões de interação.

Tabela 4.16 – Resistências das seções de pilares

Pilar	Perfil	Compressão		Flexão em X		Flexão em Y		Expr. de interação
		N_{Rd} (kN)	N_{Sd}/N_{Rd}	M_{Rd} (kNcm)	M_{Sd}/M_{Rd}	M_{Rd} (kNcm)	M_{Sd}/M_{Rd}	
P1	CVS 800 x 328	12.342	0,67	400.166	0,25	112.365	0,03	0,92
P2	CVS 700 x 278	10.369	0,59	313.574	0,18	96.758	0,05	0,79
P3	CVS 600 x 190	8.307	0,56	221.455	0,20	63.668	0,07	0,80
P4	CVS 500 x 162	6.413	0,50	145.473	0,22	43.718	0,09	0,78
P5	CVS 400 x 103	4.033	0,45	79.005	0,24	27.205	0,10	0,75

Após o dimensionamento das vigas e pilares para os estados limites últimos, deu-se prosseguimento à análise do edifício e os estados limites de serviço (deslocamentos horizontais e interpavimentos) foram avaliados. Os limites sugeridos pela ABNT NBR 8800:2008 são $H/400$ e $h/500$, respectivamente, onde H é a altura do topo do pilar em relação à base do edifício e h é a altura do pavimento. No caso do edifício em análise, esses limites ficaram iguais a 17,5 cm e 7 mm.

Durante a análise do modelo, observou-se que tais deslocamentos eram devidos basicamente à ação do vento. Desse modo, os resultados ficaram iguais tanto para a situação em que a sobrecarga é reduzida quanto para o caso em que seu valor é tomado integralmente. Na Tabela 4.17 podem ser vistos os valores dos deslocamentos horizontais para o vento uniforme e com os efeitos de vizinhança obtidos para o pórtico do eixo 1. No gráfico da Figura 4.9 é ilustrada a variação desses deslocamentos ao longo da altura da estrutura e a sua proximidade com o limite normativo citado anteriormente.

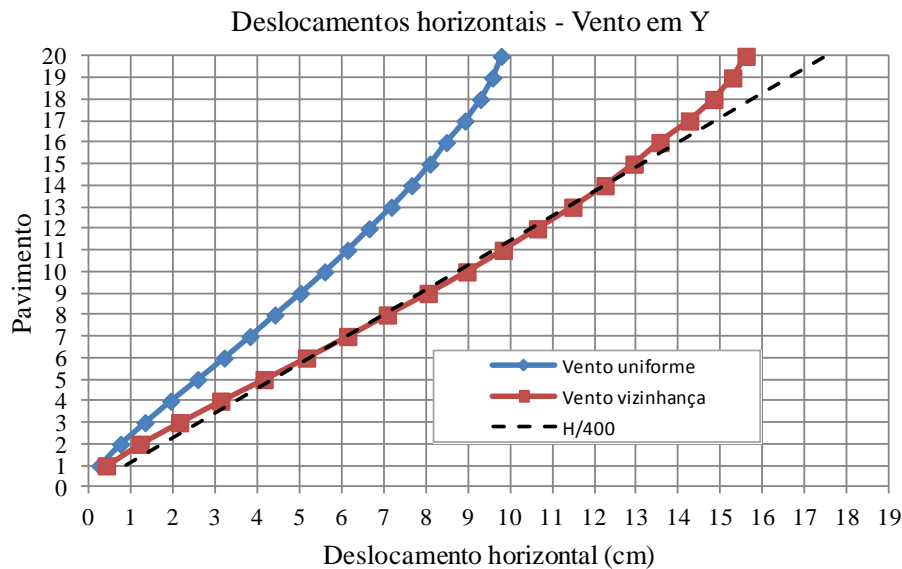


Figura 4.9 – Deslocamentos horizontais do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Tabela 4.17 – Deslocamentos horizontais do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Deslocamentos horizontais (cm)		Altura em relação à base (cm)	Limite (cm)	Situação
	Vento uniforme	Vento vizinhança			
1	0,3	0,4	350	0,9	Ok
2	0,8	1,2	700	1,8	Ok
3	1,3	2,2	1050	2,6	Ok
4	1,9	3,1	1400	3,5	Ok
5	2,6	4,2	1750	4,4	Ok
6	3,2	5,2	2100	5,3	Ok
7	3,8	6,1	2450	6,1	Ok
8	4,4	7,1	2800	7,0	Ok
9	5,0	8,1	3150	7,9	Ok
10	5,6	9,0	3500	8,8	Ok
11	6,1	9,8	3850	9,6	Ok
12	6,7	10,6	4200	10,5	Ok
13	7,2	11,5	4550	11,4	Ok
14	7,7	12,2	4900	12,3	Ok
15	8,1	12,9	5250	13,1	Ok
16	8,5	13,6	5600	14,0	Ok
17	8,9	14,3	5950	14,9	Ok
18	9,3	14,8	6300	15,8	Ok
19	9,6	15,3	6650	16,6	Ok
20	9,8	15,6	7000	17,5	Ok

Comparando-se os deslocamentos máximos para os dois casos de incidência do vento, é possível observar um aumento de aproximadamente 57% quando os efeitos de vizinhança

são considerados. Mesmo assim, o valor máximo obtido ainda fica abaixo do limite de 17,5 cm.

No que diz respeito aos deslocamentos interpavimentos, estes foram determinados de acordo com a eq. (3.30), na qual apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes é contabilizado. Os maiores valores desses deslocamentos ocorreram no pórtico do eixo 1. Como pode ser observado na Tabela 4.18 e na Figura 4.10, na situação de vento uniforme, o máximo deslocamento interpavimento foi de 6,7 mm e ocorreu no 5º andar do edifício. Para o caso em que os efeitos de vizinhança são considerados, o máximo valor encontrado foi de 10,3 mm (Figura 4.11). Neste caso, o limite $h/500$ (7 mm) não foi respeitado.

Tabela 4.18 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Desl. interpav. vento uniforme (mm)			Desl. interpav. vento vizinhança (mm)		
	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 1	Painel 2	Painel 3
1	2,5	2,4	2,6	4,0	3,8	4,1
2	4,7	4,4	5,1	7,6	7,1	8,0
3	5,3	5,0	6,0	8,7	8,0	9,4
4	5,4	5,0	6,3	8,9	8,0	9,8
5	5,6	5,2	6,7	9,2	8,2	10,3
6	5,3	4,8	6,5	8,8	7,7	9,8
7	4,9	4,5	6,5	8,3	7,2	9,8
8	4,6	5,1	6,3	7,7	8,0	9,5
9	4,5	5,2	6,5	7,8	8,2	9,8
10	4,1	4,8	6,2	7,1	7,6	9,3
11	3,6	4,5	5,9	6,4	7,0	8,7
12	3,1	4,1	5,6	5,7	6,5	8,2
13	3,2	4,3	5,8	5,8	6,8	8,5
14	2,6	3,8	5,4	4,9	6,1	7,8
15	2,0	3,4	5,0	4,0	5,3	7,0
16	1,4	2,9	4,5	3,2	4,6	6,3
17	1,9	3,5	5,1	3,9	5,5	7,2
18	1,0	2,8	4,4	2,6	4,3	5,9
19	0,1	2,0	3,6	1,2	3,1	4,7
20	-0,7	1,2	2,8	-0,1	1,8	3,4
Máximo	5,6	5,2	6,7	9,2	8,2	10,3

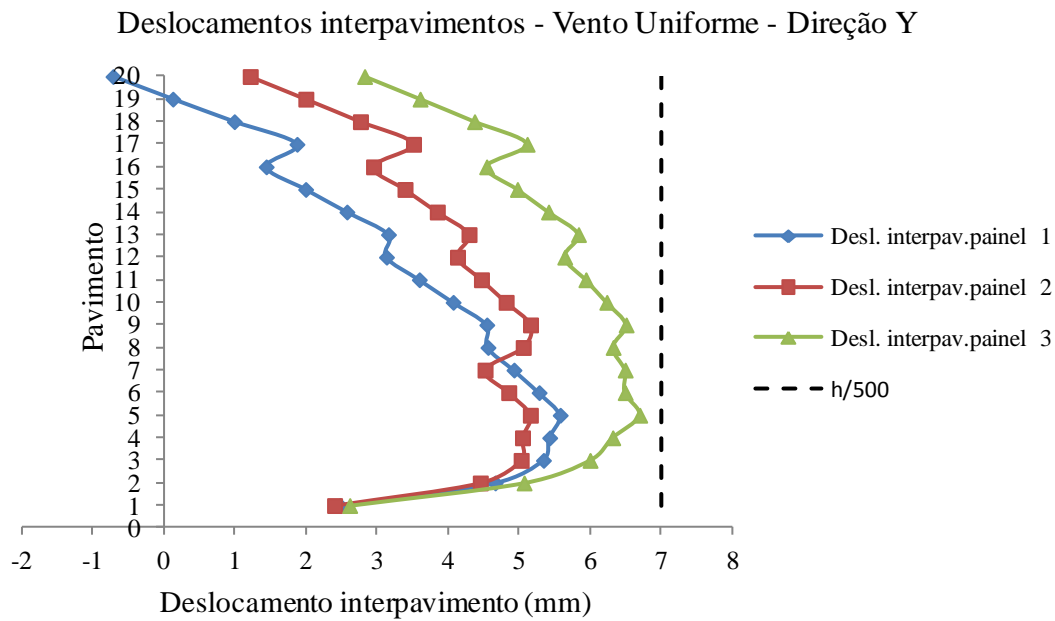


Figura 4.10 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, considerando o vento uniforme na direção Y

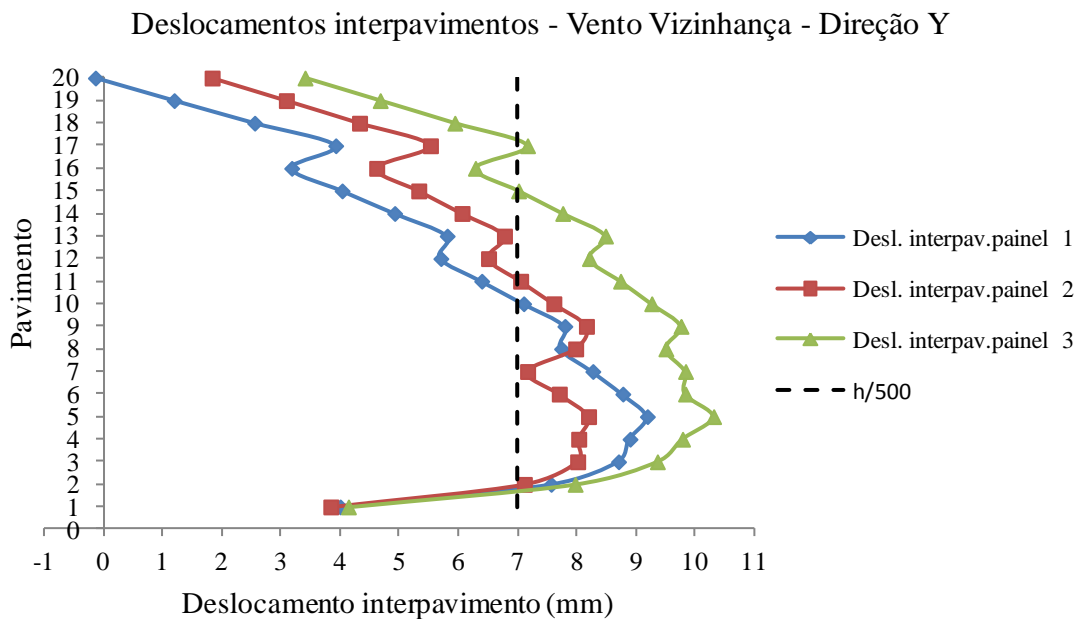


Figura 4.11 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, considerando o vento com efeitos de vizinhança na direção Y

Assim, apesar das vigas e pilares atenderem aos estados limites últimos, os estados limites de serviço não foram atendidos integralmente, o que evidencia a necessidade de se enrijecer a estrutura ou alterar o sistema estrutural adotado.

Mesmo assim algumas interessantes comparações podem ser feitas. Na Tabela 4.19 estão indicadas as solicitações de cálculo dos pilares considerando a ação do vento sem

excentricidade. Comparando os resultados das expressões de interação para vento uniforme e com efeitos de vizinhança (Tabela 4.20), os valores fornecidos pelo segundo tipo de análise ficaram, na média, 4,5% maiores, com desvio-padrão de 4%. Observa-se que as maiores variações ocorreram nas flexões em X e Y, como era esperado, sendo que em Y os valores encontrados ficaram bastante elevados devido principalmente à grande redução desse tipo de esforço no pilar crítico do primeiro trecho.

Tabela 4.19 – Solicitações de cálculo dos pilares, considerando o vento uniforme em Y

Pilar	Andar	N _{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)
P1	1°	8.220	74.297	63	-122	289
P2	5°	6.084	-51.024	73	-4.250	255
P3	9°	4.642	-44.946	70	-4.530	205
P4	13°	3.219	-29.762	67	-3.377	150
P5	17°	1.830	-17.486	50	-2.422	89

Tabela 4.20 – Comparação entre as solicitações de cálculo do vento com efeitos de vizinhança e uniforme

Pilar	Compressão			Flexão em X			Flexão em Y			Expr. de interação		
	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação
P1	0,67	0,67	0,0%	0,25	0,19	31,6%	0,03	0,00	2900,0%	0,92	0,83	10,8%
P2	0,59	0,59	0,0%	0,18	0,16	12,5%	0,05	0,04	25,0%	0,79	0,77	2,6%
P3	0,56	0,56	0,0%	0,20	0,19	5,3%	0,07	0,06	16,7%	0,80	0,78	2,6%
P4	0,50	0,50	0,0%	0,22	0,20	10,0%	0,09	0,08	12,5%	0,78	0,75	4,0%
P5	0,45	0,45	0,0%	0,24	0,22	9,1%	0,10	0,09	11,1%	0,75	0,73	2,7%
Média			0,0%	-	-	13,7%	-	-	593,1%	-	-	4,5%
Desvio-padrão			0%	-	-	10%	-	-	1290%	-	-	4%

Na Tabela 4.21 estão listadas as solicitações máximas de cálculo das vigas fornecidas pela análise simplificada P-Delta do SAP2000, com a imperfeição inicial do material incluída. Percebe-se que, no geral, os momentos fletores obtidos pelo método P-Delta ficaram menores do que aqueles calculados pelo MAES. Apenas no caso da viga V6 os valores da análise P-Delta ficaram levemente superiores.

Tabela 4.21 – Solicitações de cálculo das vigas pelo método P-Delta

Viga	M_{Sd} (kNcm)		Variação
	P-Delta	B ₁ -B ₂	
V1	41.673	41.575	0,0
V2	36.061	-	-
V3A	50.205	-	-
V3B	34.813	-	-
V4	78.308	85.068	-8,6
V5	57.731	63.369	-9,8
V6	85.440	82.222	+3,9
V7	41.250	45.361	-10,0

As solicitações de cálculo obtidas para os pilares do edifício pelo método P-Delta, considerando a atuação do vento com efeitos de vizinhança, estão mostradas na Tabela 4.22. É possível observar mais uma vez que os valores obtidos (Tabela 4.23) são, na média, levemente inferiores para as solicitações de compressão e flexão em relação ao eixo Y do perfil. Para as forças cortantes e para a flexão em X, pode-se considerar que os valores obtidos nos dois casos são praticamente os mesmos.

Tabela 4.22 – Esforços solicitantes dos pilares obtidos pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Andar	N_{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M_{Sd} (kNcm)	V_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kNcm)	V_{Sd} (kN)
P1	1°	8.513	102.707	65	-4.099	374
P2	5°	5.736	-54.830	76	-5.060	331
P3	9°	4.514	-44.687	72	-4.336	266
P4	13°	3.207	-32.027	68	-3.764	190
P5	17°	1.818	-18.617	50	-2.569	118

Tabela 4.23 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES (B₁-B₂) e pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Compressão (kN)			Flexão em X (kNcm)			Flexão em Y (kNcm)		
	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação
P1	8.513	8.219	3,6%	102.707	99.289	3,4%	-4.099	-3.636	12,7%
P2	5.736	6.084	-5,7%	-54.830	-55.671	-1,5%	-5.060	-5.245	-3,5%
P3	4.514	4.642	-2,8%	-44.687	-44.823	-0,3%	-4.336	-4.527	-4,2%
P4	3.207	3.220	-0,4%	-32.027	-32.083	-0,2%	-3.764	-3.894	-3,3%
P5	1.818	1.834	-0,9%	-18.617	-18.567	0,3%	-2.569	-2.676	-4,0%
Média			-1,2%	-	-	0,3%	-	-	-0,5%
Desvio-padrão			3,4%	-	-	1,9%	-	-	7,4%

Tabela 4.24 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES (B₁-B₂) e pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Cortante em X (kN)			Cortante em Y (kN)		
	P-Delta	B1-B2	Variação	P-Delta	B1-B2	Variação
P1	65	65	0,0%	374	372	0,5%
P2	76	75	1,3%	331	328	0,9%
P3	72	71	1,4%	266	266	0,0%
P4	68	68	0,0%	190	184	3,3%
P5	50	50	0,0%	118	105	12,4%
Média			0,5%	-	-	3,4%
Desvio-padrão			0,8%	-	-	5,2%

4.2 MODELO 1B

Com o objetivo de atender aos requisitos exigidos para os deslocamentos interpavimentos, um novo modelo foi elaborado, mudando apenas os pilares da estrutura. Eles foram dimensionados para a situação em que não é adotada a redução da sobrecarga. Dessa maneira, as seções tornaram-se mais robustas, cujas características e propriedades geométricas estão listadas nas tabelas a seguir.

Tabela 4.25 – Características dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço			
			d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
P1	1° – 4°	CVS 850 x 355	850	600	25	19
P2	5° – 8°	CVS 700 x 293	700	500	25	19
P3	9° – 12°	CVS 650 x 234	650	450	22,4	16
P4	13° – 16°	CVS 500 x 194	500	350	25	16
P5	17° – 20°	CVS 500 x 134	500	350	16	12,5

Tabela 4.26 – Propriedades geométricas dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço		
			A _a (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
P1	1° – 4°	CVS 850 x 355	452,0	591.692	90.046
P2	5° – 8°	CVS 700 x 293	373,5	328.378	52.120
P3	9° – 12°	CVS 650 x 234	298,4	228.951	34.041
P4	13° – 16°	CVS 500 x 194	247,0	110.952	17.880
P5	17° – 20°	CVS 500 x 134	170,5	76.293	11.441

Na classificação da estrutura, percebeu-se novamente que os resultados fornecidos pelo vento uniforme e com efeitos de vizinhança ficaram semelhantes (Figura 4.12 e Figura 4.13). Além disso, em ambos os casos, as combinações críticas para a classificação foram aquelas em que a sobrecarga é a ação variável principal e a ação do vento é desconsiderada. As forças horizontais fictícias utilizadas estão apresentadas na tabela a seguir.

Tabela 4.27 – Forças horizontais fictícias (FHF) na direção Y – sem redução da sobrecarga

Andar	1° ao 4°	5° ao 8°	9° ao 12°	13° ao 15°	16°	17°	18° ao 19°	20°
Sem redução SC (kN)	5,05	5,02	4,99	4,97	4,97	4,93	4,93	6,37

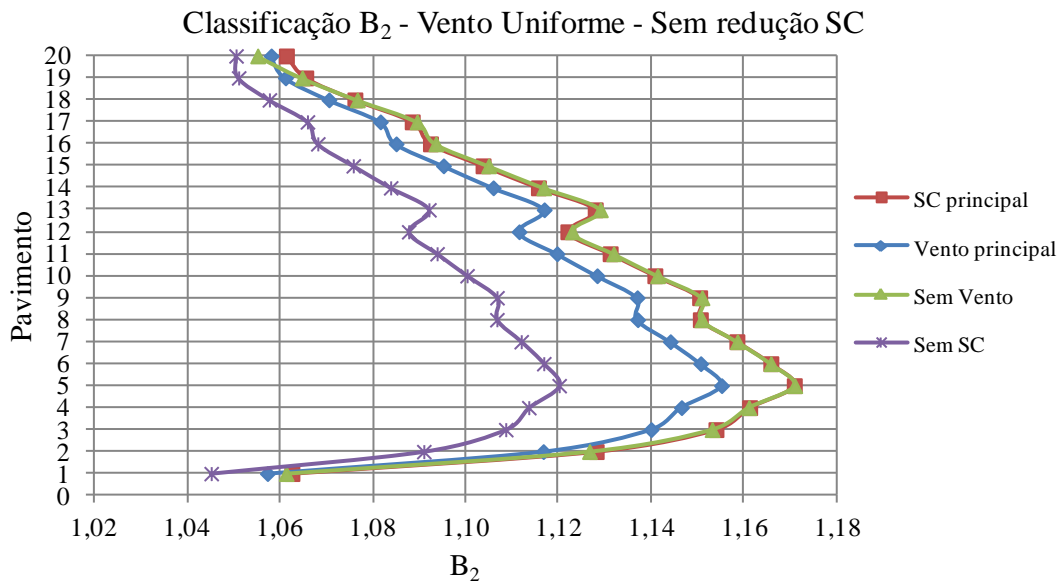


Figura 4.12 – Classificação pelo coeficiente B_2 , com vento uniforme em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

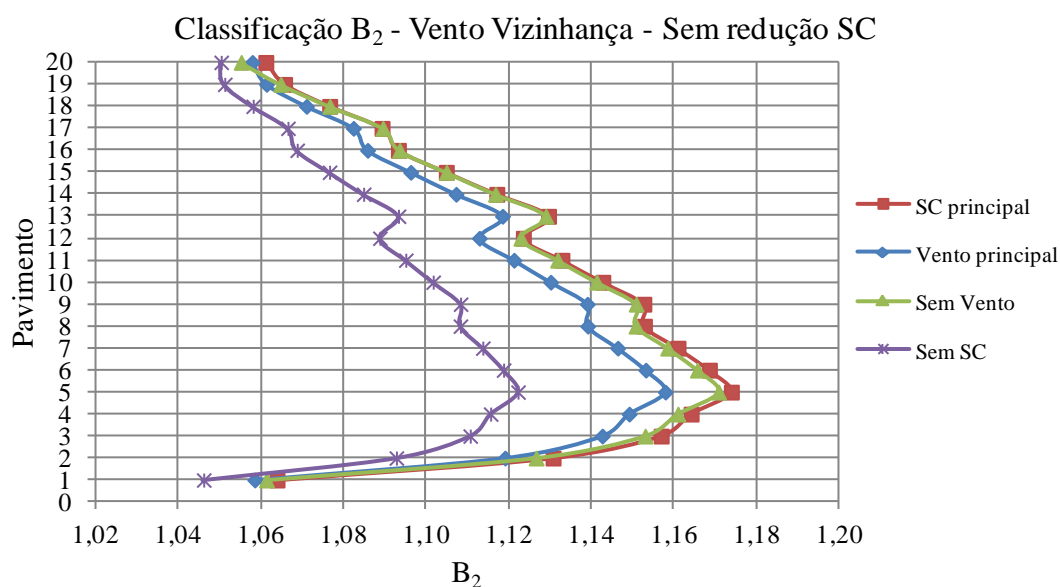


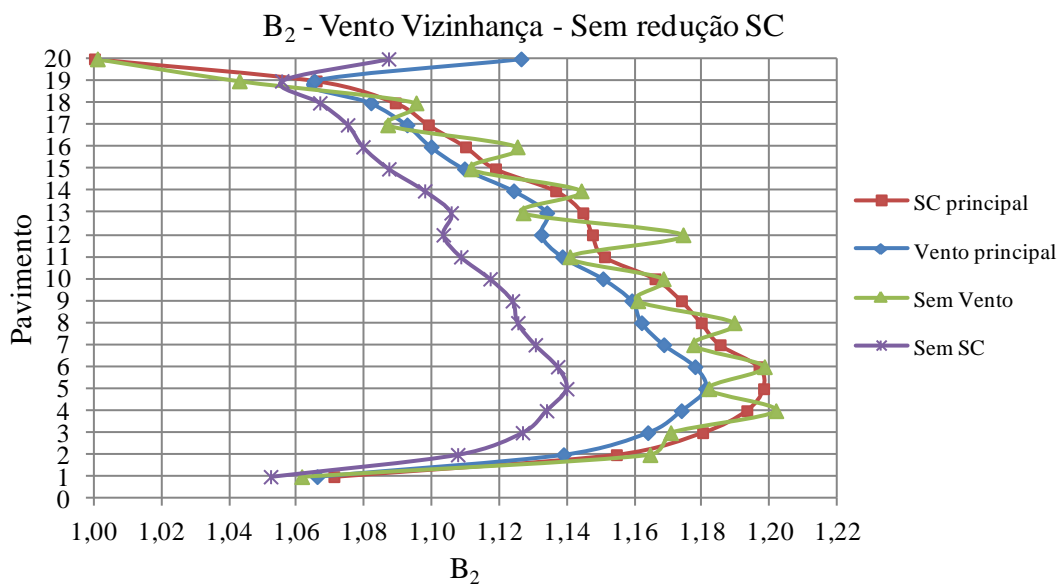
Figura 4.13 – Classificação pelo coeficiente B_2 , considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

O maior valor obtido para o coeficiente B_2 foi 1,17, no pórtico do eixo 3, para a combinação sem a atuação do vento, levando-se em conta apenas as imperfeições geométricas iniciais por meio de forças horizontais fictícias, conforme mostrado na Tabela 4.28. Desse modo, a estrutura continuou sendo classificada como de média deslocabilidade.

Após a inclusão da imperfeição inicial de material, houve um aumento dos deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, do valor do B_2 . Nessa nova situação, o máximo valor do B_2 ficou em torno de 1,20. Na Figura 4.14 são mostrados os valores desses coeficientes por pavimento, para cada uma das combinações de cálculo analisadas, considerando os efeitos de vizinhança na ação do vento, quando aplicável.

Tabela 4.28 – Cálculo do coeficiente B_2 para o eixo 3, sem atuação do vento e sem redução da sobrecarga

Pavimento	Deslocamento (cm)		ΣNsd (kN)	ΣHsd (kN)	R_s	h (cm)	Δh (cm)	B2
	Inicial	Final						
1	0,00	0,05	36.632,14	101,28	0,85	350	0,05	1,06
2	0,05	0,14	34.835,59	96,23	0,85	350	0,09	1,13
3	0,14	0,25	33.039,54	91,18	0,85	350	0,11	1,15
4	0,25	0,36	31.244,32	86,13	0,85	350	0,11	1,16
5	0,36	0,48	29.449,44	81,08	0,85	350	0,12	1,17
6	0,48	0,60	27.665,61	76,06	0,85	350	0,12	1,17
7	0,60	0,71	25.882,41	71,04	0,85	350	0,11	1,16
8	0,71	0,82	24.099,96	66,02	0,85	350	0,11	1,15
9	0,82	0,92	22.317,40	61,00	0,85	350	0,11	1,15
10	0,92	1,02	20.544,90	56,01	0,85	350	0,10	1,14
11	1,02	1,12	18.773,06	51,02	0,85	350	0,09	1,13
12	1,12	1,21	17.002,00	46,03	0,85	350	0,09	1,12
13	1,21	1,30	15.229,85	41,04	0,85	350	0,09	1,13
14	1,30	1,38	13.463,50	36,07	0,85	350	0,08	1,12
15	1,38	1,46	11.697,63	31,10	0,85	350	0,08	1,10
16	1,46	1,52	9.932,38	26,13	0,85	350	0,07	1,09
17	1,52	1,59	8.166,67	21,16	0,85	350	0,06	1,09
18	1,59	1,64	6.411,30	16,23	0,85	350	0,05	1,08
19	1,64	1,68	4.656,94	11,30	0,85	350	0,04	1,06
20	1,68	1,72	2.903,38	6,37	0,85	350	0,03	1,06
Máximo								1,17
Média								1,12
Desvio-padrão								0,04

Figura 4.14 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

Apesar da estrutura se tornar mais rígida com a introdução de pilares mais robustos, os deslocamentos interpavimentos para o vento com efeitos de vizinhança (Figura 4.15) ainda continuaram acima do limite de 7 mm ($h/500$) sugerido pela ABNT NBR 8800:2008. Nessa situação, o maior valor (10,1 mm) ocorreu no painel 3 do 5º pavimento (Tabela 4.29). Quando a ação do vento é uniforme, o máximo deslocamento interpavimento foi 6,5 mm (Figura 4.16).

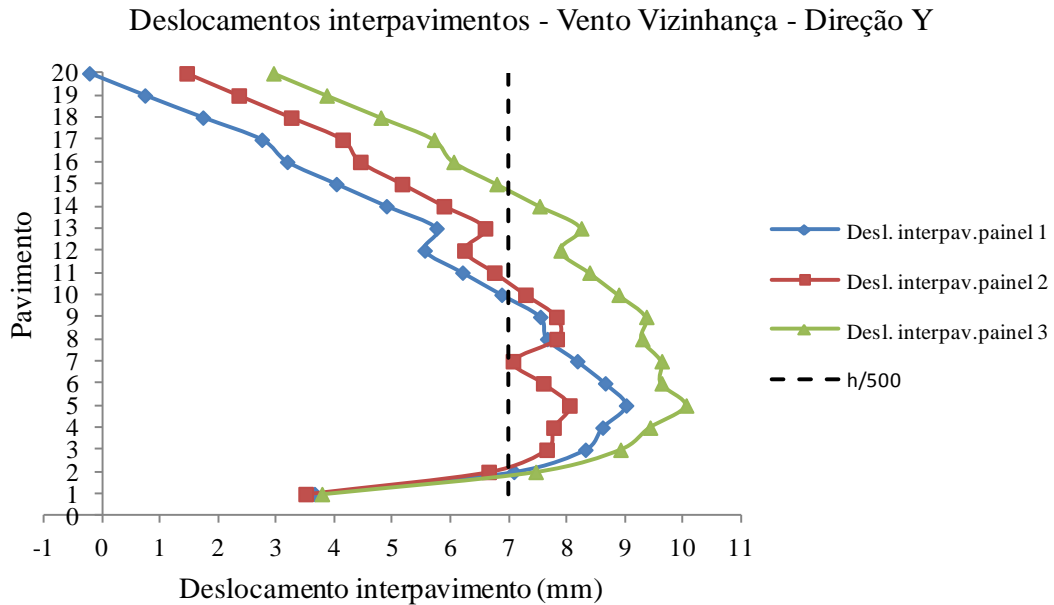


Figura 4.15 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, considerando o vento uniforme na direção Y

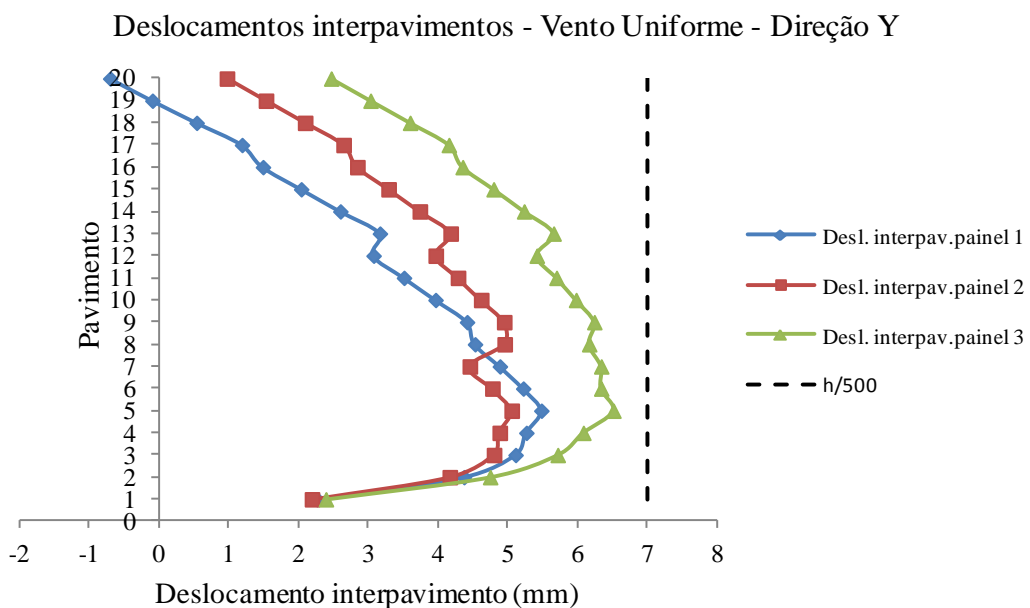


Figura 4.16 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, considerando o vento com efeitos de vizinhança na direção Y

Tabela 4.29 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Desl. interpav. vento uniforme (mm)			Desl. interpav. vento vizinhança (mm)		
	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 1	Painel 2	Painel 3
1	2,3	2,2	2,4	3,7	3,5	3,8
2	4,4	4,2	4,7	7,1	6,7	7,5
3	5,1	4,8	5,7	8,3	7,6	8,9
4	5,3	4,9	6,1	8,6	7,8	9,4
5	5,5	5,1	6,5	9,0	8,0	10,1
6	5,2	4,8	6,3	8,7	7,6	9,6
7	4,9	4,5	6,3	8,2	7,1	9,6
8	4,5	5,0	6,2	7,7	7,8	9,3
9	4,4	4,9	6,2	7,5	7,8	9,4
10	4,0	4,6	6,0	6,9	7,3	8,9
11	3,5	4,3	5,7	6,2	6,7	8,4
12	3,1	4,0	5,4	5,5	6,2	7,9
13	3,2	4,2	5,7	5,8	6,6	8,2
14	2,6	3,7	5,2	4,9	5,9	7,5
15	2,0	3,3	4,8	4,0	5,2	6,8
16	1,5	2,8	4,3	3,2	4,4	6,0
17	1,2	2,6	4,1	2,7	4,1	5,7
18	0,5	2,1	3,6	1,7	3,3	4,8
19	-0,1	1,5	3,0	0,7	2,4	3,9
20	-0,7	1,0	2,5	-0,2	1,5	2,9
Máximo	5,5	5,1	6,5	9,0	8,0	10,1

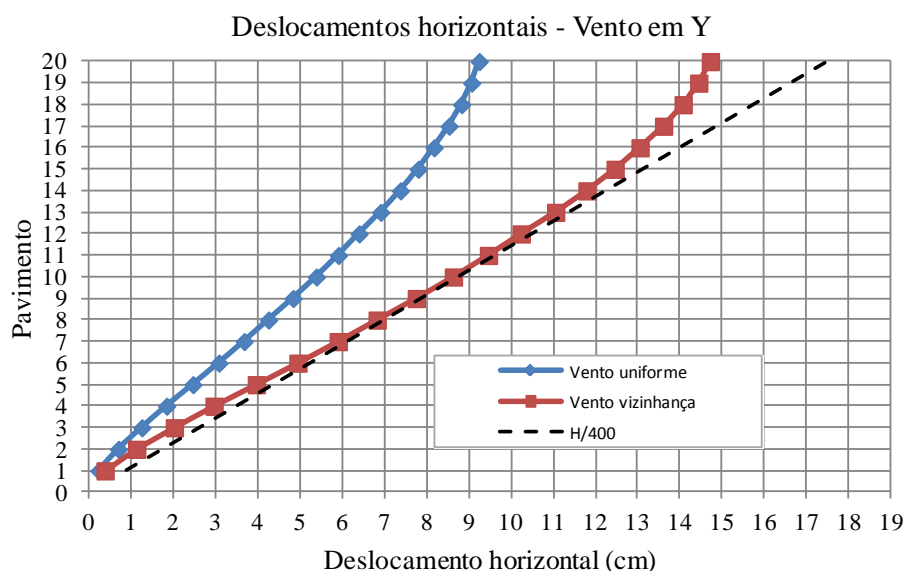


Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Assim, embora o máximo deslocamento lateral tenha reduzido para 14,8 cm (Figura 4.17), a estrutura utilizada no modelo 1B ainda não atende a todos os estados limites.

4.3 MODELO 1C

Na tentativa de reduzir os deslocamentos interpavimentos, foi elaborado um novo modelo, adotando interação completa para a viga V6. Com isso, as vigas dos pisos ficaram com as seguintes propriedades geométricas:

Tabela 4.30 – Propriedades geométricas das vigas mistas

Viga	Seção	Perfil de aço		Viga mista ¹		η_i	I_{ef}/I_x	W_{ef}/W_x
		I_x (cm ⁴)	W_x (cm ³)	I_{ef} (cm ⁴)	W_{ef} (cm ³)			
V1	VS 500 x 61	34.416	1.377	82.581,28	1.889,79	0,52	2,40	1,37
V2	VS 500 x 61	34.416	1.377	58.487,86	1.660,82	0,82	1,70	1,21
V3A	VS 500 x 73	42.768	1.711	65.482,58	1.966,08	0,51	1,53	1,15
V3B	VS 500 x 73	42.768	1.711	64.285,19	1.991,17	1,00	1,50	1,16
V4	VS 650 x 98	92.487	2.846	124.104,54	3.191,58	1,00	1,34	1,12
V5	VS 650 x 98	92.487	2.846	-	-	-	-	-
V6	VS 650 x 98	92.487	2.846	142.581,37	3.321,52	1,00	1,54	1,17
V7	VS 650 x 98	92.487	2.846	-	-	-	-	-

¹ Paras as vigas V2, V3A, V3B, V4 e V6, os valores apresentados foram obtidos de acordo com média ponderada dos propriedades das regiões de momento positivo e negativo (item 2.2.7).

No entanto, o ganho gerado por essa modificação não foi considerável, pois o deslocamento interpavimento máximo foi reduzido apenas para 9,8 mm (Tabela 4.31). Observou-se então a necessidade de se alterar vigas e pilares para que esse estado limite de serviço fosse atendido.

Tabela 4.31 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Desl. interpav. vento uniforme (mm)			Desl. interpav. vento vizinhança (mm)		
	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 1	Painel 2	Painel 3
1	2,2	2,1	2,3	3,6	3,5	3,7
2	4,2	4,1	4,6	6,9	6,5	7,3
3	4,9	4,7	5,5	8,1	7,5	8,7
4	5,1	4,7	5,9	8,4	7,6	9,2
5	5,3	4,9	6,3	8,8	7,8	9,8
6	5,0	4,6	6,1	8,4	7,4	9,4
7	4,7	4,3	6,1	7,9	6,9	9,4
8	4,3	4,8	6,0	7,4	7,6	9,1
9	4,2	4,8	6,1	7,3	7,6	9,1
10	3,8	4,5	5,8	6,7	7,1	8,7
11	3,4	4,1	5,5	6,0	6,6	8,2
12	2,9	3,8	5,3	5,4	6,1	7,7
13	3,0	4,1	5,5	5,6	6,5	8,1
14	2,5	3,6	5,1	4,8	5,8	7,4
15	1,9	3,2	4,7	3,9	5,1	6,7
16	1,4	2,8	4,3	3,1	4,4	6,0
17	1,1	2,6	4,1	2,7	4,1	5,6
18	0,5	2,0	3,5	1,7	3,2	4,7
19	-0,1	1,5	3,0	0,7	2,3	3,8
20	-0,7	1,0	2,4	-0,2	1,4	2,9
Máximo	5,3	4,9	6,3	8,8	7,8	9,8

4.4 MODELO 1D

Após algumas iterações, foi possível viabilizar o sistema estrutural aporticado através do aumento das alturas das vigas e dos pilares do edifício, conforme mostrado nas tabelas a seguir. As vigas V2, V3A, V3B, V4 e V6 foram consideradas com interação completa. Assim, tanto os estados limites últimos quanto os de serviço passaram a ser atendidos integralmente.

Tabela 4.32 – Características das vigas mistas

Viga	Seção	Perfil de aço			
		d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
V1	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V2	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3A	VS 500 x 73	500	250	12,5	6,3
V3B	VS 500 x 73	500	250	12,5	6,3
V4	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V5	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V6	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V7	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0

Tabela 4.33 – Propriedades geométricas das vigas mistas

Viga	Seção	Perfil de aço		Viga mista ¹		η_i	I_{ef}/I_x	W_{ef}/W_x
		I_x (cm ⁴)	W_x (cm ³)	I_{ef} (cm ⁴)	W_{ef} (cm ³)			
V1	VS 500x61	34.416	1.377	82.581,28	1.889,79	0,52	2,40	1,37
V2	VS 500x61	34.416	1.377	60.968,19	1.690,07	1,00	1,77	1,22
V3A	VS 500x73	42.768	1.711	81.026,84	2.140,64	1,00	1,89	1,25
V3B	VS 500x73	42.768	1.711	68.588,63	2.047,2	1,00	1,60	1,20
V4	VS 750x108	134.197	3.579	174.424,65	3.960,86	1,00	1,30	1,11
V5	VS 750x108	134.197	3.579	-	-	-	-	-
V6	VS 750x108	134.197	3.579	198.877,79	4.115,02	1,00	1,48	1,15
V7	VS 750x108	134.197	3.579	-	-	-	-	-

¹ Paras as vigas V2, V3A, V3B, V4 e V6, os valores apresentados foram obtidos de acordo com média ponderada dos propriedades das regiões de momento positivo e negativo (item 2.2.7).

Tabela 4.34 – Características dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço			
			d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
P1	1° – 4°	PS 900 x 648	900	700	44,5	25
P2	5° – 8°	PS 800 x 407	800	600	31,5	19
P3	9° – 12°	PS 720 x 300	720	550	25	16
P4	13° – 16°	PS 600 x 246	600	450	25	16
P5	17° – 20°	PS 550 x 169	400	350	19	16

Tabela 4.35 – Propriedades geométricas dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço		
			A _a (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
P1	1° – 4°	PS 900 x 648	825,8	1.252.059,01	254.497,27
P2	5° – 8°	PS 800 x 407	518,0	621.805,53	113.442,13
P3	9° – 12°	PS 720 x 300	382,2	372.324,65	69.345,79
P4	13° – 16°	PS 600 x 246	313,0	208.277,08	37.987,52
P5	17° – 20°	PS 550 x 169	214,92	111.687,74	13.594,56

Com o aumento da rigidez, o coeficiente B₂ encontrado durante a classificação da estrutura foi reduzido e seu valor máximo foi igual a 1,11, obtido na combinação sem o vento e apenas com forças horizontais fictícias. Quando utilizada a relação entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem (u₂/u₁), o maior valor encontrado foi 1,07, para a combinação em que a sobrecarga é a ação variável principal, considerando os efeitos de vizinhança (Figura 4.18). No entanto, merece ser observado que a combinação sem o vento apresentou um valor muito próximo, igual a 1,06 (Tabela 4.36). Nessa metodologia, em todas as combinações, o desvio-padrão foi bastante baixo, como observado no modelo 1A.

Tabela 4.36 – Relações u_2/u_1 do pórtico do eixo 3, considerando o vento com efeitos de vizinhança na direção Y

Pav.	SC principal			Vento principal			Sem Vento			Sem SC		
	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1
1	0,1	0,1	1,04	0,2	0,2	1,04	0,0	0,0	1,04	0,2	0,2	1,03
2	0,4	0,4	1,05	0,7	0,7	1,05	0,1	0,1	1,05	0,7	0,7	1,04
3	0,8	0,8	1,06	1,3	1,3	1,05	0,2	0,2	1,05	1,3	1,3	1,04
4	1,1	1,2	1,06	1,9	2,0	1,06	0,2	0,2	1,06	1,9	2,0	1,04
5	1,5	1,6	1,06	2,6	2,7	1,06	0,3	0,3	1,06	2,6	2,7	1,05
6	1,9	2,1	1,06	3,2	3,4	1,06	0,4	0,4	1,06	3,2	3,4	1,05
7	2,3	2,5	1,07	3,9	4,1	1,06	0,5	0,5	1,06	3,9	4,1	1,05
8	2,7	2,9	1,07	4,5	4,8	1,06	0,5	0,6	1,06	4,5	4,7	1,05
9	3,1	3,3	1,07	5,2	5,5	1,06	0,6	0,7	1,06	5,2	5,4	1,05
10	3,5	3,7	1,07	5,8	6,1	1,06	0,7	0,7	1,06	5,8	6,0	1,05
11	3,8	4,1	1,06	6,4	6,7	1,06	0,8	0,8	1,06	6,4	6,7	1,05
12	4,1	4,4	1,06	6,9	7,3	1,06	0,8	0,9	1,06	6,9	7,2	1,05
13	4,5	4,8	1,06	7,5	7,9	1,06	0,9	0,9	1,06	7,5	7,8	1,05
14	4,8	5,1	1,06	8,0	8,4	1,06	0,9	1,0	1,06	8,0	8,3	1,04
15	5,0	5,4	1,06	8,4	8,9	1,06	1,0	1,0	1,06	8,4	8,8	1,04
16	5,3	5,6	1,06	8,8	9,3	1,06	1,0	1,1	1,06	8,8	9,2	1,04
17	5,5	5,8	1,06	9,2	9,7	1,05	1,1	1,1	1,06	9,2	9,6	1,04
18	5,7	6,1	1,06	9,5	10,0	1,05	1,1	1,2	1,06	9,5	9,9	1,04
19	5,9	6,2	1,06	9,8	10,3	1,05	1,1	1,2	1,06	9,8	10,2	1,04
20	6,0	6,3	1,06	10,0	10,5	1,05	1,2	1,2	1,06	10,0	10,4	1,04
	Máximo		1,07	Máximo		1,06	Máximo		1,06	Máximo		1,05
	Média		1,06	Média		1,06	Média		1,06	Média		1,04
	Desvio-padrão		0,00	Desvio-padrão		0,00	Desvio-padrão		0,00	Desvio-padrão		0,00

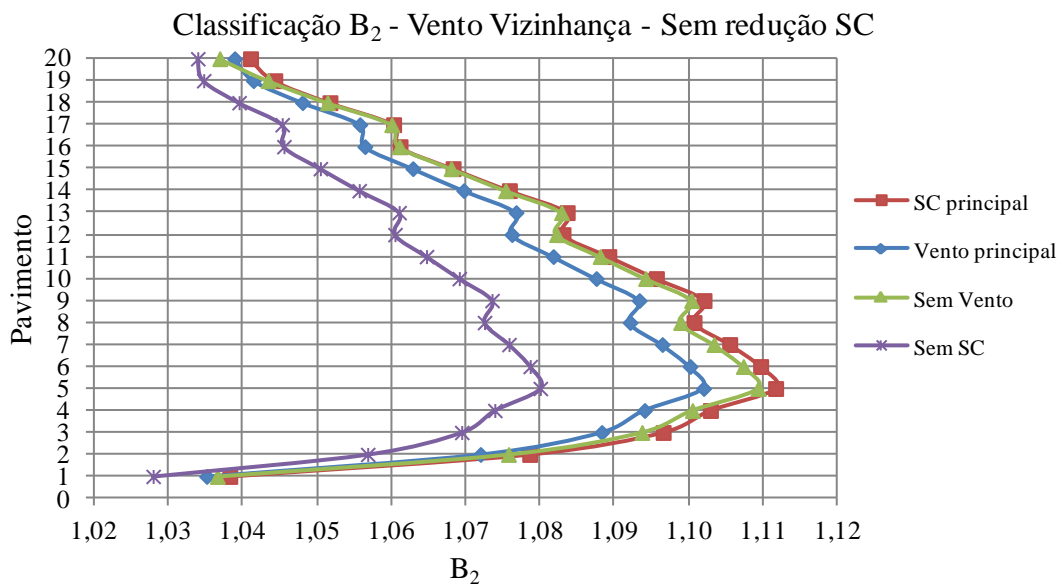


Figura 4.18 – Classificação pelo coeficiente B_2 , considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

Devido ao fato do edifício ser classificado como de média deslocabilidade, deu-se prosseguimento ao seu dimensionamento com o módulo de elasticidade reduzido. Dessa maneira, o máximo valor de B_2 passou para cerca de 1,13, no pórtico do eixo 3, como mostrado na figura abaixo. Comparando com os gráficos de dimensionamento apresentados nos exemplos anteriores, percebe-se que os resultados obtidos e os comportamentos das curvas de cada combinação foram similares.

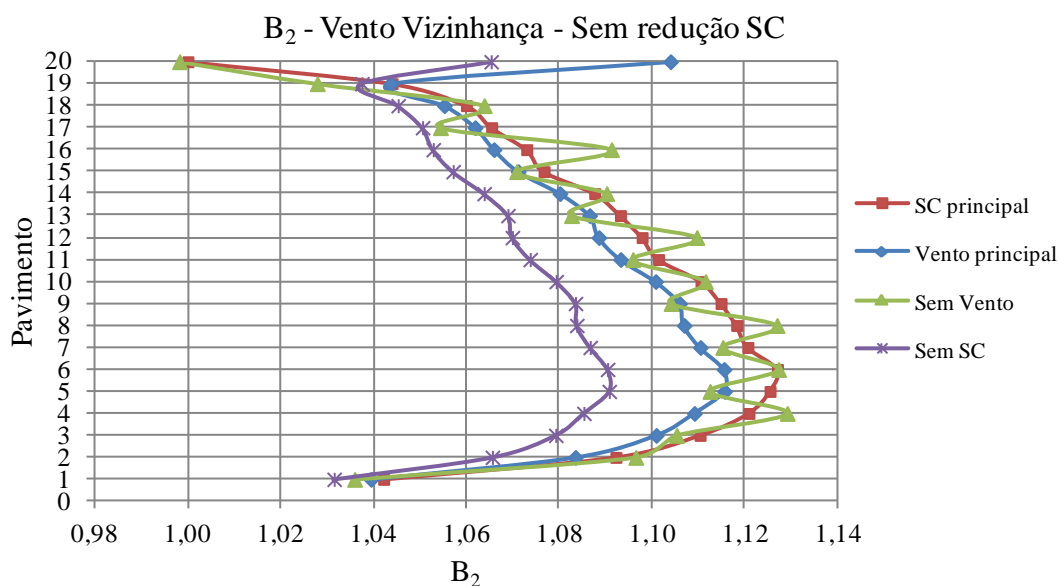


Figura 4.19 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

Os valores das forças nocionais (ou forças horizontais fictícias), consideradas na combinação em que a atuação do vento não é levada em conta, estão indicados na tabela abaixo, para as situações com ou sem redução da sobrecarga.

Tabela 4.37 – Forças horizontais fictícias (FHF) na direção Y

Andar	1° ao 4°	5° ao 8°	9° ao 12°	13° ao 15°	16°	17°	18° ao 19°	20°
Com redução SC (kN)	4,40	4,28	4,22	4,19	4,46	4,69	4,96	6,40
Sem redução SC (kN)	5,21	5,09	5,03	5,00	5,00	4,96	4,96	6,40

Os momentos fletores solicitantes e as resistências de cálculo das vigas podem ser vistos na Tabela 4.38. Nas vigas dos pórticos, os momentos solicitantes máximos foram negativos e a combinação crítica foi aquela em que o vento atua com excentricidade e é a ação variável principal. No caso das vigas biapoimadas V1, o maior momento fletor solicitante de cálculo foi encontrado nas combinações com maior carga gravitacional e o fator limitante no

seu dimensionamento foi a flecha proveniente da combinação quase permanente de serviço. Já para as vigas V2, V3A e V3B, as solicitações apresentadas na tabela abaixo foram retiradas das análises que utilizam o método simplificado P-Delta do SAP2000, como explicado no modelo 1A.

Tabela 4.38 – Momentos solicitantes e resistências de cálculo das vigas

Viga	Perfil	B ₁	M _{nt}	B ₂	M _{lt}	M _{Sd} (kNcm)	M _{Rd} (kNcm)	M _{Sd} /M _{Rd}
V1	VS 500x61	1,00	41.575	-	-	41.575	71.116	0,58
V2	VS 500x61	-	-	-	-	30.350	40.759	0,74
V3A	VS 500x73	-	-	-	-	46.619	57.653	0,81
V3B	VS 500x73	-	-	-	-	30.293	57.653	0,53
V4	VS 750x108	1,00	20.937	1,10	52.114	78.262	106.524	0,73
V5	VS 750x108	1,00	1.198	1,09	50.464	56.204	106.524	0,53
V6	VS 750x108	1,00	35.834	1,10	39.822	79.638	106.524	0,75
V7	VS 750x108	1,00	1.655	1,09	35.348	38.694	106.524	0,36

Por sua vez, os esforços solicitantes dos pilares estão apresentados na Tabela 4.39. Os coeficientes B₁ ficaram limitados ao seu valor mínimo (1,00) para as duas hipóteses de incidência do vento. Na Tabela 4.40 constam os valores de B₁ para o pórtico do eixo 3 calculados considerando que não há redução da sobrecarga e ação do vento com excentricidade.

Tabela 4.39 – Esforços solicitantes dos pilares, considerando o vento com os efeitos de vizinhança e sem redução da sobrecarga

Pilar	Andar	N _{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)
P1	1°	9.304	102.282	97	-6.221	379
P2	5°	7.190	-54.818	97	-6.469	331
P3	9°	5.421	-45.921	102	-6.356	265
P4	13°	3.692	-32.951	105	-5.759	191
P5	17°	2.017	-19.981	84	-4.106	116

Tabela 4.40 – Coeficiente B_1 dos pilares do eixo 3, fila C, considerando o vento com efeitos de vizinhança e sem redução da sobrecarga

Pavimento	Perfil	C_m	N_e (kN)	N_{nt} (kN)	N_{lt} (kN)	N_{Sd1} (kN)	B_1
1	PS 900x700x44,5x25	0,53	328.070,19	9.026,20	0,00	9.026,20	1,00
2	PS 900x700x44,5x25	0,20	328.070,19	8.564,98	0,00	8.564,98	1,00
3	PS 900x700x44,5x25	0,21	328.070,19	8.105,37	0,00	8.105,37	1,00
4	PS 900x700x44,5x25	0,25	328.070,19	7.647,23	0,00	7.647,23	1,00
5	PS 800x600x31,5x19	0,26	146.237,25	7.190,28	0,00	7.190,28	1,00
6	PS 800x600x31,5x19	0,21	146.237,25	6.745,52	0,00	6.745,52	1,00
7	PS 800x600x31,5x19	0,21	146.237,25	6.302,55	0,00	6.302,55	1,00
8	PS 800x600x31,5x19	0,24	146.237,25	5.861,27	0,00	5.861,27	1,00
9	PS 720x550x25x16	0,24	89.393,05	5.421,11	0,00	5.421,11	1,00
10	PS 720x550x25x16	0,21	89.393,05	4.986,84	0,00	4.986,84	1,00
11	PS 720x550x25x16	0,21	89.393,05	4.554,25	0,00	4.554,25	1,00
12	PS 720x550x25x16	0,24	89.393,05	4.123,16	0,00	4.123,16	1,00
13	PS 600x450x25x16	0,24	48.969,38	3.692,48	0,00	3.692,48	1,00
14	PS 600x450x25x16	0,21	48.969,38	3.264,20	5,01	3.269,21	1,00
15	PS 600x450x25x16	0,21	48.969,38	2.837,23	17,89	2.855,11	1,00
16	PS 600x450x25x16	0,24	48.969,38	2.411,28	26,49	2.437,76	1,00
17	PS 550x350x19x16	0,23	17.524,63	1.984,35	30,30	2.014,64	1,00
18	PS 550x350x19x16	0,20	17.524,63	1.559,50	29,16	1.588,66	1,00
19	PS 550x350x19x16	0,20	17.524,63	1.135,64	24,21	1.159,85	1,00
20	PS 550x350x19x16	0,28	17.524,63	713,22	13,59	726,82	1,00

Analisando as resistências dos pilares (Tabela 4.41), percebe-se que, com o aumento das seções, as reservas de resistência aumentaram quando comparadas com os valores obtidos para o modelo 1A. Nessa nova configuração, os esforços de compressão ainda possuem a maior influência nas expressões de interação.

Tabela 4.41 – Resistência das seções de pilares

Pilar	Perfil	Compressão		Flexão em X		Flexão em Y		Expr. de interação
		N_{Rd} (kN)	N_{Sd}/N_{Rd}	M_{Rd} (kNcm)	M_{Sd}/M_{Rd}	M_{Rd} (kNcm)	M_{Sd}/M_{Rd}	
P1	PS 900x700x44,5x25	25.510	0,36	978.714	0,10	150.084	0,02	0,47
P2	PS 800x600x31,5x19	15.606	0,46	537.362	0,10	59.532	0,04	0,58
P3	PS 720x550x25x16	11.259	0,48	340.738	0,13	38.236	0,06	0,65
P4	PS 600x450x25x16	9.240	0,40	244.324	0,13	26.860	0,07	0,58
P5	PS 550x350x19x16	5.923	0,34	145.209	0,14	35.255	0,11	0,56

Como era esperado, os deslocamentos horizontais diminuíram e o maior valor encontrado (10,0 cm) ocorreu no último pavimento para a situação em que o vento atua com excentricidade em relação à fachada do edifício (Tabela 4.42). Em relação ao deslocamento

interpavimentos, o máximo valor obtido foi 6,8 mm (Tabela 4.43), que atende ao limite de 7 mm ($h/500$).

Tabela 4.42 – Deslocamentos horizontais do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Deslocamentos horizontais (cm)		Altura em relação à base (cm)	Limite (cm)	Situação
	Vento uniforme	Vento vizinhança			
1	0,1	0,2	350	0,9	Ok
2	0,4	0,7	700	1,8	Ok
3	0,8	1,3	1.050	2,6	Ok
4	1,2	1,9	1.400	3,5	Ok
5	1,6	2,6	1.750	4,4	Ok
6	2,0	3,3	2.100	5,3	Ok
7	2,4	3,9	2.450	6,1	Ok
8	2,8	4,6	2.800	7,0	Ok
9	3,2	5,2	3.150	7,9	Ok
10	3,6	5,8	3.500	8,8	Ok
11	3,9	6,4	3.850	9,6	Ok
12	4,3	6,9	4.200	10,5	Ok
13	4,6	7,5	4.550	11,4	Ok
14	4,9	8,0	4.900	12,3	Ok
15	5,2	8,4	5.250	13,1	Ok
16	5,5	8,8	5.600	14,0	Ok
17	5,7	9,2	5.950	14,9	Ok
18	5,9	9,5	6.300	15,8	Ok
19	6,1	9,8	6.650	16,6	Ok
20	6,2	10,0	7.000	17,5	Ok

Tabela 4.43 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Desl. interpav. vento uniforme (mm)			Desl. interpav. vento vizinhança (mm)		
	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 1	Painel 2	Painel 3
1	1,4	1,3	1,4	2,2	2,1	2,3
2	2,7	2,6	2,9	4,5	4,2	4,7
3	3,3	3,1	3,7	5,4	5,1	5,8
4	3,5	3,3	4,0	5,8	5,3	6,2
5	3,7	3,5	4,4	6,2	5,6	6,8
6	3,6	3,3	4,3	6,0	5,4	6,7
7	3,4	3,1	4,3	5,7	5,0	6,7
8	3,2	3,4	4,2	5,4	5,5	6,5
9	3,1	3,5	4,3	5,4	5,5	6,6
10	2,8	3,2	4,2	4,9	5,2	6,3
11	2,5	3,0	4,0	4,4	4,8	5,9
12	2,2	2,8	3,8	3,9	4,4	5,6
13	2,1	2,8	3,8	3,9	4,4	5,6
14	1,7	2,5	3,6	3,3	4,0	5,1
15	1,3	2,2	3,3	2,7	3,5	4,7
16	1,0	1,9	3,0	2,1	3,0	4,2
17	0,8	1,8	2,9	1,9	2,9	4,1
18	0,3	1,4	2,5	1,2	2,3	3,4
19	-0,1	1,1	2,1	0,5	1,7	2,8
20	-0,5	0,7	1,8	-0,2	1,0	2,1
Máximo	3,7	3,5	4,4	6,2	5,6	6,8

Quando o vento é aplicado na direção de X, os deslocamentos horizontais foram bem menores do que os apresentados na direção Y (Tabela 4.44). Nesse caso, o maior valor encontrado foi igual a 8,0 cm, considerando vento excêntrico. Quando essa excentricidade é desconsiderada, esse valor cai para 7,6 cm, ficando bastante longe do limite $H/400$.

No caso dos deslocamentos interpavimentos, também é observada uma grande similaridade entre os resultados das duas hipóteses de incidência do vento, visto que os maiores valores encontrados foram 6 mm e 7 mm para vento uniforme e com efeitos de vizinhança, respectivamente (Tabela 4.45).

Tabela 4.44 – Deslocamentos horizontais do pórtico da fila A, com vento na direção X

Pavimento	Deslocamentos horizontais (cm)		Altura em relação à base (cm)	Limite (cm)	Situação
	Vento uniforme	Vento vizinhança			
1	0,2	0,2	350	0,9	Ok
2	0,6	0,6	700	1,8	Ok
3	1,1	1,2	1.050	2,6	Ok
4	1,6	1,7	1.400	3,5	Ok
5	2,2	2,3	1.750	4,4	Ok
6	2,7	2,8	2.100	5,3	Ok
7	3,2	3,4	2.450	6,1	Ok
8	3,7	3,9	2.800	7,0	Ok
9	4,2	4,4	3.150	7,9	Ok
10	4,6	4,8	3.500	8,8	Ok
11	5,0	5,3	3.850	9,6	Ok
12	5,4	5,7	4.200	10,5	Ok
13	5,8	6,1	4.550	11,4	Ok
14	6,2	6,5	4.900	12,3	Ok
15	6,5	6,8	5.250	13,1	Ok
16	6,7	7,1	5.600	14,0	Ok
17	7,1	7,4	5.950	14,9	Ok
18	7,3	7,7	6.300	15,8	Ok
19	7,5	7,9	6.650	16,6	Ok
20	7,6	8,0	7.000	17,5	Ok

Tabela 4.45 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico da fila A, com vento na direção X

Pav.	Desl. interpav. vento uniforme (mm)					Desl. interpav. vento vizinhança (mm)				
	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 4	Painel 5	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 4	Painel 5
1	1,9	1,8	2,0	2,0	2,1	2,0	1,9	2,1	2,1	2,2
2	3,8	4,1	4,2	4,2	4,4	4,0	4,3	4,3	4,4	4,6
3	4,4	4,9	4,9	5,0	5,3	4,6	5,1	5,1	5,2	5,5
4	4,4	5,0	5,1	5,2	5,7	4,6	5,2	5,3	5,4	5,9
5	-6,5	5,4	5,6	5,7	6,3	-6,7	5,7	5,8	5,9	6,5
6	4,1	5,2	5,3	5,5	6,3	4,4	5,4	5,6	5,8	6,5
7	3,6	4,8	5,0	5,3	6,2	3,8	5,1	5,3	5,5	6,4
8	3,1	4,5	4,7	5,0	6,1	3,3	4,7	5,0	5,3	6,3
9	3,0	4,6	4,9	5,2	6,4	3,2	4,8	5,1	5,5	6,6
10	2,3	4,2	4,5	4,9	6,2	2,5	4,4	4,7	5,1	6,5
11	1,7	3,7	4,1	4,6	6,0	1,9	3,9	4,3	4,8	6,3
12	1,1	3,3	3,8	4,2	5,9	1,3	3,5	4,0	4,5	6,1
13	1,2	3,5	4,0	4,6	6,3	1,4	3,7	4,2	4,8	6,5
14	0,5	3,0	3,5	4,1	6,0	0,7	3,2	3,7	4,3	6,2
15	-0,2	2,4	3,0	3,7	5,7	0,0	2,6	3,2	3,9	5,8
16	-0,8	1,9	2,6	3,3	5,3	-0,6	2,1	2,8	3,5	5,5
17	-0,1	2,6	3,4	4,2	6,3	0,0	2,8	3,6	4,4	6,4
18	-1,1	1,7	2,6	3,5	5,6	-0,9	1,9	2,7	3,6	5,7
19	-2,0	0,8	1,7	2,7	4,8	-1,9	0,9	1,9	2,8	4,9
20	-2,8	-0,1	0,9	2,0	4,1	-2,7	0,0	1,0	2,1	4,2
Máximo	4,4	5,4	5,6	5,7	6,4	4,6	5,7	5,8	5,9	6,6

Comparativamente, os esforços encontrados para o vento uniforme (Tabela 4.39) ficaram próximos aos obtidos para o vento com os efeitos de vizinhança (Tabela 4.46). Assim como ocorreu no modelo 1A, as maiores diferenças ocorreram nos momentos fletores devido ao acréscimo de deslocamento proveniente dos efeitos de torção. Como pode ser visto na Tabela 4.47, os esforços de flexão em relação a X ficaram, em média, 5,4% maiores, com um desvio-padrão de 5%. Quando a comparação é feita com os momentos fletores atuantes em Y, os esforços com excentricidade do vento resultaram, em média, 32,7% maiores do que os sem excentricidade. O desvio-padrão (40%) ficou elevado devido principalmente à variação encontrada no primeiro trecho de pilar, mas que pode ser desconsiderada devido à sua pouca influência no dimensionamento das barras. Já nas expressões de interação, a variação média foi de apenas 2,3%, com um desvio-padrão de 1%.

Além disso, também foi percebida uma mudança do pilar mais solicitado no primeiro pavimento quando comparamos os dois casos. Isso explica a variação da força normal solicitante de cálculo em cada uma das duas hipóteses.

Tabela 4.46 – Solicitações de cálculo dos pilares, considerando o vento uniforme

Pilar	Andar	N _{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)
P1	1°	9.026	93.371	95	-5.491	303
P2	5°	7.190	-50.312	96	-5.715	265
P3	9°	5.421	-42.269	101	-5.651	213
P4	13°	3.692	-30.577	104	-5.255	157
P5	17°	2.013	-18.843	84	-3.890	99

Tabela 4.47 – Comparação entre as solicitações de cálculo do vento com efeitos de vizinhança e uniforme

Pilar	Compressão			Flexão em X			Flexão em Y			Expr. de interação		
	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação
P1	0,36	0,35	2,9%	0,10	0,10	0,0%	0,04	0,02	100,0%	0,47	0,45	4,4%
P2	0,46	0,46	0,0%	0,10	0,09	11,1%	0,04	0,03	33,3%	0,58	0,57	1,8%
P3	0,48	0,48	0,0%	0,13	0,12	8,3%	0,06	0,05	20,0%	0,65	0,64	1,6%
P4	0,40	0,40	0,0%	0,13	0,13	0,0%	0,07	0,07	0,0%	0,58	0,57	1,8%
P5	0,34	0,34	0,0%	0,14	0,13	7,7%	0,11	0,10	10,0%	0,56	0,55	1,8%
Média			0,6%	-	-	5,4%	-	-	32,7%	-	-	2,3%
Desvio-padrão			1%	-	-	5%	-	-	40%	-	-	1%

Ao comparar os esforços solicitantes das vigas obtidos pelo método P-Delta com aqueles fornecidos pelo MAES (Tabela 4.48), observa-se que as variações foram desprezíveis em todos os casos.

Tabela 4.48 – Solicitações de cálculo das vigas pelo método P-Delta

Viga	M_{sd} (kNcm)		Variação (%)
	P-Delta	B ₁ -B ₂	
V1	41.673	41.575	0,0
V2	36.061	-	-
V3A	50.205	-	-
V3B	34.813	-	-
V4	76.995	78.262	-1,65
V5	55.480	56.204	-1,30
V6	78.803	79.638	-1,06
V7	39.682	38.694	+2,55

Entretanto, quando essa comparação é feita com os esforços dos pilares (Tabela 4.49 e Tabela 4.50), os esforços de compressão dos pilares P2 e P3 apresentaram desvios de 5,5% e 11,4%, respectivamente. Nos outros pilares esse comportamento não foi encontrado, pois as forças solicitantes quase coincidiram. Por outro lado, a variações dos momentos fletores nas duas direções apresentaram médias pequenas. Porém, os momentos fletores atuantes em Y tiveram um desvio-padrão relativamente alto (4,5%), visto que o maior e o menor desvio foram, respectivamente, 7,3% e 3,0%.

Tabela 4.49 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES (B₁-B₂) e pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Compressão (kN)			Flexão em X (kNcm)			Flexão em Y (kNcm)		
	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação
P1	9.358	9.304	0,6%	104.186	102.282	1,9%	-6.516	-6.221	4,7%
P2	6.792	7.190	-5,5%	-53.144	-54.818	-3,1%	-6.207	-6.469	-4,0%
P3	4.803	5.421	-11,4%	-44.897	-45.921	-2,2%	-6.166	-6.356	-3,0%
P4	3.689	3.692	-0,1%	-32.385	-32.951	-1,7%	-5.531	-5.759	-4,0%
P5	2.020	2.017	0,2%	-19.775	-19.981	-1,0%	-3.804	-4.106	-7,3%
	Média		-3,3%	-	-	-1,2%	-	-	-2,7%
	Desvio-padrão		5,2%	-	-	1,9%	-	-	4,5%

Tabela 4.50 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES (B₁-B₂) e pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Cortante em X (kN)			Cortante em Y (kN)		
	P-Delta	B1-B2	Variação	P-Delta	B1-B2	Variação
P1	98	97	1,3%	383	379	1,2%
P2	99	97	1,9%	335	331	1,1%
P3	104	102	1,7%	267	265	0,6%
P4	106	105	1,1%	185	191	-3,3%
P5	82	84	-2,9%	115	116	-0,5%
Média			0,6%	-	-	-0,2%
Desvio-padrão			2,0%	-	-	1,9%

Assim, é possível concluir que a estrutura utilizada no modelo 1D atende a todos os requisitos referentes ao seu dimensionamento. Seu consumo de aço totalizou cerca de 1.204,92 ton. Desse total, 610,2 ton são referentes às vigas e 594,72 ton são devidas aos pilares (Tabela 4.51). Considerando uma área total de 18.000 m², a taxa global ficou igual a 66,94 kg/m².

Tabela 4.51 – Consumo de aço total dos elementos

Elementos	Consumo de aço (kg)	Contribuição (%)
Vigas	610.200	50,6%
Pilares	594.720	49,4%
Total	1.204.920	100,0%

4.5 MODELO 2

O modelo 2 consiste em um sistema estrutural composto por pórticos contraventados em X nos eixos 1 e 6, e em K nas filas A e D (Figura 4.20 e Figura 4.21). Nessas regiões, as vigas V5 e V2 foram consideradas como articuladas nas extremidades, bem como as diagonais de contraventamento. As hipóteses adotadas para a incidência do vento e para o dimensionamento de vigas e pilares foram as mesmas apresentadas para o modelo 1A, sendo que no caso dos pilares foi adotada a redução da sobrecarga de utilização ao longo da altura da estrutura.

Diferentemente dos outros edifícios apresentados anteriormente, nesse modelo foram adotados pilares com alturas iguais, variando-se apenas as larguras das mesas e as espessuras

das chapas, visto que, no geral, essa prática tem maior aceitação do ponto de vista estético, principalmente quando a estrutura é aparente, além de facilitar a execução das emendas dos perfis.

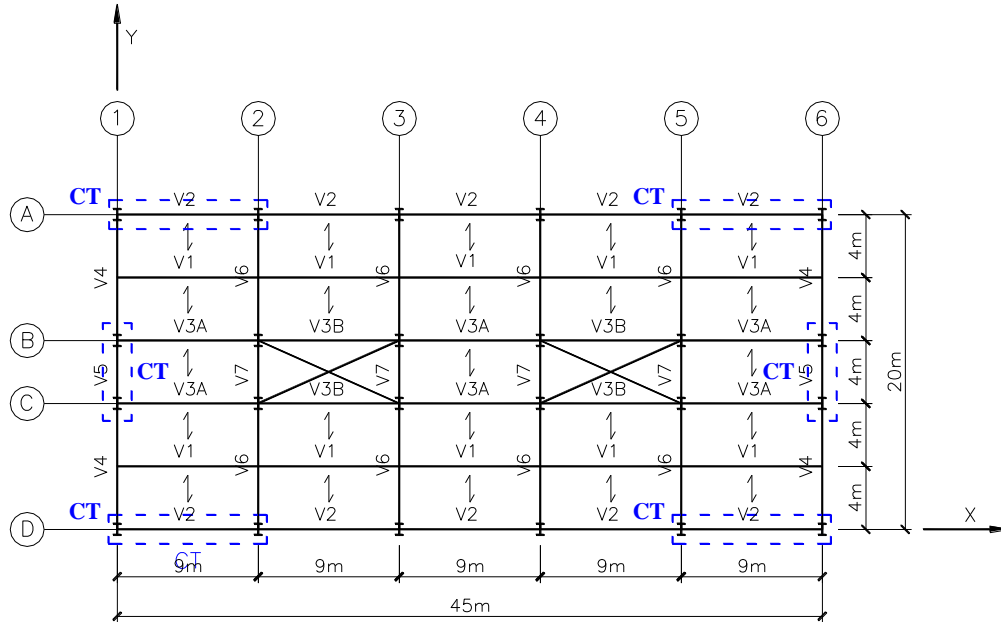


Figura 4.20 – Pavimento tipo do modelo 2

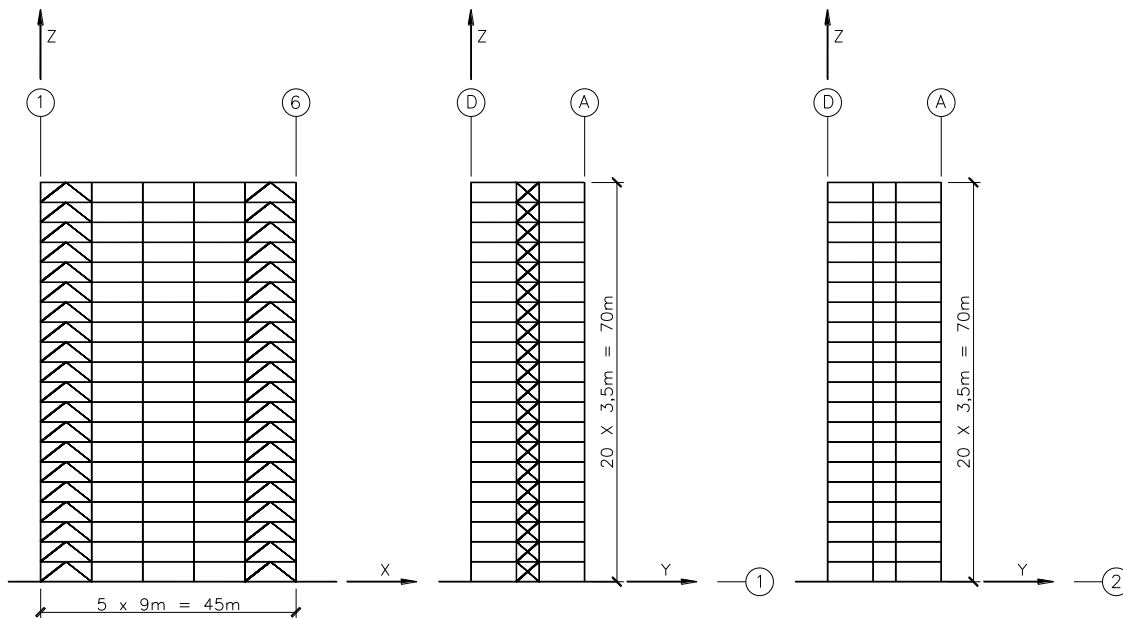


Figura 4.21 – Elevações do modelo 2

Após algumas iterações foram obtidas vigas mistas, diagonais e pilares de aço com as características mostradas nas tabelas a seguir. Percebe-se que com a introdução de contraventamentos em pontos específicos do edifício, não foram sentidas alterações nas seções das vigas, pois estas permaneceram iguais àquelas utilizadas no modelo 1D. Por outro

lado, essa nova solução estrutural possibilitou a utilização de pilares com pesos e alturas menores, mas houve um acréscimo de peso devido às diagonais de contraventamentos.

Tabela 4.52 – Características das vigas mistas

Viga	Seção	Perfil de aço			
		d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
V1	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V2	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3A	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3B	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V4	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V5	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V6	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V7	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0

Tabela 4.53 – Propriedades geométricas das vigas mistas

Viga	Seção	Perfil de aço		Viga mista ¹		η_i	I_{ef}/I_x	W_{ef}/W_x
		I_x (cm ⁴)	W_x (cm ³)	I_{ef} (cm ⁴)	W_{ef} (cm ³)			
V1	VS 500x61	34.416	1.377	82.581,28	1.889,79	0,52	2,40	1,37
V2	VS 500x61	34.416	1.377	60.968,19	1.690,07	1,00	1,77	1,22
V3A	VS 500x61	34.416	1.377	69.287,08	1.772,65	1,00	2,01	1,29
V3B	VS 500x61	34.416	1.377	58.641,43	1.694,62	1,00	1,70	1,23
V4	VS 750x108	134.197	3.579	174.424,65	3.960,86	1,00	1,30	1,11
V5	VS 750x108	134.197	3.579	-	-	-	-	-
V6	VS 750x108	134.197	3.579	198.877,79	4.115,02	1,00	1,48	1,15
V7	VS 750x108	134.197	3.579	-	-	-	-	-

¹ Paras as vigas V2, V3A, V3B, V4 e V6, os valores apresentados foram obtidos de acordo com média ponderada dos propriedades das regiões de momento positivo e negativo (item 2.2.7).

Tabela 4.54 – Características dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço			
			d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
P1	1° – 4°	CVS 600 x 278	600	400	31,5	19
P2	5° – 8°	CVS 600 x 278	600	400	31,5	19
P3	9° – 12°	CVS 600 x 190	600	400	19	16
P4	13° – 16°	PS 600 x 144	600	350	16	12,5
P5	17° – 20°	PS 600 x 112	600	300	12,5	9,5

Tabela 4.55 – Propriedades geométricas dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço		
			A _a (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
P1	1° – 4°	CVS 600 x 278	354,0	228.338	33.631
P2	5° – 8°	CVS 600 x 278	354,0	228.338	33.631
P3	9° – 12°	CVS 600 x 190	241,9	151.986	20.286
P4	13° – 16°	PS 600 x 144	183,0	114.608	11.443
P5	17° – 20°	PS 600 x 112	142,1	90.565	8.936

Tabela 4.56 – Características e propriedades das diagonais de contraventamento

Seção	d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A _a (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
HP 250 x 62	246	256	10,7	10,5	79,6	8.728	2.995

Após o processo de classificação da estrutura, observou-se que a utilização dos contraventamentos proporcionou uma redução da deslocabilidade, fazendo com que os maiores valores do coeficiente B_2 ficassem iguais a 1,10 (com redução da sobrecarga) e 1,12 (sem redução da sobrecarga). Novamente, esses valores foram encontrados na combinação sem a ação do vento e naquela em que a sobrecarga é a ação variável principal. Assim, a estrutura manteve-se com uma deslocabilidade média, porém mais próxima do limite inferior desse grupo.

Os valores das forças horizontais fictícias utilizadas na classificação da estrutura estão mostrados na Tabela 4.57. O comportamento do coeficiente B_2 para cada combinação pode ser observado nas figuras a seguir.

Tabela 4.57 – Forças horizontais fictícias (FHF) na direção Y

Andar	1° ao 4°	5° ao 8°	9° ao 12°	13° ao 15°	16°	17°	18° ao 19°	20°
Com redução SC (kN)	4,23	4,23	4,21	4,16	4,43	4,69	4,96	6,40
Sem redução SC (kN)	5,04	5,04	5,02	4,97	4,97	4,96	4,96	6,40

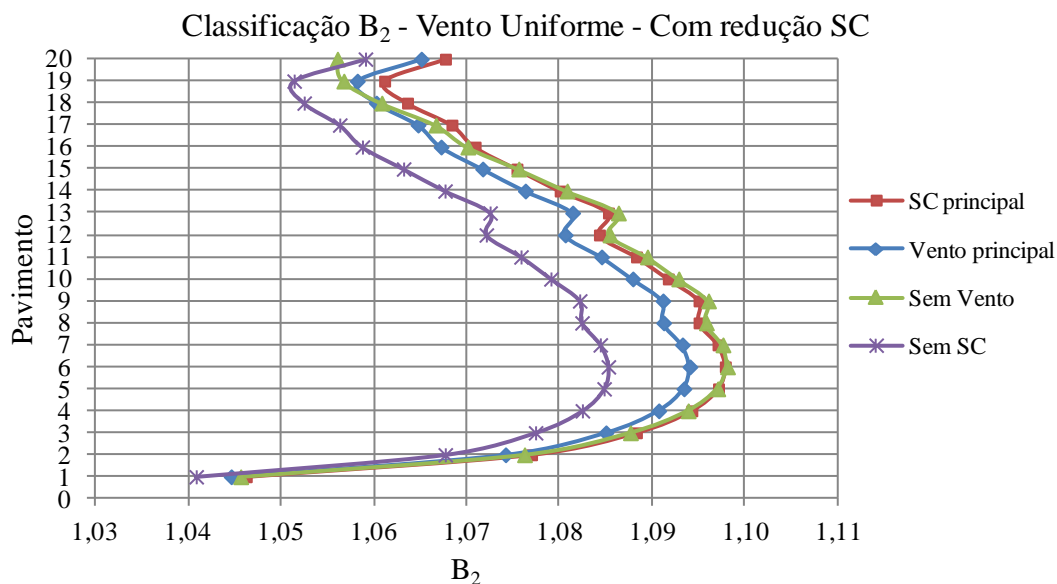


Figura 4.22 – Classificação pelo coeficiente B_2 , com vento uniforme em Y, quando aplicável, e redução da sobrecarga – Eixo 3

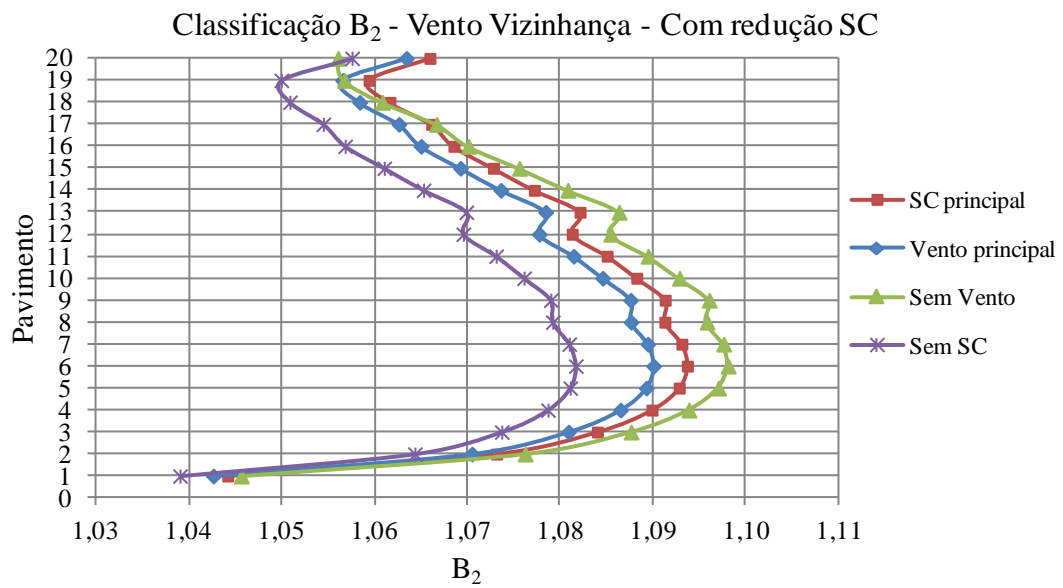


Figura 4.23 – Classificação pelo coeficiente B_2 , considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e redução da sobrecarga – Eixo 3

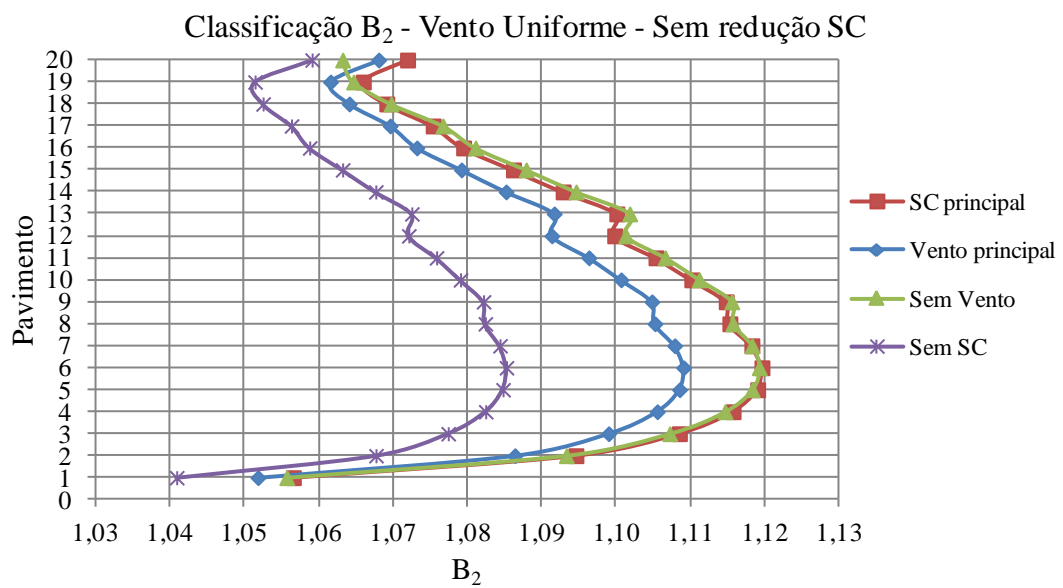


Figura 4.24 – Classificação pelo coeficiente B_2 , com vento uniforme em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

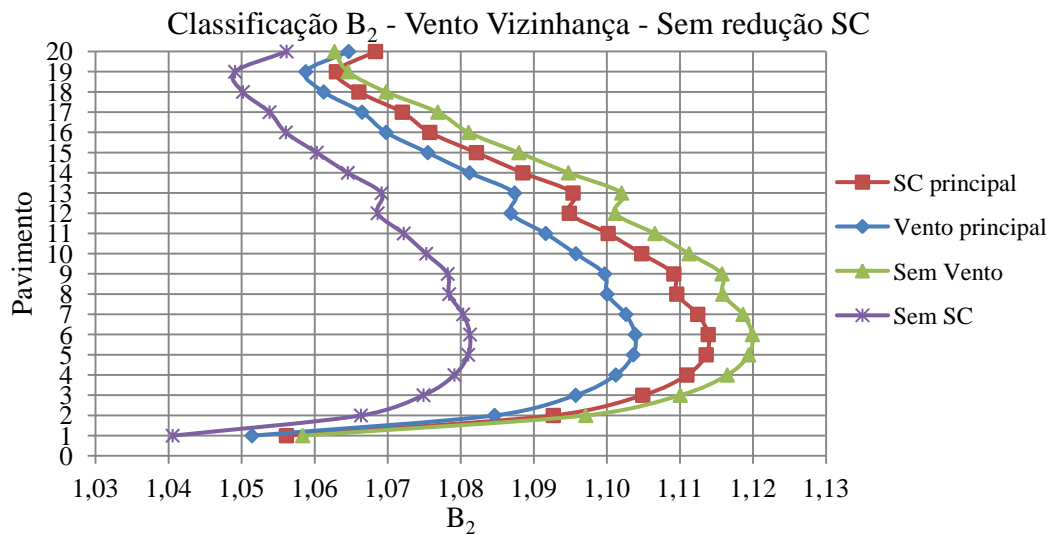


Figura 4.25 – Classificação pelo coeficiente B_2 , considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e redução da sobrecarga – Eixo 3

Foi realizada novamente a classificação da estrutura dividindo-se os deslocamentos de segunda ordem (u_2), obtidos através do método P-Delta, pelos deslocamentos de primeira ordem (u_1). Os valores obtidos continuaram bastante próximos para as combinações analisadas, dando a entender que o deslocamento de segunda ordem obtido seja uma amplificação simplificada dos deslocamentos de primeira ordem. O maior valor encontrado para u_2/u_1 foi 1,07, quando a redução da sobrecarga de utilização é adotada (Tabela 4.58). Nesse caso, a estrutura se enquadraria na categoria de pequena deslocabilidade.

Tabela 4.58 – Relações u_2/u_1 do pórtico do eixo 3, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pav.	SC principal			Vento principal			Sem Vento			Sem SC				
	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1		
1	0,2	0,2	1,05	0,3	0,3	1,05	0,0	0,0	1,05	0,3	0,3	1,04		
2	0,5	0,5	1,06	0,9	0,9	1,06	0,1	0,1	1,06	0,9	0,9	1,04		
3	0,9	0,9	1,07	1,5	1,6	1,06	0,2	0,2	1,06	1,5	1,5	1,05		
4	1,3	1,4	1,07	2,1	2,3	1,06	0,3	0,3	1,07	2,1	2,3	1,05		
5	1,7	1,8	1,07	2,8	3,0	1,07	0,4	0,4	1,07	2,8	3,0	1,05		
6	2,1	2,3	1,07	3,5	3,8	1,07	0,5	0,5	1,07	3,5	3,7	1,05		
7	2,6	2,7	1,07	4,3	4,5	1,07	0,5	0,6	1,07	4,3	4,5	1,05		
8	3,0	3,2	1,07	5,0	5,3	1,07	0,6	0,7	1,07	5,0	5,2	1,05		
9	3,4	3,6	1,07	5,7	6,0	1,07	0,7	0,8	1,07	5,7	6,0	1,05		
10	3,8	4,1	1,07	6,3	6,8	1,07	0,8	0,9	1,07	6,3	6,7	1,05		
11	4,2	4,5	1,07	7,0	7,5	1,07	0,9	0,9	1,07	7,0	7,4	1,05		
12	4,6	4,9	1,07	7,6	8,1	1,07	1,0	1,0	1,07	7,6	8,0	1,05		
13	5,0	5,3	1,07	8,3	8,8	1,07	1,0	1,1	1,07	8,3	8,7	1,05		
14	5,3	5,7	1,07	8,9	9,4	1,07	1,1	1,2	1,07	8,9	9,3	1,05		
15	5,6	6,0	1,07	9,4	10,0	1,07	1,2	1,2	1,07	9,4	9,9	1,05		
16	5,9	6,4	1,07	9,9	10,6	1,07	1,2	1,3	1,07	9,9	10,4	1,05		
17	6,2	6,7	1,07	10,4	11,0	1,06	1,3	1,4	1,07	10,4	10,9	1,05		
18	6,5	6,9	1,07	10,8	11,5	1,06	1,3	1,4	1,07	10,8	11,3	1,05		
19	6,7	7,2	1,07	11,2	11,9	1,06	1,4	1,5	1,07	11,2	11,7	1,05		
20	6,9	7,4	1,07	11,5	12,2	1,06	1,4	1,5	1,07	11,5	12,1	1,05		
Máximo			1,07	Máximo			1,07	Máximo			1,07	Máximo		1,05
Média			1,07	Média			1,06	Média			1,07	Média		1,05
Desvio-padrão			0,01	Desvio-padrão			0,00	Desvio-padrão			0,01	Desvio-padrão		0,00

Para o dimensionamento do edifício, os coeficientes B_2 foram recalculados com o módulo de elasticidade reduzido. Novamente, o máximo valor foi obtido para o eixo 3, fornecido pela combinação em que a atuação do vento é desprezada. Quando é assumida a redução da sobrecarga ao longo da altura da estrutura, esse valor ficou igual a 1,12. Porém, quando essa premissa não é adotada, esse fator passou para 1,14.

Na Tabela 4.59 e na Tabela 4.60 estão mostrados os valores utilizados no cálculo dos coeficientes B_2 de cada pavimento do pórtico do eixo 3 para as combinações críticas. O comportamento das combinações analisadas pode ser visto nas figuras apresentadas na sequência.

Observa-se que o coeficiente B_2 , na combinação sem o vento, apresentou um salto na altura do 12º pavimento, gerando o maior coeficiente da estrutura. Esse comportamento ocorreu devido às reações laterais da estrutura NT. Como nessa combinação de cálculo apenas as ações gravitacionais atuam no edifício, são obtidas reações pequenas e estas variam de

sentido ao longo dos pavimentos. No caso específico do 12º pavimento, a reação obtida teve um aumento significativo, que associado aos pequenos deslocamentos horizontais, ocasionou um aumento do coeficiente B_2 .

Tabela 4.59 – Cálculo do coeficiente B_2 para o eixo 3, sem atuação do vento e com redução da sobrecarga

Pavimento	Deslocamento (cm)		ΣNsd (kN)	ΣHsd (kN)	R_s	h (cm)	Δh (cm)	B_2
	Inicial	Final						
1	0,00	0,06	27.250,77	90,82	0,85	350	0,06	1,06
2	0,06	0,13	25.951,00	69,18	0,85	350	0,07	1,10
3	0,13	0,21	24.654,68	73,66	0,85	350	0,08	1,10
4	0,21	0,30	23.360,61	69,29	0,85	350	0,09	1,11
5	0,30	0,39	22.068,95	65,45	0,85	350	0,09	1,11
6	0,39	0,47	20.779,64	61,55	0,85	350	0,09	1,11
7	0,47	0,56	19.492,60	58,39	0,85	350	0,09	1,11
8	0,56	0,65	18.207,99	51,85	0,85	350	0,09	1,11
9	0,65	0,73	16.924,23	52,08	0,85	350	0,09	1,11
10	0,73	0,82	15.649,65	45,65	0,85	350	0,08	1,11
11	0,82	0,90	14.377,48	43,87	0,85	350	0,08	1,10
12	0,90	0,98	13.108,26	34,30	0,85	350	0,08	1,11
13	0,98	1,06	11.835,27	38,65	0,85	350	0,08	1,09
14	1,06	1,13	10.569,69	29,90	0,85	350	0,07	1,09
15	1,13	1,20	9.306,84	28,64	0,85	350	0,07	1,08
16	1,20	1,26	8.046,25	21,67	0,85	350	0,06	1,08
17	1,26	1,32	6.725,47	21,74	0,85	350	0,06	1,07
18	1,32	1,37	5.349,60	14,35	0,85	350	0,05	1,07
19	1,37	1,41	3.915,93	14,64	0,85	350	0,04	1,04
20	1,41	1,43	2.485,14	13,35	0,85	350	0,02	1,01
Máximo								1,11
Média								1,09
Desvio-padrão								0,03

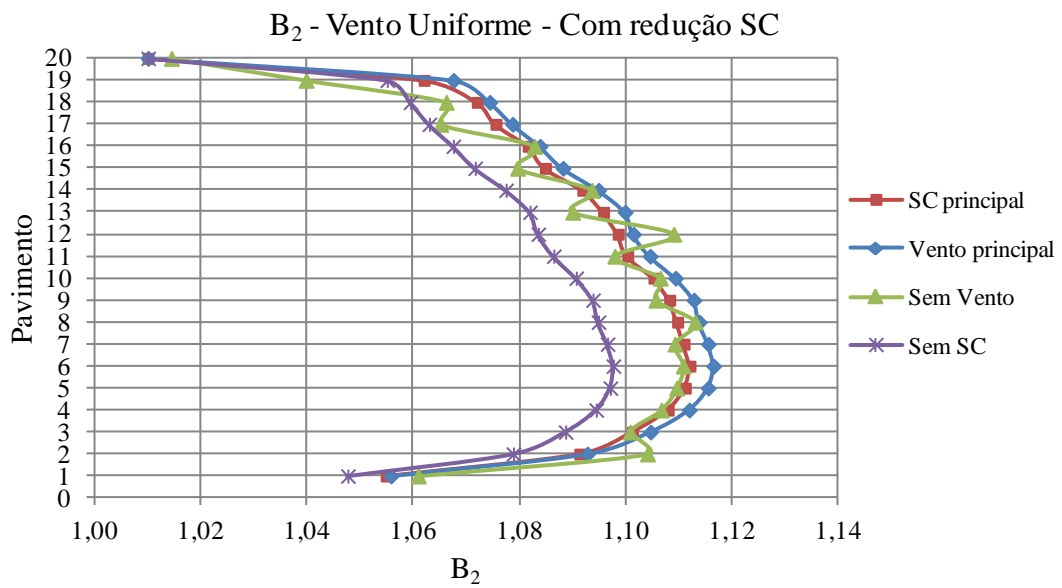


Figura 4.26 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, com vento uniforme em Y, quando aplicável, e com redução da sobrecarga – Eixo 3

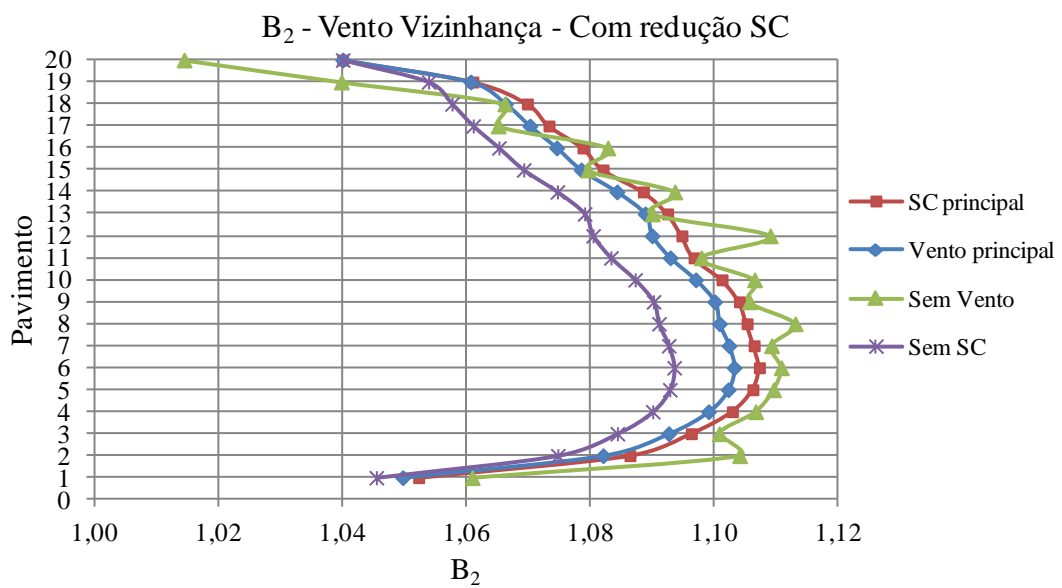
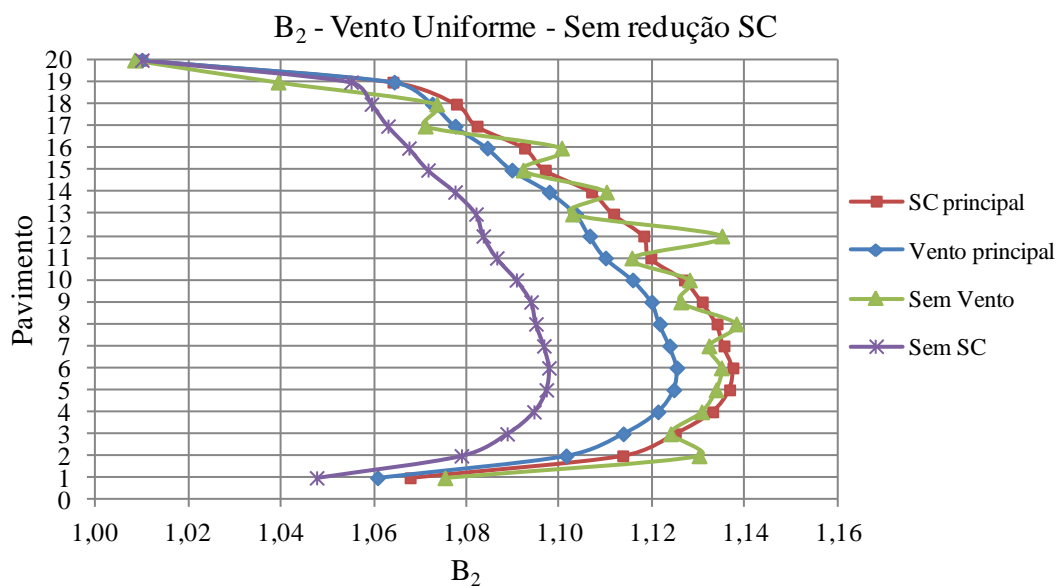


Figura 4.27 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e com redução da sobrecarga – Eixo 3

Tabela 4.60 – Cálculo do coeficiente B_2 para o eixo 3, sem atuação do vento e sem redução da sobrecarga

Pavimento	Deslocamento (cm)		ΣN_{sd} (kN)	ΣH_{sd} (kN)	R_s	h (cm)	Δh (cm)	B_2
	Inicial	Final						
1	0,00	0,07	32.996,90	105,59	0,85	350	0,07	1,08
2	0,07	0,15	31.373,08	78,73	0,85	350	0,09	1,13
3	0,15	0,25	29.753,13	84,08	0,85	350	0,09	1,12
4	0,25	0,34	28.135,67	78,89	0,85	350	0,10	1,13
5	0,34	0,44	26.520,89	74,33	0,85	350	0,10	1,13
6	0,44	0,54	24.908,72	69,69	0,85	350	0,10	1,13
7	0,54	0,64	23.299,06	66,04	0,85	350	0,10	1,13
8	0,64	0,73	21.692,09	57,73	0,85	350	0,10	1,14
9	0,73	0,83	20.085,98	58,87	0,85	350	0,10	1,13
10	0,83	0,92	18.489,02	50,68	0,85	350	0,09	1,13
11	0,92	1,01	16.894,70	48,91	0,85	350	0,09	1,12
12	1,01	1,10	15.303,58	36,07	0,85	350	0,08	1,13
13	1,10	1,18	13.708,00	43,52	0,85	350	0,09	1,10
14	1,18	1,26	12.118,88	31,85	0,85	350	0,08	1,11
15	1,26	1,33	10.532,64	30,07	0,85	350	0,07	1,09
16	1,33	1,40	8.948,64	21,10	0,85	350	0,06	1,10
17	1,40	1,46	7.364,00	23,19	0,85	350	0,06	1,07
18	1,46	1,51	5.783,75	14,71	0,85	350	0,05	1,07
19	1,51	1,56	4.205,52	16,48	0,85	350	0,04	1,04
20	1,56	1,57	2.629,99	20,00	0,85	350	0,02	1,01
Máximo								1,14
Média								1,11
Desvio-padrão								0,04

Figura 4.28 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, com vento uniforme em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

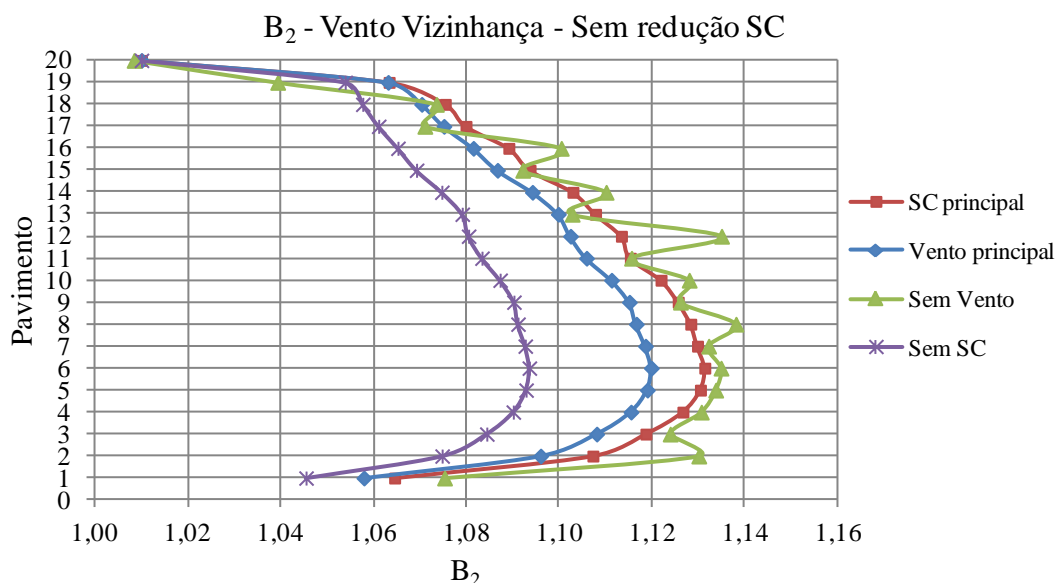


Figura 4.29 – Variação do coeficiente B₂, por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e com redução da sobrecarga – Eixo 3

Na Tabela 4.61 estão apresentados os momentos fletores solicitantes e as resistências de cálculo de cada tipo de viga. Assim como nos modelos anteriores, a combinação crítica foi aquela em que o vento atua com excentricidade e é a ação variável principal. As vigas V1 foram dimensionadas como biapoiadas e nas demais vigas o máximo momento fletor solicitante foi negativo. No caso das vigas V2, V3A e V3B, as solicitações de cálculo foram retiradas das análises que utilizam o método simplificado P-Delta.

Tabela 4.61 – Momentos solicitantes e resistências de cálculo das vigas

Viga	Perfil	B ₁	M _{nt}	B ₂	M _{lt}	M _{Sd} (kNcm)	M _{Rd} (kNcm)	M _{Sd} /M _{Rd}
V1	VS 500x61	1,00	41.575	-	-	41.575	71.116	0,58
V2	VS 500x61	-	-	-	-	19.347	40.759	0,47
V3A	VS 500x61	-	-	-	-	30.431	40.759	0,75
V3B	VS 500x61	-	-	-	-	19.425	40.759	0,48
V4	VS 750x108	1,00	16.868	1,07	51.650	72.134	106.524	0,68
V5	VS 750x108	1,00	632	-	-	632	106.524	0,01
V6	VS 750x108	1,00	36.052	1,12	33.115	73.141	106.524	0,69
V7	VS 750x108	1,00	3.449	1,11	26.633	33.012	106.524	0,31

O esforço solicitante máximo dos contraventamentos de fachada e laterais foi 1.082 kN. Para o perfil utilizado no edifício (HP 250 x 62), essa solicitação correspondeu a 75% de sua resistência, conforme mostrado na tabela a seguir.

Tabela 4.62 – Resistência de cálculo à compressão dos contraventamentos

Perfil	Compressão		
	N_{Sd} (kN)	N_{Rd} (kN)	N_{Sd}/N_{Rd}
HP 250 x 62	1.082	1449	0,75

Os esforços solicitantes dos pilares estão apresentados na Tabela 4.63. Em todos os casos, os coeficientes B_1 ficaram limitados ao seu valor mínimo, ou seja, iguais a 1,00. Os valores de B_1 para o pórtico do eixo 3, calculados considerando que não há redução da sobrecarga e ação do vento com excentricidade, podem ser vistos na Tabela 4.64.

Tabela 4.63 – Esforços solicitantes dos pilares, considerando o vento com os efeitos de vizinhança e com redução da sobrecarga

Pilar	Andar	N_{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M_{Sd} (kNcm)	V_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kNcm)	V_{Sd} (kN)
P1	1°	8.221	40.325	60	-1.238	238
P2	5°	6.016	44.204	69	-4.479	235
P3	9°	4.582	-37.645	75	-4.498	197
P4	13°	3.170	-27.338	55	-3.313	169
P5	17°	1.784	-18.880	53	-3.228	171

Tabela 4.64 – Coeficiente B_1 dos pilares do eixo 3, fila C, considerando o vento com efeitos de vizinhança e com redução da sobrecarga

Pavimento	Perfil	C_m	N_e (kN)	N_{nt} (kN)	N_{lt} (kN)	N_{Sd1} (kN)	B_1
1	CVS 600 x 278	0,46	43.353,43	8.786,19	0,00	8.786,19	1,00
2	CVS 600 x 278	0,23	43.353,43	8.343,07	0,00	8.343,07	1,00
3	CVS 600 x 278	0,21	43.353,43	7.902,70	0,00	7.902,70	1,00
4	CVS 600 x 278	0,21	43.353,43	7.464,86	0,00	7.464,86	1,00
5	CVS 600 x 278	0,21	43.353,43	7.029,25	0,00	7.029,25	1,00
6	CVS 600 x 278	0,21	43.353,43	6.595,82	0,00	6.595,82	1,00
7	CVS 600 x 278	0,21	43.353,43	6.164,45	0,00	6.164,45	1,00
8	CVS 600 x 278	0,21	43.353,43	5.734,97	0,00	5.734,97	1,00
9	CVS 600 x 190	0,21	26.150,50	5.306,69	0,00	5.306,69	1,00
10	CVS 600 x 190	0,21	26.150,50	4.881,91	0,00	4.881,91	1,00
11	CVS 600 x 190	0,21	26.150,50	4.458,93	0,00	4.458,93	1,00
12	CVS 600 x 190	0,23	26.150,50	4.037,51	0,00	4.037,51	1,00
13	PS 600 x 144	0,23	14.750,53	3.615,55	0,00	3.615,55	1,00
14	PS 600 x 144	0,21	14.750,53	3.196,60	0,00	3.196,60	1,00
15	PS 600 x 144	0,20	14.750,53	2.779,16	8,63	2.787,79	1,00
16	PS 600 x 144	0,22	14.750,53	2.363,16	15,32	2.378,48	1,00
17	PS 600 x 112	0,22	11.519,83	1.946,91	18,32	1.965,23	1,00
18	PS 600 x 112	0,20	11.519,83	1.531,62	17,87	1.549,49	1,00
19	PS 600 x 112	0,20	11.519,83	1.117,52	15,32	1.132,84	1,00
20	PS 600 x 112	0,28	11.519,83	705,21	9,73	714,94	1,00

No que se refere às resistências dos pilares (Tabela 4.65), percebe-se pelos valores obtidos nas expressões de interação que os pilares puderem ser dimensionados mais próximos de seus limites. Como nos casos anteriores, a compressão foi a parcela mais significativa entre os três esforços solicitantes.

Tabela 4.65 – Resistência das seções de pilares

Pilar	Perfil	Compressão		Flexão em X		Flexão em Y		Expr. de interação
		N_{Rd} (kN)	N_{Sd}/N_{Rd}	M_{Rd} (kNcm)	M_{Sd}/M_{Rd}	M_{Rd} (kNcm)	M_{Sd}/M_{Rd}	
P1	CVS 600 x 278	10.236	0,80	271.505	0,15	80.277	0,02	0,95
P2	CVS 600 x 278	10.236	0,59	271.505	0,16	80.277	0,06	0,78
P3	CVS 600 x 190	6.906	0,66	173.288	0,22	46.570	0,10	0,94
P4	PS 600 x 144	4.828	0,66	128.134	0,21	28.221	0,12	0,95
P5	PS 600 x 112	3.461	0,52	88.043	0,21	16.181	0,20	0,88

No que diz respeito aos deslocamentos horizontais, o máximo valor encontrado quando o vento é aplicado de forma excêntrica na direção Y foi igual a 10,5 cm. Na direção X, o maior valor encontrado foi de apenas 3,0 cm para a mesma hipótese de incidência do vento. Analisando os valores apresentados na Tabela 4.66 e na Tabela 4.67, percebe-se que em ambos os casos o limite de $H/400$ (17,5 cm) foi respeitado com certa folga, sendo que na direção X o comportamento da estrutura foi bastante semelhante para o vento uniforme e com os efeitos de vizinhança

Já em relação aos deslocamentos interpavimentos (Tabela 4.68 e Tabela 4.69), os maiores valores obtidos nas direções Y e X foram 7,0 e 6,2 mm, respectivamente, e estes atenderam ao limite de 7 mm ($h/500$).

Tabela 4.66 – Deslocamentos horizontais do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Deslocamentos horizontais (cm)		Altura em relação à base (cm)	Limite (cm)	Situação
	Vento uniforme	Vento vizinhança			
1	0,2	0,3	350	0,9	Ok
2	0,6	0,8	700	1,8	Ok
3	1,0	1,3	1.050	2,6	Ok
4	1,4	1,9	1.400	3,5	Ok
5	1,9	2,5	1.750	4,4	Ok
6	2,3	3,2	2.100	5,3	Ok
7	2,8	3,8	2.450	6,1	Ok
8	3,3	4,5	2.800	7,0	Ok
9	3,7	5,1	3.150	7,9	Ok
10	4,2	5,7	3.500	8,8	Ok
11	4,6	6,3	3.850	9,6	Ok
12	5,0	6,9	4.200	10,5	Ok
13	5,4	7,5	4.550	11,4	Ok
14	5,8	8,0	4.900	12,3	Ok
15	6,2	8,5	5.250	13,1	Ok
16	6,5	9,0	5.600	14,0	Ok
17	6,8	9,4	5.950	14,9	Ok
18	7,1	9,8	6.300	15,8	Ok
19	7,3	10,1	6.650	16,6	Ok
20	7,5	10,5	7.000	17,5	Ok

Tabela 4.67 – Deslocamentos horizontais do pórtico da fila D, com vento na direção X

Pavimento	Deslocamentos horizontais (cm)		Altura em relação à base (cm)	Limite (cm)	Situação
	Vento uniforme	Vento vizinhança			
1	0,1	0,1	350	0,9	Ok
2	0,1	0,2	700	1,8	Ok
3	0,3	0,3	1.050	2,6	Ok
4	0,4	0,4	1.400	3,5	Ok
5	0,5	0,5	1.750	4,4	Ok
6	0,6	0,7	2.100	5,3	Ok
7	0,8	0,9	2.450	6,1	Ok
8	0,9	1,0	2.800	7,0	Ok
9	1,1	1,2	3.150	7,9	Ok
10	1,2	1,3	3.500	8,8	Ok
11	1,4	1,5	3.850	9,6	Ok
12	1,5	1,7	4.200	10,5	Ok
13	1,7	1,9	4.550	11,4	Ok
14	1,9	2,0	4.900	12,3	Ok
15	2,0	2,2	5.250	13,1	Ok
16	2,2	2,4	5.600	14,0	Ok
17	2,3	2,5	5.950	14,9	Ok
18	2,5	2,7	6.300	15,8	Ok
19	2,6	2,8	6.650	16,6	Ok
20	2,7	3,0	7.000	17,5	Ok

Tabela 4.68 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Desl. interpav. vento uniforme (mm)			Desl. interpav. vento vizinhança (mm)		
	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 1	Painel 2	Painel 3
1	2,2	1,5	2,2	3,1	2,0	3,0
2	3,8	1,6	3,8	5,2	2,1	5,1
3	4,4	1,3	4,3	6,1	1,7	6,0
4	4,8	1,0	4,6	6,6	1,4	6,5
5	4,9	0,8	4,7	6,9	1,1	6,7
6	5,0	0,6	4,6	7,0	0,9	6,7
7	4,9	0,5	4,6	7,0	0,7	6,7
8	4,8	2,5	4,4	6,9	3,4	6,5
9	4,8	2,5	4,3	6,9	3,5	6,4
10	4,6	2,4	4,0	6,6	3,3	6,1
11	4,3	2,3	3,7	6,3	3,2	5,7
12	4,1	2,1	3,4	6,0	3,0	5,3
13	4,1	2,2	3,3	5,9	3,1	5,2
14	3,7	2,0	2,8	5,4	2,8	4,6
15	3,4	1,9	2,4	5,0	2,6	4,0
16	3,1	1,7	2,0	4,5	2,3	3,4
17	2,8	1,6	1,6	4,1	2,2	2,9
18	2,4	1,4	1,2	3,5	1,9	2,3
19	2,0	1,2	0,8	3,0	1,7	1,8
20	1,6	0,9	0,5	2,5	1,4	1,3
Máximo	5,0	2,5	4,7	7,0	3,5	6,7

Tabela 4.69 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico da fila D, com vento na direção X

Pav.	Desl. interpav. vento uniforme (mm)					Desl. interpav. vento vizinhança (mm)				
	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 4	Painel 5	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 4	Painel 5
1	0,4	0,2	0,6	0,8	0,5	0,5	0,3	0,7	0,9	0,6
2	0,3	0,7	0,9	1,4	0,6	0,4	0,8	1,0	1,5	0,7
3	0,2	0,7	1,1	1,8	0,7	0,2	0,8	1,2	2,0	0,7
4	0,1	0,7	1,2	2,3	0,7	0,1	0,9	1,3	2,4	0,7
5	-2,6	0,7	1,3	2,7	0,7	-2,7	0,8	1,5	2,8	0,7
6	-0,1	0,6	1,4	3,0	0,7	-0,1	0,8	1,6	3,2	0,7
7	-0,2	0,5	1,5	3,3	0,7	-0,2	0,7	1,7	3,5	0,7
8	-0,3	0,4	1,6	3,6	0,7	-0,2	0,6	1,7	3,8	0,7
9	-0,3	0,3	1,6	3,9	0,7	-0,3	0,5	1,8	4,1	0,7
10	-0,4	0,1	1,7	4,1	0,7	-0,4	0,3	1,8	4,3	0,7
11	-0,5	-0,1	1,7	4,4	0,7	-0,4	0,1	1,9	4,6	0,7
12	-0,5	-0,3	1,7	4,6	0,6	-0,5	-0,1	1,8	4,8	0,6
13	-0,5	-0,4	1,8	4,8	0,7	-0,5	-0,2	1,9	5,0	0,7
14	-0,6	-0,7	1,8	5,1	0,6	-0,6	-0,5	1,9	5,3	0,7
15	-0,6	-1,0	1,7	5,3	0,6	-0,6	-0,8	1,9	5,5	0,6
16	-0,7	-1,3	1,7	5,5	0,6	-0,7	-1,1	1,8	5,7	0,6
17	-0,7	-1,5	1,7	5,7	0,6	-0,7	-1,4	1,8	5,8	0,6
18	-0,8	-1,8	1,6	5,8	0,6	-0,8	-1,7	1,8	6,0	0,6
19	-0,9	-2,1	1,6	5,9	0,6	-0,9	-1,9	1,7	6,1	0,6
20	-1,0	-2,3	1,5	6,0	0,6	0,0	-2,2	1,6	6,2	0,6
Máximo	0,4	0,7	1,8	6,0	0,7	0,5	0,9	1,9	6,2	0,7

Analisando-se os esforços encontrados para o vento uniforme (Tabela 4.70), percebe-se uma grande semelhança aos valores obtidos para o vento com os efeitos de vizinhança (Tabela 4.63). As maiores diferenças ocorreram nos momentos fletores, pois a incidência excêntrica do vento, responsável pelos efeitos de torção na estrutura, provocou um acréscimo de deslocamento. Como pode ser visto nestas tabelas, as relações entre as forças de compressão solicitantes e resistentes de cálculo apresentaram uma significativa variação para o primeiro trecho de pilares. Isso ocorreu devido ao fato de o pilar mais solicitado para cada caso de incidência do vento pertencer a filas diferentes.

Tabela 4.70 – Solicitações de cálculo dos pilares, considerando o vento uniforme

Pilar	Andar	N _{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)
P1	1°	8.113	38.143	58	236	221
P2	5°	6.016	42.230	66	-4.081	221
P3	9°	4.582	-35.997	72	-4.084	188
P4	13°	3.170	-26.255	54	-3.077	163
P5	17°	1.784	-18.357	53	-3.053	172

Tabela 4.71 – Comparação entre as solicitações de cálculo dos pilares, considerando vento com efeitos de vizinhança e uniforme

Pilar	Compressão			Flexão em X			Flexão em Y			Expr. de interação		
	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação
P1	0,80	0,79	1,3%	0,15	0,14	7,1%	0,02	0,01	100,0%	0,95	0,92	3,3%
P2	0,59	0,59	0,0%	0,16	0,16	0,0%	0,06	0,05	20,0%	0,78	0,77	1,3%
P3	0,66	0,66	0,0%	0,22	0,21	4,8%	0,10	0,09	11,1%	0,94	0,93	1,1%
P4	0,66	0,66	0,0%	0,21	0,20	5,0%	0,12	0,11	9,1%	0,95	0,94	1,1%
P5	0,52	0,52	0,0%	0,22	0,21	4,8%	0,20	0,19	5,3%	0,88	0,87	1,1%
Média		0,3%		-	-	4,3%	-	-	29,1%	-	-	1,6%
Desvio-padrão		1%		-	-	3%	-	-	40%	-	-	1%

No caso dos contraventamentos, as variações entre os esforços solicitantes foram consideráveis, como pode ser visto na Tabela 4.72. Porém, essa diferença era prevista, em virtude dos acréscimos de deslocamentos provocados pelos binários que simulam os efeitos de vizinhança.

Tabela 4.72 – Comparação entre as solicitações de cálculo dos contraventamentos, considerando vento com efeitos de vizinhança e uniforme

Perfil	Compressão (kN)		Variação	Tração (kN)		Variação
	Vizinhança	Uniforme		Vizinhança	Uniforme	
HP 250 x 62	1082	916	18,1%	420	252	66,7%

Quando os esforços solicitantes dos pilares fornecidos pelo método P-Delta são comparados àqueles fornecidos pelo MAES (Tabela 4.76), percebe-se que as variações são desprezíveis para os três tipos de solicitações (Tabela 4.74 e Tabela 4.75). No entanto, a força normal do pilar mais solicitado do segundo trecho, obtida pelo método P-Delta, ficou cerca de 5,3% menor, elevando o desvio-padrão dos esforços de compressão.

Tabela 4.73 – Solicitações de cálculo dos pilares, obtidas pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Andar	N _{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)
P1	1°	8.224	38.699	60	-1.242	236
P2	5°	5.696	43.341	69	-4.446	234
P3	9°	4.453	-36.879	75	-4.438	193
P4	13°	3.155	-26.865	55	-3.195	164
P5	17°	1.780	-18.759	53	-3.193	170

Tabela 4.74 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES (B₁-B₂) e pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Compressão (kN)			Flexão em X (kNcm)			Flexão em Y (kNcm)		
	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação	P-Delta	B1-B2	Variação	P-Delta	B1-B2	Variação
P1	8.224	8.221	0,0%	38.699	40.325	-4,0%	-1.242	-1.238	0,4%
P2	5.696	6.016	-5,3%	43.341	44.204	-2,0%	-4.446	-4.479	-0,7%
P3	4.453	4.582	-2,8%	-36.879	-37.645	-2,0%	-4.438	-4.498	-1,3%
P4	3.155	3.170	-0,5%	-26.865	-27.338	-1,7%	-3.195	-3.313	-3,6%
P5	1.780	1.784	-0,2%	-18.759	-18.880	-0,6%	-3.193	-3.228	-1,1%
Média			-1,8%	-	-	-2,1%	-	-	-1,3%
Desvio-padrão			2,3%	-	-	1,2%	-	-	1,4%

Tabela 4.75 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES (B₁-B₂) e pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Cortante em X (kN)			Cortante em Y (kN)		
	P-Delta	B1-B2	Variação	P-Delta	B1-B2	Variação
P1	60	60	0,0%	236	238	-0,7%
P2	69	69	0,5%	234	235	-0,5%
P3	75	75	0,4%	193	197	-2,2%
P4	55	55	0,3%	164	169	-3,0%
P5	53	53	-0,2%	170	171	-0,6%
Média			0,2%	-	-	-1,4%
Desvio-padrão			0,3%	-	-	1,1%

No caso dos momentos fletores solicitantes das vigas (Tabela 4.76), as variações também ficaram muito pequenas. Já para os contraventamentos (Tabela 4.77), o esforço solicitante máximo obtido pelo método P-Delta ficou maior para o caso de compressão e menor para a tração.

Tabela 4.76 – Solicitações de cálculo das vigas, obtidas pelo método P-Delta e pelo MAES

Viga	M _{sd} (kNcm)		Variação (%)
	P-Delta	B ₁ -B ₂	
V1	41.575	41.575	0,0
V2	19.347	-	-
V3A	30.431	-	-
V3B	19.425	-	-
V4	73.862	72.134	+2,4
V5	632	632	0,0
V6	72.406	73.141	-1,0
V7	32.339	32.745	-1,0

Tabela 4.77 – Solicitações de cálculo máximas dos contraventamento, obtidas pelo método P-Delta e pelo MAES

Perfil	Compressão (kN)			Tração (kN)		
	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação
P1	1.153	1.082	6,6%	277	420	-34,0%

Assim, conclui-se que a estrutura utilizada no modelo 2 atende a todos os requisitos referentes ao seu dimensionamento. Seu consumo de aço total ficou igual a aproximadamente 995 ton, sendo que 588,6 ton são referentes às vigas, 336,7 ton são devidas aos pilares e 69,5 ton é o peso dos contraventamento (Tabela 4.78). Considerando a área total do edifício (18.000 m²), a taxa global ficou igual a 55,27 kg/m².

Tabela 4.78 – Consumo de aço total dos elementos

Elementos	Consumo de aço (kg)	Contribuição (%)
Vigas	588.600	59,2%
Pilares	336.672	33,8%
Contraventamentos	69.534	7,0%
Total	994.806	100,0%

4.6 MODELO 3

O modelo 3 consiste em um sistema estrutural semelhante àquele utilizado no modelo 2, diferenciando-se apenas pela inclusão de contraventamentos nos eixos 2 e 5. Assim, ele é composto por pórticos contraventados em X nos eixos 1, 2, 5 e 6, e em K nas filas A e D (Figura 4.20 e Figura 4.21). As vigas V2, V5 e V7 dessas regiões e as diagonais de contraventamento foram consideradas como rotuladas nas extremidades. Para o dimensionamento dos pilares foi adotada a redução da sobrecarga de utilização ao longo da altura da estrutura.

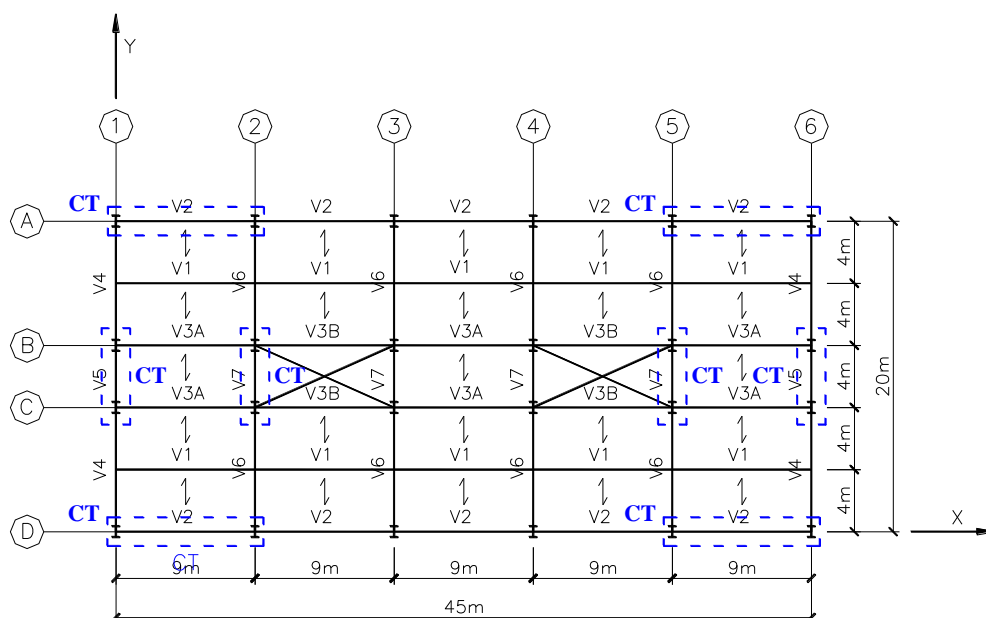


Figura 4.30 – Pavimento tipo do modelo 3

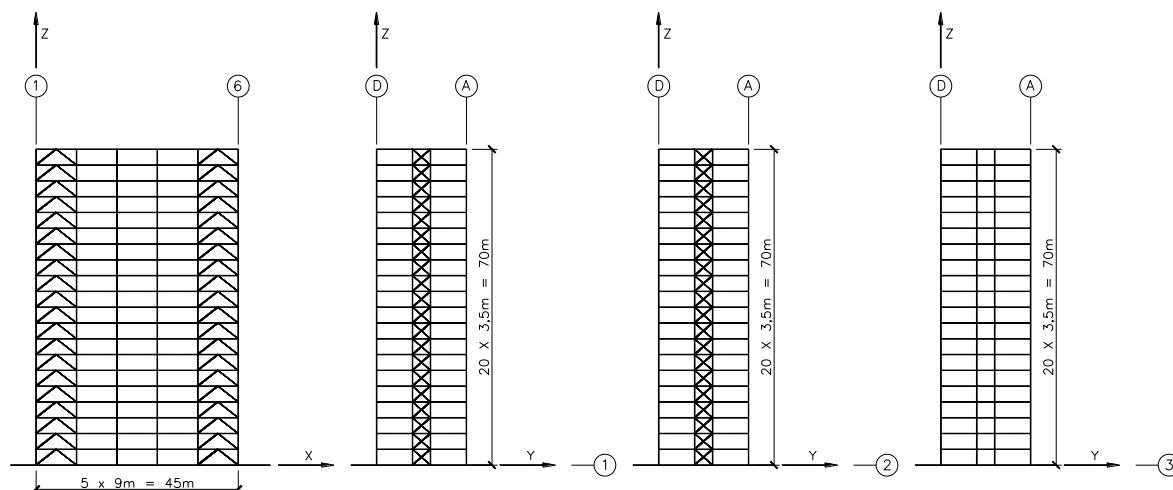


Figura 4.31 – Elevações do modelo 3

As características e as propriedades das seções de vigas, pilares e diagonais de contraventamento utilizadas estão mostradas nas tabelas a seguir. Observa-se que, com a utilização de mais duas linhas de contraventamento na direção Y, houve um aumento da rigidez da estrutura, proporcionando a utilização de vigas mais leves, com alturas menores. No que se refere aos pilares, as seções utilizadas no modelo 3 ficaram, na maior parte dos casos, mais leves do que as do modelo anterior. Já para as diagonais de contraventamento, optou-se por utilizar perfis diferentes para cada eixo, de acordo com a magnitude das solicitações que elas estariam sujeitas. Assim, para os eixos 1 e 6, utilizou-se perfis W 250 x 52, enquanto que para os eixos 2 e 6, e filas A e D, foram usados perfis laminados HP 250 x 62.

Tabela 4.79 – Características das vigas mistas

Viga	Seção	Perfil de aço			
		d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
V1	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V2	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3A	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3B	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V4	VS 700 x 105	700	320	12,5	8,0
V5	VS 700 x 105	700	320	12,5	8,0
V6	VS 700 x 105	700	320	12,5	8,0
V7	VS 700 x 105	700	320	12,5	8,0

Tabela 4.80 – Propriedades geométricas das vigas mistas

Viga	Seção	Perfil de aço		Viga mista ¹		η_i	I_{ef}/I_x	W_{ef}/W_x
		I_x (cm ⁴)	W_x (cm ³)	I_{ef} (cm ⁴)	W_{ef} (cm ³)			
V1	VS 500x61	34.416	1.377	82.581,28	1.889,79	0,52	2,40	1,37
V2	VS 500x61	34.416	1.377	60.968,19	1.690,07	1,00	1,77	1,22
V3A	VS 500x61	34.416	1.377	69.287,08	1.772,65	1,00	2,01	1,29
V3B	VS 500x61	34.416	1.377	58.641,43	1.694,62	1,00	1,70	1,23
V4	VS 700x105	115.045	3.287	151.001,10	3.650,79	1,00	1,31	1,11
V5	VS 700x105	115.045	3.287	-	-	-	-	-
V6	VS 700x105	115.045	3.287	172.609,65	3.794,29	1,00	1,50	1,15
V7	VS 700x105	115.045	3.287	-	-	-	-	-

¹ Paras as vigas V2, V3A, V3B, V4 e V6, os valores apresentados foram obtidos de acordo com média ponderada dos propriedades das regiões de momento positivo e negativo (item 2.2.7).

Tabela 4.81 – Características dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço			
			d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
P1	1° – 4°	CVS 600 x 278	600	400	31,5	19
P2	5° – 8°	CVS 600 x 226	600	400	25	16
P3	9° – 12°	CVS 600 x 190	600	400	19	16
P4	13° – 16°	CVS 600 x 156	600	400	16	12,5
P5	17° – 20°	PS 400 x 116	600	350	12,5	9,5

Tabela 4.82 – Propriedades geométricas dos pilares de aço

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço		
			A _a (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
P1	1° – 4°	CVS 600 x 278	354,0	228.338	33.631
P2	5° – 8°	CVS 600 x 226	288,0	187.600	26.685
P3	9° – 12°	CVS 600 x 190	241,9	151.986	20.286
P4	13° – 16°	CVS 600 x 156	199,0	128.254	17.076
P5	17° – 20°	PS 400 x 116	142,1	90.565	8.936

Tabela 4.83 – Características e propriedades das diagonais de contraventamento

Seção	d (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A _a (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
W 250 x 52	206	204	12,6	7,9	66,9	5.298	1.784
HP 250 x 62	246	256	10,7	10,5	79,6	8.728	2.995

A estrutura foi inicialmente classificada por meio do coeficiente B_2 , chegando-se aos valores de 1,09 para o caso com redução da sobrecarga e 1,11 quando essa redução é desconsiderada. Percebe-se que, em comparação aos valores obtidos no modelo 2, a inclusão de mais duas linhas de contraventamento na direção Y pouco impactou na deslocabilidade do edifício. Porém, nessa nova concepção, os valores do coeficiente B_2 ficaram mais próximos do limite superior da categoria de baixa deslocabilidade, sendo teoricamente desnecessária a redução das rigidezes dos elementos para simular a imperfeição inicial de material. Todavia, a

redução dos módulos de elasticidade dos materiais foi empregada com o objetivo de se evitar a utilização de modelos numéricos com diferentes condições de contorno para o dimensionamento de vigas e pilares.

Como observado nos modelos anteriores, a combinação de cálculo que forneceu o maior coeficiente B_2 foi aquela em que apenas a ação dos carregamentos gravitacionais é levada em conta, como ilustrado nas figuras a seguir. Nesses casos, foram utilizadas forças horizontais fictícias com os valores iguais àqueles mostrados na tabela abaixo.

Tabela 4.84 – Forças horizontais fictícias (FHF) na direção Y – com redução da sobrecarga

Andar	1° ao 4°	5° ao 8°	9° ao 12°	13° ao 15°	16°	17°	18° ao 19°	20°
Com redução SC (kN)	4,24	4,22	4,19	4,17	4,44	4,69	4,96	6,40
Sem redução SC (kN)	5,05	5,03	5,00	4,98	4,98	4,96	4,96	6,40

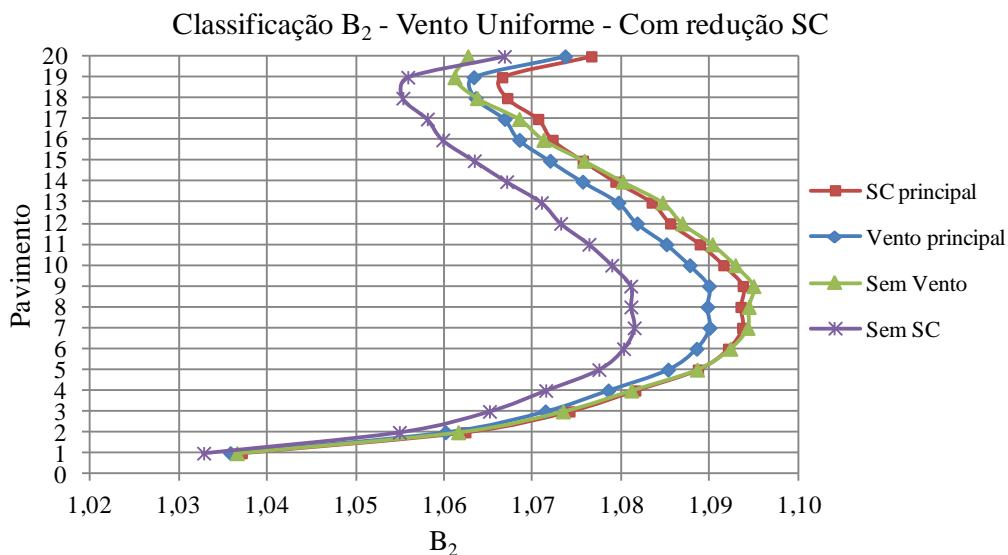


Figura 4.32 – Classificação pelo coeficiente B_2 , com vento uniforme em Y, quando aplicável, e redução da sobrecarga – Eixo 3

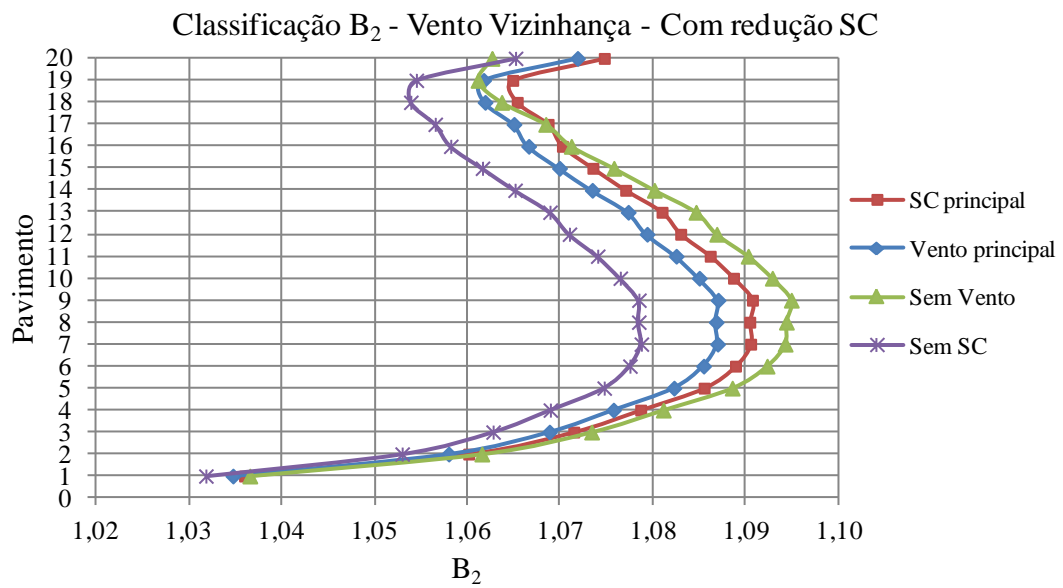


Figura 4.33 – Classificação pelo coeficiente B_2 , considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e redução da sobrecarga – Eixo 3

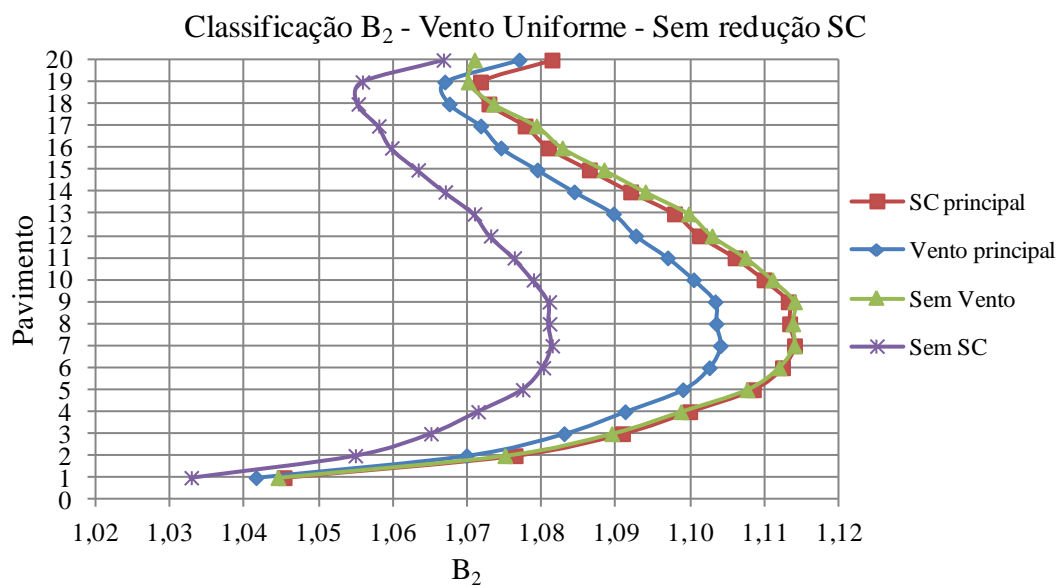


Figura 4.34 – Classificação pelo coeficiente B_2 , com vento uniforme em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

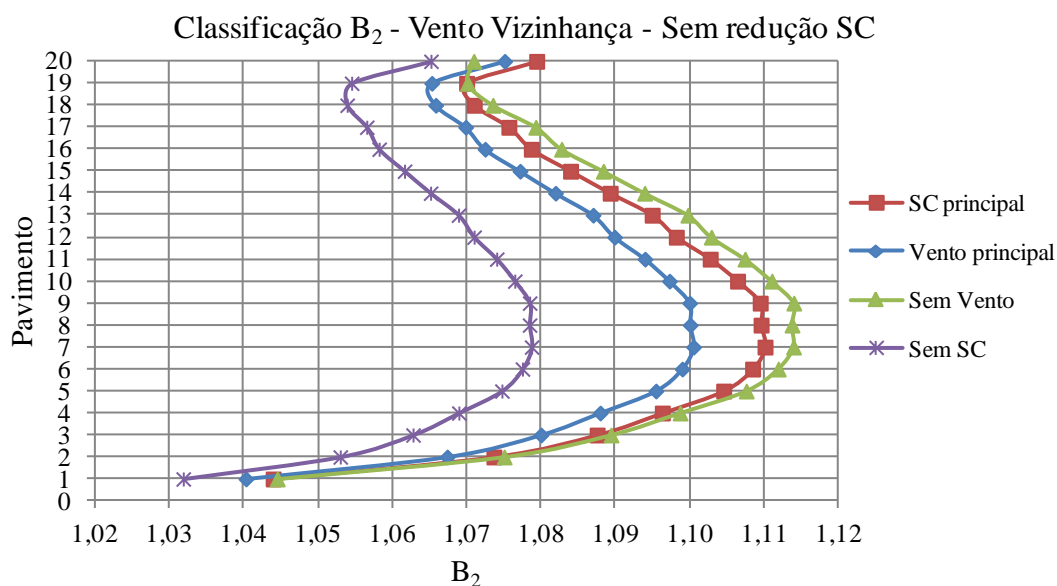


Figura 4.35 – Classificação pelo coeficiente B_2 , considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e redução da sobrecarga – Eixo 3

Realizando a classificação da estrutura por meio da relação entre os deslocamentos de segunda (u_2) e de primeira ordem (u_1), o maior valor encontrado foi 1,07. As relações obtidas para cada combinação estão mostradas na Tabela 4.85. Analisando a média e o desvio-padrão para cada caso de carregamento, percebe-se novamente um comportamento diferente do coeficiente B_2 , pois, com exceção da combinação sem sobrecarga, os valores encontrados praticamente não variaram ao longo da altura da estrutura. Nesse caso, a estrutura utilizada no modelo 3 seria considerada de pequena deslocabilidade e não haveria a necessidade das imperfeições iniciais de material serem incluídas na análise.

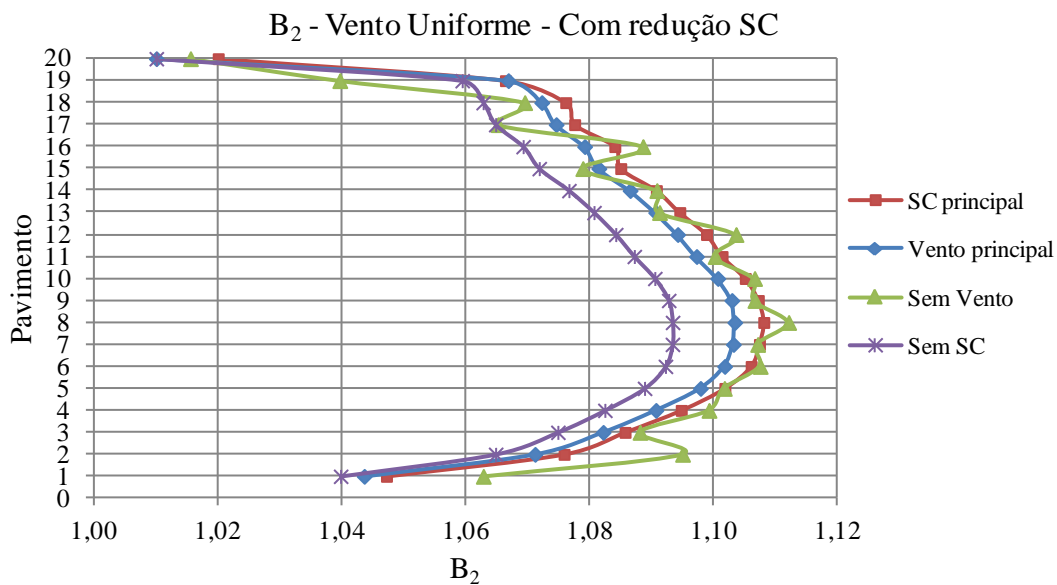
Tabela 4.85 – Relações u_2/u_1 do pórtico do eixo 3, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pav.	SC principal			Vento principal			Sem Vento			Sem SC				
	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1		
1	0,2	0,2	1,04	0,3	0,3	1,04	0,0	0,0	1,04	0,3	0,3	1,03		
2	0,4	0,5	1,05	0,7	0,8	1,05	0,1	0,1	1,05	0,7	0,7	1,04		
3	0,8	0,8	1,06	1,3	1,3	1,05	0,2	0,2	1,06	1,3	1,3	1,04		
4	1,1	1,2	1,06	1,8	2,0	1,06	0,2	0,3	1,06	1,8	1,9	1,04		
5	1,5	1,6	1,07	2,5	2,6	1,06	0,3	0,3	1,06	2,5	2,6	1,05		
6	1,9	2,0	1,07	3,2	3,4	1,06	0,4	0,4	1,06	3,2	3,3	1,05		
7	2,3	2,5	1,07	3,9	4,1	1,06	0,5	0,5	1,06	3,9	4,1	1,05		
8	2,7	2,9	1,07	4,6	4,9	1,06	0,6	0,6	1,07	4,6	4,8	1,05		
9	3,2	3,4	1,07	5,3	5,6	1,06	0,7	0,7	1,07	5,3	5,5	1,05		
10	3,6	3,8	1,07	6,0	6,3	1,06	0,7	0,8	1,07	6,0	6,3	1,05		
11	4,0	4,3	1,07	6,6	7,1	1,06	0,8	0,9	1,07	6,6	7,0	1,05		
12	4,4	4,7	1,07	7,3	7,7	1,06	0,9	1,0	1,07	7,3	7,6	1,05		
13	4,7	5,1	1,07	7,9	8,4	1,06	1,0	1,0	1,07	7,9	8,3	1,05		
14	5,1	5,5	1,07	8,5	9,0	1,06	1,0	1,1	1,07	8,5	8,9	1,05		
15	5,4	5,8	1,07	9,1	9,6	1,06	1,1	1,2	1,07	9,1	9,5	1,05		
16	5,7	6,1	1,07	9,6	10,2	1,06	1,2	1,2	1,07	9,6	10,0	1,05		
17	6,0	6,5	1,07	10,1	10,7	1,06	1,2	1,3	1,07	10,1	10,6	1,05		
18	6,3	6,7	1,07	10,5	11,2	1,06	1,3	1,4	1,07	10,5	11,0	1,05		
19	6,5	7,0	1,07	10,9	11,6	1,06	1,3	1,4	1,07	10,9	11,4	1,05		
20	6,8	7,2	1,07	11,3	12,0	1,06	1,4	1,5	1,07	11,3	11,8	1,05		
Máximo			1,07	Máximo			1,06	Máximo			1,07	Máximo		1,05
Média			1,07	Média			1,06	Média			1,06	Média		1,05
Desvio-padrão			0,01	Desvio-padrão			0,01	Desvio-padrão			0,01	Desvio-padrão		0,00

Com a redução dos módulos de elasticidade dos materiais, os coeficientes B_2 foram recalculados para o dimensionamento dos elementos que formam o modelo 3. Os maiores valores foram encontrados no pórtico do eixo 3, para a combinação em que a atuação do vento é desprezada. Quando a redução da sobrecarga é tomada como uma hipótese de cálculo, esse valor ficou igual a 1,11. No entanto, quando essa premissa não é adotada, esse fator aumentou para 1,14, como pode ser visto nas figuras e tabelas a seguir.

Tabela 4.86 – Cálculo do coeficiente B_2 para o eixo 3, sem atuação do vento e com redução da sobrecarga

Pavimento	Deslocamento (cm)		ΣN_{sd} (kN)	ΣH_{sd} (kN)	R_s	h (cm)	Δh (cm)	B_2
	Inicial	Final						
1	0,00	0,06	27.150,23	88,94	0,85	350	0,06	1,06
2	0,06	0,12	25.848,97	67,22	0,85	350	0,07	1,10
3	0,12	0,20	24.551,42	72,52	0,85	350	0,07	1,09
4	0,20	0,27	23.256,48	65,66	0,85	350	0,08	1,10
5	0,27	0,35	21.963,21	65,78	0,85	350	0,08	1,10
6	0,35	0,44	20.678,06	59,55	0,85	350	0,08	1,11
7	0,44	0,52	19.395,96	56,99	0,85	350	0,08	1,11
8	0,52	0,61	18.116,92	51,32	0,85	350	0,08	1,11
9	0,61	0,69	16.838,84	50,61	0,85	350	0,09	1,11
10	0,69	0,78	15.569,52	44,99	0,85	350	0,08	1,11
11	0,78	0,86	14.303,24	42,48	0,85	350	0,08	1,10
12	0,86	0,93	13.039,81	36,20	0,85	350	0,08	1,10
13	0,93	1,01	11.777,42	36,31	0,85	350	0,08	1,09
14	1,01	1,08	10.521,66	30,15	0,85	350	0,07	1,09
15	1,08	1,15	9.268,69	28,68	0,85	350	0,07	1,08
16	1,15	1,21	8.019,01	20,63	0,85	350	0,06	1,09
17	1,21	1,27	6.705,62	22,34	0,85	350	0,06	1,07
18	1,27	1,32	5.334,30	14,06	0,85	350	0,05	1,07
19	1,32	1,37	3.905,90	14,94	0,85	350	0,04	1,04
20	1,37	1,39	2.480,70	13,71	0,85	350	0,03	1,02
Máximo								1,11
Média								1,09
Desvio-padrão								0,03

Figura 4.36 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, com vento uniforme em Y, quando aplicável, e com redução da sobrecarga – Eixo 3

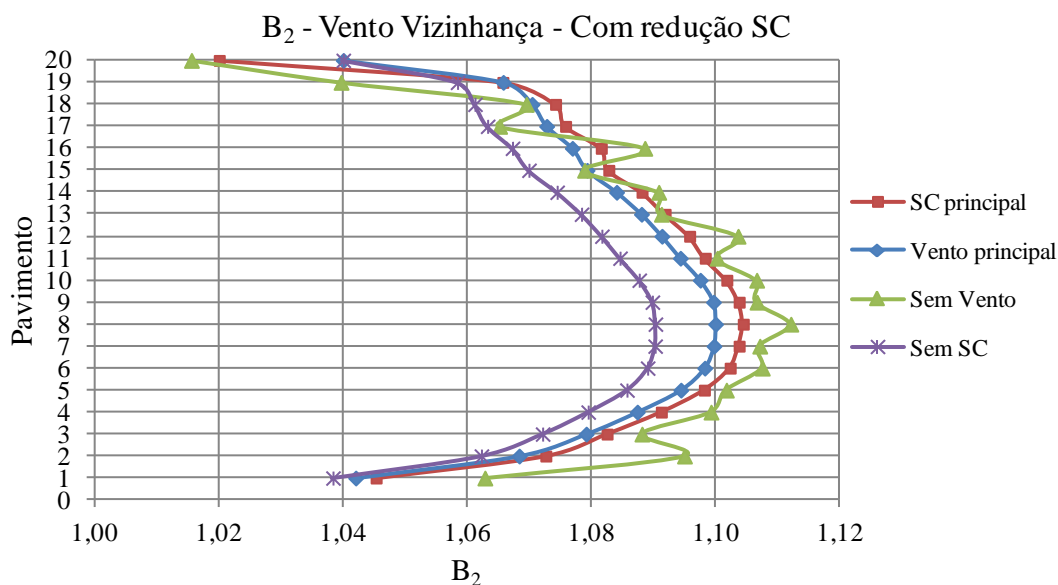


Figura 4.37 – Variação do coeficiente B₂, por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e com redução da sobrecarga – Eixo 3

Tabela 4.87 – Cálculo do coeficiente B₂ para o eixo 3, sem atuação do vento e sem redução da sobrecarga

Pavimento	Deslocamento (cm)		Σ Nsd (kN)	Σ Hsd (kN)	Rs	h (cm)	Δh (cm)	B ₂
	Inicial	Final						
1	0,00	0,07	32.874,90	103,25	0,85	350	0,07	1,08
2	0,07	0,15	31.249,71	76,33	0,85	350	0,08	1,12
3	0,15	0,23	29.628,74	82,72	0,85	350	0,08	1,11
4	0,23	0,31	28.010,75	74,32	0,85	350	0,09	1,12
5	0,31	0,41	26.394,62	74,97	0,85	350	0,09	1,12
6	0,41	0,50	24.786,82	67,22	0,85	350	0,09	1,13
7	0,50	0,59	23.182,48	64,32	0,85	350	0,09	1,13
8	0,59	0,69	21.581,57	57,20	0,85	350	0,09	1,14
9	0,69	0,78	19.981,68	57,00	0,85	350	0,10	1,13
10	0,78	0,88	18.390,57	49,89	0,85	350	0,09	1,13
11	0,88	0,96	16.802,83	47,12	0,85	350	0,09	1,12
12	0,96	1,05	15.218,24	38,96	0,85	350	0,08	1,12
13	1,05	1,13	13.634,69	40,20	0,85	350	0,08	1,11
14	1,13	1,21	12.057,79	32,28	0,85	350	0,08	1,11
15	1,21	1,28	10.483,91	30,15	0,85	350	0,07	1,09
16	1,28	1,35	8.913,44	19,60	0,85	350	0,07	1,11
17	1,35	1,41	7.338,21	24,13	0,85	350	0,06	1,07
18	1,41	1,46	5.763,99	14,35	0,85	350	0,05	1,08
19	1,46	1,51	4.192,60	16,88	0,85	350	0,04	1,04
20	1,51	1,53	2.624,31	20,49	0,85	350	0,02	1,01
Máximo								1,14
Média								1,10
Desvio-padrão								0,03

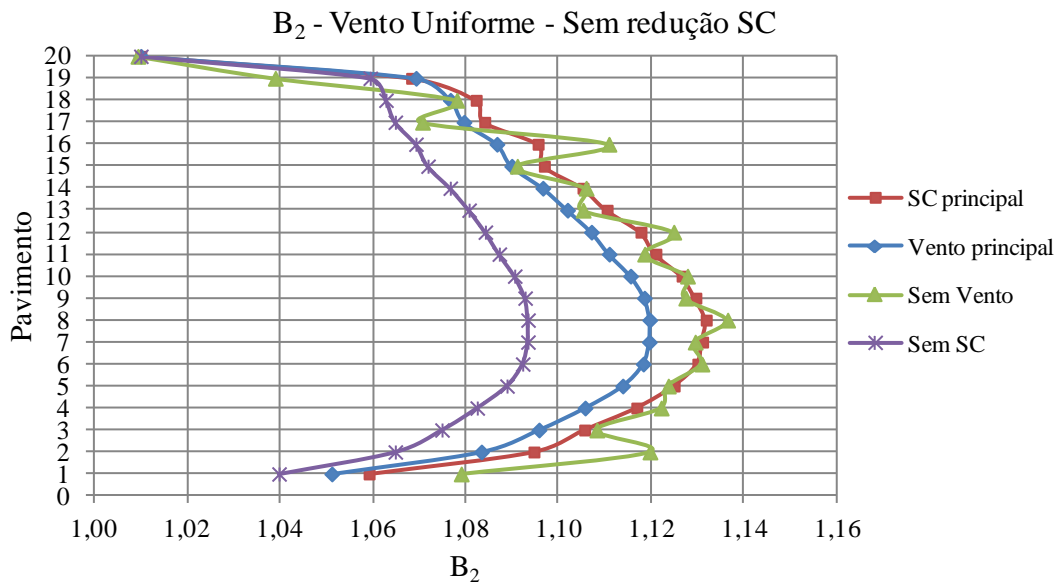


Figura 4.38 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, com vento uniforme em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

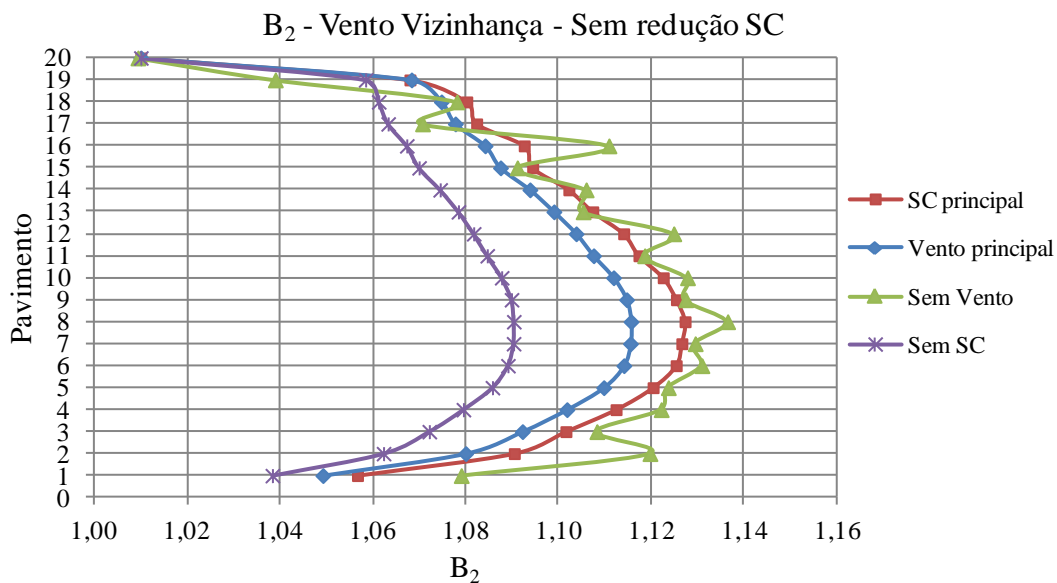


Figura 4.39 – Variação do coeficiente B_2 , por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3

Os esforços solicitantes e as resistências de cada tipo de viga e das diagonais de contraventamento estão mostrados na Tabela 4.88 e na Tabela 4.89. As solicitações de cálculo apresentadas foram retiradas da combinação em que o vento atua com excentricidade e é a ação variável principal. Assim como nos modelos anteriores, as vigas V1 foram dimensionadas como biapoiadas e nas demais vigas o máximo momento fletor solicitante foi

negativo. Para as vigas V2, V3A e V3B, as solicitações de cálculo foram retiradas das análises que utilizam o método simplificado P-Delta.

Tabela 4.88 – Momentos solicitantes e resistências de cálculo das vigas

Viga	Perfil	B ₁	M _{nt}	B ₂	M _{lt}	M _{Sd} (kNcm)	M _{Rd} (kNcm)	M _{Sd} /M _{Rd}
V1	VS 500x61	1,00	41.575	-	-	41.575	71.116	0,58
V2	VS 500x61	-	-	-	-	18.960	40.759	0,47
V3A	VS 500x61	-	-	-	-	28.973	40.759	0,71
V3B	VS 500x61	-	-	-	-	22.005	40.759	0,54
V4	VS 700x105	1,00	16.798	1,06	43.802	63.228	98.273	0,64
V5	VS 700x105	1,00	632	-	-	632	98.273	0,01
V6	VS 700x105	1,00	36.183	1,11	29.166	68.557	98.273	0,70
V7	VS 700x105	1,00	3.277	1,10	21.534	26.964	98.273	0,27

Tabela 4.89 – Resistência de cálculo à compressão dos contraventamentos

Perfil	Compressão		
	N _{Sd} (kN)	N _{Rd} (kN)	N _{Sd} /N _{Rd}
W 200 x 52	848	968	0,88
HP 250 x 62	1.096	1.449	0,76

Os esforços solicitantes finais dos pilares estão mostrados na Tabela 4.90. Os coeficientes B₁ ficaram iguais ao seu valor mínimo (1,00) em todas as combinações de cálculo. Na Tabela 4.91 podem ser vistos os valores desse coeficiente para os pilares do pórtico do eixo 3, fila C, para a combinação crítica, onde o vento é a ação variável principal e atua com excentricidade em relação à fachada, e há redução da sobrecarga.

Tabela 4.90 – Esforços solicitantes dos pilares, considerando o vento com os efeitos de vizinhança e com redução da sobrecarga

Pilar	Andar	N _{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)
P1	1°	8.098	34.654	56	-1.175	210
P2	5°	5.992	37.338	60	-4.963	210
P3	9°	4.562	-34.450	59	-4.944	200
P4	13°	3.157	-27.129	62	-4.839	175
P5	17°	1.772	-18.949	49	-3.528	169

Tabela 4.91 – Coeficiente B_1 dos pilares do eixo 3, fila C, considerando o vento com efeitos de vizinhança e com redução da sobrecarga

Pavimento	Perfil	C_m	N_e (kN)	N_{nt} (kN)	N_{lt} (kN)	N_{Sd1} (kN)	B_1
1	CVS 600 x 278	0,46	43.353,43	7.448,69	0,00	7.448,69	1,00
2	CVS 600 x 278	0,23	43.353,43	7.082,38	0,00	7.082,38	1,00
3	CVS 600 x 278	0,20	43.353,43	6.717,67	0,00	6.717,67	1,00
4	CVS 600 x 278	0,21	43.353,43	6.354,40	0,00	6.354,40	1,00
5	CVS 600 x 226	0,21	34.399,40	5.992,16	0,00	5.992,16	1,00
6	CVS 600 x 226	0,20	34.399,40	5.632,85	0,00	5.632,85	1,00
7	CVS 600 x 226	0,20	34.399,40	5.274,94	0,00	5.274,94	1,00
8	CVS 600 x 226	0,21	34.399,40	4.918,30	0,00	4.918,30	1,00
9	CVS 600 x 190	0,21	26.150,50	4.562,45	0,00	4.562,45	1,00
10	CVS 600 x 190	0,20	26.150,50	4.209,57	0,00	4.209,57	1,00
11	CVS 600 x 190	0,20	26.150,50	3.857,81	0,00	3.857,81	1,00
12	CVS 600 x 190	0,21	26.150,50	3.507,09	0,00	3.507,09	1,00
13	CVS 600 x 156	0,22	20.012,52	3.156,70	0,00	3.156,70	1,00
14	CVS 600 x 156	0,20	20.012,52	2.808,11	0,00	2.808,11	1,00
15	CVS 600 x 156	0,20	20.012,52	2.460,37	0,00	2.460,37	1,00
16	CVS 600 x 156	0,24	20.012,52	2.113,36	8,41	2.121,77	1,00
17	PS 600 x 112	0,24	11.519,83	1.757,74	12,86	1.770,60	1,00
18	PS 600 x 112	0,21	11.519,83	1.395,30	13,30	1.408,60	1,00
19	PS 600 x 112	0,21	11.519,83	1.025,83	11,91	1.037,74	1,00
20	PS 600 x 112	0,28	11.519,83	657,62	8,22	665,84	1,00

Quanto às resistências das seções de pilares utilizadas no modelo 3 (Tabela 4.92), observa-se que a compressão é a parcela mais significativa das expressões de interação, principalmente para os trechos inferiores.

Tabela 4.92 – Resistência das seções de pilares

Pilar	Perfil	Compressão		Flexão em X		Flexão em Y		Expr. de interação
		N_{Rd} (kN)	N_{Sd}/N_{Rd}	M_{Rd} (kNcm)	M_{Sd}/M_{Rd}	M_{Rd} (kNcm)	M_{Sd}/M_{Rd}	
P1	CVS 600 x 278	10.236	0,79	271.505	0,13	80.277	0,01	0,92
P2	CVS 600 x 226	8.307	0,72	221.455	0,17	63.668	0,08	0,94
P3	CVS 600 x 190	6.906	0,66	173.288	0,20	46.570	0,11	0,93
P4	CVS 600 x 156	5.447	0,58	134.890	0,20	34.954	0,14	0,88
P5	PS 600 x 112	3.461	0,51	88.043	0,22	14.217	0,25	0,93

No que se refere aos deslocamentos horizontais, o máximo valor encontrado foi 10,5 cm, quando o vento é aplicado com excentricidade na direção Y. Para o caso em que o mesmo atua na direção X, o maior valor encontrado foi de apenas 3,0 cm. Analisando os valores apresentados na Tabela 4.93 e na Tabela 4.94, observa-se que em ambos os casos o limite de $H/400$ (17,5 cm) foi respeitado com folga.

Em relação aos deslocamentos interpavimentos (Tabela 4.95 e Tabela 4.96), os maiores valores obtidos nas direções Y e X foram 6,2 e 6,7 mm, respectivamente. Em ambos os casos, o limite de 7 mm ($h/500$) foi atendido.

Tabela 4.93 – Deslocamentos horizontais do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Deslocamentos horizontais (cm)		Altura em relação à base (cm)	Limite (cm)	Situação
	Vento uniforme	Vento vizinhança			
1	0,2	0,2	350	0,9	Ok
2	0,5	0,7	700	1,8	Ok
3	0,8	1,1	1.050	2,6	Ok
4	1,2	1,7	1.400	3,5	Ok
5	1,6	2,3	1.750	4,4	Ok
6	2,1	2,9	2.100	5,3	Ok
7	2,5	3,5	2.450	6,1	Ok
8	3,0	4,2	2.800	7,0	Ok
9	3,4	4,8	3.150	7,9	Ok
10	3,9	5,5	3.500	8,8	Ok
11	4,3	6,1	3.850	9,6	Ok
12	4,8	6,7	4.200	10,5	Ok
13	5,2	7,3	4.550	11,4	Ok
14	5,5	7,8	4.900	12,3	Ok
15	5,9	8,3	5.250	13,1	Ok
16	6,2	8,8	5.600	14,0	Ok
17	6,6	9,3	5.950	14,9	Ok
18	6,8	9,7	6.300	15,8	Ok
19	7,1	10,1	6.650	16,6	Ok
20	7,3	10,4	7.000	17,5	Ok

Tabela 4.94 – Deslocamentos horizontais do pórtico da fila D, com vento na direção X

Pavimento	Deslocamentos horizontais (cm)		Altura em relação à base (cm)	Limite (cm)	Situação
	Vento uniforme	Vento vizinhança			
1	0,1	0,1	350	0,9	Ok
2	0,1	0,2	700	1,8	Ok
3	0,3	0,3	1.050	2,6	Ok
4	0,4	0,4	1.400	3,5	Ok
5	0,5	0,5	1.750	4,4	Ok
6	0,6	0,7	2.100	5,3	Ok
7	0,8	0,9	2.450	6,1	Ok
8	0,9	1,0	2.800	7,0	Ok
9	1,1	1,2	3.150	7,9	Ok
10	1,3	1,4	3.500	8,8	Ok
11	1,4	1,6	3.850	9,6	Ok
12	1,6	1,7	4.200	10,5	Ok
13	1,8	1,9	4.550	11,4	Ok
14	1,9	2,1	4.900	12,3	Ok
15	2,1	2,3	5.250	13,1	Ok
16	2,2	2,4	5.600	14,0	Ok
17	2,4	2,6	5.950	14,9	Ok
18	2,5	2,8	6.300	15,8	Ok
19	2,7	2,9	6.650	16,6	Ok
20	2,8	3,1	7.000	17,5	Ok

Tabela 4.95 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico do eixo 1, com vento na direção Y

Pavimento	Desl. interpav. vento uniforme (mm)			Desl. interpav. vento vizinhança (mm)		
	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 1	Painel 2	Painel 3
1	1,8	1,2	1,8	2,6	1,7	2,6
2	3,1	1,3	3,1	4,4	1,9	4,4
3	3,7	1,1	3,7	5,4	1,6	5,3
4	4,1	0,9	4,0	6,0	1,3	5,9
5	4,5	0,8	4,3	6,5	1,2	6,3
6	4,7	0,7	4,4	6,8	1,0	6,6
7	4,7	0,6	4,4	6,9	0,8	6,6
8	4,7	2,5	4,3	6,9	3,5	6,5
9	4,7	2,5	4,2	6,9	3,5	6,4
10	4,5	2,4	3,9	6,7	3,4	6,1
11	4,3	2,3	3,6	6,5	3,3	5,8
12	4,1	2,2	3,3	6,2	3,1	5,4
13	3,9	2,2	3,1	5,9	3,1	5,0
14	3,6	2,0	2,7	5,5	2,9	4,5
15	3,3	1,9	2,3	5,0	2,7	4,0
16	3,0	1,7	1,9	4,6	2,4	3,5
17	2,8	1,6	1,6	4,2	2,3	3,1
18	2,4	1,4	1,2	3,7	2,1	2,5
19	2,1	1,3	0,9	3,2	1,8	2,1
20	1,8	1,1	0,6	2,8	1,6	1,7
Máximo	4,7	2,5	4,4	6,9	3,5	6,6

Tabela 4.96 – Deslocamentos interpavimentos do pórtico da fila D, com vento na direção X

Pav.	Desl. interpav. vento uniforme (mm)					Desl. interpav. vento vizinhança (mm)				
	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 4	Painel 5	Painel 1	Painel 2	Painel 3	Painel 4	Painel 5
1	0,4	0,3	0,6	0,8	0,5	0,5	0,3	0,7	0,9	0,6
2	0,3	0,7	0,9	1,4	0,6	0,4	0,8	1,0	1,5	0,7
3	0,2	0,7	1,1	1,8	0,7	0,2	0,8	1,2	2,0	0,7
4	0,1	0,7	1,2	2,3	0,7	0,1	0,8	1,3	2,4	0,7
5	-2,6	0,6	1,3	2,7	0,7	-2,8	0,8	1,5	2,9	0,7
6	-0,1	0,6	1,5	3,1	0,7	-0,1	0,7	1,6	3,3	0,7
7	-0,2	0,4	1,6	3,5	0,7	-0,2	0,6	1,7	3,7	0,7
8	-0,3	0,3	1,7	3,9	0,7	-0,2	0,5	1,8	4,1	0,7
9	-0,3	0,2	1,7	4,2	0,7	-0,3	0,4	1,9	4,4	0,7
10	-0,4	0,0	1,8	4,5	0,7	-0,4	0,2	1,9	4,7	0,7
11	-0,5	-0,3	1,8	4,8	0,7	-0,4	0,0	2,0	5,0	0,7
12	-0,5	-0,5	1,8	5,0	0,6	-0,5	-0,3	2,0	5,2	0,6
13	-0,6	-0,7	1,8	5,3	0,6	-0,5	-0,5	2,0	5,5	0,6
14	-0,6	-1,0	1,8	5,5	0,6	-0,6	-0,8	2,0	5,7	0,6
15	-0,7	-1,3	1,8	5,7	0,6	-0,7	-1,1	1,9	5,9	0,6
16	-0,7	-1,5	1,8	5,8	0,6	-0,7	-1,3	1,9	6,0	0,6
17	-0,7	-1,8	1,8	6,0	0,6	-0,7	-1,6	1,9	6,2	0,6
18	-0,8	-2,1	1,7	6,2	0,6	-0,8	-1,9	1,8	6,4	0,6
19	-0,9	-2,3	1,6	6,3	0,6	-0,9	-2,2	1,8	6,5	0,6
20	-1,0	-2,6	1,6	6,4	0,6	0,0	-2,4	1,7	6,6	0,6
Máximo	0,4	0,7	1,8	6,4	0,7	0,5	0,8	2,0	6,6	0,7

Comparando os esforços dos pilares encontrados para o vento com efeitos de vizinhança (Tabela 4.90) com aqueles obtidos para o vento uniforme (Tabela 4.97 e Tabela 4.98), observa-se novamente uma grande semelhança entre eles, especialmente para os esforços axiais de compressão. Analisando as solicitações de flexão, percebe-se que a situação onde o vento atua uniformemente gera momento fletores com magnitudes um pouco menores. Por outro lado, as forças cortantes nas duas direções dos perfis ficaram muito próximas. Além disso, as expressões de interação obtidas para o vento com efeitos de vizinhança ficaram, na média, 2,0% maiores do que os valores obtidos pelo vento uniforme.

Tabela 4.97 – Solicitações de cálculo dos pilares, considerando o vento uniforme

Pilar	Andar	N_{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M_{Sd} (kNcm)	V_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kNcm)	V_{Sd} (kN)
P1	1°	7.990	32.583	55	244	200
P2	5°	5.992	35.587	59	-4.498	196
P3	9°	4.562	-32.893	58	-4.470	187
P4	13°	3.157	-26.028	62	-4.437	167
P5	17°	1.771	-18.413	48	-3.323	170

Tabela 4.98 – Comparação entre as solicitações de cálculo dos pilares, considerando vento com efeitos de vizinhança e uniforme

Pilar	Compressão			Flexão em X			Flexão em Y			Expr. de interação		
	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação	Viz.	Unif.	Variação
P1	0,79	0,78	1,3%	0,13	0,12	8,3%	0,01	0,01	100,0%	0,92	0,89	3,4%
P2	0,72	0,72	0,0%	0,17	0,16	6,3%	0,08	0,07	14,3%	0,94	0,93	1,1%
P3	0,66	0,66	0,0%	0,20	0,19	5,3%	0,11	0,10	10,0%	0,93	0,92	1,1%
P4	0,58	0,56	3,6%	0,20	0,19	5,3%	0,14	0,13	7,7%	0,88	0,86	2,3%
P5	0,51	0,51	0,0%	0,22	0,21	4,8%	0,25	0,23	8,7%	0,93	0,91	2,2%
Média			1,0%	-	-	6,0%	-	-	28,1%	-	-	2,0%
Desvio-padrão			2%	-	-	1%	-	-	40%	-	-	1%

Quando a mesma comparação é feita para as diagonais de contraventamento (Tabela 4.99), observa-se uma variação considerável tanto dos esforços máximos de compressão quanto dos de tração. Para as barras situadas nos eixos 1 e 6, por exemplo, o esforço de compressão variou 18,6% de uma situação para outra. Por sua vez, as barras localizadas nos eixos 2 e 5 apresentaram uma variação de 9,2% no seu esforço dimensionante. Esse comportamento mostra que os efeitos de torção associados ao vento elevam

consideravelmente as solicitações dos contraventamentos de extremidade e têm a sua influência diminuída à medida que o centro de torção encontra-se mais próximo.

Tabela 4.99 – Comparação entre as solicitações de cálculo dos contraventamentos, considerando vento com efeitos de vizinhança e uniforme

Perfil	Compressão (kN)		Variação	Tração (kN)		Variação
	Vizinhança	Uniforme		Vizinhança	Uniforme	
W 200 x 52	848	715	18,6%	262	122	114,8%
HP 250 x 62	1.096	1.004	9,2%	188	118	59,3%

Comparando os esforços solicitantes dos pilares fornecidos pelo método P-Delta com aqueles fornecidos pelo MAES (Tabela 4.100), percebe-se que, no geral, as variações são pequenas (Tabela 4.101 e Tabela 4.102). Para os esforços de compressão e de flexão em X, o método P-Delta forneceu valores menores do que o MAES. Porém, para os esforços de flexão em Y e força cortante em X e Y, os resultados ficaram um pouco maiores.

Tabela 4.100 – Solicitações de cálculo dos pilares, obtidas pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Andar	N _{Sd} (kN)	Eixo X		Eixo Y	
			M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)	M _{Sd} (kNcm)	V _{Sd} (kN)
P1	1°	8.042	32.431	57	-1.243	212
P2	5°	5.696	35.256	61	-4.984	211
P3	9°	4.424	-32.397	60	-5.024	198
P4	13°	3.117	-25.837	63	-5.004	175
P5	17°	1.762	-18.470	50	-3.688	169

Tabela 4.101 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES (B₁-B₂) e pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Compressão (kN)			Flexão em X (kNcm)			Flexão em Y (kNcm)		
	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação	P-Delta	B1-B2	Variação	P-Delta	B1-B2	Variação
P1	8.042	8.098	-0,7%	32.431	34.654	-6,4%	-1.243	-1.175	5,8%
P2	5.696	5.992	-4,9%	35.256	37.338	-5,6%	-4.984	-4.963	0,4%
P3	4.424	4.562	-3,0%	-32.397	-34.450	-6,0%	-5.024	-4.944	1,6%
P4	3.117	3.157	-1,3%	-25.837	-27.129	-4,8%	-5.004	-4.839	3,4%
P5	1.762	1.772	-0,5%	-18.470	-18.949	-2,5%	-3.688	-3.528	4,5%
Média			-2,1%	-	-	-5,0%	-	-	3,2%
Desvio-padrão			1,9%	-	-	1,5%	-	-	2,2%

Tabela 4.102 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES (B₁-B₂) e pelo método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança

Pilar	Cortante em X (kN)			Cortante em Y (kN)		
	P-Delta	B1-B2	Variação	P-Delta	B1-B2	Variação
P1	57	56	1,8%	212	210	1,0%
P2	61	60	1,7%	211	210	0,5%
P3	60	59	1,7%	198	200	-1,0%
P4	63	62	1,6%	175	175	0,0%
P5	50	49	2,0%	169	169	0,0%
Média			1,8%	-	-	0,1%
Desvio-padrão			0,2%	-	-	0,7%

No que se refere aos momentos fletores solicitantes das vigas (Tabela 4.103), as variações também ficaram muito pequenas. Entretanto, para os contraventamentos (Tabela 4.104), os esforços solicitantes máximos de compressão obtidos pelo método P-Delta ficaram 10% maiores para as diagonais dos eixos 1 e 6, e 3,2% menores para as diagonais dos eixos 2 e 5. No caso dos esforços de tração, os valores máximos apresentaram variações significativas. No entanto, esse tipo de esforço não foi determinante para o dimensionamento das barras, visto que as forças de compressão ficaram entre 3 e 6 vezes maiores do que as de tração.

Tabela 4.103 – Solicitações de cálculo das vigas, obtidas pelo método P-Delta e pelo MAES

Viga	M _{Sd} (kNcm)		Variação (%)
	P-Delta	B ₁ -B ₂	
V1	41.575	41.575	0,0
V2	18.960	-	-
V3A	28.973	-	-
V3B	22.005	-	-
V4	65.638	63.228	+3,8
V5	632	632	0,0
V6	68.365	68.557	-0,3
V7	26.668	26.964	-1,1

Tabela 4.104 – Solicitações de cálculo máximas dos contraventamento, obtidas pelo método P-Delta e pelo MAES

Perfil	Compressão (kN)			Tração (kN)		
	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação	P-Delta	B ₁ -B ₂	Variação
W 200 x 52	933	848	10,0%	84	262	-67,9%
HP 250 x 62	1.061	1.096	-3,2%	148	188	-21,3%

Assim, com a apresentação dos resultados obtidos, observa-se que a estrutura utilizada no modelo 3 atende a todos os critérios de dimensionamento. O consumo de aço total da estrutura, considerando vigas, pilares e diagonais de contraventamento, ficou igual a aproximadamente 1.009,6 ton, sendo que 581,4 ton foram referentes a vigas, 323,2 ton foram devidas aos pilares e 105,0 ton foi o peso dos contraventamentos (Tabela 4.105). A taxa global ficou igual a 56,09 kg/m², considerando a área total do edifício de 18.000 m².

Tabela 4.105 – Consumo de aço total dos elementos

Elementos	Consumo de aço (kg)	Contribuição (%)
Vigas	581.400	57,6%
Pilares	323.232	32,0%
Contraventamentos	105.017	10,4%
Total	1.009.649	100,0%

CONCLUSÕES

Apresentou-se neste trabalho uma análise comparativa de diferentes sistemas estruturais para um edifício de 20 pavimentos. No primeiro modelo foi empregado um sistema de estabilização composto unicamente por pórticos nas duas direções. No modelo 2, os pórticos das extremidades e de fachada tornaram-se híbridos com a introdução de contraventamentos em X e em K, respectivamente. O modelo 3, por sua vez, representou uma evolução do modelo anterior, diferenciando-se apenas pela presença de mais duas linhas de contraventamento na direção de menor inércia da edificação.

Cada um destes modelos foi dimensionado através da utilização dos princípios do método da análise direta, presente na ABNT NBR 8800:2008. Foram empregadas forças horizontais fictícias para a simulação de imperfeições geométricas iniciais e as rigidezes dos elementos foram reduzidas quando necessário. O método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES) foi utilizado para se obter de forma simplificada os esforços atuantes nos elementos do edifício, considerando os efeitos de segunda ordem globais e locais.

A incidência do vento na estrutura foi simulada de duas formas diferentes. Na primeira, chamada de uniforme, o vento foi aplicado sem excentricidade, de modo a gerar apenas o efeito de tombamento nas estruturas. Para a segunda hipótese de incidência, considerou-se uma excentricidade de fachada devida aos efeitos de vizinhança, prescrita pela ABNT NBR 6123:1988. Ela foi responsável por ocasionar, simultaneamente, o tombamento e a torção dos edifícios.

Com o objetivo de se avaliar os resultados fornecidos pelo MAES, todas as análises numéricas foram repetidas fazendo o uso de outro método simplificado de segunda ordem, conhecido como P-Delta, presente em diversos programas computacionais utilizados em empresas de engenharia.

Dentre os sistemas estruturais estudados, o que apresentou a menor taxa de consumo de aço foi aquele utilizado no modelo 2, que totalizou, sem o peso das ligações, 55,27 kg/m². O modelo 3 teve o segundo melhor desempenho nesse quesito, com um consumo aproximado de 56,09 kg/m². A pior taxa foi observada no modelo 1 (66,94 kg/m²), visto que o fator limitante para o seu dimensionamento foi o deslocamento interpavimentos e este exigiu o

emprego de vigas e pilares mais robustos. Sendo assim, embora tenha apresentado um consumo cerca de 2% superior ao do modelo 2, o modelo 3 poderia ser considerado o mais adequado entre os três sistemas estruturais estudados, pois em virtude de possuir um número maior de contraventamentos, as ligações tornar-se-iam mais simples nessas regiões, diminuindo o custo total da obra. Porém, isso não pôde ser comprovado, pois a viabilidade econômica de cada sistema estrutural não foi objeto de estudo do presente trabalho.

Do ponto de vista de projeto, algumas simplificações foram assumidas no dimensionamento dos edifícios com o intuito de trazer maior agilidade para o processo. A adoção de vigas com mesmas alturas, por exemplo, torna-se interessante para a padronização das ligações. Dessa forma, as horas gastas para o cálculo e detalhamento das mesmas são reduzidas, o processo de fabricação é otimizado e a montagem da estrutura é facilitada, com menores possibilidades de erro. No entanto, essa prática eleva o peso da edificação. Além disso, com a evolução dos sistemas computacionais de cálculo e detalhamento de estruturas metálicas, constata-se que essa padronização pode ser realizada em uma escala menor, dando ao engenheiro uma maior liberdade de escolha. Assim, torna-se mais interessante padronizar os tipos de ligações e de perfis a serem empregados, de modo que os mesmos sejam de conhecimento de todos aqueles envolvidos no cálculo, projeto, fabricação e montagem das estruturas.

Neste mesmo caminho, constatou-se que a possibilidade de se reduzir a sobrecarga para o dimensionamento de pilares proporciona uma economia de material. Por outro lado, essa hipótese de cálculo tem como consequência o aumento do trabalho, pois exige a utilização de diferentes combinações de cálculo para o dimensionamento de vigas e pilares. Percebeu-se também que o critério apresentado na ABNT NBR 6120:1980 abre espaço para diferentes interpretações a respeito de sua utilização, principalmente na forma de se avaliar o número de andares acima de um determinado pavimento e definir os coeficientes a serem aplicados em cada um deles. Sendo assim, seria interessante uma revisão desses coeficientes de modo que os mesmos sejam definidos de acordo com a utilização do piso e não conforme a sua posição ao longo da altura da edificação.

No que diz respeito aos efeitos de vizinhança, observou-se que sua maior influência está no aumento dos momentos fletores e no aumento dos deslocamentos da estrutura, influenciando, portanto, nos estados limites últimos e de serviço. À medida que o sistema de estabilização é enrijecido, esses efeitos são minimizados, porém continuam sendo críticos para o dimensionamento dos elementos.

A estratégia utilizada para simular os efeitos de vizinhança mostrou-se satisfatória, pois permitiu introduzir de maneira fácil e prática a torção ocasionada pela incidência excêntrica do vento. Por outro lado, ao comparar os valores dos deslocamentos horizontais considerando o vento uniforme com aqueles em que os efeitos de vizinhança estão presentes, percebeu-se um aumento significativo quando os binários que simulam esses efeitos são levados em conta. Por se tratar de um assunto ainda não muito explorado, limitado a ensaios em túneis de vento, é possível observar a necessidade de se revisar as premissas normativas vigentes para que o comportamento das estruturas possa ser modelado de uma forma mais realística. Além disso, como as estruturas analisadas apresentavam simetria, seria interessante a análise de edifícios com formas assimétricas para se conhecer o seu comportamento sob tais condições, pois mesmo com incidência uniforme do vento, são observado efeitos de torção.

Para a avaliação dos estados limites de serviço, foi observado nos exemplos analisados que a maior parcela dos deslocamentos horizontais é causada pelo vento. Isso ocorreu devido à geometria duplamente simétrica do edifício exemplo, que minimizou os deslocamentos devidos às cargas gravitacionais. Nestes casos, portanto, pode-se fazer uso apenas da ação do vento para se avaliar tais deslocamentos. Entretanto, essa premissa não pode ser generalizada, pois, dependendo da geometria da edificação, as cargas gravitacionais podem ser responsáveis por uma parcela significativa das translações nodais.

Em relação à avaliação dos efeitos de segunda ordem pelo método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES), constatou-se que, para efeitos de classificação, a combinação de cálculo crítica é aquela que possui o maior carregamento gravitacional. Nos três sistemas estruturais analisados, a combinação que forneceu o maior coeficiente B_2 foi aquela em que a ação do vento é desconsiderada e as forças horizontais fictícias são utilizadas como um carregamento horizontal mínimo. Assim, em termos práticos, após pré-dimensionar uma determinada estrutura já é possível avaliar a sua deslocabilidade apenas com a combinação citada acima. Entretanto, para o dimensionamento dos elementos, é necessário estudar outras hipóteses de cálculo, principalmente aquelas em que o vento é a ação variável principal, visto que essas situações são determinantes no cálculo de pilares e de vigas que fazem parte de pórticos.

Os resultados obtidos pelo método P-Delta mostraram-se bastante semelhantes àqueles calculados pelo MAES. Na maior parte dos casos, eles ficaram um pouco menores, com desvios desprezíveis. Para as diagonais de contraventamento as diferenças encontradas foram maiores.

As relações entre os deslocamentos de segunda (u_2) e primeira ordem (u_1) tiveram um comportamento diferente dos coeficientes B_2 . Essa característica era esperada, pois a primeira relação leva em conta o aumento dos deslocamentos provocados pelos efeitos de segunda ordem, enquanto o coeficiente B_2 está ligado à amplificação dos esforços ocasionada por tais efeitos. Em todos os casos analisados, as relações u_2/u_1 ficaram menores do que esses coeficientes, com desvios-padrão bastante baixos. Esse comportamento leva a entender que o *software* utilizado realiza uma amplificação simplificada dos deslocamentos de primeira ordem para obter os deslocamentos de segunda ordem.

O MAES, por sua vez, mostrou-se bastante trabalhoso, principalmente pela necessidade de se modelar diferentes tipos de estruturas (contida e não contida lateralmente) para a determinação dos esforços finais. Nesse aspecto, o emprego do método P-Delta presente no pacote comercial utilizado mostrou-se mais atrativo, pois não há essa duplicidade de análises.

Assim, como sugestões para trabalhos futuros, recomendam-se as seguintes abordagens:

1. Análise de outros tipos de edificações, variando o número de pavimentos, formas geométricas e seus sistemas de estabilização de modo a avaliar os efeitos de torção provocados pela incidência excêntrica do vento.
2. Introdução das rigidezes de ligação nos modelos para tornar a análise estrutural mais realística.
3. Introdução das lajes nas análises numéricas através de elementos finitos.
4. Análise dinâmica de estruturas, incluindo efeitos de segunda ordem e ligações semirrígidas.

REFERÊNCIAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Specification for structural steel buildings**. Chicago, 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Specification for structural steel buildings**. Chicago, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 14323**: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento. Rio de Janeiro, 1999.

ALVA, G.M.S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. 2000. 277 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

AVAKIAN, A.C. **Estruturas aporricadas mistas aço-concreto: avaliação de metodologias de análise**. 2007. 158 f. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

BELLEI, I.H.; PINHO, F.O.; PINHO, M.O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2. ed. rev. ampl. São Paulo: Pini, 2008. 556 p.

BOGGS, D.W.; HOSOYA, N.; COCHRAN, L. Sources of torsional wind on tall buildings: lessons from the wind tunnel. **Advanced Technology in Structural Engineering (Proceedings of the 2000 Structures Congress & Exposition)**, Philadelphia, SEI/ASCE, May 2000.

BRAGA, A.C.G. **Estudo de pilares mistos aço-concreto com comparações entre soluções em aço e em concreto armado**. 2006. 242 f. Dissertação (Mestrado) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, 2006.

CAMPOS, A.S. **Estudo sobre os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. 2006. 158 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2006.

CARPEGGIANI, E.A. **Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento**. 2004. 160f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

CATAI, E. **Análise dos efeitos da retração e fluência em vigas mistas**. 2005. 156 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

CORRÊA, M.R.S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. 1991. 331 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. **Structural systems for tall buildings**. New York: McGraw-Hill, 1995. 422 p.

CREDER, H. **Instalações hidráulicas e sanitárias**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2006. 423 p.

CSI. **Analysis Reference Manual**. Berkeley, California: Computers and Structures Inc., 2005. 415 p.

DAVID, D.L. **Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas**. 2007. 250 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A.S.C.; EL DEBS, A.L.H.C; EL DEBS, M.K. Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2005, 47., 2005, Olinda. **Anais...** Olinda: IBRACON, 2005.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A.S.C.; EL DEBS, A.L.H. Comportamento conjunto em elementos mistos de aço e concreto: dispositivos mecânicos. In: CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 3., 2008, São Paulo. **Anais eletrônicos...** São Paulo: ABCEM, 2008. Disponível em: <http://www.construmetal.com.br/2008/contribuicoes2.php>. Acessado em: 31 jul. 2010.

DE NARDIN, S.; TOLEDO, G.N.; SOUZA, A.S.C. Viabilidade da utilização de pilares mistos parcialmente revestidos em edifícios de múltiplos pavimentos: estudo de caso. In: CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, 3., 2010, São Paulo. **Anais eletrônicos...** São Paulo: ABCEM, 2010. Disponível em: <http://www.construmetal.com.br/2010/contribuicoes-tecnicas.php>. Acessado em: 31 jul. 2010.

DIAS, L.A.M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 5. ed. São Paulo: Zigurate, 2006. 218 p.

DÓRIA, A.S. **Análise da estabilidade de pórticos planos de aço com base no conceito de forças horizontais fictícias**. 2007. 107 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General – Common rules for buildings and civil structures**. Brussels, Belgium, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussel, Belgium, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels, Belgium, 2004.

FABRIZZI, M.A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto**. 2007. 233 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FIGUEIREDO, L.M.B. **Ligações mistas viga-pilar: análise teórica e experimental.** 2004. 206 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

FONTES, A.C.D. **Importância dos efeitos de vizinhança na resposta dinâmica de um edifício à ação do vento.** 2003. 155 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

FRANCA, M.P.A. **Estudo da eficiência dos contraventamentos treliçados em edifícios com estrutura de aço.** 2003. 332 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

GAIOTTI, R.; SMITH, B.S. P-Delta analysis of buildings structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 115, n. 4, p. 755-770, 1989.

GOMES, H.C. **Verificação de pilares de aço à flexão composta considerando comprimentos de flambagem, forças horizontais fictícias e análise avançada.** 2005. 159 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

GONÇALVES, R.M.; MUNAIAR NETO, J.; SÁLES, J.J.; MALITE, M. **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplo.** 2. ed. São Carlos: SET/EESC/USP, 2007.

GRIFFIS, L.G. Serviceability limit states under wind load. **Engineering Journal**, AISC, v. 30, p. 1-16, 1993.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDURURGIA. Centro Brasileiro da Construção em Aço. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço.** Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2004. 75p.

JOHNSON, R.P. **Composite structures of steel and concrete.** v. 1. Oxford: Blackwell Scientific Publications, 1994.

KOTINDA, T.I. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga.** 2006. 116 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

LOPES, F.A.F. **Análise tridimensional de um sistema de contraventamento misto aplicado em edifícios altos.** 2003. 118f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

LOREDO-SOUZA, A.M.; NUÑEZ, G.J.Z.; OLIVEIRA, M.G.K.; SIQUEIRA, G.M.; BÊNIA, M.C.D. Majorações e reduções nas cargas de vento em edifícios altos de concreto armado: influência de prédios vizinhos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **Anais...** Curitiba: IBRACON, 2009.

MARTINS, C.H. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes.** 2001. 222 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MATA, L.A.C. **Método de análise de sistemas deslocáveis com ligações mistas aço-concreto, fundamentado teórica e experimentalmente.** 2005. 277 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

METFORM. Catálogo de Steel Deck.

MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO DA INDÚSTRIA E DO COMÉRCIO. Secretaria Especial de Desenvolvimento Industrial. **Manual brasileiro para cálculo de estruturas metálicas.** v. 1. Brasília, DF: MD/SDI, 1989.

NAIR, R.S. Stability analysis and the 2005 AISC specification. **AISC Modern Steel Construction**, May, 2007.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL. **Expansion joints in buildings.** Technical report n. 65. Washington, 1974.

OEHLERS, D.J.; BRADFORD, M.A. **Composite steel and concrete structural members: fundamental behavior.** Kidlington: Pergamon, 1995. 549p.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J.; MATA, L.A.C. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto.** Belo Horizonte: O Lutador, 2001. 336 p.

QUEIROZ, G.; PRESTES, J.A.S. Pilares mistos parcialmente revestidos de concreto. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA – CICOM, 1., 2001. Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: SME, 2001.

SÁLES, J. J. **Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço.** 1995. 257 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

SALMON, C.G.; JOHNSON, J.E.; MALHAS, F.A. **Steel structures: design and behavior.** 5. ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2009.

SILVA, R.G.L. **Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa.** 2004. 140 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

SILVA, R.G.L. **Análise inelástica avançada de pórticos planos de aço considerando as influências do cisalhamento e de ligações semirrígidas.** 2010. 292 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

SMITH, B.S.; COULL, A. **Tall building structures: analysis and design.** New York: Wiley, 1991. 537 p.

SOUZA, A.S.C. **Análise da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço.** São Carlos: UFSCAR, 2009. 116 p. Relatório final processo 07/03839-0.

VERÍSSIMO, G.S. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento.** 2007. 290 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

ZIEMIAN, R.D. **Guide to stability design criteria for metal structures.** 6th ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 2010.

APÊNDICE A

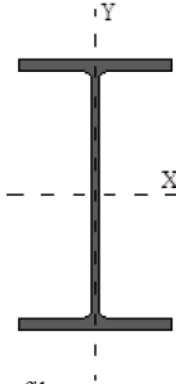
O apêndice A contém a planilha desenvolvida no programa Mathcad para o dimensionamento de vigas mistas biapoiadas com construção escorada, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008. Nesta planilha, as células em verde indicam que o usuário deve digitar o seu valor, enquanto as células em amarelo e em laranja destacam, respectivamente, os resultados das diversas etapas de cálculo e suas verificações finais.

Logo após o item referente aos dados de entrada, encontra-se uma área oculta (Figura A.1), na qual foi inserida uma planilha Excel com diversos tipos de seções cadastradas (comando *Insert > Component > Microsoft Excel*). Cada uma dessas seções possui uma referência numérica associada a uma variável da planilha Mathcad. Ao atribuir a referência de um dos perfis para a variável, esse valor (*input*) é automaticamente transferido para uma célula específica do Excel, servindo como base para funções de procura presentes em outras células. Os valores retornados por tais funções (*outputs*) são exportados para o Mathcad e associados a outras variáveis. Na sequência, cada uma delas recebe a unidade de medida correspondente, de acordo com o banco de dados utilizado.

Para exemplificar a aplicação dessa metodologia, na Figura A.2 é apresentada a janela na qual são definidas as células da planilha Excel utilizadas como *inputs* e *outputs*. Essas células podem ser visualizadas na Figura A.3. Nesse caso, deseja-se obter as propriedades de um perfil cujo número de referência é 31. Ao atribuir esse valor à variável “Ref1” (Figura A.1), a célula da linha 6, coluna AB, recebe esse *input*. Com base nele, as células das linhas de baixo procuram suas respectivas propriedades no banco de dados. Esses valores (*outputs*) são associados a variáveis presentes na planilha Mathcad e utilizados no dimensionamento.

Por fim, essas mesmas propriedades são utilizadas para gerar arquivos de entrada do programa SAP2000. Nessa etapa, a metodologia explicada acima também é utilizada, porém são definidas apenas células de *input*. Maiores informações sobre a planilha Excel e o código em VBA elaborado para gerar esses arquivos de importação, recomenda-se a leitura do apêndice D.

Refl := 31



Perfil

Perfil_pol

Massa_linear1

d1

bf1

tw1

tf1

h1

d01

Ag1

Ix1

Wx1

rx1

Zx1

Iy1

Wy1

ry1

Zy1

rt1

It1

λ_f

λ_w

Cw1

u1

⇒ OUTPUTS

Worksheet

Refl

⇓ INPUT

Perfil = nome do perfil

Perfil_pol = nome do perfil em polegadas

Massa_linear1 = massa linear do perfil (kg/m)

d1 = altura total do perfil

bf1 = largura da mesa

tw1 = espessura da alma

tf1 = espessura das mesas

h1 = distância entre as faces internas das mesas

d01 = comprimento da alma, sem raios de concordância

Ag1 = área bruta

Ix1 = momento de inércia em relação a X

Wx1 = módulo de resistência elástico em X

rx1 = raio de giração em X

Zx1 = módulo de resistência plástica em X

Iy1 = momento de inércia em Y

Wy1 = módulo de resistência elástico em Y

ry1 = raio de giração em Y

Zy1 = módulo de resistência plástica em Y

rt1 = raio de giração em relação ao eixo Y do T formado pela área da mesa mais 1/6 da área da alma

It1 = momento de inércia à torção

λ_f = índice de esbeltez da mesa

λ_w = índice de esbeltez da alma

Cw1 = constante de empenamento

u1 = área superficial por metro linear

$d := d1 \cdot \text{mm}$

$b_f := bf1 \cdot \text{mm}$

$t_w := tw1 \cdot \text{mm}$

$t_f := tf1 \cdot \text{mm}$

$h_w := h1 \cdot \text{mm}$

$h := d01 \cdot \text{mm}$

$A_a := Ag1 \cdot \text{cm}^2$

$Z_x := Zx1 \cdot \text{cm}^3$

$I_y := Iy1 \cdot \text{cm}^4$

$W_y := Wy1 \cdot \text{cm}^3$

$r_y := ry1 \cdot \text{cm}$

$Z_y := Zy1 \cdot \text{cm}^3$

$r_t := rt1 \cdot \text{cm}$

$I_t := It1 \cdot \text{cm}^4$

$I_x := Ix1 \cdot \text{cm}^4$

$W_x := Wx1 \cdot \text{cm}^3$

$r_x := rx1 \cdot \text{cm}$

$C_w := Cw1 \cdot \text{cm}^6$

$u := u1 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$

$\text{Massa_linear} := \text{Massa_linear1} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Figura A.1 – Exemplo de área utilizada na interface Mathcad-Excel

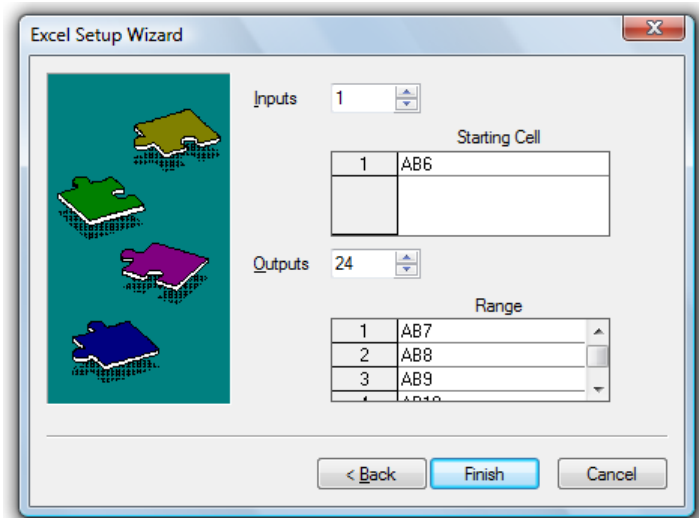


Figura A.2 – Janela do Mathcad para definição dos *inputs* e *outputs*

	Z	AA	AB
1			
2			
3			
4			
5			
6			Valor para procura 31
7			Bitola mm W 410 x 38,8
8			Bitola pol W 16 x 26
9			Massa linear 38,8
10			d 399
11			bf 140
12			tw 6,4
13			tf 8,8
14			h 381
15			d' 357
16			Área 50,3
17			lx 12777
18			Wx 640,5
19			rx 15,94
20			Zx 736,8
21			ly 404
22			Wy 57,7
23			ry 2,83
24			Zy 90,9
25			rt 3,49
26			lt 11,69
27			if 7,95
28			lw 55,84
29			Cw 153190
30			u 1,32

Figura A.3 – Região da planilha Excel com as células de *input* e *outputs*

VIGA MISTA BIPOIADA COM CONSTRUÇÃO NÃO-ESCORADA ABNT NBR 8800:2008

1 DADOS DE ENTRADA

1.1 ESFORÇOS SOLICITANTES APÓS A CURA DO CONCRETO

Momento fletor positivo solicitante de cálculo	$M_{Sd,pos} := 41857 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$
Esforço cortante solicitante de cálculo	$V_{Sd} := 161 \cdot \text{kN}$

1.2 AÇÕES NOMINAIS ATUANTES ANTES DA CURA DO CONCRETO

Peso próprio do perfil de aço	$PP1 := 0.61 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Peso próprio da laje	$PP2 := 11.20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Sobrecarga de utilização	$SC_{min} := 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Reação de outra viga devida ao peso próprio do perfil	$R_{PP1} := 0 \cdot \text{kN}$
Reação de outra viga devida ao peso próprio da laje	$R_{PP2} := 0 \cdot \text{kN}$
Reação de outra viga devida à sua sobrecarga	$R_{SC} := 0 \cdot \text{kN}$

1.3 AÇÕES NOMINAIS ATUANTES APÓS A CURA DO CONCRETO

Peso próprio da parede	$PP3 := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Forro, revestimento e divisórias	$PP4 := 8.60 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Sobrecarga de utilização/cobertura	$SC := 8.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Reação de outra viga devida às cargas de longa duração	$R_1 := 0 \cdot \text{kN}$
Reação de outra viga devida às cargas de curta duração	$R_2 := 0 \cdot \text{kN}$

1.4 DADOS DO PERFIL DE AÇO

Perfil	Perfil = "VS 500 x 61"
Tipo	Tipo = "Soldado"
Área bruta do perfil	$A_a = 77.8 \cdot \text{cm}^2$
Altura do perfil	$d = 500 \cdot \text{mm}$
Largura da mesa	$b_f = 250 \cdot \text{mm}$

Espessura da mesa	$t_f = 9.5 \cdot \text{mm}$
Altura da alma (sem raios de concordância, se existirem)	$h = 481 \cdot \text{mm}$
Altura da alma (distância entre faces internas das mesas)	$h_w = 481 \cdot \text{mm}$
Espessura da alma	$t_w = 6.3 \cdot \text{mm}$
Raio de giração em X	$r_x = 21.03 \cdot \text{cm}$
Raio de giração em Y	$r_y = 5.64 \cdot \text{cm}$
Momento de inércia em X	$I_x = 34416 \cdot \text{cm}^4$
Momento de inércia em Y	$I_y = 2475 \cdot \text{cm}^4$
Constante de empenamento	$C_w = 1488652.17 \cdot \text{cm}^6$
Momento de inércia à torção	$I_t = 18.38 \cdot \text{cm}^4$

1.5 CARACTERÍSTICAS DA VIGA

Comprimento do trecho da viga	$L_{\text{trecho}} := 900 \cdot \text{cm}$
Tipo de viga (Biapoiada, Contínua ou Semicontínua)	Tipo_viga := "Biapoiada"
Tipo de vão (Biapoiado, Extremo ou Interno)	Tipo_vão := "Biapoiado"
Tipo de aplicação da viga (Piso ou Cobertura)	Tipo_aplicação := "Piso"
Posição (Meio ou Borda)	Posição := "Meio"
Vão adjacente à esquerda (para momento negativo)	$L_1 := 0 \cdot \text{cm}$
Vão adjacente à direita (para momento negativo)	$L_2 := 0 \cdot \text{cm}$
Espaçamento entre enrijecedores	$a_v := 900 \cdot \text{cm}$
Faz parte de um pórtico? (Sim ou Não)	Portico := "Não"

1.6 CARACTERÍSTICAS DA LAJE

Altura da laje de concreto	$t_c := 7.5 \cdot \text{cm}$
Altura da pré-laje ou das nervuras da laje	$h_F := 7.5 \cdot \text{cm}$
Distância entre vigas	Dist_vigas := $400 \cdot \text{cm}$
Distância entre viga e borda de laje em balanço	Dist_ext := $0 \cdot \text{cm}$
Tipo de laje (Steel Deck ou Outro)	Tipo_laje := "Steel Deck"

1.7 CARACTERÍSTICAS DAS ARMADURAS NEGATIVAS DA LAJE

Diâmetro das armaduras	$\phi := 12.5 \cdot \text{mm}$
------------------------------	--------------------------------

Espaçamento das amaduras	$esp_arm := 250 \cdot mm$
Dist. entre o centro da amadura e a borda superior da laje	$a_1 := 55 \cdot mm$
Dist. entre o centro da amadura e a borda inferior da laje	$d_s := 20 \cdot mm$
Abertura máxima característica das fissuras (Tabela O.4)	$w_k := 0.3 \cdot mm$
Coefficiente de conformação superficial da amadura	$\eta_1 := 2.25$
Coefficiente de correção	$k := 0.8$
Coefficiente de redução da força normal da laje	$k_s := 0.9$

1.8 CARACTERÍSTICAS DOS CONECTORES DE CISLHAMENTO

1.8.1 Características gerais

Diâmetro dos conectores	$d_{cs} = 19 \cdot mm$
Comprimento total do conector antes da soldagem	$h_{cs} = 120 \cdot mm$

1.8.2 Região de momento positivo

Número de conectores	$n_{cs,pos} := 16$
Número de linhas de conectores	$n_{linhas,pos} := 1$
Espaçamento longitudinal	$Esp_{long,pos} := 274 \cdot mm$
Espaçamento transversal	$Esp_{transv,pos} := 0 \cdot mm$
Coefficiente para consideração da atuação de grupo de conectores	$R_{g,pos} := 1$
Coefficiente para consideração da posição do conector	$R_{p,pos} := 0.75$

1.9 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

1.9.1 Aço do perfil

Resistência ao escoamento	$f_y := 35 \cdot \frac{kN}{cm^2}$	
Resistência à ruptura	$f_u := 50 \cdot \frac{kN}{cm^2}$	
Tensões residuais	$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y$	$\sigma_r = 10.5 \cdot \frac{kN}{cm^2}$
Módulo de elasticidade longitudinal	$E := 20000 \cdot \frac{kN}{cm^2}$	

Módulo de elasticidade transversal $G := 7700 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

1.9.2 Concreto da laje

Resistência característica à compressão $f_{ck} := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Resistência média à tração efetiva nas primeiras fissuras $f_{ct,ef} := 3 \cdot \text{MPa}$

Massa específica do concreto $\rho_c := 2400 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Módulo de elasticidade secante $E_c := 0.8 \cdot 0.85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa}$
 $E_c = 1702.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

1.9.3 Aço da armadura longitudinal da laje

Resistência ao escoamento $f_{ys} := 50.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

1.9.4 Aço dos conectores

Resistência à ruptura $f_{ucs} := 41.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

1.10 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

Coefficiente de ponderação do aço estrutural $\gamma_{a1} := 1.10$

Coefficiente de ponderação do concreto $\gamma_c := 1.40$

Coefficiente de ponderação do aço das armaduras $\gamma_s := 1.15$

Coefficiente de ponderação dos conectores $\gamma_{cs} := 1.25$

Coefficiente de ponderação do momento resistente $\beta_{vm} := 1.0$

Coefficiente de ponderação do peso da viga de aço (construção) $\gamma_{g1} := 1.15$

Coefficiente de ponderação do peso da laje de concreto (construção) $\gamma_{g2} := 1.30$

1.11 FATORES DE REDUÇÃO

Fator de redução ψ_2 (sobrecarga) $\psi_2 := 0.4$

2 DETERMINAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO DOS MATERIAIS

2.1 AÇO DO PERFIL

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 31.82 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

2.2 CONCRETO DA LAJE

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.43 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

2.3 AÇO DA ARMADURA LONGITUDINAL NEGATIVA DA LAJE

$$f_{sd} := \frac{f_{ys}}{\gamma_s} = 43.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

3 VIGA DE AÇO ANTES DA CURA DO CONCRETO

3.1 ESFORÇOS SOLITANTES NA FASE DE CONSTRUÇÃO

3.1.1 Momento fletor solicitante de cálculo

$$M_{Sd.antes} := \frac{(\gamma_{g1} \cdot PP1 + \gamma_{g2} \cdot PP2 + \psi_2 \cdot SC_{min}) \cdot L_{trecho}^2}{8}$$

$$M_{Sd.antes} = 17072.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2 Força cortante solicitante de cálculo

$$V_{Sd.antes} := \frac{(\gamma_{g1} \cdot PP1 + \gamma_{g2} \cdot PP2 + \psi_2 \cdot SC_{min}) \cdot L_{trecho}}{2}$$

$$V_{Sd.antes} = 75.88 \cdot \text{kN}$$

3.2 MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO

3.2.1 Flambagem local da alma

3.2.1.1 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{h}{t_w} \quad \lambda = 76.35$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \lambda_p = 89.88$$

$$\lambda_r := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \lambda_r = 136.26$$

$$\text{Classificação} := \begin{cases} \text{"Viga de alma não-esbelta"} & \text{if } \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Viga de alma esbelta"} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

$$\text{Classificação} = \text{"Viga de alma não-esbelta"}$$

$$\text{Observação} := \begin{cases} \text{"Esta planilha é válida para o dimensionamento."} & \text{if } \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Esta planilha não é válida para o dimensionamento."} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Observação} = \text{"Esta planilha é válida para o dimensionamento."}$$

3.2.1.2 Momento de plastificação

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 53515 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.1.3 Momento de proporcionalidade

$$M_r := W_x \cdot f_y$$

$$M_r = 48195 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.1.4 Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da alma (FLA)

$$M_{Rd.FLA} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Viga de alma esbelta. Ver anexo H"} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

$$M_{Rd.FLA} = 48650 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2 Flambagem local da mesa

3.2.2.1 Coeficiente k_c

$$k_c := \begin{cases} 1.0 & \text{if Tipo} = \text{"Laminado"} \\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} & \text{if Tipo} = \text{"Soldado"} \end{cases}$$

$$k_c = 0.46$$

3.2.2.2 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f}$$

$$\lambda = 13.16$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9.08$$

$$\lambda_r := \begin{cases} 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} & \text{if Tipo = "Laminado"} \\ 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{(f_y - \sigma_r)}{k_c}}} & \text{if Tipo = "Soldado"} \end{cases} \quad \lambda_r = 18.36$$

3.2.2.3 Momento de plastificação

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y \quad M_{pl} = 53515 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2.4 Momento de proporcionalidade

$$M_r := W_x \cdot (f_y - \sigma_r) \quad M_r = 33736.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2.5 Momento fletor de flambagem elástica

$$M_{cr} := \begin{cases} \frac{0.69 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W_x & \text{if Tipo = "Laminado"} \\ \frac{0.90 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_x & \text{if Tipo = "Soldado"} \end{cases} \quad M_{cr} = 65537.72 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2.6 Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da mesa (FLM)

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

$$M_{Rd,FLM} = 40756.96 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.3 Flambagem lateral com torção (FLT)

Consideraremos que a fôrma de aço impeça a flambagem lateral por torção.

3.2.4 Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{Rd,antes} := \min(M_{Rd,FLA}, M_{Rd,FLM})$$

$$M_{Rd,antes} = 40756.96 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.5 Verificação

$$\text{Verificação_flexão_antes} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{M_{\text{Sd.antes}}}{M_{\text{Rd.antes}}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_análise_elástica} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } M_{\text{Rd.antes}} \leq \frac{1.5 \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \\ \text{"Análise elástica não é válida!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Coef}_{\text{flexão_antes}} := \frac{M_{\text{Sd.antes}}}{M_{\text{Rd.antes}}} = 0.42$$

Verificação_flexão_antes = "Ok!"

$$\frac{1.50 \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 65720.45 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm} \quad \geq \quad M_{\text{Rd.antes}} \quad (\text{validade análise elástica})$$

Verificação_análise_elástica = "Ok!"

3.3 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

3.3.1 Coeficiente de flambagem cisalhante

$$k_V := \begin{cases} 5.0 & \text{if } a_V = L_{\text{trecho}} \vee \frac{a_V}{h} > 3 \vee \frac{a_V}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a_V}{h} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_V = 5$$

3.3.2 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda = 76.35$$

$$\lambda_p := 1.1 \sqrt{\frac{k_V \cdot E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 58.8$$

$$\lambda_T := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_V \cdot E}{f_y}}$$

$$\lambda_T = 73.23$$

3.3.3 Força cortante de plastificação da alma por cisalhamento

$$V_{pl} := (d \cdot t_w) \cdot (0.60 f_y)$$

$$V_{pl} = 661.5 \cdot \text{kN}$$

3.3.4 Resistência ao esforço cortante

$$V_{Rd} := \begin{cases} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} \quad V_{Rd} = 442.25 \cdot \text{kN}$$

3.3.5 Verificação

$$\text{Coef}_{\text{cortante_antes}} := \frac{V_{Sd.antes}}{V_{Rd}} = 0.17$$

$$\text{Verificação_cortante_antes} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{cortante_antes}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificação_cortante_antes = "Ok!"

4 REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO DA VIGA MISTA

4.1 LARGURA EFETIVA DA LAJE

4.1.1 Distância entre pontos de momento nulo

$$L_e := \begin{cases} L_{\text{trecho}} & \text{if } \text{Tipo_viga} = \text{"Biapoiada"} \wedge \text{Tipo_vão} = \text{"Biapoiado"} \\ \frac{4 \cdot L_{\text{trecho}}}{5} & \text{if } \text{Tipo_viga} \neq \text{"Biapoiada"} \wedge \text{Tipo_vão} = \text{"Extremo"} \\ \frac{7 \cdot L_{\text{trecho}}}{10} & \text{if } \text{Tipo_viga} \neq \text{"Biapoiada"} \wedge \text{Tipo_vão} = \text{"Interno"} \end{cases}$$

$L_e = 900 \cdot \text{cm}$

4.1.2 Determinação da largura efetiva da laje

$$b := \begin{cases} \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{\text{Dist_vigas}}{2}\right) + \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{\text{Dist_vigas}}{2}\right) & \text{if } \text{Posição} = \text{"Meio"} \\ \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{\text{Dist_vigas}}{2}\right) + \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{\text{Dist_vigas}}{2}, \text{Dist_ext}\right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$b = 225 \cdot \text{cm}$

4.2 CAPACIDADE MÁXIMA DOS COMPONENTES DA VIGA MISTA

4.2.1 Resistência máxima à tração do perfil de aço

$$A_a \cdot f_{yd} = 2475.45 \cdot \text{kN}$$

4.2.2 Resistência máxima à compressão da laje de concreto

$$0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c = 2049.11 \cdot \text{kN}$$

4.2.3 Força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje

$$F_{hd} := \min(A_a \cdot f_{yd}, 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c)$$

$$F_{hd} = 2049.11 \cdot \text{kN}$$

4.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO NA REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO

4.3.1 Área dos conectores

$$A_{cs} := \frac{\pi \cdot d_{cs}^2}{4}$$

$$A_{cs} = 2.84 \cdot \text{cm}^2$$

4.3.2 Resistência individual dos conectores tipo pino com cabeça

$$Q_{Rd,p} := \min\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}}, \frac{R_{g,pos} \cdot R_{p,pos} \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}}\right)$$

$$Q_{Rd,p} = 66.19 \cdot \text{kN}$$

4.3.3 Capacidade total dos conectores

$$\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} = 1059.01 \cdot \text{kN}$$

4.3.4 Tipo de interação

$$\text{Interação} := \begin{cases} \text{"Completa"} & \text{if } \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} \geq A_a \cdot f_{yd} \wedge 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \geq A_a \cdot f_{yd} \\ \text{"Completa"} & \text{if } \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} \geq 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \wedge A_a \cdot f_{yd} \geq 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \\ \text{"Parcial"} & \text{if } \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} < 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \wedge \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} < A_a \cdot f_{yd} \end{cases}$$

Interação = "Parcial"

Observação:

Número mínimo de conectores para interação completa:

$$n_{\min} := \text{trunc}\left(\frac{F_{hd}}{Q_{Rd,p}} + 1\right) = 31$$

4.3.5 Grau de interação

4.3.5.1 Grau de interação da viga mista

$$\eta_i := \begin{cases} \frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}} & \text{if Interação = "Parcial"} \\ 1 & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$\eta_i = 0.52$$

4.3.5.2 Grau de interação mínimo

$$\eta_{inf} := \begin{cases} \min \left[1 - \frac{E}{578 \cdot f_y} \cdot \left(0.75 - 0.03 \cdot \frac{L_e}{m} \right), 0.40 \right] & \text{if } L_e \leq 25 \cdot m \\ 1 & \text{if } L_e > 25 \cdot m \end{cases}$$

$$\eta_{inf} = 0.4$$

4.3.5.3 Verificação do grau de interação

$$\text{Verificação_grau_de_interação} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \eta_i \geq \eta_{inf} \\ \text{"Deve-se aumentar o número de conectores!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_grau_de_interação} = \text{"Ok!"}$$

4.3.6 Avaliação dos espaçamentos e do cobrimento

4.3.6.1 Limites

$$\text{Espaçamento mínimo longitudinal} \dots \text{Esp}_{\min 1} := \begin{cases} 4 \cdot d_{cs} & \text{if Tipo_laje = "Steel Deck"} \\ 6 \cdot d_{cs} & \text{if Tipo_laje = "Outro"} \end{cases}$$

$$\text{Esp}_{\min 1} = 76 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Espaçamento mínimo transversal} \dots \text{Esp}_{\min 2} := 4 \cdot d_{cs} = 76 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Espaçamento máximo} \dots \text{Esp}_{\max} := \min(8 \cdot t_c, 915 \cdot \text{mm}) = 600 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Cobrimento superior mínimo do conector} \dots \text{Cobr}_{\min} := 10 \cdot \text{mm}$$

4.3.6.2 Comprimento do conector após a soldagem

$$\Delta L := \begin{cases} 9 \cdot \text{mm} & \text{if Tipo_laje = "Steel Deck"} \\ 5 \cdot \text{mm} & \text{if Tipo_laje = "Outro"} \end{cases}$$

$$\Delta L = 9 \cdot \text{mm}$$

$$L_{cs} := h_{cs} - \Delta L$$

$$L_{cs} = 111 \cdot \text{mm}$$

4.3.6.3 Cobrimento superior do conector após a soldagem

$$\text{Cobr} := (t_c + h_F) - L_{cs}$$

$$\text{Cobr} = 39 \cdot \text{mm}$$

4.3.6.4 Verificação

$$\text{Verificação_espaçamentos_pos} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} \leq \text{Esp}_{\text{max}} \wedge \text{Esp}_{\text{long.pos}} \geq \text{Esp}_{\text{min1}} \\ \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} \geq \text{Esp}_{\text{min2}} \\ \text{"Aumente o espaçamento longitudinal!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} < \text{Esp}_{\text{min1}} \\ \text{"Aumente o espaçamento transversal!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} < \text{Esp}_{\text{min2}} \\ \text{"Diminua o espaçamento longitudinal!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} > \text{Esp}_{\text{max}} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_cobrimento} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } (t_c + h_F) - L_{cs} \geq 10 \cdot \text{mm} \\ \text{"Não passa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_espaçamentos_pos} = \text{"Ok!"}$$

$$\text{Verificação_cobrimento} = \text{"Ok!"}$$

4.3.7 Verificação construtiva para soldagem dos stud bolts

Segundo o item O.4.4.1, os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de aço, ou sejam quando há apenas uma única linha de conectores.

$$\text{Verificação_construtiva_pos} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } n_{\text{linhas.pos}} = 1 \\ \text{"Adotar diâmetro maior para os conectores!"} & \text{if } \frac{d_{cs}}{t_f} > 2.5 \wedge n_{\text{linhas.pos}} = 2 \\ \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{d_{cs}}{t_f} \leq 2.5 \wedge n_{\text{linhas.pos}} = 2 \end{cases}$$

$$t_f = 9.5 \cdot \text{mm}$$

$$d_{cs} = 19 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{d_{cs}}{t_f} = 2$$

$$\text{Verificação_construtiva_pos} = \text{"Ok!"}$$

4.3.8 Recomendação final

Adotar 16 conectores espaçados de 274 mm no sentido longitudinal, soldados sobre a alma do perfil, de cada lado da seção do meio do vão.

Observação:

Espaçamento necessário para distribuição uniforme dos conectores:

$$Esp_{nec} := \frac{L_e}{2 \cdot n_{cs.pos} \cdot n_{linhas.pos}} = 281.25 \text{ mm}$$

4.4 MOMENTO RESISTENTE POSITIVO DA VIGA MISTA

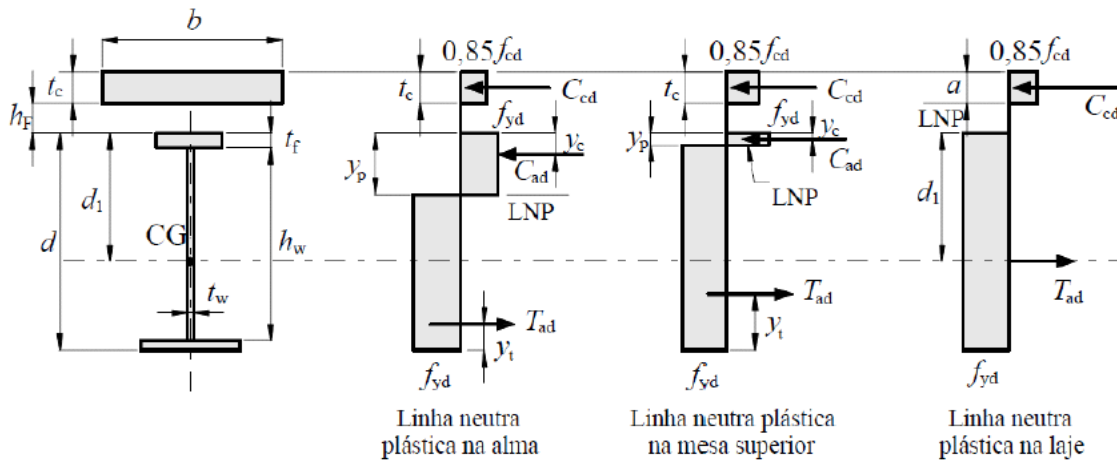


Figura 1 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia compactas sob momento positivo e com interação completa (ABNT NBR 8800:2008)

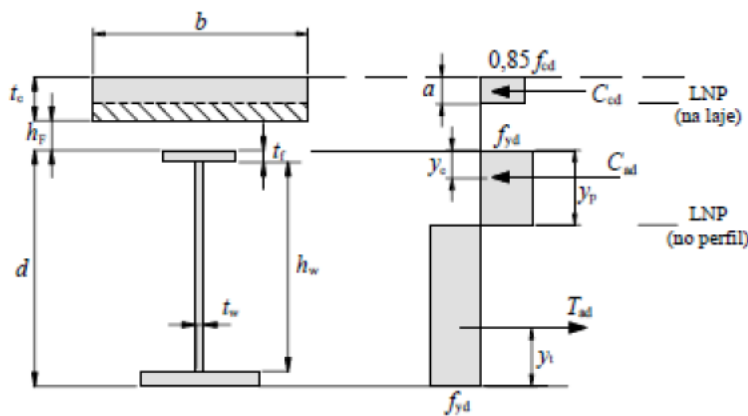


Figura 2 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo e com interação parcial (ABNT NBR 8800:2008)

4.4.1 Classificação da seção quanto à flambagem local da alma

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 76.35$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.88$$

$$\lambda_r := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 136.26$$

$$\text{Classificação_da_seção} := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \text{"Seção Semicompacta"} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \end{cases}$$

Classificação_da_seção = "Seção Compacta"

$$\text{Observação} := \begin{cases} \text{"Esta planilha é válida para o dimensionamento."} & \text{if } \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Esta planilha não é válida para o dimensionamento."} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Observação = "Esta planilha é válida para o dimensionamento."

4.4.2 Posição da linha neutra plástica (LNP)

$$\text{Posição_LNP} := \begin{cases} \text{"LNP na laje!"} & \text{if } 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c > A_a \cdot f_{yd} \\ \text{"LNP na mesa superior!"} & \text{if } \frac{1}{2} \cdot (A_a \cdot f_{yd} - 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c) \leq (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ \text{"LNP na alma!"} & \text{if } \frac{1}{2} \cdot (A_a \cdot f_{yd} - 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c) > (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ \text{"Há duas LNP!"} & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \end{cases}$$

Posição_LNP = "Há duas LNP!"

4.4.3 Espessura da região comprimida da laje

$$a := \begin{cases} \min\left(\frac{A_a \cdot f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b}, t_c\right) & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ t_c & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na mesa superior!"} \vee \text{Posição_LNP} = \text{"LNP na alma!"} \\ \frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b} & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \end{cases}$$

a = 3.88 · cm

4.4.4 Força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto

$$C_{cd} := \begin{cases} 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot a & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na mesa superior!"} \\ 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na alma!"} \\ \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \end{cases}$$

$$C_{cd} = 1059.01 \cdot \text{kN}$$

4.4.5 Força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço

$$C_{ad} := \begin{cases} 0 \cdot \text{kN} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ \frac{1}{2} \cdot (A_a \cdot f_{yd} - C_{cd}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$C_{ad} = 708.22 \cdot \text{kN}$$

4.4.6 Força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

$$T_{ad} := \begin{cases} A_a \cdot f_{yd} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ C_{cd} + C_{ad} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$T_{ad} = 1767.23 \cdot \text{kN}$$

4.4.7 Posição da linha neutra plastificada medida a partir do topo do perfil de aço

$$y_p := \begin{cases} \text{"Não aplicável."} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ \frac{C_{ad}}{(b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd}} \cdot t_f & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na mesa superior!"} \\ t_f + h_w \cdot \left[\frac{C_{ad} - (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd}}{(h_w \cdot t_w) \cdot f_{yd}} \right] & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na alma!"} \\ \frac{C_{ad}}{(b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd}} \cdot t_f & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \wedge C_{ad} \leq (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ t_f + h_w \cdot \left[\frac{C_{ad} - (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd}}{(h_w \cdot t_w) \cdot f_{yd}} \right] & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \wedge C_{ad} > (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \end{cases}$$

$$y_p = 0.89 \cdot \text{cm}$$

4.4.8 Distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a sua face inferior

$$CG_{LNP_mesa} := \frac{(b_f \cdot t_f) \cdot \frac{t_f}{2} + (h_w \cdot t_w) \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + (t_f - y_p) \cdot b_f \cdot \left(\frac{t_f - y_p}{2} + h_w + t_f \right)}{b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w + (t_f - y_p) \cdot b_f}$$

$$CG_{LNP_alma} := \frac{(b_f \cdot t_f) \cdot \frac{t_f}{2} + (d - y_p - t_f) \cdot t_w \cdot \left(\frac{d - y_p - t_f}{2} + t_f \right)}{b_f \cdot t_f + (d - y_p - t_f) \cdot t_w}$$

$$y_t := \begin{cases} \text{"Não aplicável."} & \text{if Posição_LNP = "LNP na laje!"} \\ CG_{LNP_mesa} & \text{if Posição_LNP = "LNP na mesa superior!"} \\ CG_{LNP_alma} & \text{if Posição_LNP = "LNP na alma!"} \\ CG_{LNP_mesa} & \text{if Interação = "Parcial" } \wedge C_{ad} \leq (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ CG_{LNP_alma} & \text{if Interação = "Parcial" } \wedge C_{ad} > (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \end{cases}$$

$$y_t = 15.16 \cdot \text{cm}$$

4.4.9 Distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a sua face superior

$$CG_{LNP_mesa} := \frac{y_p}{2}$$

$$CG_{LNP_alma} := \frac{(b_f \cdot t_f) \cdot \frac{t_f}{2} + [(y_p - t_f) \cdot t_w] \cdot \left(\frac{y_p - t_f}{2} + t_f \right)}{b_f \cdot t_f + (y_p - t_f) \cdot t_w}$$

$$y_c := \begin{cases} \text{"Não aplicável."} & \text{if Posição_LNP = "LNP na laje!"} \\ CG_{LNP_mesa} & \text{if Posição_LNP = "LNP na mesa superior!"} \\ CG_{LNP_alma} & \text{if Posição_LNP = "LNP na alma!"} \\ CG_{LNP_mesa} & \text{if Interação = "Parcial" } \wedge C_{ad} \leq (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ CG_{LNP_alma} & \text{if Interação = "Parcial" } \wedge C_{ad} > (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \end{cases}$$

$$y_c = 0.45 \cdot \text{cm}$$

4.4.10 Momento resistente de cálculo da viga mista

$$M_{Rd_1} := \beta_{vm} \cdot T_{ad} \cdot \left(\frac{d}{2} + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{Rd_2} := \beta_{vm} \cdot \left[C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

$$M_{Rd_3} := \beta_{vm} \cdot \left[C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(\frac{t_c}{2} - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

$$M_{Rd,pos} := \begin{cases} M_{Rd_1} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ M_{Rd_2} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na mesa superior!"} \\ M_{Rd_2} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na alma!"} \\ M_{Rd_3} & \text{if Interação} = \text{"Parcial!"} \end{cases}$$

$$M_{Rd,pos} = 71116.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

4.4.11 Verificação

$$\text{Coef}_{\text{momento_positivo}} := \frac{M_{Sd,pos}}{M_{Rd,pos}} = 0.59$$

$$\text{Verificação_momento_positivo} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } 0 \leq \text{Coef}_{\text{momento_positivo}} \leq 1.03 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_momento_positivo} = \text{"Ok!"}$$

5 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

5.1 COEFICIENTE DE FLAMBAGEM CISALHANTE

$$k_V := \begin{cases} 5.0 & \text{if } a_V = L_e \vee \frac{a_V}{h} > 3 \vee \frac{a_V}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a_V}{h} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_V = 5$$

5.2 ÍNDICES DE ESBELTEZ

$$\lambda := \frac{h}{t_w} \quad \lambda = 76.35$$

$$\lambda_p := 1.1 \sqrt{\frac{k_V \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_p = 58.8$$

$$\lambda_T := 1.37 \sqrt{\frac{k_V \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_T = 73.23$$

5.3 FORÇA CORTANTE DE PLASTIFICAÇÃO DA ALMA POR CISALHAMENTO

$$V_{pl} := (d \cdot t_w) \cdot (0.60 f_y) \quad V_{pl} = 661.5 \cdot \text{kN}$$

5.4 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd} := \begin{cases} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} \quad V_{Rd} = 442.25 \cdot \text{kN}$$

5.5 VERIFICAÇÃO

$$\text{Coef}_{\text{cortante}} := \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = 0.36$$

$$\text{Verificação}_{\text{cortante}} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{cortante}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação}_{\text{cortante}} = \text{"Ok!"}$$

6 ELS - DESLOCAMENTO VERTICAL

6.1 COEFICIENTE DE HOMOGENEIZAÇÃO

Segundo o item O.1.2.1 da ABNT NBR 8800:2008, as propriedades geométricas da seção mistas devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção formada pelo perfil de aço e pela laje de concreto. Para tal, deve-se utilizar o coeficiente de homogeneização dado pela seguinte expressão:

$$\alpha_E := \frac{E}{E_c} \quad \alpha_E = 11.74$$

Os efeitos de fluência e retração do concreto podem ser considerados, simplificadaamente, multiplicando o coeficiente de homogeneização por 3 na determinação dos deslocamentos provenientes das ações permanente e dos valores quase permanentes das ações variáveis.

$$3 \cdot \alpha_E = 35.23$$

6.2 PROPRIEDADES DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA NA REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO PARA EFEITOS DE CURTA DURAÇÃO

6.2.1 Laje de concreto (considerando a área tracionada)

6.2.1.1 Área homogeneizada

$$A_{\text{laje_homog1}} := \frac{b}{\alpha_E} \cdot t_c \quad A_{\text{laje_homog1}} = 143.69 \cdot \text{cm}^2$$

6.2.1.2 Altura do centro de gravidade

$$y'_{\text{laje1}} := \frac{t_c}{2} \quad y'_{\text{laje1}} = 3.75 \cdot \text{cm}$$

6.2.1.3 Momento de inércia em X

$$I_{x_laje_homog1} := \frac{\frac{b}{\alpha_E} \cdot t_c^3}{12} \quad I_{x_laje_homog1} = 673.55 \cdot \text{cm}^4$$

6.2.1.4 Momento de inércia em Y

$$I_{y_laje_homog1} := \frac{t_c \cdot \left(\frac{b}{\alpha_E}\right)^3}{12} \quad I_{y_laje_homog1} = 4395.15 \cdot \text{cm}^4$$

6.2.2 Perfil de aço

As propriedades do perfil de aço estão indicadas no item 1.4 desse memorial de cálculo.

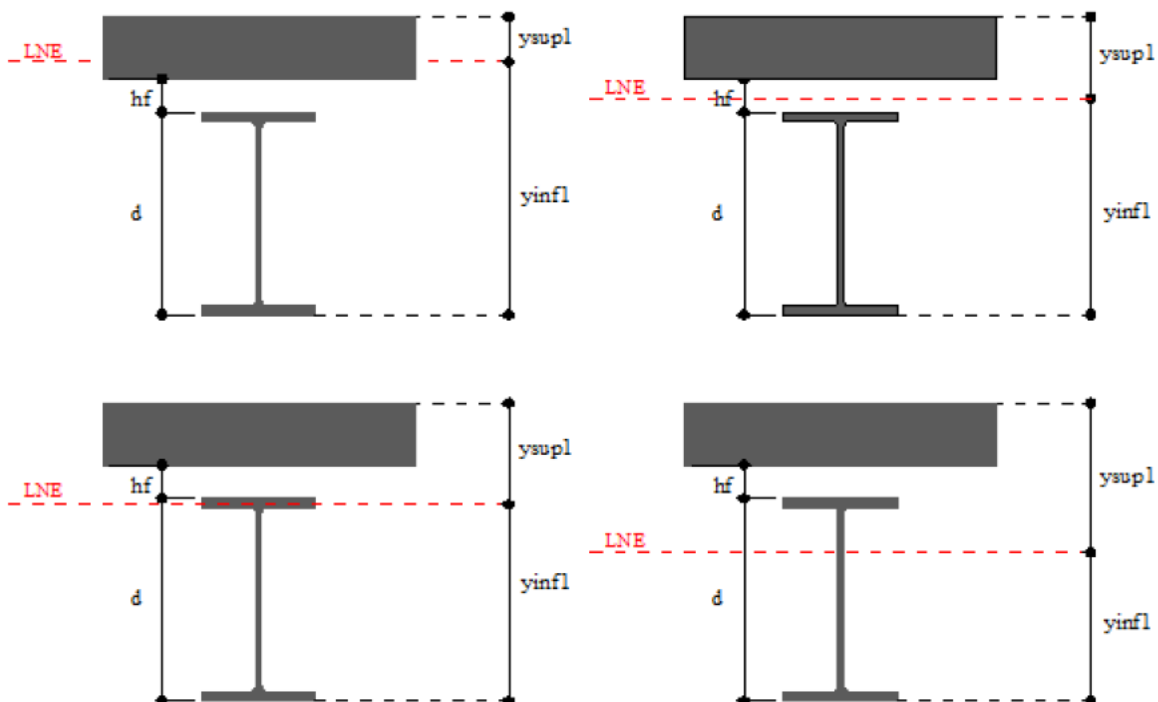
6.2.3 Seção homogeneizada

6.2.3.1 Área total

$$A_{\text{total1}} := A_{\text{laje_homog1}} + A_a$$

$$A_{\text{total1}} = 221.49 \cdot \text{cm}^2$$

6.2.3.2 Posição da linha neutra elástica



$$y_{\text{sup1}} := \frac{A_{\text{laje_homog1}} \cdot y'_{\text{laje1}} + A_a \cdot \left(t_c + h_F + \frac{d}{2} \right)}{A_{\text{total1}}} \quad y_{\text{sup1}} = 16.48 \cdot \text{cm}$$

$$y_{\text{infl}} := t_c + h_F + d - y_{\text{sup1}} \quad y_{\text{infl}} = 48.52 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Posição_LNE_}\alpha_E := \begin{cases} \text{"Laje"} & \text{if } y_{\text{sup1}} \leq t_c \\ \text{"Entre laje e perfil de aço"} & \text{if } t_c < y_{\text{sup1}} < (t_c + h_F) \\ \text{"Mesa"} & \text{if } (t_c + h_F) < y_{\text{sup1}} \leq (t_c + h_F + t_f) \\ \text{"Alma"} & \text{if } y_{\text{infl}} < (d - t_f) \end{cases}$$

$$\text{Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"}$$

Conforme o item O.1.2.1, deve-se ignorar a participação do concreto na área tracionada. Neste caso, as propriedades da seção de concreto devem ser recalculadas.

a) Área homogeneizada:

$$A_{\text{laje_homog1}} := \begin{cases} \frac{b}{\alpha_E} \cdot y_{\text{sup1}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ A_{\text{laje_homog1}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{\text{laje_homog1}} = 143.69 \cdot \text{cm}^2$$

b) Altura do centro de gravidade:

$$y'_{\text{laje1}} := \begin{cases} \frac{y_{\text{sup1}}}{2} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{t_c}{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$y'_{\text{laje1}} = 3.75 \cdot \text{cm}$$

c) Momento de inércia em X:

$$I_{X_laje_homog1} := \begin{cases} \frac{\frac{b}{\alpha_E} \cdot y_{\text{sup1}}^3}{12} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{\frac{b}{\alpha_E} \cdot t_c^3}{12} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{X_laje_homog1} = 673.55 \cdot \text{cm}^4$$

d) Momento de inércia em Y:

$$I_{y_laje_homog1} := \begin{cases} \frac{y_{sup1} \cdot \left(\frac{b}{\alpha_E}\right)^3}{12} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{t_c \cdot \left(\frac{b}{\alpha_E}\right)^3}{12} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{y_laje_homog1} = 4395.15 \cdot \text{cm}^4$$

6.2.3.3 Momento de inércia da seção homogeneizada em X

a) LNE na laje:

$$SUPx_1 := I_{x_laje_homog1} + A_{laje_homog1} \cdot \left(\frac{y_{sup1}}{2}\right)^2$$

$$INFx_1 := I_x + A_a \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2}\right)^2$$

b) LNE entre a laje e o perfil de aço:

$$SUPx_2 := I_{x_laje_homog1} + A_{laje_homog1} \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2}\right)^2$$

$$INFx_2 := I_x + A_a \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2}\right)^2$$

c) LNE na mesa superior:

$$SUPx_3 := I_{x_laje_homog1} + \frac{b_f \cdot (y_{sup1} - t_c - h_F)^3}{12}$$

$$SUPx_4 := A_{laje_homog1} \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2}\right)^2 + [b_f \cdot (y_{sup1} - t_c - h_F)] \cdot \left(\frac{y_{sup1} - t_c - h_F}{2}\right)^2$$

$$INFx_3 := \frac{b_f \cdot [t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)]^3}{12} + \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$$

$$INFx_4 := b_f \cdot [t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)] \cdot \left[\frac{t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)}{2}\right]^2$$

$$INFx_5 := (t_w \cdot h_w) \cdot \left[\frac{h_w}{2} + [t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)]\right]^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2}\right)^2$$

d) LNE na alma:

$$\text{SUPx}_5 := I_{x_laje_homog1} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + \frac{t_w \cdot (d - y_{infl} - t_f)^3}{12}$$

$$\text{SUPx}_6 := A_{laje_homog1} \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(d - y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + t_w \cdot \frac{(d - y_{infl} - t_f)^3}{4}$$

$$\text{INFx}_6 := \frac{t_w \cdot (y_{infl} - t_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$$

$$\text{INFx}_7 := [t_w \cdot (y_{infl} - t_f)] \cdot \left(\frac{y_{infl} - t_f}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)^2$$

$$I_{tr_x1} := \begin{cases} \text{SUPx}_1 + \text{INFx}_1 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \text{SUPx}_2 + \text{INFx}_2 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Entre laje e perfil de aço"} \\ \text{SUPx}_3 + \text{SUPx}_4 + \text{INFx}_3 + \text{INFx}_4 + \text{INFx}_5 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Mesa"} \\ \text{SUPx}_5 + \text{SUPx}_6 + \text{INFx}_6 + \text{INFx}_7 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"} \end{cases}$$

$$I_{tr_x1} = 101414.86 \cdot \text{cm}^4$$

6.2.3.4 Momento de inércia da seção homogeneizada em Y

$$I_{tr_y1} := I_{y_laje_homog1} + I_y$$

$$I_{tr_y1} = 6870.15 \cdot \text{cm}^4$$

6.2.3.5 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em X

$$I_{ef_x1} := \begin{cases} I_x + \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}}{F_{hd}} \cdot (I_{tr_x1} - I_x) & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \\ I_{tr_x1} & \text{if Interação} = \text{"Completa"} \end{cases}$$

$$I_{ef_x1} = 82581.28 \cdot \text{cm}^4$$

6.2.3.6 Módulo de resistência elástico em X

$$W_{tr_x_sup1} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{sup1}}$$

$$W_{tr_x_sup1} = 6152.66 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{tr_x_infl} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{infl}}$$

$$W_{tr_x_infl} = 2090.3 \cdot \text{cm}^3$$

6.2.3.7 Momento de resistência elástico efetivo em X

$$W_{ef_x1} := \begin{cases} W_x + \frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}} \cdot (W_{tr_x_infl} - W_x) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_x_infl} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_x1} = 1889.79 \cdot \text{cm}^3$$

6.2.3.8 Módulo de resistência elástico em Y

$$W_{tr_y1} := \frac{I_{tr_y1}}{\max\left(\frac{b_f}{2}, b\right)}$$

$$W_{tr_y1} = 30.53 \cdot \text{cm}^3$$

6.2.3.9 Momento de resistência elástico efetivo em Y

$$W_{ef_y1} := \begin{cases} W_y + \frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}} \cdot (W_{tr_y1} - W_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_y1} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_y1} = 77.61 \cdot \text{cm}^3$$

6.2.3.10 Módulo de resistência plástico em X

a) LNE na laje:

$$\text{SUP}_{x_{a1}} := \left(y_{\text{sup1}} \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(\frac{y_{\text{sup1}}}{2} \right)$$

$$\text{INF}_{x_{a1}} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{\text{infl}} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

b) LNE entre a laje e o perfil de aço:

$$\text{SUP}_{x_{b1}} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{\text{sup1}} - \frac{t_c}{2} \right)$$

$$\text{INF}_{x_{b1}} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{\text{infl}} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

c) LNE na mesa superior:

$$\text{SUPx}_{c1} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{\text{sup1}} - \frac{t_c}{2} \right) + [b_f \cdot (y_{\text{sup1}} - t_c - h_F)] \cdot \left(\frac{y_{\text{sup1}} - t_c - h_F}{2} \right)$$

$$\text{INFx}_{c1} := b_f \cdot [t_f - (y_{\text{sup1}} - t_c - h_F)] \cdot \left[\frac{t_f - (y_{\text{sup1}} - t_c - h_F)}{2} \right]$$

$$\text{INFx}_{d1} := (h_w \cdot t_w) \cdot \left(y_{\text{inf1}} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf1}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

d) LNE na alma:

$$\text{SUPx}_{d1} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{\text{sup1}} - \frac{t_c}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left[y_{\text{sup1}} - \left(t_c + h_F + \frac{t_f}{2} \right) \right]$$

$$\text{SUPx}_{e1} := t_w \cdot [y_{\text{sup1}} - (t_c + h_F + t_f)] \cdot \left[\frac{y_{\text{sup1}} - (t_c + h_F + t_f)}{2} \right]$$

$$\text{INFx}_{e1} := [t_w \cdot (y_{\text{inf1}} - t_f)] \cdot \left(\frac{y_{\text{inf1}} - t_f}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf1}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$Z_{\text{tr}_x1} := \begin{cases} \text{SUPx}_{a1} + \text{INFx}_{a1} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \text{SUPx}_{b1} + \text{INFx}_{b1} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Entre laje e perfil de aço"} \\ \text{SUPx}_{c1} + \text{INFx}_{c1} + \text{INFx}_{d1} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Mesa"} \\ \text{SUPx}_{d1} + \text{SUPx}_{e1} + \text{INFx}_{e1} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{tr}_x1} = 3707.36 \cdot \text{cm}^3$$

6.2.3.11 Módulo de resistência plástico em Y

$$Z_{\text{tr}_y1} := Z_y + 2 \cdot \left[\left(t_c \cdot \frac{b}{2 \cdot \alpha_E} \right) \cdot \left(\frac{b}{4 \cdot \alpha_E} \right) \right]$$

$$Z_{\text{tr}_y1} = 990.22 \cdot \text{cm}^3$$

6.2.3.12 Módulo de resistência plástico efetivo em X

$$Z_{\text{ef}_x1} := \begin{cases} Z_x + \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{cs,pos}}} Q_{\text{Rd,p}}}{F_{\text{hd}}} \cdot (Z_{\text{tr}_x1} - Z_x) & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \\ Z_{\text{tr}_x1} & \text{if Interação} = \text{"Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef}_x1} = 3095.02 \cdot \text{cm}^3$$

6.2.3.13 Módulo de resistência plástico efetivo em Y

$$Z_{ef_y1} := \begin{cases} Z_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (Z_{tr_y1} - Z_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ Z_{tr_y1} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{ef_y1} = 796.76 \cdot \text{cm}^3$$

6.3 PROPRIEDADES DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA NA REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO PARA EFEITOS DE LONGA DURAÇÃO

6.3.1 Laje de concreto (considerando a área tracionada)

6.3.1.1 Área homogeneizada

$$A_{laje_homog2} := \frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot t_c \quad A_{laje_homog2} = 47.9 \cdot \text{cm}^2$$

6.3.1.2 Altura do centro de gravidade

$$y'_{laje2} := \frac{t_c}{2} \quad y'_{laje2} = 3.75 \cdot \text{cm}$$

6.3.1.3 Momento de inércia em X

$$I_{x_laje_homog2} := \frac{\frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot t_c^3}{12} \quad I_{x_laje_homog2} = 224.52 \cdot \text{cm}^4$$

6.3.1.4 Momento de inércia em Y

$$I_{y_laje_homog2} := \frac{t_c \cdot \left(\frac{b}{3 \cdot \alpha_E}\right)^3}{12} \quad I_{y_laje_homog2} = 162.78 \cdot \text{cm}^4$$

6.3.2 Perfil de aço

As propriedades do perfil de aço estão indicadas no item 1.4 desse memorial de cálculo.

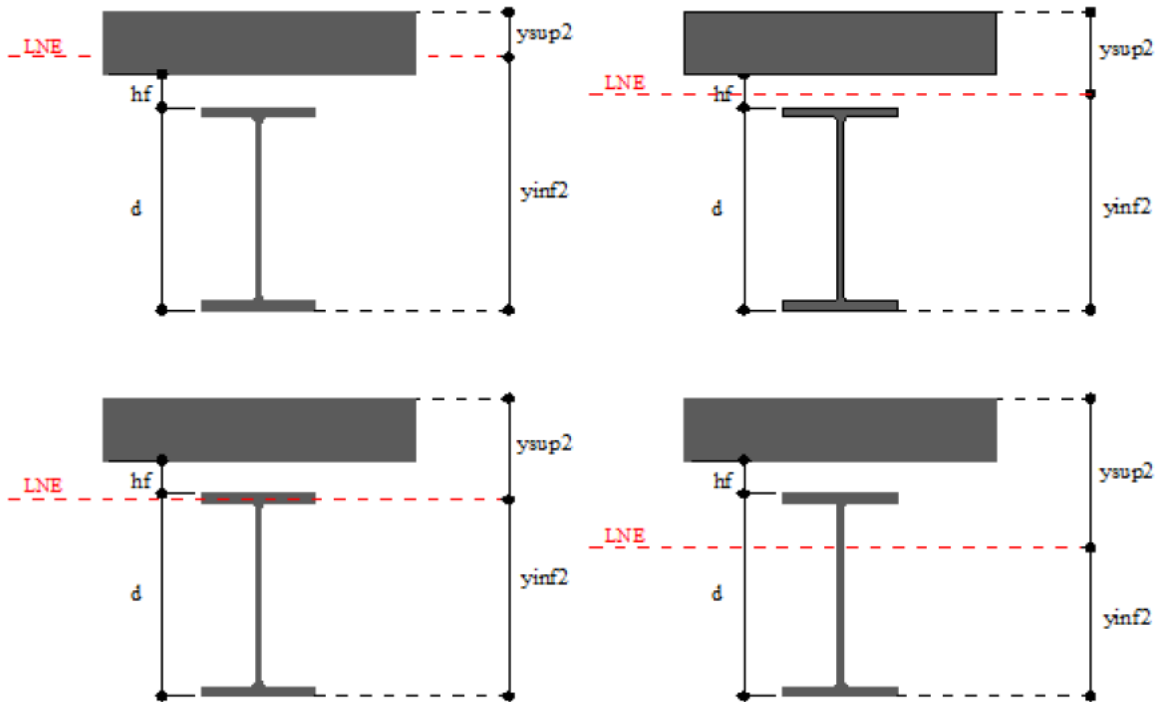
6.3.3 Seção homogeneizada

6.3.3.1 Área total

$$A_{total2} := A_{laje_homog2} + A_a$$

$$A_{total2} = 125.7 \cdot \text{cm}^2$$

6.3.3.2 Posição da linha neutra elástica



$$y_{sup2} := \frac{A_{laje_homog2} \cdot y'_{laje2} + A_a \cdot \left(t_c + h_F + \frac{d}{2} \right)}{A_{total2}}$$

$y_{sup2} = 26.19 \cdot \text{cm}$

$$y_{inf2} := t_c + h_F + d - y_{sup2}$$

$y_{inf2} = 38.81 \cdot \text{cm}$

$$\text{Posição_LNE_}3\alpha_E := \begin{cases} \text{"Laje"} & \text{if } y_{sup2} \leq t_c \\ \text{"Entre laje e perfil de aço"} & \text{if } t_c < y_{sup2} < (t_c + h_F) \\ \text{"Mesa"} & \text{if } (t_c + h_F) < y_{sup2} \leq (t_c + h_F + t_f) \\ \text{"Alma"} & \text{if } y_{inf2} < (d - t_f) \end{cases}$$

$\text{Posição_LNE_}3\alpha_E = \text{"Alma"}$

Conforme o item O.1.2.1, deve-se ignorar a participação do concreto na área tracionada. Neste caso, as propriedades da seção de concreto devem ser recalculadas.

a) Área homogeneizada:

$$A_{laje_homog2} := \begin{cases} \frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot y_{sup2} & \text{if Posição_LNE_}3\alpha_E = \text{"Laje"} \\ A_{laje_homog2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$A_{laje_homog2} = 47.9 \cdot \text{cm}^2$

b) Altura do centro de gravidade:

$$y'_{\text{laje2}} := \begin{cases} \frac{y_{\text{sup2}}}{2} & \text{if Posição_LNE_3}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{t_c}{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$y'_{\text{laje2}} = 3.75 \cdot \text{cm}$$

c) Momento de inércia em X:

$$I_{X_laje_homog2} := \begin{cases} \frac{\frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot y_{\text{sup2}}^3}{12} & \text{if Posição_LNE_3}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{\frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot t_c^3}{12} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{X_laje_homog2} = 224.52 \cdot \text{cm}^4$$

d) Momento de inércia em Y:

$$I_{Y_laje_homog2} := \begin{cases} \frac{y_{\text{sup2}} \cdot \left(\frac{b}{3 \cdot \alpha_E}\right)^3}{12} & \text{if Posição_LNE_3}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{t_c \cdot \left(\frac{b}{3 \cdot \alpha_E}\right)^3}{12} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{Y_laje_homog2} = 162.78 \cdot \text{cm}^4$$

6.3.3.3 Momento de inércia da seção homogeneizada em X

a) LNE na laje:

$$\text{SUPx}_7 := I_{X_laje_homog2} + A_{\text{laje_homog2}} \cdot \left(\frac{y_{\text{sup2}}}{2}\right)^2$$

$$\text{INFx}_8 := I_x + A_a \cdot \left(y_{\text{inf2}} - \frac{d}{2}\right)^2$$

b) LNE entre a laje e o perfil de aço:

$$\text{SUPx}_8 := I_{X_laje_homog2} + A_{\text{laje_homog2}} \cdot \left(y_{\text{sup2}} - \frac{t_c}{2}\right)^2$$

$$\text{INFx}_9 := I_x + A_a \cdot \left(y_{\text{inf}2} - \frac{d}{2} \right)^2$$

b) LNE na mesa superior:

$$\text{SUPx}_9 := I_{x_{\text{laje_homog}2}} + \frac{b_f \cdot (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)^3}{12}$$

$$\text{SUPx}_{10} := A_{\text{laje_homog}2} \cdot \left(y_{\text{sup}2} - \frac{t_c}{2} \right)^2 + [b_f \cdot (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)] \cdot \left(\frac{y_{\text{sup}2} - t_c - h_F}{2} \right)^2$$

$$\text{INFx}_{10} := \frac{b_f \cdot [t_f - (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)]^3}{12} + \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$$

$$\text{INFx}_{11} := b_f \cdot [t_f - (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)] \cdot \left[\frac{t_f - (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)}{2} \right]^2$$

$$\text{INFx}_{12} := (t_w \cdot h_w) \cdot \left[\frac{h_w}{2} + [t_f - (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)] \right]^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf}2} - \frac{t_f}{2} \right)^2$$

c) LNE na alma:

$$\text{SUPx}_{11} := I_{x_{\text{laje_homog}2}} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + \frac{t_w \cdot (d - y_{\text{inf}2} - t_f)^3}{12}$$

$$\text{SUPx}_{12} := A_{\text{laje_homog}2} \cdot \left(y_{\text{sup}2} - \frac{t_c}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(d - y_{\text{inf}2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + t_w \cdot \frac{(d - y_{\text{inf}2} - t_f)^3}{4}$$

$$\text{INFx}_{13} := \frac{t_w \cdot (y_{\text{inf}2} - t_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$$

$$\text{INFx}_{14} := [t_w \cdot (y_{\text{inf}2} - t_f)] \cdot \left(\frac{y_{\text{inf}2} - t_f}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf}2} - \frac{t_f}{2} \right)^2$$

$$I_{\text{tr_x}2} := \begin{cases} \text{SUPx}_7 + \text{INFx}_8 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \text{SUPx}_8 + \text{INFx}_9 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Entre laje e perfil de aço"} \\ \text{SUPx}_9 + \text{SUPx}_{10} + \text{INFx}_{10} + \text{INFx}_{11} + \text{INFx}_{12} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Mesa"} \\ \text{SUPx}_{11} + \text{SUPx}_{12} + \text{INFx}_{13} + \text{INFx}_{14} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"} \end{cases}$$

$$I_{\text{tr_x}2} = 73597.4 \cdot \text{cm}^4$$

6.3.3.4 Momento de inércia da seção homogeneizada em Y

$$I_{tr_y2} := I_{y_laje_homog2} + I_y$$

$$I_{tr_y2} = 2637.78 \cdot \text{cm}^4$$

6.3.3.5 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em X

$$I_{ef_x2} := \begin{cases} I_x + \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{n_{cs.pos}} Q_{Rd,p}}}{F_{hd}} \cdot (I_{tr_x2} - I_x) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ I_{tr_x2} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$I_{ef_x2} = 62583.39 \cdot \text{cm}^4$$

6.3.3.6 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em Y

$$I_{ef_y2} := \begin{cases} I_y + \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{n_{cs.pos}} Q_{Rd,p}}}{F_{hd}} \cdot (I_{tr_y2} - I_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ I_{tr_y2} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$I_{ef_y2} = 2592.02 \cdot \text{cm}^4$$

6.3.3.7 Módulo de resistência elástico em X

$$W_{tr_x_sup2} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{sup1}}$$

$$W_{tr_x_sup2} = 6152.66 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{tr_x_inf2} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{inf1}}$$

$$W_{tr_x_inf2} = 2090.3 \cdot \text{cm}^3$$

6.3.3.8 Momento de resistência elástico efetivo em X

$$W_{ef_x2} := \begin{cases} W_x + \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{n_{cs.pos}} Q_{Rd,p}}}{F_{hd}} \cdot (W_{tr_x_inf2} - W_x) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_x_inf2} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_x2} = 1889.79 \cdot \text{cm}^3$$

6.3.3.9 Módulo de resistência elástico em Y

$$W_{tr_y2} := \frac{I_{tr_y2}}{\max\left(\frac{b_f}{2}, b\right)}$$

$$W_{tr_y2} = 11.72 \cdot \text{cm}^3$$

6.3.3.10 Momento de resistência elástico efetivo em Y

$$W_{ef_y2} := \begin{cases} W_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (W_{tr_y2} - W_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_y2} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_y2} = 64.09 \cdot \text{cm}^3$$

6.3.3.11 Módulo de resistência plástico em X

a) LNE na laje:

$$SUP_{x_{a2}} := \left(y_{sup1} \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(\frac{y_{sup1}}{2} \right)$$

$$INF_{x_{a2}} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{infl} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)$$

b) LNE entre a laje e o perfil de aço:

$$SUP_{x_{b2}} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2} \right)$$

$$INF_{x_{b2}} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{infl} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)$$

c) LNE na mesa superior:

$$SUP_{x_{c2}} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2} \right) + \left[b_f \cdot (y_{sup1} - t_c - h_F) \right] \cdot \left(\frac{y_{sup1} - t_c - h_F}{2} \right)$$

$$INF_{x_{c2}} := b_f \left[t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F) \right] \cdot \left[\frac{t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)}{2} \right]$$

$$INF_{x_{d2}} := (h_w \cdot t_w) \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)$$

d) LNE na alma:

$$\text{SUP}_{x_{d2}} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{\text{sup1}} - \frac{t_c}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left[y_{\text{sup1}} - \left(t_c + h_F + \frac{t_f}{2} \right) \right]$$

$$\text{SUP}_{x_{e2}} := t_w \cdot \left[y_{\text{sup1}} - (t_c + h_F + t_f) \right] \cdot \left[\frac{y_{\text{sup1}} - (t_c + h_F + t_f)}{2} \right]$$

$$\text{INF}_{x_{e2}} := \left[t_w \cdot (y_{\text{infl}} - t_f) \right] \cdot \left(\frac{y_{\text{infl}} - t_f}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$Z_{\text{tr}_{x2}} := \begin{cases} \text{SUP}_{x_{a2}} + \text{INF}_{x_{a2}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \text{SUP}_{x_{b2}} + \text{INF}_{x_{b2}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Entre laje e perfil de aço"} \\ \text{SUP}_{x_{c2}} + \text{INF}_{x_{c2}} + \text{INF}_{x_{d2}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Mesa"} \\ \text{SUP}_{x_{d2}} + \text{SUP}_{x_{e2}} + \text{INF}_{x_{e2}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{tr}_{x2}} = 3707.36 \cdot \text{cm}^3$$

6.3.3.12 Módulo de resistência plástico em Y

$$Z_{\text{tr}_{y2}} := Z_y + 2 \cdot \left[\left(t_c \cdot \frac{b}{2 \cdot \alpha_E} \right) \cdot \left(\frac{b}{4 \cdot \alpha_E} \right) \right]$$

$$Z_{\text{tr}_{y2}} = 990.22 \cdot \text{cm}^3$$

6.3.3.13 Módulo de resistência plástico efetivo em X

$$Z_{\text{ef}_{x2}} := \begin{cases} Z_x + \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{n_{\text{cs.pos}}} Q_{\text{Rd.p}}}}{F_{\text{hd}}} \cdot (Z_{\text{tr}_{x2}} - Z_x) & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \\ Z_{\text{tr}_{x2}} & \text{if Interação} = \text{"Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef}_{x2}} = 3095.02 \cdot \text{cm}^3$$

6.3.3.14 Módulo de resistência plástico efetivo em Y

$$Z_{\text{ef}_{y2}} := \begin{cases} Z_y + \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{n_{\text{cs.pos}}} Q_{\text{Rd.p}}}}{F_{\text{hd}}} \cdot (Z_{\text{tr}_{y2}} - Z_y) & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \\ Z_{\text{tr}_{y2}} & \text{if Interação} = \text{"Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef}_{y2}} = 796.76 \cdot \text{cm}^3$$

6.4 DESLOCAMENTO VERTICAL

6.4.1 Deslocamento máximo

$$d_{\max} := \begin{cases} \frac{L_{\text{trecho}}}{350} & \text{if Tipo_aplicação = "Piso"} \\ \frac{L_{\text{trecho}}}{250} & \text{if Tipo_aplicação = "Cobertura"} \end{cases}$$

$$d_{\max} = 2.57 \cdot \text{cm}$$

6.4.2 Flecha

6.4.2.1 Combinação quase permanente

- Deslocamento antes da cura do concreto:

a) Peso próprio do perfil de aço

$$\text{flecha}_{\text{PP1}} := \frac{5 \cdot \text{PP1} \cdot L_{\text{trecho}}^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad \text{flecha}_{\text{PP1}} = 0.1 \cdot \text{cm}$$

b) Peso próprio da laje

$$\text{flecha}_{\text{PP2}} := \frac{5 \cdot \text{PP2} \cdot L_{\text{trecho}}^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad \text{flecha}_{\text{PP2}} = 1.4 \cdot \text{cm}$$

c) Reação de outra viga devida ao peso próprio do perfil

$$\text{flecha}_{\text{RPP1}} := \frac{R_{\text{PP1}} \cdot L_{\text{trecho}}^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \quad \text{flecha}_{\text{RPP1}} = 0 \cdot \text{cm}$$

d) Reação de outra viga devida ao peso próprio da laje

$$\text{flecha}_{\text{RPP2}} := \frac{R_{\text{PP2}} \cdot L_{\text{trecho}}^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \quad \text{flecha}_{\text{RPP2}} = 0 \cdot \text{cm}$$

- Deslocamento após a cura do concreto:

a) Peso próprio da parede

$$\text{flecha}_{\text{PP3}} := \frac{5 \cdot \text{PP3} \cdot L_{\text{trecho}}^4}{384 \cdot E \cdot I_{\text{ef_x2}}} \quad \text{flecha}_{\text{PP3}} = 0 \cdot \text{cm}$$

b) Forro, revestimento e divisórias/impermeabilização

$$\text{flecha}_{\text{PP4}} := \frac{5 \cdot \text{PP4} \cdot L_{\text{trecho}}^4}{384 \cdot E \cdot I_{\text{ef_x2}}} \quad \text{flecha}_{\text{PP4}} = 0.6 \cdot \text{cm}$$

c) Sobrecarga

$$flecha_{SC1} := \frac{5 \cdot (\psi_2 \cdot SC) \cdot L_{trecho}^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef_x2}} \quad flecha_{SC1} = 0.2 \cdot \text{cm}$$

d) Reação de outra viga devida às cargas de longa duração

$$flecha_{R1} := \frac{R_1 \cdot L_{trecho}^3}{48 \cdot E \cdot I_{ef_x2}} \quad flecha_{R1} = 0 \cdot \text{cm}$$

6.4.2.1.1 Flecha total

$$f_{antes} := flecha_{pp1} + flecha_{pp2} + flecha_{RPP1} + flecha_{RPP2}$$

$$f_{antes} = 1.47 \cdot \text{cm}$$

$$f_{após} := flecha_{pp3} + flecha_{pp4} + flecha_{SC1} + flecha_{R1}$$

$$f_{após} = 0.81 \cdot \text{cm}$$

$$flecha_{total_QP} := f_{antes} + f_{após}$$

$$flecha_{total_QP} = 2.27 \cdot \text{cm}$$

6.4.2.1.2 Verificação

$$Coef_{flecha_QP} := \frac{flecha_{total_QP}}{d_{max}} = 0.88$$

$$Verificação_flecha_QP := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } Coef_{flecha_QP} \leq 1.0 \\ \text{"Não passa!"} & \text{if } Coef_{flecha_QP} > 1.0 \end{cases}$$

$$Verificação_flecha_QP = \text{"Ok!"}$$

6.4.2.2 Combinação rara

a) Deslocamento devido somente aos efeitos de longa duração das ações permanentes

$$flecha_{LD} := flecha_{pp3} + flecha_{pp4} \quad flecha_{LD} = 0.59 \cdot \text{cm}$$

b) Deslocamento devido às cargas variáveis

$$flecha_{CV} := \frac{5 \cdot (\psi_2 \cdot SC) \cdot L_{trecho}^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef_x2}} + \frac{5 \cdot [(1 - \psi_2) \cdot SC] \cdot L_{trecho}^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef_x1}} \quad flecha_{CV} = 0.47 \cdot \text{cm}$$

c) Deslocamento devido às reações de longa duração de outras vigas

$$flecha_{R1} = 0 \cdot \text{cm}$$

d) Deslocamento devido às reações de curta duração de outras vigas

$$\text{flecha}_{R2} := \frac{R_2 \cdot L_{\text{trecho}}^3}{48 \cdot E \cdot I_{\text{ef_x1}}}$$

$$\text{flecha}_{R2} = 0 \cdot \text{cm}$$

6.4.2.2.1 Flecha total

$$\text{flecha}_{\text{total_rara}} := \text{flecha}_{LD} + \text{flecha}_{CV} + \text{flecha}_{R1} + \text{flecha}_{R2}$$

$$\text{flecha}_{\text{total_rara}} = 1.05 \cdot \text{cm}$$

6.4.2.2.2 Verificação

$$\text{Coef}_{\text{flecha_rara}} := \frac{\text{flecha}_{\text{total_rara}}}{d_{\text{max}}} = 0.41$$

$$\text{Verificação_flecha_rara} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{flecha_rara}} \leq 1.03 \\ \text{"Não passa!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{flecha_rara}} > 1.03 \end{cases}$$

$$\text{Verificação_flecha_rara} = \text{"Ok!"}$$

6.4.3 Verificação da plastificação da mesa inferior

6.4.3.1 Momento fletor solicitante antes da cura do concreto

a) Momento fletor devido ao peso próprio do perfil de aço:

$$M_{Ga1} := \frac{PP1 \cdot L_{\text{trecho}}^2}{8}$$

$$M_{Ga1} = 617.63 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

b) Momento fletor devido ao peso próprio da laje:

$$M_{Ga2} := \frac{PP2 \cdot L_{\text{trecho}}^2}{8}$$

$$M_{Ga2} = 11340 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

c) Momento fletor total:

$$M_{Ga.Sd} := M_{Ga1} + M_{Ga2}$$

$$M_{Ga.Sd} = 11957.63 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

6.4.3.2 Momento fletor solicitante após a cura do concreto

a) Momento fletor devido à pele de vidro:

$$M_{L1} := \frac{PP3 \cdot L_{\text{trecho}}^2}{8}$$

$$M_{L1} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

b) Momento fletor devido ao forro, revestimento e divisórias:

$$M_{L2} := \frac{PP4 \cdot L_{\text{trecho}}^2}{8}$$

$$M_{L2} = 8707.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

c) Momento fletor devido à sobrecarga de longa duração:

$$M_{L3} := \frac{(\psi_2 \cdot SC) \cdot L_{\text{trecho}}^2}{8} \quad M_{L3} = 3240 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor devido à sobrecarga de curta duração:

$$M_{L4} := \frac{[(1 - \psi_2) \cdot SC] \cdot L_{\text{trecho}}^2}{8} \quad M_{L4} = 4860 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

e) Momento fletor total de curta duração:

$$M_{L.Sd1} := M_{L4} \quad M_{L.Sd1} = 4860 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

f) Momento fletor total de longa duração:

$$M_{L.Sd2} := M_{L1} + M_{L2} + M_{L3} \quad M_{L.Sd2} = 11947.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

6.4.3.3 Relação entre a tensão na mesa inferior e resistência ao escoamento do aço

$$LT := \frac{M_{Ga.Sd}}{W_x} + \frac{M_{L.Sd1}}{W_{ef_x1}} + \frac{M_{L.Sd2}}{W_{ef_x2}} \quad LT = 17.58 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

6.4.3.4 Verificação

$$\text{Coef}_{LT} := \frac{LT}{f_y} = 0.5$$

$$\text{Verificação}_{LT} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{LT} \leq 1.0 \\ \text{"Não passa!"} & \text{if } \text{Coef}_{LT} > 1.0 \end{cases}$$

$$\text{Verificação}_{LT} = \text{"Ok!"}$$

7 ELS - FISSURAÇÃO DA LAJE

7.1 ARMADURA MÍNIMA DE TRACÇÃO SOB DEFORMAÇÕES IMPOSTAS

7.1.1 Área efetiva da laje de concreto

$$A_{ct} := b \cdot t_c \quad A_{ct} = 1687.5 \cdot \text{cm}^2$$

7.1.2 Coeficiente para consideração do equilíbrio e distribuição das tensões na laje de concreto imediatamente antes da ocorrência das fissuras

7.1.2.1 Distância entre os centros geométricos da laje de concreto e da seção mista homogeneizada na região de momentos negativos

$$y_o := y_p + h_F + \frac{t_c}{2} \quad y_o = 12.1 \cdot \text{cm}$$

7.1.2.2 Valor do coeficiente

$$k_c := \min\left(\frac{1}{1 + \frac{t_c}{2 \cdot y_o}} + 0.3, 1\right) \quad k_c = 1$$

7.1.3 Máxima tensão de tração permitida na armadura, imediatamente após a ocorrência da fissuração

$$\sigma_{st} := \min\left[810 \cdot \left(\frac{w_k}{\text{mm}}\right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{\left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{\phi}{\text{mm}}\right)}} \cdot \text{MPa}, f_{ys}\right]$$

$$\sigma_{st} = 340.62 \cdot \text{MPa}$$

7.1.4 Armadura mínima

$$A_s := \frac{k \cdot k_c \cdot k_s \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 10.7 \cdot \text{cm}^2$$

7.1.5 Armadura adotada

$$n_\phi := \text{trunc}\left(\frac{b}{\text{esp_arm}}\right) \quad n_\phi = 9$$

$$A_i := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \quad A_i = 1.23 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s1} := n_\phi \cdot A_i \quad A_{s1} = 11.04 \cdot \text{cm}^2$$

7.1.6 Verificação

$$\text{Verificação_armadura_deformações_impostas} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } A_{s1} \geq A_s \\ \text{"Não passa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_armadura_deformações_impostas} = \text{"Ok!"}$$

8 RESUMO

8.1 VIGA DE AÇO ANTES DA CURA DO CONCRETO

8.1.1 Momento fletor resistente de cálculo

$$\text{Coef}_{\text{flexão_antes}} = 0.42$$

Verificação_flexão_antes = "Ok!"

8.1.2 Força cortante resistente de cálculo

$$\text{Coef}_{\text{cortante_antes}} = 0.17$$

Verificação_cortante_antes = "Ok!"

8.2 REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO

8.2.1 Conectores de cisalhamento

8.2.1.1 Grau de interação

Verificação_grau_de_interação = "Ok!"

8.2.1.2 Espaçamentos e cobrimento

Verificação_espaçamentos_pos = "Ok!"

Verificação_cobrimento = "Ok!"

8.2.1.3 Verificação construtiva para soldagem dos stud bolts

Verificação_construtiva_pos = "Ok!"

8.2.2 Momento resistente positivo

$$\text{Coef}_{\text{momento_positivo}} = 0.59$$

Verificação_momento_positivo = "Ok!"

8.3 CORTANTE

$$\text{Coef}_{\text{cortante}} = 0.36$$

Verificação_cortante = "Ok!"

8.4 ELS - DESLOCAMENTO VERTICAL

$$\text{Coef}_{\text{flecha_QP}} = 0.88$$

Verificação_flecha_QP = "Ok!"

$$\text{Coef}_{\text{flecha_rara}} = 0.41$$

Verificação_flecha_rara = "Ok!"

8.5 ELS - FISSURAÇÃO NA LAJE

8.5.1 Armadura mínima de tração sob deformações impostas

Verificação_armadura_deformações_impostas = "Ok!"

9 PROPRIEDADES ELÁSTICAS PARA LANÇAMENTO NO SAP2000

9.1 LAJE DE CONCRETO (CONSIDERANDO A ÁREA TRACIONADA)

9.1.1 Área homogeneizada

$$A_{\text{laje_homog1}} = 143.69 \cdot \text{cm}^2$$

9.1.2 Altura do centro de gravidade

$$y'_{\text{laje1}} = 3.75 \cdot \text{cm}$$

9.1.3 Momento de inércia em X

$$I_{\text{x_laje_homog1}} = 673.55 \cdot \text{cm}^4$$

9.1.4 Momento de inércia em Y

$$I_{\text{y_laje_homog1}} = 4395.15 \cdot \text{cm}^4$$

9.2 PERFIL DE AÇO

As propriedades do perfil de aço estão indicadas no item 1.4 desse memorial de cálculo.

9.3 SEÇÃO HOMOGENEIZADA

9.3.1 Área total

$$A_{\text{total1}} = 221.49 \cdot \text{cm}^2$$

9.3.2 Posição da linha neutra elástica

$$y_{\text{sup1}} = 16.48 \cdot \text{cm}$$

$$y_{\text{inf1}} = 48.52 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"}$$

9.3.3 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em X

$$I_{\text{ef_x1}} = 82581.28 \cdot \text{cm}^4$$

9.3.4 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em Y

$$I_{ef_y1} := \begin{cases} I_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (I_{tr_y1} - I_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ I_{tr_y1} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$I_{ef_y1} = 5634.66 \cdot \text{cm}^4$$

9.3.5 Momento de inércia à torção

$$I_t = 18.38 \cdot \text{cm}^4$$

9.3.6 Área cisalhada em X

$$A_{cis_x} := d \cdot t_w$$

$$A_{cis_x} = 31.5 \cdot \text{cm}^2$$

9.3.7 Área cisalhada em Y

$$A_{cis_y} := 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

$$A_{cis_y} = 47.5 \cdot \text{cm}^2$$

9.3.8 Módulo de resistência elástico em X

$$W_{tr_x_sup} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{sup1}}$$

$$W_{tr_x_sup} = 6152.66 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{tr_x_inf} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{infl}}$$

$$W_{tr_x_inf} = 2090.3 \cdot \text{cm}^3$$

9.3.9 Momento de resistência elástico efetivo em X

$$W_{ef_x1} := \begin{cases} W_x + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (W_{tr_x_inf} - W_x) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_x_inf} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_x1} = 1889.79 \cdot \text{cm}^3$$

9.3.10 Módulo de resistência elástico em Y

$$W_{tr_y1} := \frac{I_{tr_y1}}{\max\left(\frac{b_f}{2}, b\right)}$$

$$W_{tr_y1} = 30.53 \cdot \text{cm}^3$$

9.3.11 Momento de resistência elástico efetivo em Y

$$W_{ef_y1} := \begin{cases} W_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (W_{tr_y1} - W_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_y1} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_y1} = 77.61 \cdot \text{cm}^3$$

9.3.12 Módulo de resistência plástico em X

a) LNE na laje:

$$SUP_{x_a} := \left(y_{sup1} \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(\frac{y_{sup1}}{2} \right)$$

$$INF_{x_a} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{infl} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)$$

b) LNE entre a laje e o perfil de aço:

$$SUP_{x_b} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2} \right)$$

$$INF_{x_b} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{infl} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)$$

c) LNE na mesa superior:

$$SUP_{x_c} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2} \right) + [b_f \cdot (y_{sup1} - t_c - h_F)] \cdot \left(\frac{y_{sup1} - t_c - h_F}{2} \right)$$

$$INF_{x_c} := b_f \cdot [t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)] \cdot \left[\frac{t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)}{2} \right]$$

$$INF_{x_d} := (h_w \cdot t_w) \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)$$

d) LNE na alma:

$$SUP_{x_d} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left[y_{sup1} - \left(t_c + h_F + \frac{t_f}{2} \right) \right]$$

$$SUP_{x_e} := t_w \cdot [y_{sup1} - (t_c + h_F + t_f)] \cdot \left[\frac{y_{sup1} - (t_c + h_F + t_f)}{2} \right]$$

$$\text{INFx}_e := \left[t_w \cdot (y_{\text{infl}} - t_f) \right] \cdot \left(\frac{y_{\text{infl}} - t_f}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$Z_{\text{tr}_x} := \begin{cases} \text{SUPx}_a + \text{INFx}_a & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \text{SUPx}_b + \text{INFx}_b & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Entre laje e perfil de aço"} \\ \text{SUPx}_c + \text{INFx}_c + \text{INFx}_d & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Mesa"} \\ \text{SUPx}_d + \text{SUPx}_e + \text{INFx}_e & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{tr}_x} = 3707.36 \cdot \text{cm}^3$$

9.3.13 Módulo de resistência plástico em Y

$$Z_{\text{tr}_y} := Z_y + 2 \cdot \left[t_c \cdot \frac{b}{2 \cdot \alpha_E} \right] \cdot \left(\frac{b}{4 \cdot \alpha_E} \right)$$

$$Z_{\text{tr}_y} = 990.22 \cdot \text{cm}^3$$

9.3.14 Módulo de resistência plástico efetivo em X

$$Z_{\text{ef}_x} := \begin{cases} Z_x + \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{cs.pos}}} Q_{\text{Rd},p}}{F_{\text{hd}}} \cdot (Z_{\text{tr}_x} - Z_x) & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \\ Z_{\text{tr}_x} & \text{if Interação} = \text{"Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef}_x} = 3095.02 \cdot \text{cm}^3$$

9.3.15 Módulo de resistência plástico efetivo em Y

$$Z_{\text{ef}_y} := \begin{cases} Z_y + \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{cs.pos}}} Q_{\text{Rd},p}}{F_{\text{hd}}} \cdot (Z_{\text{tr}_y} - Z_y) & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \\ Z_{\text{tr}_y} & \text{if Interação} = \text{"Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef}_y} = 796.76 \cdot \text{cm}^3$$

9.3.16 Raio de giração em X

$$r_{x_mista1} := \sqrt{\frac{I_{\text{ef}_x1}}{A_{\text{total1}}}}$$

$$r_{x_mista1} = 19.31 \cdot \text{cm}$$

$$r_{x_mista2} := \sqrt{\frac{I_{\text{ef}_x2}}{A_{\text{total2}}}}$$

$$r_{x_mista2} = 22.31 \cdot \text{cm}$$

9.3.17 Raio de giração em Y

$$r_{y_mista1} := \sqrt{\frac{I_{\text{ef}_y1}}{A_{\text{total1}}}}$$

$$r_{y_mista1} = 5.04 \cdot \text{cm}$$

$$r_{y_mista2} := \sqrt{\frac{I_{\text{ef}_y2}}{A_{\text{total2}}}}$$

$$r_{y_mista2} = 4.54 \cdot \text{cm}$$

Efeitos de curta duração

Nome_seção := "V1_VS500x61_CD"

$$A_{total1} := \frac{A_{total1}}{cm^2}$$

$$I_{ef_x1} := \frac{I_{ef_x1}}{cm^4}$$

$$I_{ef_y1} := \frac{I_{ef_y1}}{cm^4}$$

$$I_t := \frac{I_t}{cm^4}$$

$$A_{cis_x} := \frac{A_{cis_x}}{cm^2}$$

$$A_{cis_y} := \frac{A_{cis_y}}{cm^2}$$

$$W_{ef_x1} := \frac{W_{ef_x1}}{cm^3}$$

$$W_{ef_y1} := \frac{W_{ef_y1}}{cm^3}$$

$$Z_{ef_x1} := \frac{Z_{ef_x1}}{cm^3}$$

$$Z_{ef_y1} := \frac{Z_{ef_y1}}{cm^3}$$

$$r_{x_mista1} := \frac{r_{x_mista1}}{cm}$$

$$d := \frac{d}{cm}$$

$$b_f := \frac{b_f}{cm}$$

$$r_{y_mista1} := \frac{r_{y_mista1}}{cm}$$



Worksheet

(Nome_seção A_{total1} I_{ef_x1} I_{ef_y1} I_t A_{cis_x} A_{cis_y} W_{ef_x1} W_{ef_y1} Z_{ef_x1} Z_{ef_y1} r_{x_mista1} r_{y_mista1} d b_f)**Efeitos de longa duração**

Nome_seção := "V1_VS500x61_LD"

$$A_{total2} := \frac{A_{total2}}{cm^2}$$

$$I_{ef_x2} := \frac{I_{ef_x2}}{cm^4}$$

$$I_{ef_y2} := \frac{I_{ef_y2}}{cm^4}$$

$$I_t := I_t$$

$$A_{cis_x} := A_{cis_x}$$

$$A_{cis_y} := A_{cis_y}$$

$$W_{ef_x2} := \frac{W_{ef_x2}}{cm^3}$$

$$W_{ef_y2} := \frac{W_{ef_y2}}{cm^3}$$

$$Z_{ef_x2} := \frac{Z_{ef_x2}}{cm^3}$$

$$Z_{ef_y2} := \frac{Z_{ef_y2}}{cm^3}$$

$$r_{x_mista2} := \frac{r_{x_mista2}}{cm}$$

$$d := d$$

$$b_f := b_f$$

$$r_{y_mista2} := \frac{r_{y_mista2}}{cm}$$



Worksheet

(Nome_seção A_{total1} I_{ef_x2} I_{ef_y2} I_t A_{cis_x} A_{cis_y} W_{ef_x2} W_{ef_y2} Z_{ef_x2} Z_{ef_y2} r_{x_mista2} r_{y_mista2} d b_f)

APÊNDICE B

Neste apêndice, apresenta-se uma planilha desenvolvida para o cálculo de vigas mistas contínuas ou semicontínuas, com construção não escorada. Uma de suas limitações diz respeito à avaliação da resistência de ligações mistas, pois suas características influem diretamente no dimensionamento das vigas.

Esta planilha, diferentemente daquela apresentada no apêndice anterior, avalia a resistência nas regiões de momento negativo e possibilita a geração de arquivos de importação para o SAP2000 de seções formadas pela média ponderada das propriedades geométricas das regiões de momento positivo e negativo, conforme explicado no item 2.2.7.

**VIGA MISTA CONTÍNUA/SEMICONTÍNUA - CONSTRUÇÃO NÃO-ESCORADA
ABNT NBR 8800:2008**

1 DADOS DE ENTRADA

1.1 ESFORÇOS SOLICITANTES APÓS A CURA DO CONCRETO

Momento fletor positivo solicitante de cálculo	$M_{Sd,pos} := 43140 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$
Momento fletor negativo solicitante de cálculo	$M_{Sd,neg} := 49080 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$
Esforço cortante solicitante de cálculo	$V_{Sd} := 232 \cdot \text{kN}$
Momento fletor negativo solicitante de cálculo para combinação frequente de serviço.....	$M_{Sd,neg,f} := 30019 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$
Momento fletor negativo solicitante de cálculo para combinação característica (EC).....	$M_{Sd,neg,k} := 30971 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

1.2 AÇÕES NOMINAIS ATUANTES ANTES DA CURA DO CONCRETO

Peso próprio do perfil de aço	$PP1 := 0,86 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Peso próprio da laje	$PP2 := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Sobrecarga de utilização	$SC_{min} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Reação de outra viga devida ao peso próprio do perfil	$R_{pp1} := 5,5 \cdot \text{kN}$
Reação de outra viga devida ao peso próprio da laje	$R_{pp2} := 100,8 \cdot \text{kN}$
Reação de outra viga devida à sua sobrecarga	$R_{SC} := 36 \cdot \text{kN}$

1.3 AÇÕES NOMINAIS ATUANTES APÓS A CURA DO CONCRETO

Peso próprio da pele de vidro	$PP3 := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Forno, revestimento e impermeabilização	$PP4 := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Sobrecarga de utilização/cobertura	$SC := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Reação de outra viga devida às cargas de longa duração	$R_1 := 106,2 \cdot \text{kN}$
Reação de outra viga devida às cargas de curta duração	$R_2 := 43,2 \cdot \text{kN}$

1.4 DADOS DO PERFIL DE AÇO

Perfil	Perfil = "VS 500 x 86"
Tipo	Tipo = "Soldado"
Área bruta do perfil	$A_a = 109.5 \cdot \text{cm}^2$
Altura do perfil	$d = 500 \cdot \text{mm}$
Largura da mesa	$b_f = 250 \cdot \text{mm}$
Espessura da mesa	$t_f = 16 \cdot \text{mm}$
Altura da alma (sem raios de concordância, se existirem)	$h = 468 \cdot \text{mm}$
Altura da alma (distância entre faces internas das mesas)	$h_w = 468 \cdot \text{mm}$
Espessura da alma	$t_w = 6.3 \cdot \text{mm}$
Raio de giração em X	$r_x = 21.85 \cdot \text{cm}$
Raio de giração em Y	$r_y = 6.17 \cdot \text{cm}$
Momento de inércia em X	$I_x = 52250 \cdot \text{cm}^4$
Momento de inércia em Y	$I_y = 4168 \cdot \text{cm}^4$
Constante de empenamento	$C_w = 2440947.52 \cdot \text{cm}^6$
Momento de inércia à torção	$I_t = 72.3 \cdot \text{cm}^4$

1.5 CARACTERÍSTICAS DA VIGA

Comprimento do trecho da viga	$L_{\text{trecho}} := 800 \cdot \text{cm}$
Tipo de viga (Biapoiada, Contínua ou Semicontínua)	Tipo_viga := "Contínua"
Tipo de vão (Biapoiado, Extremo ou Interno)	Tipo_vão := "Interno"
Tipo de aplicação da viga (Piso ou Cobertura)	Tipo_aplicação := "Piso"
Posição: Meio ou Borda	Posição := "Meio"
Vão adjacente à esquerda (para momento negativo)	$L_1 := 0 \cdot \text{cm}$
Vão adjacente à direita (para momento negativo)	$L_2 := 800 \cdot \text{cm}$
Espaçamento entre enrijecedores	$a_v := 800 \cdot \text{cm}$
Faz parte de um pórtico? (Sim ou Não)	Portico := "Sim"

1.6 CARACTERÍSTICAS DA LAJE

Altura da laje de concreto	$t_c := 7.5 \cdot \text{cm}$
----------------------------------	------------------------------

Altura da pré-laje ou das nervuras da laje	$h_F := 7.5 \text{ cm}$
Distância entre vigas	$\text{Dist_vigas} := 900 \text{ cm}$
Distância entre viga e borda de laje em balanço	$\text{Dist_ext} := 0 \text{ cm}$
Tipo de laje (Steel Deck ou Outro)	$\text{Tipo_laje} := \text{"Steel Deck"}$

1.7 CARACTERÍSTICAS DAS ARMADURAS NEGATIVAS DA LAJE

Diâmetro das armaduras	$\phi := 12.5 \text{ mm}$
Espaçamento das armaduras	$\text{esp_arm} := 200 \text{ mm}$
Dist. entre o centro da armadura e a borda superior da laje	$a_1 := 55 \text{ mm}$
Dist. entre o centro da armadura e a borda inferior da laje	$d_s := 20 \text{ mm}$
Abertura máxima característica das fissuras (Tabela O.4)	$w_k := 0.3 \text{ mm}$
Coefficiente de conformação superficial da armadura	$\eta_1 := 2.25$
Coefficiente de correção	$k := 0.8$
Coefficiente de redução da força normal da laje	$k_s := 0.9$

1.8 CARACTERÍSTICAS DOS CONECTORES DE CISLHAMENTO

1.8.1 Características gerais

Diâmetro dos conectores	$d_{cs} = 19 \text{ mm}$
Comprimento total do conector antes da soldagem	$h_{cs} = 120 \text{ mm}$

1.8.2 Região de momento positivo

Número de conectores	$n_{cs, \text{pos}} := 20$
Número de linhas de conectores	$n_{\text{linhas, pos}} := 1$
Espaçamento longitudinal	$\text{Esp}_{\text{long, pos}} := 140 \text{ mm}$
Espaçamento transversal	$\text{Esp}_{\text{transv, pos}} := 0 \text{ mm}$
Coefficiente para consideração da atuação de grupo de conectores	$R_{g, \text{pos}} := 1$
Coefficiente para consideração da posição do conector	$R_{p, \text{pos}} := 1$

1.8.3 Região de momento negativo

Número de conectores	$n_{cs, \text{neg}} := 3$
Número de linhas de conectores	$n_{\text{linhas, neg}} := 1$
Espaçamento longitudinal	$\text{Esp}_{\text{long, neg}} := 548 \text{ mm}$

Espaçamento transversal	$E_{sp_{transv.neg}} := 0 \cdot \text{mm}$
Coefficiente para consideração da atuação de grupo de conectores	$R_{g.neg} := 1$
Coefficiente para consideração da posição do conector	$R_{p.neg} := 1$

1.9 PARÂMETROS PARA FLAMBAGEM LATERAL COM DISTORÇÃO

Tabela (1, 2 ou 3)	Tabela := 1
Número do diagrama	Diagrama := 6
Coefficiente ψ , se for o caso	$\psi := 0.5$
Coefficiente ψ_1 , se for o caso	$\psi_1 := 0$
Coefficiente ψ_2 , se for o caso	$\psi_2 := 0$

1.10 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

1.10.1 Aço do perfil

Resistência ao escoamento	$f_y := 35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	
Resistência à ruptura	$f_u := 50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	
Tensões residuais	$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y$	$\sigma_r = 10.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidade longitudinal	$E := 20000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	
Módulo de elasticidade transversal	$G := 7700 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	

1.10.2 Concreto da laje

Resistência característica à compressão	$f_{ck} := 2.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Resistência média à tração efetiva nas primeiras fissuras	$f_{ct.ef} := 3 \cdot \text{MPa}$
Massa específica do concreto	$\rho_c := 2400 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Módulo de elasticidade secante	$E_c := 0.8 \cdot 0.85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa}$ $E_c = 1702.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

1.10.3 Aço da armadura longitudinal da laje

Resistência ao escoamento $f_{ys} := 50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

1.10.4 Aço dos conectores

Resistência à ruptura $f_{ucs} := 41.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

1.11 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

Coefficiente de ponderação do aço estrutural $\gamma_{a1} := 1.10$

Coefficiente de ponderação do concreto $\gamma_c := 1.40$

Coefficiente de ponderação do aço das armaduras $\gamma_s := 1.15$

Coefficiente de ponderação dos conectores $\gamma_{cs} := 1.25$

Coefficiente de ponderação do momento resistente $\beta_{vm} := 1.0$

Coefficiente de ponderação do peso da viga de aço (construção) $\gamma_{g1} := 1.15$

Coefficiente de ponderação do peso da laje de concreto (construção) $\gamma_{g2} := 1.30$

1.12 FATORES DE REDUÇÃO

Fator de redução ψ_2 (sobrecarga) $\psi_2 := 0.4$

2 DETERMINAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO DOS MATERIAIS**2.1 AÇO DO PERFIL**

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 31.82 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

2.2 CONCRETO DA LAJE

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.43 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.21 \cdot \text{MPa}$$

2.3 AÇO DA ARMADURA LONGITUDINAL NEGATIVA DA LAJE

$$f_{sd} := \frac{f_{ys}}{\gamma_s} = 43.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

3 VIGA DE AÇO ANTES DA CURA DO CONCRETO

3.1 ESFORÇOS SOLICITANTES NA FASE DE CONSTRUÇÃO

3.1.1 Momento fletor solicitante de cálculo

$$M_{\text{Sd.antes}} := \frac{(\gamma_{g1} \cdot \text{PP1} + \gamma_{g2} \cdot \text{PP2} + \psi_2 \cdot \text{SC}_{\min}) \cdot L_{\text{trecho}}^2}{8}$$

$$M_{\text{Sd.antes}} = 7.91 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

3.1.2 Força cortante solicitante de cálculo

$$V_{\text{Sd.antes}} := \frac{(\gamma_{g1} \cdot \text{PP1} + \gamma_{g2} \cdot \text{PP2} + \psi_2 \cdot \text{SC}_{\min}) \cdot L_{\text{trecho}}}{2}$$

$$V_{\text{Sd.antes}} = 3.96 \cdot \text{kN}$$

3.2 MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO

3.2.1 Flambagem local da alma

3.2.1.1 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{h}{t_w} \quad \lambda = 74.29$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \lambda_p = 89.88$$

$$\lambda_r := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \lambda_r = 136.26$$

$$\text{Classificação} := \begin{cases} \text{"Viga de alma não-esbelta"} & \text{if } \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Viga de alma esbelta"} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

$$\text{Classificação} = \text{"Viga de alma não-esbelta"}$$

$$\text{Observação} := \begin{cases} \text{"Esta planilha é válida para o dimensionamento."} & \text{if } \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Esta planilha não é válida para o dimensionamento."} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Observação} = \text{"Esta planilha é válida para o dimensionamento."}$$

3.2.1.2 Momento de plastificação

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 79835 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.1.3 Momento de proporcionalidade

$$M_r := W_x \cdot f_y$$

$$M_r = 73150 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.1.4 Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da alma (FLA)

$$M_{Rd,FLA} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Viga de alma esbelta. Ver anexo H"} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

$$M_{Rd,FLA} = 72577.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2 Flambagem local da mesa

3.2.2.1 Coeficiente k_c

$$k_c := \begin{cases} 1.0 & \text{if Tipo} = \text{"Laminado"} \\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} & \text{if Tipo} = \text{"Soldado"} \end{cases}$$

$$k_c = 0.46$$

3.2.2.2 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f}$$

$$\lambda = 7.81$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9.08$$

$$\lambda_r := \begin{cases} 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} & \text{if Tipo} = \text{"Laminado"} \\ 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{(f_y - \sigma_r)}{k_c}}} & \text{if Tipo} = \text{"Soldado"} \end{cases}$$

$$\lambda_r = 18.49$$

3.2.2.3 Momento de plastificação

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 79835 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2.4 Momento de proporcionalidade

$$M_T := W_x \cdot (f_y - \sigma_T)$$

$$M_T = 51205 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2.5 Momento fletor de flambagem elástica

$$M_{cr} := \begin{cases} \frac{0.69 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W_x & \text{if Tipo} = \text{"Laminado"} \\ \frac{0.90 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_x & \text{if Tipo} = \text{"Soldado"} \end{cases}$$

$$M_{cr} = 286052.71 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2.6 Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da mesa (FLM)

$$M_{Rd.FLM} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_T) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

$$M_{Rd.FLM} = 72577.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.3 Flambagem lateral com torção (FLT)

Consideraremos que a fôrma de aço impeça a flambagem lateral por torção.

3.2.4 Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{Rd.antes} := \min(M_{Rd.FLA}, M_{Rd.FLM})$$

$$M_{Rd.antes} = 72577.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.5 Verificação

$$\text{Verificação_flexão_antes} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{M_{Sd.antes}}{M_{Rd.antes}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_análise_elástica} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } M_{Rd.antes} \leq \frac{1.5 \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \\ \text{"Análise elástica não é válida!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Coef}_{\text{flexão_antes}} := \frac{M_{Sd.antes}}{M_{Rd.antes}} = 0.01$$

$$\text{Verificação_flexão_antes} = \text{"Ok!"}$$

$$\frac{1.50 \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 997.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \geq \quad M_{\text{Rd,antes}} \quad (\text{validade análise elástica})$$

Verificação_análise_elástica = "Ok!"

3.3 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

3.3.1 Coeficiente de flambagem cisalhante

$$k_V := \begin{cases} 5.0 & \text{if } a_V = L_{\text{trecho}} \vee \frac{a_V}{h} > 3 \vee \frac{a_V}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a_V}{h} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_V = 5$$

3.3.2 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{h}{t_w} \quad \lambda = 74.29$$

$$\lambda_p := 1.1 \sqrt{\frac{k_V \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_p = 58.8$$

$$\lambda_r := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_V \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_r = 73.23$$

3.3.3 Força cortante de plastificação da alma por cisalhamento

$$V_{pl} := (d \cdot t_w) \cdot (0.60 f_y) \quad V_{pl} = 661.5 \cdot \text{kN}$$

3.3.4 Resistência ao esforço cortante

$$V_{Rd} := \begin{cases} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} \quad V_{Rd} = 467.16 \cdot \text{kN}$$

3.3.5 Verificação

$$\text{Coef}_{\text{cortante_antes}} := \frac{V_{\text{Sd.antes}}}{V_{\text{Rd}}} = 0.01$$

$$\text{Verificação_cortante_antes} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{cortante_antes}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_cortante_antes} = \text{"Ok!"}$$

4 REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO DA VIGA MISTA

4.1 LARGURA EFETIVA DA LAJE

4.1.1 Distância entre pontos de momento nulo

$$L_e := \begin{cases} L_{\text{trecho}} & \text{if } \text{Tipo_viga} = \text{"Biapoiada"} \wedge \text{Tipo_vão} = \text{"Biapoiado"} \\ \frac{4 \cdot L_{\text{trecho}}}{5} & \text{if } \text{Tipo_viga} \neq \text{"Biapoiada"} \wedge \text{Tipo_vão} = \text{"Extremo"} \\ \frac{7 \cdot L_{\text{trecho}}}{10} & \text{if } \text{Tipo_viga} \neq \text{"Biapoiada"} \wedge \text{Tipo_vão} = \text{"Interno"} \end{cases}$$

$$L_e = 560 \cdot \text{cm}$$

4.1.2 Determinação da largura efetiva da laje

$$b := \begin{cases} \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{\text{Dist_vigas}}{2}\right) + \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{\text{Dist_vigas}}{2}\right) & \text{if } \text{Posição} = \text{"Meio"} \\ \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{\text{Dist_vigas}}{2}\right) + \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{\text{Dist_vigas}}{2}, \text{Dist_ext}\right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 140 \cdot \text{cm}$$

4.2 CAPACIDADE MÁXIMA DOS COMPONENTES DA VIGA MISTA

4.2.1 Resistência máxima à tração do perfil de aço

$$A_a \cdot f_{yd} = 3484.09 \cdot \text{kN}$$

4.2.2 Resistência máxima à compressão da laje de concreto

$$0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c = 1275 \cdot \text{kN}$$

4.2.3 Força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje

$$F_{hd} := \min(A_a \cdot f_{yd}, 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c)$$

$$F_{hd} = 1275 \cdot \text{kN}$$

4.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO NA REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO

4.3.1 Área dos conectores

$$A_{cs} := \frac{\pi \cdot d_{cs}^2}{4}$$

$$A_{cs} = 2.84 \cdot \text{cm}^2$$

4.3.2 Resistência individual dos conectores tipo pino com cabeça

$$Q_{Rd,p} := \min \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}}, \frac{R_{g,pos} \cdot R_{p,pos} \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \right)$$

$$Q_{Rd,p} = 66.19 \cdot \text{kN}$$

4.3.3 Capacidade total dos conectores

$$\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} = 1323.76 \cdot \text{kN}$$

4.3.4 Tipo de interação

$$\text{Interação} := \begin{cases} \text{"Completa"} & \text{if } \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} \geq A_a \cdot f_{yd} \wedge 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \geq A_a \cdot f_{yd} \\ \text{"Completa"} & \text{if } \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} \geq 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \wedge A_a \cdot f_{yd} \geq 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \\ \text{"Parcial"} & \text{if } \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} < 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \wedge \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} < A_a \cdot f_{yd} \end{cases}$$

$$\text{Interação} = \text{"Completa"}$$

Observação:

Número mínimo de conectores para interação completa:

$$n_{\min} := \text{trunc} \left(\frac{F_{hd}}{Q_{Rd,p}} + 1 \right) = 20$$

4.3.5 Grau de interação

4.3.5.1 Grau de interação da viga mista

$$\eta_i := \begin{cases} \frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}} & \text{if Interação = "Parcial"} \\ 1 & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases} \quad \eta_i = 1$$

4.3.5.2 Grau de interação mínimo

$$\eta_{inf} := \begin{cases} \min \left[1 - \frac{E}{578 \cdot f_y} \cdot \left(0.75 - 0.03 \cdot \frac{L_e}{m} \right), 0.40 \right] & \text{if } L_e \leq 25 \cdot m \\ 1 & \text{if } L_e > 25 \cdot m \end{cases}$$

$\eta_{inf} = 0.4$

4.3.5.3 Verificação do grau de interação

$$\text{Verificação_grau_de_interação} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \eta_i \geq \eta_{inf} \\ \text{"Deve-se aumentar o número de conectores!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verificação_grau_de_interação = "Ok!"

4.3.6 Avaliação dos espaçamentos e do cobrimento

4.3.6.1 Limites

$$\text{Espaçamento mínimo longitudinal} \dots \text{Esp}_{min1} := \begin{cases} 4 \cdot d_{cs} & \text{if Tipo_laje = "Steel Deck"} \\ 6 \cdot d_{cs} & \text{if Tipo_laje = "Outro"} \end{cases}$$

$\text{Esp}_{min1} = 76 \cdot \text{mm}$

Espaçamento mínimo transversal $\dots \text{Esp}_{min2} := 4 \cdot d_{cs} = 76 \cdot \text{mm}$

Espaçamento máximo $\dots \text{Esp}_{max} := \min(8 \cdot t_c, 915 \cdot \text{mm}) = 600 \cdot \text{mm}$

Cobrimento superior mínimo do conector $\dots \text{Cobr}_{min} := 10 \cdot \text{mm}$

4.3.6.2 Comprimento do conector após a soldagem

$$\Delta L := \begin{cases} 9 \cdot \text{mm} & \text{if Tipo_laje = "Steel Deck"} \\ 5 \cdot \text{mm} & \text{if Tipo_laje = "Outro"} \end{cases}$$

$\Delta L = 9 \cdot \text{mm}$

$L_{cs} := h_{cs} - \Delta L$

$L_{cs} = 111 \cdot \text{mm}$

4.3.6.3 Cobrimento superior do conector após a soldagem

$$\text{Cobr} := t_c + h_F - L_{cs}$$

$$\text{Cobr} = 39 \cdot \text{mm}$$

4.3.6.4 Verificação

$$\text{Verificação_espaçamentos_pos} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} \leq \text{Esp}_{\text{max}} \wedge \text{Esp}_{\text{long.pos}} \geq \text{Esp}_{\text{min1}} \\ \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} \geq \text{Esp}_{\text{min2}} \\ \text{"Aumente o espaçamento longitudinal!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} < \text{Esp}_{\text{min1}} \\ \text{"Aumente o espaçamento transversal!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} < \text{Esp}_{\text{min2}} \\ \text{"Diminua o espaçamento longitudinal!"} & \text{if } \text{Esp}_{\text{long.pos}} > \text{Esp}_{\text{max}} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_cobrimento} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } (t_c + h_F) - L_{cs} \geq 10 \cdot \text{mm} \\ \text{"Não passa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_espaçamentos_pos} = \text{"Ok!"}$$

$$\text{Verificação_cobrimento} = \text{"Ok!"}$$

4.3.7 Verificação construtiva para soldagem dos stud bolts

Segundo o item O.4.4.1, os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de aço, ou sejam quando há apenas uma única linha de conectores.

$$\text{Verificação_construtiva_pos} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } n_{\text{linhas.pos}} = 1 \\ \text{"Adotar diâmetro maior para os conectores!"} & \text{if } \frac{d_{cs}}{t_f} > 2.5 \wedge n_{\text{linhas.pos}} = 2 \\ \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{d_{cs}}{t_f} \leq 2.5 \wedge n_{\text{linhas.pos}} = 2 \end{cases}$$

$$t_f = 16 \cdot \text{mm}$$

$$d_{cs} = 19 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{d_{cs}}{t_f} = 1.19$$

$$\text{Verificação_construtiva_pos} = \text{"Ok!"}$$

4.3.8 Recomendação final

Adotar 20 conectores espaçados de 140 mm no sentido longitudinal, soldados sobre a alma do perfil, de cada lado da seção do meio do vão.

Observação:

Espaçamento necessário para distribuição uniforme dos conectores:

$$Esp_{nec} := \frac{L_e}{2 \cdot n_{cs.pos} \cdot n_{linhas.pos}} = 140 \cdot mm$$

4.4 MOMENTO RESISTENTE POSITIVO DA VIGA MISTA

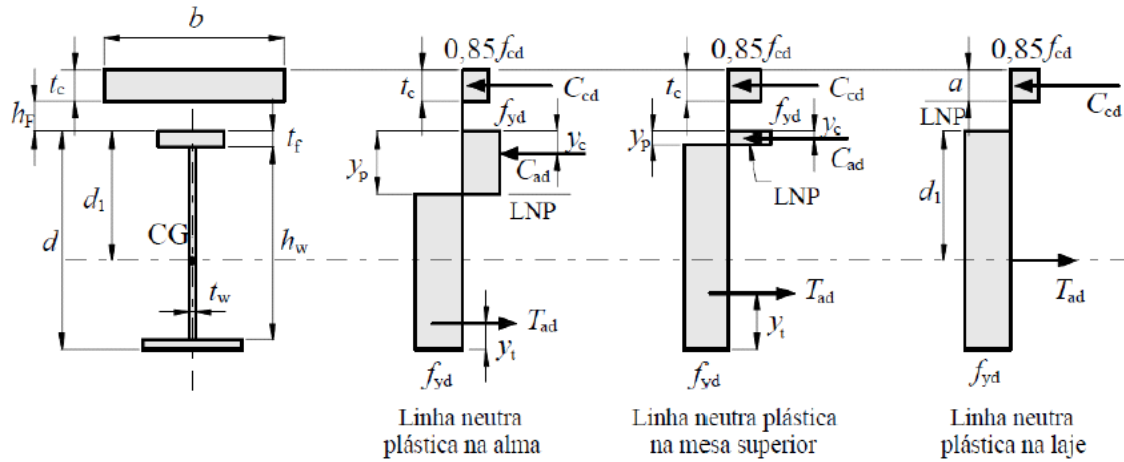


Figura 1 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia compactas sob momento positivo e com interação completa (ABNT NBR 8800:2008)

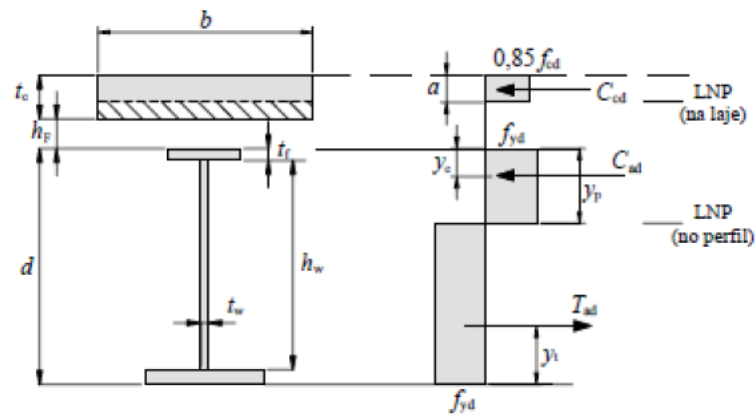


Figura 2 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo e com interação parcial (ABNT NBR 8800:2008)

4.4.1 Classificação da seção quanto à flambagem local da alma

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 74.29$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.88$$

$$\lambda_r := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 136.26$$

$$\text{Classificação_da_seção} := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \text{"Seção Semicompacta"} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_T \end{cases}$$

Classificação da seção = "Seção Compacta"

$$\text{Observação} := \begin{cases} \text{"Esta planilha é válida para o dimensionamento."} & \text{if } \lambda \leq \lambda_T \\ \text{"Esta planilha não é válida para o dimensionamento."} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Observação = "Esta planilha é válida para o dimensionamento."

4.4.2 Posição da linha neutra plástica (LNP)

$$\text{Posição_LNP} := \begin{cases} \text{"LNP na laje!"} & \text{if } 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c > A_a \cdot f_{yd} \\ \text{"LNP na mesa superior!"} & \text{if } \frac{1}{2} \cdot (A_a \cdot f_{yd} - 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c) \leq (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ \text{"LNP na alma!"} & \text{if } \frac{1}{2} \cdot (A_a \cdot f_{yd} - 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c) > (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ \text{"Há duas LNP!"} & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \end{cases}$$

Posição_LNP = "LNP na mesa superior!"

4.4.3 Espessura da região comprimida da laje

$$a := \begin{cases} \min\left(\frac{A_a \cdot f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b}, t_c\right) & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ t_c & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na mesa superior!"} \vee \text{Posição_LNP} = \text{"LNP na alma!"} \\ \frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b} & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \end{cases}$$

a = 7.5·cm

4.4.4 Força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto

$$C_{cd} := \begin{cases} 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot a & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na mesa superior!"} \\ 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na alma!"} \\ \sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p} & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \end{cases}$$

C_{cd} = 1275·kN

4.4.5 Força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço

$$C_{ad} := \begin{cases} 0 \cdot \text{kN} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ \frac{1}{2} \cdot (A_a \cdot f_{yd} - C_{cd}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$C_{ad} = 1104.55 \cdot \text{kN}$$

4.4.6 Força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

$$T_{ad} := \begin{cases} A_a \cdot f_{yd} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ C_{cd} + C_{ad} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$T_{ad} = 2379.55 \cdot \text{kN}$$

4.4.7 Posição da linha neutra plastificada medida a partir do topo do perfil de aço

$$y_p := \begin{cases} \text{"Não aplicável."} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ \frac{C_{ad}}{(b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd}} \cdot t_f & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na mesa superior!"} \\ t_f + h_w \cdot \left[\frac{C_{ad} - (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd}}{(h_w \cdot t_w) \cdot f_{yd}} \right] & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na alma!"} \\ \frac{C_{ad}}{(b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd}} \cdot t_f & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \wedge C_{ad} \leq (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ t_f + h_w \cdot \left[\frac{C_{ad} - (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd}}{(h_w \cdot t_w) \cdot f_{yd}} \right] & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \wedge C_{ad} > (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \end{cases}$$

$$y_p = 1.39 \cdot \text{cm}$$

4.4.8 Distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a sua face inferior

$$CG_{LNP_mesa} := \frac{(b_f \cdot t_f) \cdot \frac{t_f}{2} + (h_w \cdot t_w) \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + (t_f - y_p) \cdot b_f \cdot \left(\frac{t_f - y_p}{2} + h_w + t_f \right)}{b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w + (t_f - y_p) \cdot b_f}$$

$$CG_{LNP_alma} := \frac{(b_f \cdot t_f) \cdot \frac{t_f}{2} + (d - y_p - t_f) \cdot t_w \cdot \left(\frac{d - y_p - t_f}{2} + t_f \right)}{b_f \cdot t_f + (d - y_p - t_f) \cdot t_w}$$

$$y_t := \begin{cases} \text{"Não aplicável."} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na laje!"} \\ CG_{LNP_mesa} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na mesa superior!"} \\ CG_{LNP_alma} & \text{if Posição_LNP} = \text{"LNP na alma!"} \\ CG_{LNP_mesa} & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \wedge C_{ad} \leq (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ CG_{LNP_alma} & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \wedge C_{ad} > (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \end{cases}$$

$$y_t = 13.72 \cdot \text{cm}$$

4.4.9 Distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a sua face superior

$$CG_{LNP_mesa} := \frac{y_p}{2}$$

$$CG_{LNP_alma} := \frac{(b_f \cdot t_f) \cdot \frac{t_f}{2} + [(y_p - t_f) \cdot t_w] \cdot \left(\frac{y_p - t_f}{2} + t_f \right)}{b_f \cdot t_f + (y_p - t_f) \cdot t_w}$$

$$y_c := \begin{cases} \text{"Não aplicável."} & \text{if Posição_LNP = "LNP na laje!"} \\ CG_{LNP_mesa} & \text{if Posição_LNP = "LNP na mesa superior!"} \\ CG_{LNP_alma} & \text{if Posição_LNP = "LNP na alma!"} \\ CG_{LNP_mesa} & \text{if Interação = "Parcial" } \wedge C_{ad} \leq (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ CG_{LNP_alma} & \text{if Interação = "Parcial" } \wedge C_{ad} > (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \end{cases}$$

$$y_c = 0.69 \cdot \text{cm}$$

4.4.10 Momento resistente de cálculo da viga mista

$$M_{Rd_1} := \beta_{vm} \cdot T_{ad} \cdot \left(\frac{d}{2} + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{Rd_2} := \beta_{vm} \cdot \left[C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

$$M_{Rd_3} := \beta_{vm} \cdot \left[C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(\frac{t_c}{2} - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

$$M_{Rd, \text{pos}} := \begin{cases} M_{Rd_1} & \text{if Posição_LNP = "LNP na laje!"} \\ M_{Rd_2} & \text{if Posição_LNP = "LNP na mesa superior!"} \\ M_{Rd_2} & \text{if Posição_LNP = "LNP na alma!"} \\ M_{Rd_3} & \text{if Interação = "Parcial"} \end{cases}$$

$$M_{Rd, \text{pos}} = 999.18 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.4.11 Verificação

$$\text{Coef}_{\text{momento_positivo}} := \frac{M_{Sd, \text{pos}}}{M_{Rd, \text{pos}}} = 0.43$$

$$\text{Verificação_momento_positivo} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } 0 \leq \text{Coef}_{\text{momento_positivo}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_momento_positivo} = \text{"Ok!"}$$

5 REGIÃO DE MOMENTO NEGATIVO DA VIGA MISTA

5.1 LARGURA EFETIVA DA LAJE

5.1.1 Distância entre pontos de momento nulo

$$L_{e,neg} := \frac{L_1 + L_2}{4}$$

$$L_{e,neg} = 200 \cdot \text{cm}$$

5.1.2 Determinação da largura efetiva da laje

$$b_{ef} := \begin{cases} \min\left(\frac{L_{e,neg}}{8}, \frac{\text{Dist}_{vigas}}{2}\right) + \min\left(\frac{L_{e,neg}}{8}, \frac{\text{Dist}_{vigas}}{2}\right) & \text{if Posição} = \text{"Meio"} \\ \min\left(\frac{L_{e,neg}}{8}, \frac{\text{Dist}_{vigas}}{2}\right) + \min\left(\frac{L_{e,neg}}{8}, \frac{\text{Dist}_{vigas}}{2}, \text{Dist}_{ext}\right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b_{ef} = 50 \cdot \text{cm}$$

5.2 CONECTORES DE CISALHAMENTO NA REGIÃO DE MOMENTO NEGATIVO

5.2.1 Área individual da armadura longitudinal

$$A_i := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

$$A_i = 1.23 \cdot \text{cm}^2$$

5.2.2 Número de barras dentro da largura efetiva

$$n_\phi := \text{trunc}\left(\frac{b_{ef}}{\text{esp}_{arm}}\right)$$

$$n_\phi = 2$$

5.2.3 Área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva

$$A_{sl} := n_\phi \cdot A_i$$

$$A_{sl} = 2.45 \cdot \text{cm}^2$$

5.2.4 Força resistente de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal

$$T_{ds} := A_{sl} \cdot f_{sd}$$

$$T_{ds} = 106.71 \cdot \text{kN}$$

5.2.5 Área dos conectores

$$A_{cs} = 2.84 \cdot \text{cm}^2$$

5.2.6 Resistência individual dos conectores tipo pino com cabeça

$$Q_{Rd.n} := \min\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}}, \frac{R_{g.neg} \cdot R_{p.neg} \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}}\right)$$

$Q_{Rd.n} = 66.19 \cdot \text{kN}$

5.2.7 Capacidade total dos conectores

$$\sum_{i=1}^{n_{cs.neg}} Q_{Rd.n} = 198.56 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs.neg}} Q_{Rd.n}}{T_{ds}} = 1.86$$

$$\text{Verificação_capacidade_conectores} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \sum_{i=1}^{n_{cs.neg}} Q_{Rd.n} \geq T_{ds} \\ \text{"Não passa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\text{Verificação_capacidade_conectores} = \text{"Ok!"}$

5.2.8 Avaliação dos espaçamentos e do cobrimento

5.2.8.1 Limites

Espaçamento mínimo longitudinal $Esp_{min1} := \begin{cases} 4 \cdot d_{cs} & \text{if Tipo_laje} = \text{"Steel Deck"} \\ 6 \cdot d_{cs} & \text{if Tipo_laje} = \text{"Outro"} \end{cases}$

$Esp_{min1} = 76 \cdot \text{mm}$

Espaçamento mínimo transversal $Esp_{min2} := 4 \cdot d_{cs} = 76 \cdot \text{mm}$

Espaçamento máximo $Esp_{max} := \min(8 \cdot t_c, 915 \cdot \text{mm}) = 600 \cdot \text{mm}$

Cobrimento superior mínimo do conector $Cobr_{min} := 10 \cdot \text{mm}$

5.2.8.2 Cobrimento

Verificado no item 2.3.6.

5.2.8.3 Verificação

$$\text{Verificação_espaçamentos_neg} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } Esp_{long.pos} \leq Esp_{max} \wedge Esp_{long.pos} \geq Esp_{min1} \\ \text{"Ok!"} & \text{if } Esp_{long.pos} \geq Esp_{min2} \\ \text{"Aumente o espaçamento longitudinal!"} & \text{if } Esp_{long.pos} < Esp_{min1} \\ \text{"Aumente o espaçamento transversal!"} & \text{if } Esp_{long.pos} < Esp_{min2} \\ \text{"Diminua o espaçamento longitudinal!"} & \text{if } Esp_{long.pos} > Esp_{max} \end{cases}$$

$\text{Verificação_espaçamentos_neg} = \text{"Ok!"}$

$\text{Verificação_cobrimento} = \text{"Ok!"}$

5.2.9 Verificação construtiva para soldagem dos stud bolts

Segundo o item O.4.4.1, os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de aço, ou sejam quando há apenas uma única linha de conectores.

$$\text{Verificação_construtiva_neg} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } n_{\text{linhas.neg}} = 1 \\ \text{"Adotar diâmetro maior!"} & \text{if } \frac{d_{cs}}{t_f} > 2.5 \wedge n_{\text{linhas.neg}} = 2 \\ \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{d_{cs}}{t_f} \leq 2.5 \wedge n_{\text{linhas.neg}} = 2 \end{cases}$$

$$t_f = 16 \cdot \text{mm}$$

$$d_{cs} = 19 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{d_{cs}}{t_f} = 1.19$$

Verificação_construtiva_neg = "Ok!"

5.2.10 Recomendação final

Adotar 3 conectores espaçados de 548 mm no sentido longitudinal.

Observação:

Espaçamento necessário para distribuição uniforme dos conectores:

$$\text{Esp}_{\text{nec}} := \frac{L_{e.\text{neg}}}{n_{cs.\text{neg}} \cdot n_{\text{linhas.neg}}} = 666.67 \cdot \text{mm}$$

5.3 MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO DA VIGA MISTA

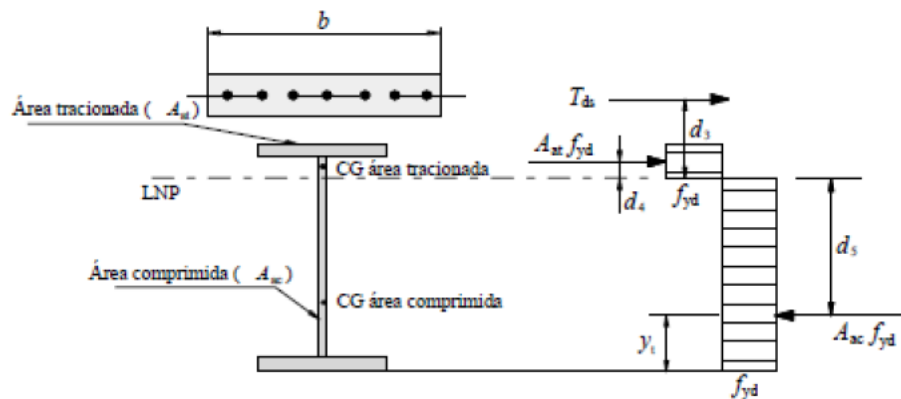


Figura 3 - Distribuição de tensões para momento fletor negativo (ABNT NBR 8800:2008)

5.3.1 Posição da linha neutra plástica

$$\text{Posição_LNP_mom_negativo} := \begin{cases} \text{"Alma"} & \text{if } [T_{ds} + (b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd}] < (A_a - b_f \cdot t_f) \cdot f_{yd} \\ \text{"Mesa superior"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Posição_LNP_mom_negativo} = \text{"Alma"}$$

$$\text{Observação_posição_LNP} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if Posição_LNP_mom_negativo} = \text{"Alma"} \\ \text{"Verifique a área das armaduras!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Observação_posição_LNP} = \text{"Ok!"}$$

5.3.2 Distância da linha neutra plástica até a face superior do perfil de aço

$$y_p := \begin{cases} t_f + \frac{A_a \cdot f_{yd} - T_{ds} - 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_{yd}}{2 \cdot t_w \cdot f_{yd}} & \text{if Posição_LNP_mom_negativo} = \text{"Alma"} \\ \frac{A_a \cdot f_{yd} - T_{ds}}{2 \cdot t_f \cdot f_{yd}} & \text{if Posição_LNP_mom_negativo} = \text{"Mesa superior"} \end{cases}$$

$$y_p = 22.35 \cdot \text{cm}$$

5.3.3 Classificação da seção quanto à flambagem local da alma

$$h_p := \begin{cases} 2 \cdot (d - t_f - y_p) & \text{if Posição_LNP_mom_negativo} = \text{"Alma"} \\ 2 \cdot h & \text{if Posição_LNP_mom_negativo} = \text{"Mesa superior"} \end{cases}$$

$$\lambda_w := \frac{h_p}{t_w} = 82.7$$

$$\lambda_f := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.81$$

$$\lambda_{\text{lim.w}} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.88$$

$$\lambda_{\text{lim.f}} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.08$$

$$\text{Classificação_da_seção} := \begin{cases} \text{"Seção Compacta"} & \text{if } \lambda_w \leq \lambda_{\text{lim.w}} \wedge \lambda_f \leq \lambda_{\text{lim.f}} \\ \text{"Seção Semicompacta"} & \text{if } \lambda_w > \lambda_{\text{lim.w}} \vee \lambda_f > \lambda_{\text{lim.f}} \end{cases}$$

$$\text{Classificação_da_seção} = \text{"Seção Compacta"}$$

$$\text{Observação} := \begin{cases} \text{"Esta planilha é válida para o dimensionamento."} & \text{if } \lambda_w \leq \lambda_{\text{lim.w}} \wedge \lambda_f \leq \lambda_{\text{lim.f}} \\ \text{"Esta planilha não é válida para o dimensionamento."} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Observação} = \text{"Esta planilha é válida para o dimensionamento."}$$

5.3.4 Área tracionada do perfil de aço

$$A_{at} := b_f \cdot t_f + (y_p - t_f) \cdot t_w$$

$$A_{at} = 53.07 \cdot \text{cm}^2$$

5.3.5 Área comprimida do perfil de aço

$$A_{ac} := A_a - A_{at}$$

$$A_{ac} = 56.43 \cdot \text{cm}^2$$

5.3.6 Distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a sua face inferior

$$y_t := \frac{(b_f \cdot t_f) \cdot \frac{t_f}{2} + [(y_p - t_f) \cdot t_w] \cdot \left(\frac{y_p - t_f}{2} + t_f \right)}{b_f \cdot t_f + (y_p - t_f) \cdot t_w}$$

$$y_t = 3.55 \cdot \text{cm}$$

5.3.7 Distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a sua face superior

$$y_c := \frac{(b_f \cdot t_f) \cdot \frac{t_f}{2} + (d - y_p - t_f) \cdot t_w \cdot \left(\frac{d - y_p - t_f}{2} + t_f \right)}{b_f \cdot t_f + (d - y_p - t_f) \cdot t_w}$$

$$y_c = 4.82 \cdot \text{cm}$$

5.3.8 Distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP

$$d_3 := d_s + h_F + y_p$$

$$d_3 = 31.85 \cdot \text{cm}$$

5.3.9 Distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço, à LNP

$$d_4 := y_p - y_t$$

$$d_4 = 18.8 \cdot \text{cm}$$

5.3.10 Distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço, à LNP

$$d_5 := d - y_p - y_c$$

$$d_5 = 22.83 \cdot \text{cm}$$

5.3.11 Momento resistente de cálculo para vigas compactas

$$M_{Rd,neg} := T_{ds} \cdot d_3 + A_{at} \cdot f_{yd} \cdot d_4 + A_{ac} \cdot f_{yd} \cdot d_5$$

$$M_{Rd,neg} = 76127.25 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

5.3.12 Verificação

$$\text{Coef}_{\text{momento_negativo}} := \frac{M_{Sd,neg}}{M_{Rd,neg}} = 0.64$$

$$\text{Verificação_momento_negativo} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{momento_negativo}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_momento_negativo} = \text{"Ok!"}$$

5.4 FLAMBAGEM LATERAL COM DISTORÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL

5.4.1 Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

$$C_{\text{dist}} = 12.7$$

5.4.2 Parâmetro de esbeltez

$$\lambda_{\text{dist}} := 5.0 \cdot \left[1 + \frac{t_w \cdot (d - t_f)}{4 \cdot b_f \cdot t_f} \right] \cdot \left[\left(\frac{f_y}{E \cdot C_{\text{dist}}} \right)^2 \cdot \left[\frac{(d - t_f)}{t_w} \right]^3 \cdot \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0.25}$$

$$\lambda_{\text{dist}} = 0.91$$

5.4.3 Fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal

$$\chi_{\text{dist}} := \begin{cases} 1.00 & \text{if } \lambda_{\text{dist}} \leq 0.4 \\ 0.658 \cdot \lambda_{\text{dist}}^2 & \text{if } \lambda_{\text{dist}} \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_{\text{dist}}^2} & \text{if } \lambda_{\text{dist}} > 1.5 \end{cases}$$

$$\chi_{\text{dist}} = 0.71$$

5.4.4 Momento resistente de cálculo para vigas compactas

$$M_{\text{dist},Rd} := \chi_{\text{dist}} \cdot M_{Rd,neg}$$

$$M_{\text{dist},Rd} = 53744.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

5.4.5 Verificação

$$\text{Coef}_{\text{FLD}} := \frac{M_{\text{Sd.neg}}}{M_{\text{dist.Rd}}} = 0.91$$

$$\text{Verificação_FLD} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{FLD}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_FLD} = \text{"Ok!"}$$

6 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

6.1 COEFICIENTE DE FLAMBAGEM CISALHANTE

$$k_v := \begin{cases} 5.0 & \text{if } a_v = L_e \vee \frac{a_v}{h} > 3 \vee \frac{a_v}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a_v}{h} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_v = 5$$

6.2 ÍNDICES DE ESBELTEZ

$$\lambda := \frac{h}{t_w} \quad \lambda = 74.29$$

$$\lambda_p := 1.1 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_p = 58.8$$

$$\lambda_r := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_r = 73.23$$

6.3 FORÇA CORTANTE DE PLASTIFICAÇÃO DA ALMA POR CISALHAMENTO

$$V_{pl} := (d \cdot t_w) \cdot (0.60 f_y) \quad V_{pl} = 661.5 \cdot \text{kN}$$

6.4 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd} := \begin{cases} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} \quad V_{Rd} = 467.16 \cdot \text{kN}$$

6.5 VERIFICAÇÃO

$$\text{Coef}_{\text{cortante}} := \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = 0.5$$

$$\text{Verificação}_{\text{cortante}} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{cortante}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação}_{\text{cortante}} = \text{"Ok!"}$$

7 ELS - DESLOCAMENTO VERTICAL

7.1 COEFICIENTE DE HOMOGENEIZAÇÃO

Segundo o item O.1.2.1 da ABNT NBR 8800:2008, as propriedades geométricas da seção mistas devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção formada pelo perfil de aço e pela laje de concreto. Para tal, deve-se utilizar o coeficiente de homogeneização dado pela seguinte expressão:

$$\alpha_E := \frac{E}{E_c} \quad \alpha_E = 11.74$$

Os efeitos de fluência e retração do concreto podem ser considerados, simplificadamente, multiplicando o coeficiente de homogeneização por 3 na determinação dos deslocamentos provenientes das ações permanentes e dos valores quase permanentes das ações variáveis.

$$3 \cdot \alpha_E = 35.23$$

7.2 PROPRIEDADES DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA NA REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO PARA EFEITOS DE CURTA DURAÇÃO

7.2.1 Laje de concreto (considerando a área tracionada)

7.2.1.1 Área homogeneizada

$$A_{\text{laje_homog1}} := \frac{b}{\alpha_E} \cdot t_c \quad A_{\text{laje_homog1}} = 89.41 \cdot \text{cm}^2$$

7.2.1.2 Altura do centro de gravidade

$$y'_{laje1} := \frac{t_c}{2} \quad y'_{laje1} = 3.75 \cdot \text{cm}$$

7.2.1.3 Momento de inércia em X

$$I_{x_laje_homog1} := \frac{\frac{b}{\alpha_E} \cdot t_c^3}{12} \quad I_{x_laje_homog1} = 419.1 \cdot \text{cm}^4$$

7.2.1.4 Momento de inércia em Y

$$I_{y_laje_homog1} := \frac{t_c \cdot \left(\frac{b}{\alpha_E}\right)^3}{12} \quad I_{y_laje_homog1} = 1058.79 \cdot \text{cm}^4$$

7.2.2 Perfil de aço

As propriedades do perfil de aço estão indicadas no item 1.4 desse memorial de cálculo.

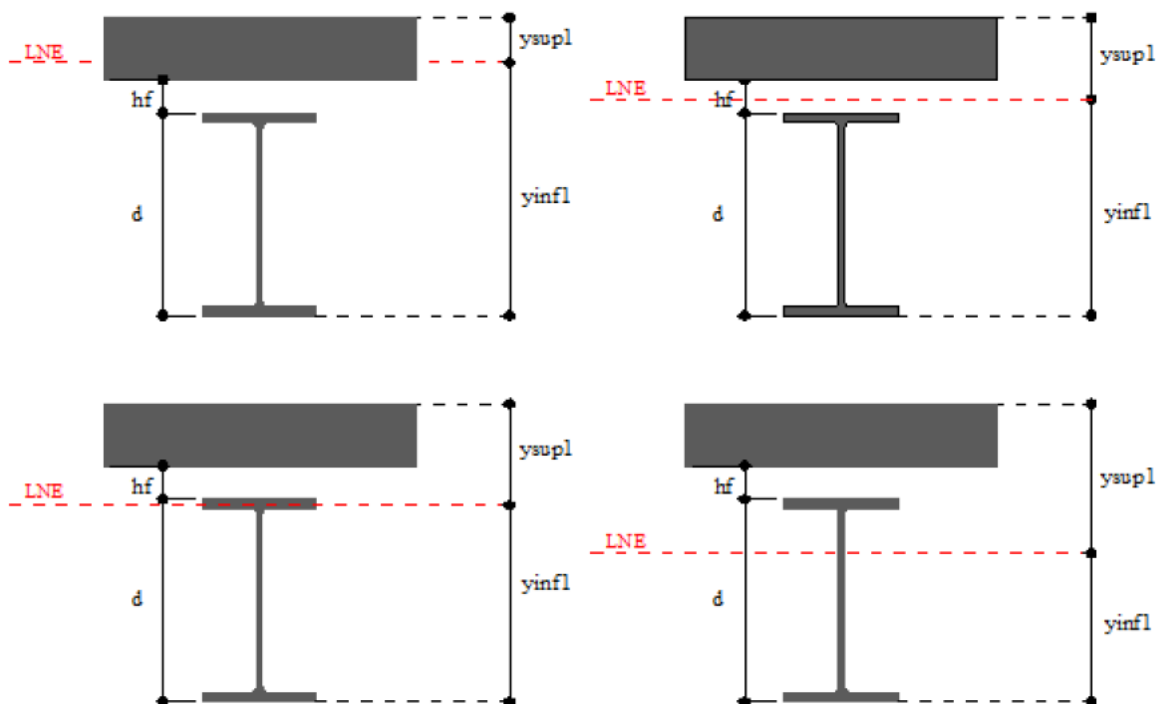
7.2.3 Seção homogeneizada

7.2.3.1 Área total

$$A_{total1} := A_{laje_homog1} + A_a$$

$$A_{total1} = 198.91 \cdot \text{cm}^2$$

7.2.3.2 Posição da linha neutra elástica



$$y_{\text{sup1}} := \frac{A_{\text{laje_homog1}} \cdot y'_{\text{laje1}} + A_a \cdot \left(t_c + h_F + \frac{d}{2} \right)}{A_{\text{total1}}} \quad y_{\text{sup1}} = 23.71 \cdot \text{cm}$$

$$y_{\text{infl}} := (t_c - y_{\text{sup1}}) + h_F + d \quad y_{\text{infl}} = 41.29 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Posição_LNE_}\alpha_E := \begin{cases} \text{"Laje"} & \text{if } y_{\text{sup1}} \leq t_c \\ \text{"Entre laje e perfil de aço"} & \text{if } t_c < y_{\text{sup1}} < (t_c + h_F) \\ \text{"Mesa"} & \text{if } (t_c + h_F) < y_{\text{sup1}} \leq (t_c + h_F + t_f) \\ \text{"Alma"} & \text{if } y_{\text{infl}} < (d - t_f) \end{cases}$$

$$\text{Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"}$$

Conforme o item O.1.2.1, deve-se ignorar a participação do concreto na área tracionada. Neste caso, as propriedades da seção de concreto devem ser recalculadas.

a) Área homogeneizada:

$$A_{\text{laje_homog1}} := \begin{cases} \frac{b}{\alpha_E} \cdot y_{\text{sup1}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ A_{\text{laje_homog1}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{\text{laje_homog1}} = 89.41 \cdot \text{cm}^2$$

b) Altura do centro de gravidade:

$$y'_{\text{laje1}} := \begin{cases} \frac{y_{\text{sup1}}}{2} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{t_c}{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$y'_{\text{laje1}} = 3.75 \cdot \text{cm}$$

c) Momento de inércia em X:

$$I_{X_laje_homog1} := \begin{cases} \frac{\frac{b}{\alpha_E} \cdot y_{\text{sup1}}^3}{12} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{\frac{b}{\alpha_E} \cdot t_c^3}{12} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{X_laje_homog1} = 419.1 \cdot \text{cm}^4$$

d) Momento de inércia em Y:

$$I_{y_laje_homog1} := \begin{cases} \frac{y_{sup1} \cdot \left(\frac{b}{\alpha_E}\right)^3}{12} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{t_c \cdot \left(\frac{b}{\alpha_E}\right)^3}{12} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{y_laje_homog1} = 1058.79 \cdot \text{cm}^4$$

7.2.3.3 Momento de inércia da seção homogeneizada em X

a) LNE na laje:

$$SUPx_1 := I_{x_laje_homog1} + A_{laje_homog1} \cdot \left(\frac{y_{sup1}}{2}\right)^2$$

$$INFx_1 := I_x + A_a \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2}\right)^2$$

b) LNE entre a laje e o perfil de aço:

$$SUPx_2 := I_{x_laje_homog1} + A_{laje_homog1} \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2}\right)^2$$

$$INFx_2 := I_x + A_a \cdot \left(y_{infl} - \frac{d}{2}\right)^2$$

b) LNE na mesa superior:

$$SUPx_3 := I_{x_laje_homog1} + \frac{b_f \cdot (y_{sup1} - t_c - h_F)^3}{12}$$

$$SUPx_4 := A_{laje_homog1} \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2}\right)^2 + [b_f \cdot (y_{sup1} - t_c - h_F)] \cdot \left(\frac{y_{sup1} - t_c - h_F}{2}\right)^2$$

$$INFx_3 := \frac{b_f \cdot [t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)]^3}{12} + \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$$

$$INFx_4 := b_f \cdot [t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)] \cdot \left[\frac{t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)}{2}\right]^2$$

$$INFx_5 := (t_w \cdot h_w) \cdot \left[\frac{h_w}{2} + [t_f - (y_{sup1} - t_c - h_F)]\right]^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2}\right)^2$$

c) LNE na alma:

$$\text{SUPx}_5 := I_{x_laje_homog1} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + \frac{t_w \cdot (d - y_{infl} - t_f)^3}{12}$$

$$\text{SUPx}_6 := A_{laje_homog1} \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(d - y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + t_w \cdot \frac{(d - y_{infl} - t_f)^3}{4}$$

$$\text{INFx}_6 := \frac{t_w \cdot (y_{infl} - t_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$$

$$\text{INFx}_7 := \left[t_w \cdot (y_{infl} - t_f) \cdot \left(\frac{y_{infl} - t_f}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{infl} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{tr_x1} := \begin{cases} \text{SUPx}_1 + \text{INFx}_1 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \text{SUPx}_2 + \text{INFx}_2 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Entre laje e perfil de aço"} \\ \text{SUPx}_3 + \text{SUPx}_4 + \text{INFx}_3 + \text{INFx}_4 + \text{INFx}_5 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Mesa"} \\ \text{SUPx}_5 + \text{SUPx}_6 + \text{INFx}_6 + \text{INFx}_7 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"} \end{cases}$$

$$I_{tr_x1} = 117341.77 \cdot \text{cm}^4$$

7.2.3.4 Momento de inércia da seção homogeneizada em Y

$$I_{tr_y1} := I_{y_laje_homog1} + I_y$$

$$I_{tr_y1} = 5226.79 \cdot \text{cm}^4$$

7.2.3.5 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em X

$$I_{ef_x1} := \begin{cases} I_x + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs.pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (I_{tr_x1} - I_x) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ I_{tr_x1} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$I_{ef_x1} = 117341.77 \cdot \text{cm}^4$$

7.2.3.6 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em Y

$$I_{ef_y1} := \begin{cases} I_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs.pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (I_{tr_y1} - I_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ I_{tr_y1} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$I_{ef_y1} = 5226.79 \cdot \text{cm}^4$$

7.2.3.7 Módulo de resistência elástico em X

$$W_{tr_x_sup1} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{sup1}}$$

$$W_{tr_x_sup1} = 4949.89 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{tr_x_infl} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{infl}}$$

$$W_{tr_x_infl} = 2841.61 \cdot \text{cm}^3$$

7.2.3.8 Momento de resistência elástico efetivo em X

$$W_{ef_x1} := \begin{cases} W_x + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{es,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (W_{tr_x_infl} - W_x) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_x_infl} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_x1} = 2841.61 \cdot \text{cm}^3$$

7.2.3.9 Módulo de resistência elástico em Y

$$W_{tr_y1} := \frac{I_{tr_y1}}{\max\left(\frac{b_f}{2}, b\right)}$$

$$W_{tr_y1} = 37.33 \cdot \text{cm}^3$$

7.2.3.10 Momento de resistência elástico efetivo em Y

$$W_{ef_y1} := \begin{cases} W_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{es,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (W_{tr_y1} - W_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_y1} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_y1} = 37.33 \cdot \text{cm}^3$$

7.2.3.11 Módulo de resistência plástico em X

a) LNE na laje:

$$SUP_{x,a1} := \left(y_{sup1} \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(\frac{y_{sup1}}{2} \right)$$

$$\text{INF}_{x_{a1}} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{\text{infl}} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

b) LNE entre a laje e o perfil de aço:

$$\text{SUP}_{x_{b1}} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{\text{sup1}} - \frac{t_c}{2} \right)$$

$$\text{INF}_{x_{b1}} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{\text{infl}} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

c) LNE na mesa superior:

$$\text{SUP}_{x_{c1}} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{\text{sup1}} - \frac{t_c}{2} \right) + [b_f \cdot (y_{\text{sup1}} - t_c - h_F)] \cdot \left(\frac{y_{\text{sup1}} - t_c - h_F}{2} \right)$$

$$\text{INF}_{x_{c1}} := b_f \cdot [t_f - (y_{\text{sup1}} - t_c - h_F)] \cdot \left[\frac{t_f - (y_{\text{sup1}} - t_c - h_F)}{2} \right]$$

$$\text{INF}_{x_{d1}} := (h_w \cdot t_w) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

d) LNE na alma:

$$\text{SUP}_{x_{d1}} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{\text{sup1}} - \frac{t_c}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left[y_{\text{sup1}} - \left(t_c + h_F + \frac{t_f}{2} \right) \right]$$

$$\text{SUP}_{x_{e1}} := t_w \cdot [y_{\text{sup1}} - (t_c + h_F + t_f)] \cdot \left[\frac{y_{\text{sup1}} - (t_c + h_F + t_f)}{2} \right]$$

$$\text{INF}_{x_{e1}} := [t_w \cdot (y_{\text{infl}} - t_f)] \cdot \left(\frac{y_{\text{infl}} - t_f}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{infl}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$Z_{tr_x1} := \begin{cases} \text{SUP}_{x_{a1}} + \text{INF}_{x_{a1}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \text{SUP}_{x_{b1}} + \text{INF}_{x_{b1}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Entre laje e perfil de aço"} \\ \text{SUP}_{x_{c1}} + \text{INF}_{x_{c1}} + \text{INF}_{x_{d1}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Mesa"} \\ \text{SUP}_{x_{d1}} + \text{SUP}_{x_{e1}} + \text{INF}_{x_{e1}} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"} \end{cases}$$

$$Z_{tr_x1} = 4232.43 \cdot \text{cm}^3$$

7.2.3.12 Módulo de resistência plástico em Y

$$Z_{tr_y1} := Z_y + 2 \cdot \left[\left(t_c \cdot \frac{b}{2 \cdot \alpha_E} \right) \cdot \left(\frac{b}{4 \cdot \alpha_E} \right) \right]$$

$$Z_{tr_y1} = 771.45 \cdot \text{cm}^3$$

7.2.3.13 Módulo de resistência plástico efetivo em X

$$Z_{\text{ef_x1}} := \begin{cases} Z_x + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{cs,pos}}} Q_{\text{Rd,p}}}{F_{\text{hd}}}} \cdot (Z_{\text{tr_x1}} - Z_x) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ Z_{\text{tr_x1}} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef_x1}} = 4232.43 \cdot \text{cm}^3$$

7.2.3.14 Módulo de resistência plástico efetivo em Y

$$Z_{\text{ef_y1}} := \begin{cases} Z_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{cs,pos}}} Q_{\text{Rd,p}}}{F_{\text{hd}}}} \cdot (Z_{\text{tr_y1}} - Z_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ Z_{\text{tr_y1}} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef_y1}} = 771.45 \cdot \text{cm}^3$$

7.3 PROPRIEDADES DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA NA REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO PARA EFEITOS DE LONGA DURAÇÃO

7.3.1 Laje de concreto (considerando a área tracionada)

7.3.1.1 Área homogeneizada

$$A_{\text{laje_homog2}} := \frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot t_c \quad A_{\text{laje_homog2}} = 29.8 \cdot \text{cm}^2$$

7.3.1.2 Altura do centro de gravidade

$$y'_{\text{laje2}} := \frac{t_c}{2} \quad y'_{\text{laje2}} = 3.75 \cdot \text{cm}$$

7.3.1.3 Momento de inércia em X

$$I_{x_laje_homog2} := \frac{\frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot t_c^3}{12} \quad I_{x_laje_homog2} = 139.7 \cdot \text{cm}^4$$

7.3.1.4 Momento de inércia em Y

$$I_{y_laje_homog2} := \frac{t_c \cdot \left(\frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \right)^3}{12} \quad I_{y_laje_homog2} = 39.21 \cdot \text{cm}^4$$

7.3.2 Perfil de aço

As propriedades do perfil de aço estão indicadas no item 1.4 desse memorial de cálculo.

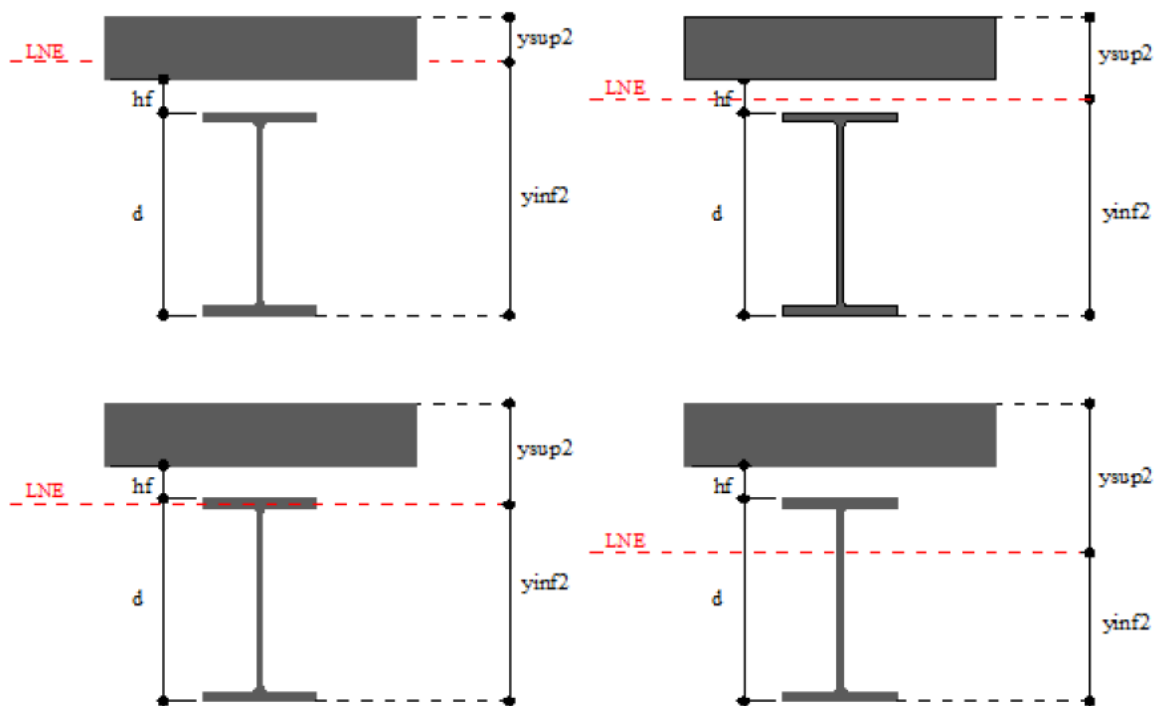
7.3.3 Seção homogeneizada

7.3.3.1 Área total

$$A_{\text{total2}} := A_{\text{laje_homog2}} + A_a$$

$$A_{\text{total2}} = 139.3 \cdot \text{cm}^2$$

7.3.3.2 Posição da linha neutra elástica



$$y_{\text{sup2}} := \frac{A_{\text{laje_homog2}} \cdot y'_{\text{laje2}} + A_a \cdot \left(t_c + h_F + \frac{d}{2} \right)}{A_{\text{total2}}}$$

$$y_{\text{sup2}} = 32.24 \cdot \text{cm}$$

$$y_{\text{inf2}} := (t_c - y_{\text{sup2}}) + h_F + d$$

$$y_{\text{inf2}} = 32.76 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Posição_LNE_3}\alpha_E := \begin{cases} \text{"Laje"} & \text{if } y_{\text{sup2}} \leq t_c \\ \text{"Entre laje e perfil de aço"} & \text{if } t_c < y_{\text{sup2}} < (t_c + h_F) \\ \text{"Mesa"} & \text{if } (t_c + h_F) < y_{\text{sup2}} \leq (t_c + h_F + t_f) \\ \text{"Alma"} & \text{if } y_{\text{inf2}} < (d - t_f) \end{cases}$$

$$\text{Posição_LNE_3}\alpha_E = \text{"Alma"}$$

Conforme o item O.1.2.1, deve-se ignorar a participação do concreto na área tracionada. Neste caso, as propriedades da seção de concreto devem ser recalculadas.

a) Área homogeneizada:

$$A_{\text{laje_homog2}} := \begin{cases} \frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot y_{\text{sup2}} & \text{if Posição_LNE_}3\alpha_E = \text{"Laje"} \\ A_{\text{laje_homog2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{\text{laje_homog2}} = 29.8 \cdot \text{cm}^2$$

b) Altura do centro de gravidade:

$$y'_{\text{laje2}} := \begin{cases} \frac{y_{\text{sup2}}}{2} & \text{if Posição_LNE_}3\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{t_c}{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$y'_{\text{laje2}} = 3.75 \cdot \text{cm}$$

c) Momento de inércia em X:

$$I_{X_laje_homog2} := \begin{cases} \frac{\frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot y_{\text{sup2}}^3}{12} & \text{if Posição_LNE_}3\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{\frac{b}{3 \cdot \alpha_E} \cdot t_c^3}{12} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{X_laje_homog2} = 139.7 \cdot \text{cm}^4$$

d) Momento de inércia em Y:

$$I_{Y_laje_homog2} := \begin{cases} \frac{y_{\text{sup2}} \cdot \left(\frac{b}{3 \cdot \alpha_E}\right)^3}{12} & \text{if Posição_LNE_}3\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \frac{t_c \cdot \left(\frac{b}{3 \cdot \alpha_E}\right)^3}{12} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{Y_laje_homog2} = 39.21 \cdot \text{cm}^4$$

7.3.3.3 Momento de inércia da seção homogeneizada em X

a) LNE na laje:

$$\text{SUP}_{x7} := I_{X_laje_homog2} + A_{\text{laje_homog2}} \cdot \left(\frac{y_{\text{sup2}}}{2}\right)^2$$

$$\text{INFx}_8 := I_x + A_a \cdot \left(y_{\text{inf}2} - \frac{d}{2} \right)^2$$

b) LNE entre a laje e o perfil de aço:

$$\text{SUPx}_8 := I_{x_laje_homog2} + A_{laje_homog2} \cdot \left(y_{\text{sup}2} - \frac{t_c}{2} \right)^2$$

$$\text{INFx}_9 := I_x + A_a \cdot \left(y_{\text{inf}2} - \frac{d}{2} \right)^2$$

c) LNE na mesa superior:

$$\text{SUPx}_9 := I_{x_laje_homog2} + \frac{b_f \cdot (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)^3}{12}$$

$$\text{SUPx}_{10} := A_{laje_homog2} \cdot \left(y_{\text{sup}2} - \frac{t_c}{2} \right)^2 + [b_f \cdot (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)] \cdot \left(\frac{y_{\text{sup}2} - t_c - h_F}{2} \right)^2$$

$$\text{INFx}_{10} := \frac{b_f \cdot [t_f - (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)]^3}{12} + \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$$

$$\text{INFx}_{11} := b_f \cdot [t_f - (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)] \cdot \left[\frac{t_f - (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)}{2} \right]^2$$

$$\text{INFx}_{12} := (t_w \cdot h_w) \cdot \left[\frac{h_w}{2} + [t_f - (y_{\text{sup}2} - t_c - h_F)] \right]^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf}2} - \frac{t_f}{2} \right)^2$$

d) LNE na alma:

$$\text{SUPx}_{11} := I_{x_laje_homog2} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + \frac{t_w \cdot (d - y_{\text{inf}2} - t_f)^3}{12}$$

$$\text{SUPx}_{12} := A_{laje_homog2} \cdot \left(y_{\text{sup}2} - \frac{t_c}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(d - y_{\text{inf}2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + t_w \cdot \frac{(d - y_{\text{inf}2} - t_f)^3}{4}$$

$$\text{INFx}_{13} := \frac{t_w \cdot (y_{\text{inf}2} - t_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$$

$$\text{INFx}_{14} := [t_w \cdot (y_{\text{inf}2} - t_f)] \cdot \left(\frac{y_{\text{inf}2} - t_f}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf}2} - \frac{t_f}{2} \right)^2$$

$$I_{tr_x2} := \begin{cases} SUPx_7 + INFx_8 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ SUPx_8 + INFx_9 & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Entre laje e perfil de aço"} \\ SUPx_9 + SUPx_{10} + INFx_{10} + INFx_{11} + INFx_{12} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Mesa"} \\ SUPx_{11} + SUPx_{12} + INFx_{13} + INFx_{14} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"} \end{cases}$$

$$I_{tr_x2} = 83172.19 \cdot \text{cm}^4$$

7.3.3.4 Momento de inércia da seção homogeneizada em Y

$$I_{tr_y2} := I_{y_laje_homog2} + I_y$$

$$I_{tr_y2} = 4207.21 \cdot \text{cm}^4$$

7.3.3.5 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em X

$$I_{ef_x2} := \begin{cases} I_x + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (I_{tr_x2} - I_x) & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \\ I_{tr_x2} & \text{if Interação} = \text{"Completa"} \end{cases}$$

$$I_{ef_x2} = 83172.19 \cdot \text{cm}^4$$

7.3.3.6 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em Y

$$I_{ef_y2} := \begin{cases} I_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs,pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (I_{tr_y2} - I_y) & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \\ I_{tr_y2} & \text{if Interação} = \text{"Completa"} \end{cases}$$

$$I_{ef_y2} = 4207.21 \cdot \text{cm}^4$$

7.3.3.7 Módulo de resistência elástico em X

$$W_{tr_x_sup2} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{sup1}}$$

$$W_{tr_x_sup2} = 4949.89 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{tr_x_inf2} := \frac{I_{tr_x1}}{y_{inf1}}$$

$$W_{tr_x_inf2} = 2841.61 \cdot \text{cm}^3$$

7.3.3.8 Momento de resistência elástico efetivo em X

$$W_{ef_x2} := \begin{cases} W_x + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs.pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (W_{tr_x_inf2} - W_x) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_x_inf2} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_x2} = 2841.61 \cdot \text{cm}^3$$

7.3.3.9 Módulo de resistência elástico em Y

$$W_{tr_y2} := \frac{I_{tr_y2}}{\max\left(\frac{b_f}{2}, b\right)}$$

$$W_{tr_y2} = 30.05 \cdot \text{cm}^3$$

7.3.3.10 Momento de resistência elástico efetivo em Y

$$W_{ef_y2} := \begin{cases} W_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs.pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}}} \cdot (W_{tr_y2} - W_y) & \text{if Interação = "Parcial"} \\ W_{tr_y2} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$W_{ef_y2} = 30.05 \cdot \text{cm}^3$$

7.3.3.11 Módulo de resistência plástica em X

a) LNE na laje:

$$SUP_{x_{a2}} := \left(y_{sup1} \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(\frac{y_{sup1}}{2} \right)$$

$$INF_{x_{a2}} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{inf1} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{inf1} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{inf1} - \frac{t_f}{2} \right)$$

b) LNE entre a laje e o perfil de aço:

$$SUP_{x_{b2}} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{sup1} - \frac{t_c}{2} \right)$$

$$INF_{x_{b2}} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{t_f}{2} + y_{inf1} - d \right) + (t_w \cdot h_w) \cdot \left(y_{inf1} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{inf1} - \frac{t_f}{2} \right)$$

c) LNE na mesa superior:

$$\text{SUPx}_{c2} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{\text{sup1}} - \frac{t_c}{2} \right) + [b_f \cdot (y_{\text{sup1}} - t_c - h_F)] \cdot \left(\frac{y_{\text{sup1}} - t_c - h_F}{2} \right)$$

$$\text{INFx}_{c2} := b_f \cdot [t_f - (y_{\text{sup1}} - t_c - h_F)] \cdot \left[\frac{t_f - (y_{\text{sup1}} - t_c - h_F)}{2} \right]$$

$$\text{INFx}_{d2} := (h_w \cdot t_w) \cdot \left(y_{\text{inf1}} - \frac{d}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf1}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

d) LNE na alma:

$$\text{SUPx}_{d2} := \left(t_c \cdot \frac{b}{\alpha_E} \right) \cdot \left(y_{\text{sup1}} - \frac{t_c}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left[y_{\text{sup1}} - \left(t_c + h_F + \frac{t_f}{2} \right) \right]$$

$$\text{SUPx}_{e2} := t_w \cdot [y_{\text{sup1}} - (t_c + h_F + t_f)] \cdot \left[\frac{y_{\text{sup1}} - (t_c + h_F + t_f)}{2} \right]$$

$$\text{INFx}_{e2} := [t_w \cdot (y_{\text{inf1}} - t_f)] \cdot \left(\frac{y_{\text{inf1}} - t_f}{2} \right) + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf1}} - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$Z_{\text{tr}_x2} := \begin{cases} \text{SUPx}_{a2} + \text{INFx}_{a2} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Laje"} \\ \text{SUPx}_{b2} + \text{INFx}_{b2} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Entre laje e perfil de aço"} \\ \text{SUPx}_{c2} + \text{INFx}_{c2} + \text{INFx}_{d2} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Mesa"} \\ \text{SUPx}_{d2} + \text{SUPx}_{e2} + \text{INFx}_{e2} & \text{if Posição_LNE_}\alpha_E = \text{"Alma"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{tr}_x2} = 4232.43 \cdot \text{cm}^3$$

7.3.3.12 Módulo de resistência plástico em Y

$$Z_{\text{tr}_y2} := Z_y + 2 \cdot \left[\left(t_c \cdot \frac{b}{2 \cdot \alpha_E} \right) \cdot \left(\frac{b}{4 \cdot \alpha_E} \right) \right]$$

$$Z_{\text{tr}_y2} = 771.45 \cdot \text{cm}^3$$

7.3.3.13 Módulo de resistência plástico efetivo em X

$$Z_{\text{ef}_x2} := \begin{cases} Z_x + \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{cs,pos}}} Q_{\text{Rd,p}}}{F_{\text{hd}}} \cdot (Z_{\text{tr}_x2} - Z_x) & \text{if Interação} = \text{"Parcial"} \\ Z_{\text{tr}_x2} & \text{if Interação} = \text{"Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef}_x2} = 4232.43 \cdot \text{cm}^3$$

7.3.3.14 Módulo de resistência plástico efetivo em Y

$$Z_{ef_y2} := \begin{cases} Z_y + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{cs.pos}} Q_{Rd,p}}{F_{hd}} \cdot (Z_{tr_y2} - Z_y)} & \text{if Interação = "Parcial"} \\ Z_{tr_y2} & \text{if Interação = "Completa"} \end{cases}$$

$$Z_{ef_y2} = 771.45 \cdot \text{cm}^3$$

7.4 PROPRIEDADES DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA NA REGIÃO DE MOMENTO NEGATIVO

7.4.1 Armaduras

7.4.1.1 Área total

$$A_{s1} = 2.45 \cdot \text{cm}^2$$

7.4.1.2 Momento de inércia individual

$$I_{arm} := \frac{\pi \cdot \phi^4}{4} \quad I_{arm} = 1.92 \cdot \text{cm}^4$$

7.4.2 Perfil de aço

As propriedades do perfil de aço estão indicadas no item 1.4 desse memorial de cálculo.

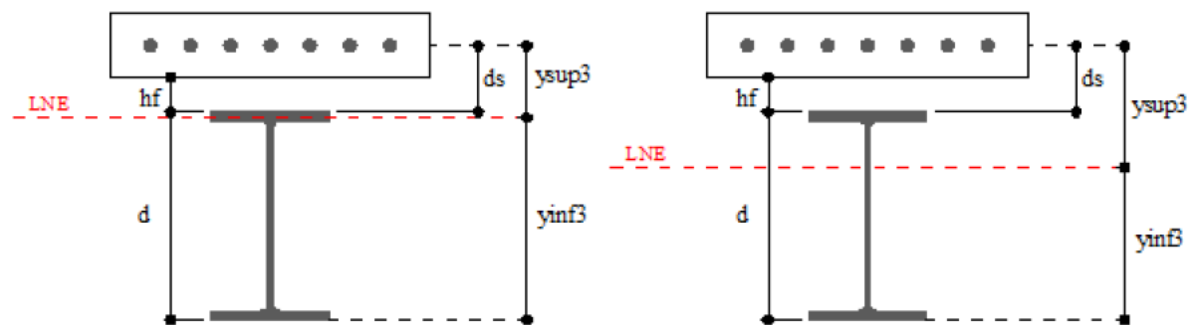
7.4.3 Seção homogeneizada

7.4.3.1 Área total

$$A_{total3} := A_{s1} + A_a$$

$$A_{total3} = 111.95 \cdot \text{cm}^2$$

7.4.3.2 Posição da linha neutra elástica



$$y_{inf3} := \frac{A_{s1} \cdot (d_s + h_f + d) + A_a \cdot \left(\frac{d}{2}\right)}{A_{total3}}$$

$$y_{inf3} = 25.76 \cdot \text{cm}$$

$$y_{\text{sup}3} := (d_s + h_F + d) - y_{\text{inf}3}$$

$$y_{\text{sup}3} = 33.74 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Posição_LNE} := \begin{cases} \text{"Alma"} & \text{if } y_{\text{inf}3} \leq (d - t_f) \\ \text{"Mesa superior"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Posição_LNE} = \text{"Alma"}$$

7.4.3.3 Momento de inércia da seção homogeneizada em X

a) LNE na alma:

$$\text{SUPx}_{13} := I_{\text{arm}} + \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} \right) + \frac{t_w \cdot (d - y_{\text{inf}3} - t_f)^3}{12} + A_{\text{sl}} \cdot (y_{\text{sup}3})^2$$

$$\text{SUPx}_{14} := (b_f \cdot t_f) \cdot \left(d - y_{\text{inf}3} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + [t_w \cdot (d - y_{\text{inf}3} - t_f)] \cdot \left(\frac{d - y_{\text{inf}3} - t_f}{2} \right)^2$$

$$\text{INFx}_{15} := \frac{t_w \cdot (y_{\text{inf}3} - t_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + [t_w \cdot (y_{\text{inf}3} - t_f)] \cdot \left(\frac{y_{\text{inf}3} - t_f}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf}3} - \frac{t_f}{2} \right)^2$$

b) LNE na mesa superior:

$$\text{SUPx}_{15} := I_{\text{arm}} + \frac{b_f \cdot (y_{\text{sup}3} - d_s - h_F)^3}{12}$$

$$\text{SUPx}_{16} := A_{\text{sl}} \cdot (y_{\text{sup}3})^2 + [b_f \cdot (y_{\text{sup}3} - d_s - h_F)] \cdot \left(\frac{y_{\text{sup}3} - d_s - h_F}{2} \right)^2$$

$$\text{INFx}_{16} := \frac{t_w \cdot (y_{\text{inf}3} - t_f)^3}{12} + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + [t_w \cdot (y_{\text{inf}3} - t_f)] \cdot \left(\frac{y_{\text{inf}3} - t_f}{2} \right)^2 + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(y_{\text{inf}3} - \frac{t_f}{2} \right)^2$$

$$I_{\text{tr_x}3} := \begin{cases} \text{SUPx}_{13} + \text{SUPx}_{14} + \text{INFx}_{15} & \text{if Posição_LNE} = \text{"Alma"} \\ \text{SUPx}_{15} + \text{SUPx}_{16} + \text{INFx}_{16} & \text{if Posição_LNE} = \text{"Mesa superior"} \end{cases}$$

$$I_{\text{tr_x}3} = 55108.86 \cdot \text{cm}^4$$

7.4.3.4 Momento de inércia efetivo da seção homogeneizada em X

Como a interação é completa, temos:

$$I_{\text{ef_x}3} := I_{\text{tr_x}3} = 55108.86 \cdot \text{cm}^4$$

Observação:

Validação do método de análise:

a) Tensão de tração na superfície superior da laje de concreto:

$$\sigma_{cd} := \frac{M_{Sd.neg,k}}{\frac{I_{ef_x3}}{y_{sup3+a1}}} = 22.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

b) Método a ser utilizado (EC4.1):

$$\text{Método} := \begin{cases} \text{"Método não fissurado"} & \text{if } \sigma_{cd} \leq 2 \cdot f_{ctm} \\ \text{"Método fissurado"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Método = "Método fissurado"

c) Coeficiente f_1 para determinação da máxima deflexão, em caso de reanálise (EC4.1):

$$f_1 := \max \left[\left(\frac{E \cdot I_{ef_x2}}{E \cdot I_{ef_x3}} \right)^{-0.35}, 0.6 \right]$$

$f_1 = 0.87$

7.5 DESLOCAMENTO VERTICAL

7.5.1 Deslocamento máximo

$$d_{\max} := \begin{cases} \frac{L_{\text{trecho}}}{350} & \text{if Tipo_aplicação = "Piso"} \\ \frac{L_{\text{trecho}}}{250} & \text{if Tipo_aplicação = "Cobertura"} \end{cases}$$

$d_{\max} = 2.29 \cdot \text{cm}$

7.5.2.1 Combinação quase permanente

- Deslocamento antes da cura do concreto:

a) Peso próprio do perfil de aço

$$\text{flecha}_{pp1} := \frac{5 \cdot PP1 \cdot L_{\text{trecho}}^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad \text{flecha}_{pp1} = 0 \cdot \text{cm}$$

b) Peso próprio da laje

$$\text{flecha}_{pp2} := \frac{5 \cdot PP2 \cdot L_{\text{trecho}}^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad \text{flecha}_{pp2} = 0 \cdot \text{cm}$$

c) Reação de outra viga devida ao peso próprio do perfil

$$\text{flecha}_{RPP1} := \frac{R_{PP1} \cdot L_{\text{trecho}}^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \quad \text{flecha}_{RPP1} = 0.1 \cdot \text{cm}$$

d) Reação de outra viga devida ao peso próprio da laje

$$\text{flecha}_{RPP2} := \frac{R_{PP2} \cdot L_{\text{trecho}}^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \quad \text{flecha}_{RPP2} = 1 \cdot \text{cm}$$

- Deslocamento após a cura do concreto:

a) Peso próprio da parede

$$\text{flecha}_{PP3} := 0 \cdot \text{mm} \quad \text{flecha}_{PP3} = 0 \cdot \text{cm}$$

b) Forro, revestimento e divisórias/impermeabilização

$$\text{flecha}_{PP4} := 0 \cdot \text{mm} \quad \text{flecha}_{PP4} = 0 \cdot \text{cm}$$

c) Sobrecarga

$$\text{flecha}_{SC1} := 0 \cdot \text{mm} \quad \text{flecha}_{SC1} = 0 \cdot \text{cm}$$

d) Reação de outra viga devida às cargas de longa duração

$$\text{flecha}_{R1} := 4.552 \cdot \text{mm} \quad \text{flecha}_{R1} = 0.5 \cdot \text{cm}$$

7.5.2.1.1 Flecha total

$$f_{\text{antes}} := \text{flecha}_{PP1} + \text{flecha}_{PP2} + \text{flecha}_{RPP1} + \text{flecha}_{RPP2}$$

$$f_{\text{antes}} = 1.13 \cdot \text{cm}$$

$$f_{\text{após}} := \text{flecha}_{PP3} + \text{flecha}_{PP4} + \text{flecha}_{SC1} + \text{flecha}_{R1}$$

$$f_{\text{após}} = 0.46 \cdot \text{cm}$$

$$\text{flecha}_{\text{total_QP}} := f_{\text{antes}} + f_{\text{após}}$$

$$\text{flecha}_{\text{total_QP}} = 1.58 \cdot \text{cm}$$

7.5.2.1.2 Verificação

$$\text{Coef}_{\text{flecha_QP}} := \frac{\text{flecha}_{\text{total_QP}}}{d_{\text{max}}} = 0.69$$

$$\text{Verificação_flecha_QP} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{flecha_QP}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passa!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{flecha_QP}} > 1.0 \end{cases}$$

Verificação_flecha_QP = "Ok!"

7.5.2.2 Combinação rara

a) Deslocamento devido somente aos efeitos de longa duração das ações permanentes

$$\text{flecha}_{\text{LD}} := \text{flecha}_{\text{pp3}} + \text{flecha}_{\text{pp4}}$$

$$\text{flecha}_{\text{LD}} = 0 \cdot \text{cm}$$

b) Deslocamento devido às cargas variáveis

$$\text{flecha}_{\text{CV}} := 0 \cdot \text{mm}$$

$$\text{flecha}_{\text{CV}} = 0 \cdot \text{cm}$$

c) Deslocamento devido às reações de longa duração de outras vigas

$$\text{flecha}_{\text{R1}} = 4.55 \cdot \text{mm}$$

d) Deslocamento devido às reações de curta duração de outras vigas

$$\text{flecha}_{\text{R2}} := 1.565 \cdot \text{mm}$$

$$\text{flecha}_{\text{R2}} = 0.16 \cdot \text{cm}$$

7.5.2.2.1 Flecha total

$$\text{flecha}_{\text{total_rara}} := \text{flecha}_{\text{LD}} + \text{flecha}_{\text{CV}} + \text{flecha}_{\text{R1}} + \text{flecha}_{\text{R2}}$$

$$\text{flecha}_{\text{total_rara}} = 0.61 \cdot \text{cm}$$

7.5.2.2.2 Verificação

$$\text{Coef}_{\text{flecha_rara}} := \frac{\text{flecha}_{\text{total_rara}}}{d_{\text{max}}} = 0.27$$

$$\text{Verificação_flecha_rara} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{flecha_rara}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passa!"} & \text{if } \text{Coef}_{\text{flecha_rara}} > 1.0 \end{cases}$$

Verificação_flecha_rara = "Ok!"

7.5.3 Verificação da plastificação da mesa inferior

7.5.3.1 Momento fletor solicitante antes da cura do concreto

a) Momento fletor devido ao peso próprio do perfil de aço:

$$M_{\text{Gal}} := \frac{\text{PP1} \cdot L_{\text{trecho}}^2}{8}$$

$$M_{\text{Gal}} = 688 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

b) Momento fletor devido ao peso próprio da laje:

$$M_{Ga2} := \frac{PP2 \cdot L_{\text{trecho}}^2}{8} \quad M_{Ga2} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

c) Momento fletor devido à reação de outra viga (peso próprio do perfil):

$$M_{Ga3} := \frac{R_{PP1} \cdot L_{\text{trecho}}}{4} \quad M_{Ga3} = 1100 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor devido à reação de outra viga (peso próprio da laje):

$$M_{Ga4} := \frac{R_{PP2} \cdot L_{\text{trecho}}}{4} \quad M_{Ga4} = 20160 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

e) Momento fletor total:

$$M_{Ga.Sd} := M_{Ga1} + M_{Ga2} + M_{Ga3} + M_{Ga4} \quad M_{Ga.Sd} = 21948 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

7.5.3.2 Momento fletor solicitante após a cura do concreto

a) Momento fletor devido à pele de vidro:

$$M_{L1} := 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm} \quad M_{L1} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

b) Momento fletor devido às reações de longa duração:

$$M_{L2} := 12120 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm} \quad M_{L2} = 12120 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

c) Momento fletor devido às reações de curta duração:

$$M_{L3} := 4981 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm} \quad M_{L3} = 4981 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

e) Momento fletor total de curta duração:

$$M_{L.Sd1} := M_{L3} \quad M_{L.Sd1} = 4981 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

f) Momento fletor total de longa duração:

$$M_{L.Sd2} := M_{L1} + M_{L2} \quad M_{L.Sd2} = 12120 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

7.5.3.3 Relação entre a tensão na mesa inferior e resistência ao escoamento do aço

$$LT := \frac{M_{Ga.Sd}}{W_x} + \frac{M_{L.Sd1}}{W_{ef_x1}} + \frac{M_{L.Sd2}}{W_{ef_x2}} \quad LT = 16.52 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

7.5.3.4 Verificação

$$\text{Coef}_{LT} := \frac{LT}{f_y} = 0.47$$

$$\text{Verificação}_{LT} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Coef}_{LT} \leq 1.0 \\ \text{"Não passa!"} & \text{if } \text{Coef}_{LT} > 1.0 \end{cases}$$

$$\text{Verificação}_{LT} = \text{"Ok!"}$$

8 ELS - FISSURAÇÃO DA LAJE

8.1 ARMADURA MÍNIMA DE TRAÇÃO SOB DEFORMAÇÕES IMPOSTAS

8.1.1 Área efetiva da laje de concreto

$$A_{ct} := b_{ef} \cdot t_c \quad A_{ct} = 375 \cdot \text{cm}^2$$

8.1.2 Coeficiente para consideração do equilíbrio e distribuição das tensões na laje de concreto imediatamente antes da ocorrência das fissuras

8.1.2.1 Distância entre os centros geométricos da laje de concreto e da seção mista homogeneizada na região de momentos negativos

$$y_o := y_p + h_F + \frac{t_c}{2} \quad y_o = 33.6 \cdot \text{cm}$$

8.1.2.2 Valor do coeficiente

$$k_c := \min \left(\frac{1}{1 + \frac{t_c}{2 \cdot y_o}} + 0.3, 1 \right) \quad k_c = 1$$

8.1.3 Máxima tensão de tração permitida na armadura, imediatamente após a ocorrência da fissuração

$$\sigma_{st} := \min \left[810 \cdot \left(\frac{w_k}{\text{mm}} \right)^{0.5} \cdot \sqrt{\frac{\left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{\phi}{\text{mm}} \right)}} \cdot \text{MPa}, f_{ys} \right]$$

$$\sigma_{st} = 340.62 \cdot \text{MPa}$$

8.1.4 Armadura mínima

$$A_s := \frac{k \cdot k_c \cdot k_s \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 2.38 \cdot \text{cm}^2$$

8.1.5 Armadura adotada

$$A_{sI} = 2.45 \cdot \text{cm}^2$$

8.1.6 Verificação

$$\text{Verificação_armadura_deformações_impostas} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } A_{sI} \geq A_s \\ \text{"Não passa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_armadura_deformações_impostas} = \text{"Ok!"}$$

8.2 ARMADURA MÍNIMA DE TRAÇÃO SOB AÇÕES IMPOSTAS**8.2.1 Área do concreto de envolvimento**

$$A_{cr} := (7.5 \cdot \phi + 7.5 \cdot \phi) \cdot (7.5 \cdot \phi + a_1)$$

$$A_{cr} = 278.91 \cdot \text{cm}^2$$

8.2.2 Taxa de armadura em relação à área do concreto de envolvimento

$$\rho_{ri} := \frac{A_i}{A_{cr}}$$

$$\rho_{ri} = 0$$

8.2.3 Coeficiente η

$$\eta := 0.3 + 0.7 \cdot \left[\frac{\left(\frac{\rho_c}{\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \right)}{2400} \right]$$

$$\eta = 1$$

8.2.4 Resistência média à tração do concreto

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot \eta \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm} = 2.21 \cdot \text{MPa}$$

8.2.5 Tensão de tração no centro geométrico da armadura

8.2.5.1 Módulo de resistência elástico da região superior da seção homogeneizada

$$W_{x.neg} := \frac{I_{ef_x3}}{y_{sup3}} \quad W_{x.neg} = 1633.16 \cdot \text{cm}^3$$

8.2.5.2 Tensão de tração na armadura

$$\sigma_{si} := \frac{M_{Sd.neg.f}}{n_{\phi} \cdot W_{x.neg}} \quad \sigma_{si} = 91.9 \cdot \text{MPa}$$

8.2.6 Abertura das fissuras

$$w := \min \left[\frac{\phi}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}, \frac{\phi}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \right]$$

$$w = 0.03 \cdot \text{mm}$$

8.2.7 Verificação

$$w_k = 0.3 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Verificação_armadura_ações_impostas} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } w \leq w_k \\ \text{"Não passa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_armadura_ações_impostas} = \text{"Ok!"}$$

9 RESUMO

9.1 VIGA DE AÇO ANTES DA CURA DO CONCRETO

9.1.1 Momento fletor resistente de cálculo

$$\text{Coef}_{\text{flexão_antes}} = 0.01$$

$$\text{Verificação_flexão_antes} = \text{"Ok!"}$$

9.1.2 Força cortante resistente de cálculo

$$\text{Coef}_{\text{cortante_antes}} = 0.01$$

$$\text{Verificação_cortante_antes} = \text{"Ok!"}$$

9.1 REGIÃO DE MOMENTO POSITIVO

9.1.1 Conectores de cisalhamento

9.1.1.1 Grau de interação

$$\text{Verificação_grau_de_interação} = \text{"Ok!"}$$

9.1.1.2 Espaçamentos e cobrimento

Verificação_espacamentos_pos = "Ok!"

Verificação_cobrimento = "Ok!"

9.1.1.3 Verificação construtiva para soldagem dos stud bolts

Verificação_construtiva_pos = "Ok!"

9.1.2 Momento resistente positivo

Coef_{momento_positivo} = 0.43

Verificação_momento_positivo = "Ok!"

9.2 REGIÃO DE MOMENTO NEGATIVO

9.2.1 Conectores de cisalhamento

9.2.1.1 Capacidade dos conectores

Verificação_capacidade_conectores = "Ok!"

9.2.1.2 Espaçamentos e cobrimento

Verificação_espacamentos_neg = "Ok!"

Verificação_cobrimento = "Ok!"

9.2.1.3 Verificação construtiva para soldagem dos stud bolts

Verificação_construtiva_neg = "Ok!"

9.2.2 Momento resistente negativo

Coef_{momento_negativo} = 0.64

Verificação_momento_negativo = "Ok!"

9.2.3 Flambagem lateral com distorção

Coef_{FLD} = 0.91

Verificação_FLD = "Ok!"

9.3 CORTANTE

Coef_{cortante} = 0.5

Verificação_cortante = "Ok!"

9.4 ELS - DESLOCAMENTO VERTICAL

$$\text{Coef}_{\text{flecha_QP}} = 0.69$$

Verificação_flecha_QP = "Ok!"

$$\text{Coef}_{\text{flecha_rara}} = 0.27$$

Verificação_flecha_rara = "Ok!"

$$\text{Coef}_{\text{LT}} := \frac{\text{LT}}{f_y} = 0.47$$

Verificação_LT = "Ok!"

9.5 ELS - FISSURAÇÃO NA LAJE

9.5.1 Armadura mínima de tração sob deformações impostas

Verificação_armadura_deformações_impostas = "Ok!"

9.5.2 Armadura mínima de tração sob ações impostas

Verificação_armadura_ações_impostas = "Ok!"

10 PROPRIEDADES ELÁSTICAS PARA LANÇAMENTO NO SAP2000

10.3.1 Área cisalhada em X

$$A_{\text{cis_x}} := d \cdot t_w$$

$$A_{\text{cis_x}} = 31.5 \cdot \text{cm}^2$$

10.3.2 Área cisalhada em Y

$$A_{\text{cis_y}} := 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

$$A_{\text{cis_y}} = 80 \cdot \text{cm}^2$$

10.3.3 Raio de giração em X

$$r_{x_mista1} := \sqrt{\frac{I_{\text{ef_x1}}}{A_{\text{total1}}}} \quad r_{x_mista1} = 24.29 \cdot \text{cm}$$

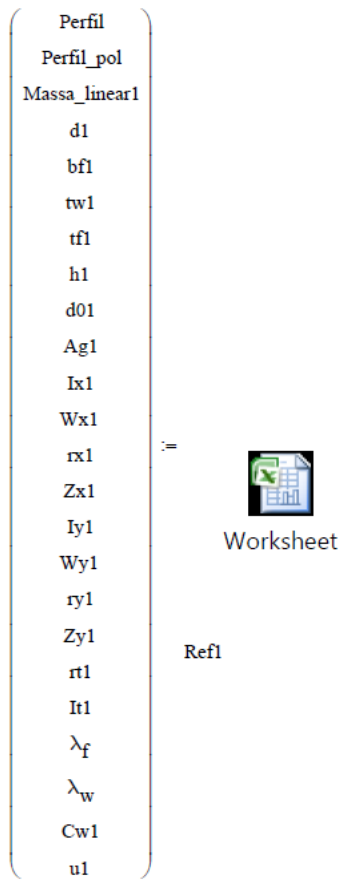
$$r_{x_mista2} := \sqrt{\frac{I_{\text{ef_x2}}}{A_{\text{total2}}}} \quad r_{x_mista2} = 24.43 \cdot \text{cm}$$

10.3.4 Raio de giração em Y

$$r_{y_mista1} := \sqrt{\frac{I_{\text{ef_y1}}}{A_{\text{total1}}}} \quad r_{y_mista1} = 5.13 \cdot \text{cm}$$

$$r_{y_mista2} := \sqrt{\frac{I_{\text{ef_y2}}}{A_{\text{total2}}}} \quad r_{y_mista2} = 5.5 \cdot \text{cm}$$

Propriedades da seção mista sem efeitos de longa duração



$$\text{Massa_linear} := \text{Massa_linear1} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$d := d1 \cdot \text{mm} \qquad Z_x := Zx1 \cdot \text{cm}^3$$

$$b_f := bf1 \cdot \text{mm} \qquad I_y := Iy1 \cdot \text{cm}^4$$

$$t_w := tw1 \cdot \text{mm} \qquad W_y := Wy1 \cdot \text{cm}^3$$

$$t_f := tf1 \cdot \text{mm} \qquad r_y := ry1 \cdot \text{cm}$$

$$h_w := h1 \cdot \text{mm} \qquad Z_y := Zy1 \cdot \text{cm}^3$$

$$h := d01 \cdot \text{mm} \qquad r_t := rt1 \cdot \text{cm}$$

$$A_a := Ag1 \cdot \text{cm}^2 \qquad I_t := It1 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_x := Ix1 \cdot \text{cm}^4 \qquad C_w := Cw1 \cdot \text{cm}^6$$

$$W_x := Wx1 \cdot \text{cm}^3$$

$$r_x := rx1 \cdot \text{cm} \qquad u := u1 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Nome_seção := "V6_VS650x98_CD_IT_COMPLETA"

$$A_{total1} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot A_{total1} + 0.4 \cdot A_a}{cm^2} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot A_{total1} + 0.5 \cdot A_a}{cm^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{cis_x} := \frac{A_{cis_x}}{cm^2} \quad A_{cis_y} := \frac{A_{cis_y}}{cm^2}$$

$$d := \frac{y_{sup1} + y_{inf1}}{cm} \quad b_f := \frac{b_f}{cm}$$

$$I_{ef_x1} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot I_{ef_x1} + 0.4 \cdot I_x}{cm^4} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot I_{ef_x1} + 0.5 \cdot I_x}{cm^4} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{ef_y1} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot I_{ef_y1} + 0.4 \cdot I_y}{cm^4} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot I_{ef_y1} + 0.5 \cdot I_y}{cm^4} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$W_{ef_x1} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot W_{ef_x1} + 0.4 \cdot W_x}{cm^3} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot W_{ef_x1} + 0.5 \cdot W_x}{cm^3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$W_{ef_y1} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot W_{ef_y1} + 0.4 \cdot W_y}{cm^3} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot W_{ef_y1} + 0.5 \cdot W_y}{cm^3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Z_{ef_x1} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot Z_{ef_x1} + 0.4 \cdot Z_x}{cm^3} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot Z_{ef_x1} + 0.5 \cdot Z_x}{cm^3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Z_{ef_y1} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot Z_{ef_y1} + 0.4 \cdot Z_y}{cm^3} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot Z_{ef_y1} + 0.5 \cdot Z_y}{cm^3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$r_{x_mista1} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot r_{x_mista1} + 0.4 \cdot r_x}{cm} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot r_{x_mista1} + 0.5 \cdot r_x}{cm} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$r_{y_mista1} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot r_{y_mista1} + 0.4 \cdot r_y}{cm} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot r_{y_mista1} + 0.5 \cdot r_y}{cm} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_t := \frac{I_t}{cm^4}$$



Worksheet

(Nome_seção A_{total1} I_{ef_x1} I_{ef_y1} I_t A_{cis_x} A_{cis_y} W_{ef_x1} W_{ef_y1} Z_{ef_x1} Z_{ef_y1} r_{x_mista1} r_{y_mista1} d b_f)

Propriedades da seção mista com efeitos de longa duração

Perfil	
Perfil_pol	
Massa_linear1	
d1	
bf1	
tw1	
tf1	
h1	
d01	
Ag1	
Ix1	
Wx1	
rx1	:
Zx1	
Iy1	
Wy1	
ry1	
Zy1	
rt1	Refl
It1	
λ_f	
λ_w	
Cw1	
u1	



Worksheet

$$\text{Massa_linear} := \text{Massa_linear1} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$d := d1 \cdot \text{mm} \qquad Z_x := Zx1 \cdot \text{cm}^3$$

$$b_f := bf1 \cdot \text{mm} \qquad I_y := Iy1 \cdot \text{cm}^4$$

$$t_w := tw1 \cdot \text{mm} \qquad W_y := Wy1 \cdot \text{cm}^3$$

$$t_f := tf1 \cdot \text{mm} \qquad r_y := ry1 \cdot \text{cm}$$

$$h_w := h1 \cdot \text{mm} \qquad Z_y := Zy1 \cdot \text{cm}^3$$

$$h := d01 \cdot \text{mm} \qquad r_t := rt1 \cdot \text{cm}$$

$$A_a := Ag1 \cdot \text{cm}^2 \qquad I_t := It1 \cdot \text{cm}^4$$

$$I_x := Ix1 \cdot \text{cm}^4 \qquad C_w := Cw1 \cdot \text{cm}^6$$

$$W_x := Wx1 \cdot \text{cm}^3$$

$$r_x := rx1 \cdot \text{cm} \qquad u := u1 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Nome_seção := "V6_VS500x61_LD"

$$A_{\text{total}2} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot A_{\text{total}2} + 0.4 \cdot A_a}{\text{cm}^2} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot A_{\text{total}2} + 0.5 \cdot A_a}{\text{cm}^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{\text{cis}_x} := \frac{A_{\text{cis}_x}}{\text{cm}^2} \quad A_{\text{cis}_y} := \frac{A_{\text{cis}_y}}{\text{cm}^2}$$

$$d := \frac{y_{\text{sup}2} + y_{\text{inf}2}}{\text{cm}} \quad b_f := \frac{b_f}{\text{cm}}$$

$$I_{\text{ef}_x2} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot I_{\text{ef}_x2} + 0.4 \cdot I_x}{\text{cm}^4} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot I_{\text{ef}_x2} + 0.5 \cdot I_x}{\text{cm}^4} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_{\text{ef}_y2} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot I_{\text{ef}_y2} + 0.4 \cdot I_y}{\text{cm}^4} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot I_{\text{ef}_y2} + 0.5 \cdot I_y}{\text{cm}^4} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$W_{\text{ef}_x2} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot W_{\text{ef}_x2} + 0.4 \cdot W_x}{\text{cm}^3} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot W_{\text{ef}_x2} + 0.5 \cdot W_x}{\text{cm}^3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$W_{\text{ef}_y2} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot W_{\text{ef}_y2} + 0.4 \cdot W_y}{\text{cm}^3} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot W_{\text{ef}_y2} + 0.5 \cdot W_y}{\text{cm}^3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef}_x} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot Z_{\text{ef}_x2} + 0.4 \cdot Z_x}{\text{cm}^3} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot Z_{\text{ef}_x2} + 0.5 \cdot Z_x}{\text{cm}^3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Z_{\text{ef}_y} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot Z_{\text{ef}_y2} + 0.4 \cdot Z_y}{\text{cm}^3} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot Z_{\text{ef}_y2} + 0.5 \cdot Z_y}{\text{cm}^3} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$r_{x_mista2} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot r_{x_mista2} + 0.4 \cdot r_x}{\text{cm}} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot r_{x_mista2} + 0.5 \cdot r_x}{\text{cm}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$r_{y_mista2} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot r_{y_mista2} + 0.4 \cdot r_y}{\text{cm}} & \text{if Portico = "Não"} \\ \frac{0.5 \cdot r_{y_mista2} + 0.5 \cdot r_y}{\text{cm}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_t := \frac{I_t}{\text{cm}^4}$$



Worksheet

(Nome_seção A_{total2} I_{ef_x2} I_{ef_y2} I_t A_{cis_x} A_{cis_y} W_{ef_x2} W_{ef_y2} Z_{ef_x} Z_{ef_y} r_{x_mista2} r_{y_mista2} d b_f)

APÊNDICE C

Apresenta-se neste apêndice uma planilha elaborada no programa Mathcad para o dimensionamento de pilares de aço. Foram seguidas as recomendações presentes na ABNT NBR 8800:2008 para barras sujeitas a esforços axiais de compressão e momentos fletores atuantes nos eixos de maior (X) e menor inércia (Y). O último item da planilha consiste na apresentação de todas as propriedades geométricas exportadas para uma planilha Excel (ver APÊNDICE D), programa para criar um arquivo de importação nos padrões do programa SAP2000.

PILARES EM AÇO
ABNT NBR 8800:2008

1 DADOS DE ENTRADA

1.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

1.1.1 Direção Z

Força axial de compressão solicitante de cálculo $N_{c.Sd} := 6016 \cdot \text{kN}$

1.1.1 Direção X

Esforço cortante solicitante de cálculo $V_{x.Sd} := 68 \cdot \text{kN}$

Momento fletor de cálculo 1 considerando efeitos de 2a ordem $M_{x1} := 44204 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

Momento fletor de cálculo 2 considerando efeitos de 2a ordem $M_{x2} := 42548 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

Momento fletor de cálculo considerando efeitos de 2a ordem $M_{x.Sd} := \max(M_{x1}, M_{x2})$
 $M_{x.Sd} = 44204 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

1.1.2 Direção Y

Esforço cortante solicitante de cálculo $V_{y.Sd} := 235 \cdot \text{kN}$

Momento fletor de cálculo 1 considerando efeitos de 2a ordem $M_{y1} := 4479 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

Momento fletor de cálculo 2 considerando efeitos de 2a ordem $M_{y2} := 4453 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

Momento fletor de cálculo considerando efeitos de 2a ordem $M_{y.Sd} := \max(M_{y1}, M_{y2})$
 $M_{y.Sd} = 4479 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

1.2 PROPRIEDADES DO PILAR

Coefficiente de flambagem na direção X $K_x := 1.0$

Coefficiente de flambagem na direção Y $K_y := 1.0$

Coefficiente de flambagem por torção na direção Z $K_z := 1.0$

Comprimento direção X $L_x := 350 \cdot \text{cm}$

Comprimento direção Y $L_y := 350 \cdot \text{cm}$

Comprimento direção Z $L_z := 350 \cdot \text{cm}$

Vão da viga-coluna $L := 350 \cdot \text{cm}$

Comprimento destravado $L_b := 350 \cdot \text{cm}$

Espaçamento entre enrijecedores $a := 350 \cdot \text{cm}$

1.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

Resistência ao escoamento $f_y := 35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Resistência à ruptura	$f_u := 50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	
Tensões residuais	$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y$	$\sigma_r = 10.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidade longitudinal	$E := 20000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	
Módulo de elasticidade transversal	$G := 7700 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	

1.4 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

Coefficiente de ponderação do aço estrutural	$\gamma_{a1} := 1.10$
Coefficiente para o cálculo da largura efetiva	$c_a := 0.34$

2 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO À COMPRESSÃO

2.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO PERFIL

Perfil	Perfil = "CVS 600 x 278"
Tipo	Tipo = "Soldado"
Altura do perfil	d = 600·mm
Área bruta do perfil	$A_g = 354 \cdot \text{cm}^2$
Largura da mesa	$b_f = 400 \cdot \text{mm}$
Espessura da mesa	$t_f = 31.5 \cdot \text{mm}$
Altura da alma (sem raios de concordância, se existirem)	h = 537·mm
Altura da alma (distância entre faces internas das mesas)	$h_w = 537 \cdot \text{mm}$
Espessura da alma	$t_w = 19 \cdot \text{mm}$
Raio de giração em X	$r_x = 25.4 \cdot \text{cm}$
Raio de giração em Y	$r_y = 9.75 \cdot \text{cm}$
Momento de inércia em X	$I_x = 228338 \cdot \text{cm}^4$
Momento de inércia em Y	$I_y = 33631 \cdot \text{cm}^4$
Momento elástico em X	$W_x = 7611 \cdot \text{cm}^3$
Momento elástico em Y	$W_y = 1682 \cdot \text{cm}^3$
Momento plástico em X	$Z_x = 8533 \cdot \text{cm}^3$
Momento plástico em Y	$Z_y = 2568 \cdot \text{cm}^3$

Constante de empenamento	$C_W = 27148149 \cdot \text{cm}^6$
Momento de inércia à torção	$I_t = 963.5 \cdot \text{cm}^4$
Coordenada X do centro de cisalhamento	$x_0 := 0 \cdot \text{cm}$
Coordenada Y do centro de cisalhamento	$y_0 := 0 \cdot \text{cm}$

2.2 FORÇA AXIAL DE FLAMBAGEM ELÁSTICA

2.2.1 Flambagem por flexão em relação ao eixo X da seção transversal

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \quad N_{ex} = 367935.63 \cdot \text{kN}$$

2.2.2 Flambagem por flexão em relação ao eixo Y da seção transversal

$$N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \quad N_{ey} = 54191.78 \cdot \text{kN}$$

2.2.3 Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z

$$r_0 := \sqrt{I_x^2 + I_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_W}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot I_t \right] \quad N_{ez} = 69120.43 \cdot \text{kN}$$

2.2.4 Força axial de flambagem elástica

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) \quad N_e = 54191.78 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Caso} := \begin{cases} \text{"Flambagem em X"} & \text{if } N_e = N_{ex} \\ \text{"Flambagem em Y"} & \text{if } N_e = N_{ey} \\ \text{"Torção em Z"} & \text{if } N_e = N_{ez} \end{cases} \quad \text{Caso} = \text{"Flambagem em Y"}$$

2.3 ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO, SEM CONSIDERAÇÃO DA FLAMBAGEM LOCAL (Q = 1)

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad \lambda_0 = 0.48$$

2.4 FATOR DE REDUÇÃO ASSOCIADO À RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, SEM CONSIDERAÇÃO DA FLAMBAGEM LOCAL (Q=1)

$$\chi := \begin{cases} 0.658 \lambda_0^2 & \text{if } \lambda_0 \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_0^2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \chi = 0.91$$

2.5 TENSÃO QUE PODE ATUAR NO ELEMENTO ANALISADO

$$\sigma := \chi \cdot f_y \quad \sigma = 31.81 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Observação: O coeficiente χ utilizado no cálculo de σ é obtido adotando a não ocorrência de flambagem local na mesa e/ou na alma (Q = 1).

2.6 CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM LOCAL

2.6.1 Flambagem local da alma

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h}{t_w} = 28.26$$

$$\text{Limite_alma} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.62$$

$$\text{Resultado_alma} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \lambda_{\text{alma}} \leq \text{Limite_alma} \\ \text{"Esbelta!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Resultado_alma} = \text{"Ok!"}$$

2.6.2 Flambagem local da mesa

$$\lambda_{\text{mesa}} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 6.35$$

$$\text{Limite_mesa} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.39$$

$$\text{Resultado_mesa} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \lambda_{\text{mesa}} \leq \text{Limite_mesa} \\ \text{"Esbelta!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Resultado_mesa} = \text{"Ok!"}$$

2.7 COEFICIENTE DE REDUÇÃO DOS ELEMENTOS NÃO-ENRIJECIDOS (AL)

$$Q_s := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 1.415 - 0.74 \cdot \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} & \text{if } 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ 0.69 \cdot \frac{E}{f_y \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^2} & \text{if } \frac{b_f}{2 \cdot t_f} > 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$$

$$Q_s = 1$$

2.8 COEFICIENTE DE REDUÇÃO DOS ELEMENTOS ENRIJECIDOS (AA)

2.8.1 Largura efetiva

$$b_{ef} := \begin{cases} \text{"Não aplicável"} & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \min \left[1.92 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \left(\frac{c_a}{h} \right) \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right], h \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b_{ef} = \text{"Não aplicável"}$$

2.8.2 Área efetiva da seção transversal

$$A_{ef} := \begin{cases} A_g & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ A_g - (h - b_{ef}) \cdot t_w & \text{otherwise} \end{cases} \quad A_{ef} = 354 \cdot \text{cm}^2$$

2.8.3 Coeficiente de redução Q_a

$$Q_a := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ \frac{A_{ef}}{A_g} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Q_a = 1$$

2.9 FATOR DE REDUÇÃO TOTAL ASSOCIADO À FLAMBAGEM LOCAL

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

Observação: Anteriormente definimos χ sem a consideração da flambagem local para determinarmos b_{ef} , e , consequentemente, Q_a e Q . Agora, após a determinação de Q , podemos recalculamos o índice de esbeltez reduzido e o fator de redução.

2.10 ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO, CONSIDERANDO A FLAMBAGEM LOCAL

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad \lambda_0 = 0.48$$

2.11 FATOR DE REDUÇÃO ASSOCIADO À RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, CONSIDERANDO A FLAMBAGEM LOCAL

$$\chi := \begin{cases} 0.658 \lambda_0^2 & \text{if } \lambda_0 \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_0^2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \chi = 0.91$$

2.12 FORÇA AXIAL RESISTENTE DE CÁLCULO

$$N_{c,Rd} := \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad N_{c,Rd} = 10235.74 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Verificação_compressão} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Coef}_{\text{compressão}} := \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = 0.59$$

Verificação_compressão = "Ok!"

3 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO À FLEXO-COMPRESSÃO

3.1 MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO NA DIREÇÃO X

3.1.1 Flambagem local da alma

3.1.1.1 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{h}{t_w} \quad \lambda = 28.26$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \lambda_p = 89.88$$

$$\lambda_T := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_T = 136.26$$

$$\text{Classificação} := \begin{cases} \text{"Viga de alma não-esbelta"} & \text{if } \lambda \leq \lambda_T \\ \text{"Viga de alma esbelta"} & \text{if } \lambda > \lambda_T \end{cases}$$

Classificação = "Viga de alma não-esbelta"

$$\text{Observação} := \begin{cases} \text{"Esta planilha é válida para o dimensionamento."} & \text{if } \lambda \leq \lambda_T \\ \text{"Esta planilha não é válida para o dimensionamento."} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Observação = "Esta planilha é válida para o dimensionamento."

3.1.1.2 Momento de plastificação

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 298655 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.1.3 Momento de proporcionalidade

$$M_T := W_x \cdot f_y$$

$$M_T = 266385 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.1.4 Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da alma (FLA)

$$M_{xRd,FLA} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_T) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_T - \lambda_p} \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_T \\ \text{"Viga de alma esbelta. Ver anexo H"} & \text{if } \lambda > \lambda_T \end{cases}$$

$$M_{xRd,FLA} = 271504.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2 Flambagem local da mesa

3.1.2.1 Coeficiente k_c

$$k_c := \begin{cases} 1.0 & \text{if Tipo} = \text{"Laminado"} \\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} & \text{if Tipo} = \text{"Soldado"} \end{cases}$$

$$k_c = 0.75$$

3.1.2.2 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \quad \lambda = 6.35$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \lambda_p = 9.08$$

$$\lambda_r := \begin{cases} 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} & \text{if Tipo = "Laminado"} \\ 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} & \text{if Tipo = "Soldado"} \\ \sqrt{\frac{E}{k_c}} & \end{cases} \quad \lambda_r = 23.54$$

3.1.2.3 Momento de plastificação

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y \quad M_{pl} = 298655 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.4 Momento de proporcionalidade

$$M_r := W_x \cdot (f_y - \sigma_r) \quad M_r = 186469.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.5 Momento fletor de flambagem elástica

$$M_{cr} := \begin{cases} \frac{0.69 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W_x & \text{if Tipo = "Laminado"} \\ \frac{0.90 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_x & \text{if Tipo = "Soldado"} \end{cases} \quad M_{cr} = 2556966.23 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.2.6 Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da mesa (FLM)

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

$$M_{xRd.FLM} = 271504.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.3 Flambagem lateral com torção (FLT)

3.1.3.1 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} \quad \lambda = 35.9$$

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \lambda_p = 42.07$$

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot I_t} \quad \beta_1 = 0.97 \frac{1}{m}$$

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} \quad \lambda_r = 143.14$$

3.1.3.2 Momento de plastificação

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y \quad M_{pl} = 298655 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.3.3 Momento de proporcionalidade

$$M_r := W_x \cdot (f_y - \sigma_r) \quad M_r = 186469.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.1.3.4 Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

a) Momento fletor solicitante de cálculo a 1/4 do comprimento destravado

$$M_{x_A} := \left| \frac{3 \cdot M_{x_1} - M_{x_2}}{4} \right| \quad M_{x_A} = 22516 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

b) Momento fletor solicitante de cálculo na região central

$$M_{x_B} := \left| \frac{M_{x_1} - M_{x_2}}{2} \right| \quad M_{x_B} = 828 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

c) Momento fletor solicitante de cálculo a 3/4 do comprimento destravado

$$M_{x_C} := \left| \frac{M_{x_1} - 3 \cdot M_{x_2}}{4} \right| \quad M_{x_C} = 20860 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor máximo solicitante de cálculo

$$M_{x_{\max}} := \max(|M_{x_1}|, |M_{x_2}|) \quad M_{x_{\max}} = 44204 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

e) Fator de modificação

$$C_b := \min\left(\frac{12.5 \cdot Mx_{\max}}{2.5 \cdot Mx_{\max} + 3 \cdot Mx_A + 4 \cdot Mx_B + 3 \cdot Mx_C}, 3.0\right)$$

$C_b = 2.27$

3.1.3.5 Momento fletor de flambagem elástica

$$M_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0.039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w}\right)}$$

$M_{cr} = 3771506.46 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

3.1.3.6 Momento fletor resistente de cálculo para flambagem lateral com torção

$$M_{xRd.FLT} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \min\left[\frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right], \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}\right] & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \min\left(\frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}\right) & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

$M_{xRd.FLT} = 271504.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

3.1.4 Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{xRd} := \min(M_{xRd.FLA}, M_{xRd.FLM}, M_{xRd.FLT})$$

$M_{xRd} = 271504.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

$$\text{Verificação_flexão_x} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} \leq 1.03 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Coef}_{\text{flexão_x}} := \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} = 0.16$$

$\text{Verificação_flexão_x} = \text{"Ok!"}$

3.2 MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO NA DIREÇÃO Y

3.2.1 Flambagem local da mesa

3.2.1.1 Coeficiente k_c

$$k_c := \begin{cases} 1.0 & \text{if Tipo} = \text{"Laminado"} \\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} & \text{if Tipo} = \text{"Soldado"} \end{cases}$$

$$k_c = 0.75$$

3.2.1.2 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f}$$

$$\lambda = 6.35$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9.08$$

$$\lambda_r := \begin{cases} 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} & \text{if Tipo} = \text{"Laminado"} \\ 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} & \text{if Tipo} = \text{"Soldado"} \\ \frac{0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}}{k_c} & \end{cases}$$

$$\lambda_r = 23.54$$

3.2.1.3 Momento de plastificação

$$M_{pl} := Z_y \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 89880 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.1.4 Momento de proporcionalidade

$$M_r := W_y \cdot (f_y - \sigma_r)$$

$$M_r = 41209 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.1.5 Momento fletor de flambagem elástica

$$M_{cr} := \begin{cases} \frac{0.69 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W_y & \text{if Tipo} = \text{"Laminado"} \\ \frac{0.90 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_y & \text{if Tipo} = \text{"Soldado"} \end{cases}$$

$$M_{cr} = 565079.12 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.1.6 Momento fletor resistente de cálculo para flambagem local da mesa

$$M_{yRd.FLM} := \begin{cases} \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_T) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases}$$

$$M_{yRd.FLM} = 81709.09 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2 Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{yRd} := \min \left(1.5 \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}}, M_{yRd.FLM} \right) \qquad 1.5 \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 80277.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{yRd} = 80277.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Verificação_flexão_y} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \leq 1.03 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Coef}_{\text{flexão_y}} := \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} = 0.06$$

$$\text{Verificação_flexão_y} = \text{"Ok!"}$$

3.3 EXPRESSÕES DE INTERAÇÃO

$$\text{Interação} := \begin{cases} \frac{N_{c.Sd}}{N_{c.Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) & \text{if } \frac{N_{c.Sd}}{N_{c.Rd}} \geq 0.2 \\ \frac{N_{c.Sd}}{2 \cdot N_{c.Rd}} + \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) & \text{if } \frac{N_{c.Sd}}{N_{c.Rd}} < 0.2 \end{cases}$$

$$\text{Interação} = 0.782$$

$$\text{Verificação_flexocompressão} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \text{Interação} \leq 1.03 \\ \text{"Não passa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verificação_flexocompressão} = \text{"Ok!"}$$

4 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

4.1 FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO NA DIREÇÃO X

4.1.1 Coeficiente de flambagem cisalhante

$$k_v := \begin{cases} 5.0 & \text{if } \frac{a}{h} > 3 \vee \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_v = 5$$

4.1.2 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{h}{t_w} \quad \lambda = 28.26$$

$$\lambda_p := 1.1 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_p = 58.8$$

$$\lambda_r := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_r = 73.23$$

4.1.3 Força cortante de plastificação da alma por cisalhamento

$$V_{pl} := (d \cdot t_w) \cdot (0.60 f_y) \quad V_{pl} = 2394 \cdot \text{kN}$$

4.1.4 Resistência ao esforço cortante na direção X

$$V_{xRd} := \begin{cases} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} \quad V_{xRd} = 2176.36 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Verificação_cortante_x} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{V_{xSd}}{V_{xRd}} \leq 1.03 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Coef}_{\text{cortante}_x} := \frac{V_{xSd}}{V_{xRd}} = 0.03$$

Verificação_cortante_x = "Ok!"

4.2 FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO NA DIREÇÃO Y

4.2.1 Coeficiente de flambagem cisalhante

$$k_V := \begin{cases} 5.0 & \text{if } \frac{a}{h} > 3 \vee \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_V = 5$$

4.2.2 Índices de esbeltez

$$\lambda := \frac{h}{t_w} \quad \lambda = 28.26$$

$$\lambda_p := 1.1 \sqrt{\frac{k_V \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_p = 58.8$$

$$\lambda_T := 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_V \cdot E}{f_y}} \quad \lambda_T = 73.23$$

4.2.3 Força cortante de plastificação da alma por cisalhamento

$$V_{pl} := (2 \cdot b_f \cdot t_f) \cdot (0.60 f_y) \quad V_{pl} = 5292 \cdot \text{kN}$$

4.2.4 Resistência ao esforço cortante na direção Y

$$V_{yRd} := \begin{cases} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_T \\ 1.24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} & \text{if } \lambda > \lambda_T \end{cases} \quad V_{yRd} = 4810.91 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Verificação_cortante_y} := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \frac{V_{ySd}}{V_{yRd}} \leq 1.03 \\ \text{"Não passou!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Coef}_{\text{cortante_y}} := \frac{V_{ySd}}{V_{yRd}} = 0.05$$

Verificação_cortante_y = "Ok!"

4 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

4.1 ÍNDICE DE ESBELTEZ MÁXIMO

$$\lambda_{\max} := 200$$

4.2 ÍNDICE DE ESBELTEZ NAS DIREÇÕES PRINCIPAIS

$$\lambda_x := \frac{K_x \cdot L_x}{r_x}$$

$$\lambda_x = 13.78$$

$$\lambda_y := \frac{K_y \cdot L_y}{r_y}$$

$$\lambda_y = 35.9$$

4.3 SITUAÇÃO ELS

$$\text{ELS}_x := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \lambda_x \leq \lambda_{\max} \\ \text{"Não passa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{ELS}_y := \begin{cases} \text{"Ok!"} & \text{if } \lambda_y \leq \lambda_{\max} \\ \text{"Não passa!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

ELS_x = "Ok!"

ELS_y = "Ok!"

5 RESUMO

5.1 COMPRESSÃO

$$\text{Coef}_{\text{compressão}} = 0.59$$

Verificação_compressão = "Ok!"

5.2 FLEXÃO EM X

$$\text{Coef}_{\text{flexão_x}} = 0.16$$

Verificação_flexão_x = "Ok!"

5.3 FLEXÃO EM Y

$$\text{Coef}_{\text{flexão_y}} = 0.06$$

Verificação_flexão_y = "Ok!"

5.4 FLEXOCOMPRESSÃO

$$\text{Interação} = 0.78$$

Verificação_flexocompressão = "Ok!"

5.5 CORTANTE EM X

$$\text{Coef}_{\text{cortante_x}} = 0.03$$

Verificação_cortante_x = "Ok!"

5.6 CORTANTE EM Y

$$\text{Coef}_{\text{cortante_y}} = 0.05$$

Verificação_cortante_y = "Ok!"

5.7 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

ELS_x = "Ok!"

ELS_y = "Ok!"

6 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS PARA LANÇAMENTO NO SAP2000

6.1 ÁREA DO PERFIL

$$A_g = 354 \cdot \text{cm}^2$$

6.2 MOMENTO DE INÉRCIA EM X

$$I_x = 228338 \cdot \text{cm}^4$$

6.3 MOMENTO DE INÉRCIA EM Y

$$I_y = 33631 \cdot \text{cm}^4$$

6.4 MOMENTO DE INÉRCIA À TORÇÃO

$$I_t = 963.5 \cdot \text{cm}^4$$

6.5 ÁREA CISALHADA EM X

$$A_{\text{cis}_x} := d \cdot t_w$$

$$A_{\text{cis}_x} = 114 \cdot \text{cm}^2$$

6.6 ÁREA CISALHADA EM Y

$$A_{\text{cis}_y} := 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

$$A_{\text{cis}_y} = 252 \cdot \text{cm}^2$$

6.7 MÓDULO DE RESISTÊNCIA ELÁSTICO EM X

$$W_x = 7611 \cdot \text{cm}^3$$

6.8 MÓDULO DE RESISTÊNCIA ELÁSTICO EM Y

$$W_y = 1682 \cdot \text{cm}^3$$

6.9 MÓDULO DE RESISTÊNCIA PLÁSTICO EM X

$$Z_x = 8533 \cdot \text{cm}^3$$

6.10 MÓDULO DE RESISTÊNCIA PLÁSTICO EM Y

$$Z_y = 2568 \cdot \text{cm}^3$$

6.11 RAIOS DE GIRAÇÃO EM X

$$r_x = 25.4 \cdot \text{cm}$$

6.12 RAIÃO DE GIRAÇÃO EM Y

$$r_y = 9.75 \cdot \text{cm}$$

6.13 ALTURA DO PERFIL

$$d = 60 \cdot \text{cm}$$

6.14 LARGURA DA MESA

$$b_f = 40 \cdot \text{cm}$$

6.15 ESPESSURA DA MESA

$$t_f = 3.15 \cdot \text{cm}$$

6.16 ESPESSURA DA ALMA

$$t_w = 1.9 \cdot \text{cm}$$

Nome_seção := "P2_CVS650x252"

$$\begin{array}{llll}
 A_g := \frac{A_g}{\text{cm}^2} & I_x := \frac{I_x}{\text{cm}^4} & I_y := \frac{I_y}{\text{cm}^4} & I_t := \frac{I_t}{\text{cm}^4} \\
 A_{\text{cis}_x} := \frac{A_{\text{cis}_x}}{\text{cm}^2} & A_{\text{cis}_y} := \frac{A_{\text{cis}_y}}{\text{cm}^2} & W_x := \frac{W_x}{\text{cm}^3} & W_y := \frac{W_y}{\text{cm}^3} \\
 Z_x := \frac{Z_x}{\text{cm}^3} & Z_y := \frac{Z_y}{\text{cm}^3} & r_x := \frac{r_x}{\text{cm}} & r_y := \frac{r_y}{\text{cm}} \\
 d := \frac{d}{\text{cm}} & b_f := \frac{b_f}{\text{cm}} & t_f := \frac{t_f}{\text{cm}} & t_w := \frac{t_w}{\text{cm}}
 \end{array}$$



Worksheet

(Nome_seção A_g I_x I_y I_t A_{cis_x} A_{cis_y} W_x W_y Z_x Z_y r_x r_y d b_f t_f t_w)

APÊNDICE D

O apêndice D contém o código computacional elaborado para gerar arquivos de entrada nos padrões do programa SAP2000, com as características geométricas de seções transversais genéricas (vigas mistas) e perfis I. A linguagem de programação utilizada foi *Visual Basic for Applications* (VBA), presente nos aplicativos do pacote Office da Microsoft. Esse código foi inserido em uma planilha do programa Excel (Figura D.1) e os valores de cada uma das propriedades foram retirados automaticamente de planilhas feitas no Mathcad.

As nomenclaturas adotadas para as propriedades de seções genéricas foram as seguintes:

- Nome da seção;
- Área: área da seção transversal;
- Ief_x: momento de inércia em relação ao eixo horizontal (X) que passa pelo centroide;
- Ief_y: momento de inércia em relação ao eixo vertical (Y) que passa pelo centroide;
- It: momento de inércia à torção;
- Área cis.X: área cisalhante em relação a X;
- Área cis.Y: área de cisalhante em relação a Y;
- Wx: módulo de resistência elástico em relação a X;
- Wy: módulo de resistência elástico em relação a Y;
- Zx: módulo de resistência plástico em relação a X;
- Zy: módulo de resistência plástico em relação a Y;
- rx: raio de giração em X;
- ry: raio de giração em Y;
- Altura: altura do perfil;
- Largura: largura da mesa;
- tf: espessura da mesa (aplicável apenas para perfil I);
- tw: espessura da alma (aplicável apenas para perfil I).

Além das propriedades de cada seção, o usuário deve fornecer, basicamente, 6 dados de entrada principais: tipo de seção (viga mista ou perfil I), tipo de aço, nome do arquivo, diretório onde se deseja salvá-lo, versão do programa e a unidade de medida desejada. Após a definição de todos os dados de entrada, clicando no botão “Gerar s2k”, a macro é rodada e o arquivo é criado.

Para importá-lo no modelo do SAP2000, basta seguir o seguinte caminho: *File > Import > SAP2000 .s2k Text File*. A importação só ocorrerá com sucesso caso o tipo de material definido na planilha já esteja criado no modelo e se nenhuma outra seção presente no mesmo tenha um nome igual.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	
1																			
2			PREENCHA OS DADOS ABAIXO																
3			Tipo de seção	Viga mista															
4			Aço	CIVIL350															
5			Nome do arquivo	SAP2000															
6			Diretório	C:\teste1															
7			Versão SAP	14.0.0															
8			Unidade	cm															
9																			
10	no.	Nome da seção	Area	lef_x	lef_y	It	Área cis. X	Área cis. Y	Wx	Wy	Zx	Zy	rx	ry	Altura	Largura	tf	tf	
11	1																		
12	2																		
13	3																		
14	4																		
15	5																		
16	6																		
17	7																		
18	8																		
19	9																		
20	10																		
21	11																		
22	12																		
23	13																		
24	14																		
25	15																		
26	16																		
27	17																		
28	18																		
29	19																		
30	20																		
31	21																		
32	22																		
33	23																		
34	24																		
35	25																		
36	26																		
37	27																		
38	28																		
39	29																		
40	30																		
41																			
42																			
43																			

Figura D.1 – Planilha Excel para criação de arquivo de entrada do SAP2000 com propriedades geométricas de seções

```

'=====
'
' ARQUIVO DE ENTRADA .S2K SAP2000
'=====
'
' Declaração de variáveis públicas
Public secao As String
Public arquivo As String
Public aco As String
Public diretorio As String
Public versao As String
Public dia As String
Public hora As String
Public caminho As String
Public file As String
Public i As Integer
Public unidade As String
Public fso

Sub SAP2000()

'Leitura das variáveis
secao = Range("C3").Value           'tipo de seção
aco = Range("C4").Value             'tipo de aço
arquivo = Range("C5").Value         'nome do arquivo
diretorio = Range("C6").Value       'diretório onde o arquivo será salvo
versao = Range("C7").Value          'versão do SAP2000
unidade = Range("C8").Value         'unidade de medida das propriedades
dia = Date                          'dia
hora = Time                          'hora

arquivo = arquivo & ".s2k"

file = diretorio & "\" & arquivo

'Criar arquivo .s2k
Set fso = CreateObject("Scripting.FileSystemObject")

'Abrir arquivo .s2k gerado
Open file For Output As #1

'Chama subrotina para preenchimento do arquivo .s2k
Call Preencher

MsgBox "Arquivo gerado com sucesso!"

'Fecha o arquivo .s2k gerado
Close #1

End Sub

```

Sub Preencher()

'Inicializa o preenchimento do arquivo de importação para o SAP2000

Print #1, "File"; " "; diretório; "\"; arquivo; " "; "was saved on"; " "; dia; " "; "at"; " "; hora

Print #1,

Print #1, "TABLE: "; ""PROGRAM CONTROL""

Print #1, " ProgramName=SAP2000 Version="; versao; " ProgLevel=Advanced"; _
 " LicenseOS=Yes"; " LicenseSC=Yes"; " LicenseBR=Yes"; _
 " LicenseHT=No"; " CurrUnits="; Chr(34); KN, "; unidade; ", C; Chr(34); _
 " SteelCode=AISC-LRFD93"; " ConcCode="; Chr(34); _
 "ACI 318-05/IBC2003"; Chr(34); " AlumCode="; Chr(34); ""; "AA-ASD 2000"; _
 Chr(34); " "; "_"

Print #1, " "; "ColdCode=AISI-ASD96"; " "; "BridgeCode="; Chr(34); " "; _
 "AASHTO LRFD 2007"; Chr(34); " "; " "; "RegenHinge=Yes"

Print #1,

Print #1, "TABLE: "; Chr(34); "FRAME SECTION PROPERTIES 01 - GENERAL"; _
 Chr(34)

'Seleciona a célula B9

Range("B11").Select

'Inicializa o contador "i"

i = 0

'Enquanto a célula selecionada não ficar vazia, é feita a leitura das propriedades e o preenchimento do texto

While ActiveCell.Value <> ""

'Leitura das propriedades

secao = Cells(11 + i, 2).Value

area = Cells(11 + i, 3).Value

Iefx = Cells(11 + i, 4).Value

Iefy = Cells(11 + i, 5).Value

It = Cells(11 + i, 6).Value

Acisx = Cells(11 + i, 7).Value

Acisy = Cells(11 + i, 8).Value

Wx = Cells(11 + i, 9).Value

Wy = Cells(11 + i, 10).Value

Zx = Cells(11 + i, 11).Value

Zy = Cells(11 + i, 12).Value

rx = Cells(11 + i, 13).Value

ry = Cells(11 + i, 14).Value

altura = Cells(11 + i, 15).Value

largura = Cells(11 + i, 16).Value

'Preenchimento do texto de uma dada seção

If secao = "Viga mista" Then

'Se for viga mista

```
Print #1, " SectionName="; secao; " Material="; aco; " Shape=General"; _
" t3="; altura; " t2="; largura; " Area="; area; " TorsConst="; It; _
" I33="; Iefx; " I22="; Iefy; " AS2="; Acisx; " AS3="; Acisy; " S33="; _
Wx; " S22="; Wy; " Z33="; Zx; " Z22="; Zy; " R33="; rx; " R22="; _
ry; " ConcCol=No"; " ConcBeam=No"; " Color=White"; " TotalWt=0 _"
```

```
Print #1, " TotalMass=0"; " FromFile=No"; " AMod=1"; " A2Mod=1"; _
" A3Mod=1"; " JMod=1"; " I2Mod=1"; " I3Mod=1"; " MMod=1"; _
" WMod=1"; " Notes="; "Added "; dia; " "; hora
```

Else

'Se for perfil I

```
Print #1, " SectionName="; secao; " Material="; aco; " Shape="; Chr(34); _
"I/Wide Flange"; Chr(34); " t3="; d; " t2="; bf; " tf="; tf; " tw="; _
tw; " t2b="; bf; " tfb="; tf; " Area="; area; " TorsConst="; It; _
" I33="; Iefx; " I22="; Iefy; " AS2="; Acisx; " _"
```

```
Print #1, " AS3="; Acisy; " S33="; Wx; " S22="; Wy; " Z33="; Zx; _
" Z22="; Zy; " R33="; rx; " R22="; ry; " Color=White"; _
" FromFile=No"; " AMod=1"; " A2Mod=1"; " A3Mod=1"; _
" JMod=1"; " I2Mod=1"; " _"
```

```
Print #1, " I3Mod=1"; " MMod=1"; " WMod=1"; " Notes="; "Added "; dia; _
" "; hora
```

End If

'Seleciona a célula da linha de baixo

ActiveCell.Offset(1, 0).Select

'Incrementa o valor do contador

i = i + 1

Wend

Print #1, "END TABLE DATA"

Close #1

End Sub