

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Estudo de diferentes metodologias para dimensionamento de vigas
celulares mistas de aço e concreto**

Luiza Girelli Chitolina

Porto Alegre
2022

LUIZA GIRELLI CHITOLINA

**ESTUDO DE DIFERENTES METODOLOGIAS PARA
DIMENSIONAMENTO DE VIGAS CELULARES MISTAS DE
AÇO E CONCRETO**

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

Porto Alegre
2022

LUIZA GIRELLI CHITOLINA

**ESTUDO DE DIFERENTES METODOLOGIAS PARA
DIMENSIONAMENTO DE VIGAS CELULARES MISTAS DE
AÇO E CONCRETO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 21 de dezembro de 2022

Prof. Inácio Benvegnú Morsch
Dr. pela Universidade Federal do Rio grande do Sul
orientador

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Herbert Martins Gomes (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Moacir Kripka (UPF)
Dr. pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo

Dedico este trabalho a todos que me apoiaram durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao Prof. Inácio Benvegnú Morsch, não apenas pela orientação deste trabalho, mas também pelos conselhos e incentivos ao longo desta trajetória. Faço um agradecimento também ao colega Matheus Benincá, cuja dissertação baseou este estudo, pelo fornecimento dos *scripts*, e, principalmente, pela disponibilidade para responder minhas dúvidas. Ao colega Guilherme pela parceria no compartilhamento das angústias e contentamentos durante o curso. À equipe do PPGEC, pela oportunidade de participar de um curso de pós-graduação com grande reconhecimento e também por todos os aprendizados deste período.

Agradeço à minha família, por todo carinho, apoio e compreensão nesses anos. Gratidão especial aos meus pais, Airton e Márcia, e tios, Luciana e Odilon, pelo incentivo e suporte em todas as minhas realizações. Aos meus avós, pela energia positiva enviada, mesmo que à distância. À minha irmã, Letícia, pelos momentos de descontração.

Sou grata a todos amigos que torceram por mim nessa trajetória. Destaque para Henrique, Júlia e Paola, os maiores ouvintes das minhas histórias tristes com finais felizes. Agradeço ao André pela paciência e suporte emocional, além das inúmeras leituras deste texto. Um agradecimento especial às colegas e amigas Caroline e Rafaella, com quem divido alegrias e tristezas desde a graduação. Obrigada gurias, sem vocês esse mestrado não teria acontecido.

Agradeço também aos chefes e mestres, Eduardo e Felipe, pela compreensão e apoio na dedicação partilhada entre trabalho e estudos, que possibilitou a realização deste mestrado. Sou grata também por todos incentivos e ensinamentos compartilhados ao longo do meu período na Vanguarda Engenharia.

O sucesso é a soma de pequenos esforços repetidos dia
após dia.
Robert Collier

RESUMO

CHITOLINA, L. G. **Estudo de diferentes metodologias para dimensionamento de vigas celulares mistas de aço e concreto.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

Vigas mistas de aço e concreto consistem na associação de um perfil metálico com uma laje de concreto, unidos por conectores de cisalhamento. Seu uso é vantajoso pois combina as propriedades mecânicas dos dois materiais, tornando a estrutura mais rígida e capaz de vencer maiores vãos. Outra forma de melhorar o desempenho vigas de aço em situações com grandes vãos é através de vigas alveolares. Nelas, os perfis são cortados em padrões específicos, deslocados e reunidos, resultando numa seção mais alta com a mesma quantidade de material. A união dessas duas soluções através de vigas mistas alveolares pode ser vantajosa, porém tem seu uso limitado pela escassez de considerações específicas nas normas brasileiras e internacionais. Isso ocorre pois vigas mistas alveolares apresentam modos de falha diferentes das vigas mistas de alma cheia e também dos perfis alveolares isolados. Este trabalho objetivou investigar o comportamento de diferentes metodologias para dimensionamento de vigas mistas com aberturas circulares na alma através das abordagens simplificadas e de um modelo em elementos finitos. Também se avaliou a influência do vão, razão de expansão, distribuição das aberturas, grau de conexão, resistência do aço e do concreto no modo de colapso principal de cada seção e seu carregamento associado. Para o dimensionamento simplificado foram elaboradas planilhas de cálculo em Excel com as metodologias de Ward (1990), Lawson e Hicks (2011) e AISC (2016b). Já para a simulação numérica, foi utilizado o *software ANSYS*. No total 216 vigas foram simuladas numericamente e 459 foram verificadas pelas planilhas. Concluiu-se que a expansão das seções foi vantajosa para casos com relação entre vão e altura próxima a 20. De modo geral, os modelos simplificados tiveram resultados mais conservativos que o numérico para o ELU e mais arrojados para o ELS. Dentre eles, recomenda-se o uso das formulações de Lawson e Hicks (2011) combinadas com Panedpojaman *et al.* (2014). A largura efetiva da laje de concreto também foi observada, constatando-se que a presença das aberturas não alterou significativamente a forma com que as tensões se distribuem na largura da laje. Já a mudança no grau de conexão de total para parcial teve mais impacto nos vãos curtos.

Palavras-chave: *vigas mistas de aço e concreto; vigas celulares mistas; largura efetiva da laje; método dos elementos finitos.*

ABSTRACT

CHITOLINA, L. G. **Study of different design methods for steel-concrete composite cellular beams.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

Steel-concrete composite beams consist on the association of a steel profile with a concrete slab, united by shear connectors. Its use is advantageous as it combines the mechanical properties of both materials, making the structure stiffer and able to overcome larger spans. Another way to improve the performance of steel beams in situations with large spans is through alveolar beams. In them, the profiles are cut in specific patterns, shifted and reunited, resulting in a taller section with the same amount of material. The union of these solutions through composite alveolar beams can be useful, but its use is limited by the shortage of specific considerations on Brazilian and international standards. This happens because composite alveolar beams present different failure modes than composite beams with full web and isolated alveolar profiles. This work aimed to investigate the behavior of different methodologies for design of composite beams with circular openings on the web through simplified approaches and a finite element model. It also evaluated the influence of the span, rate of expansion, distribution of the openings, degree of connection, steel and concrete resistance on the main mode of failure of each section and its associated loading. For the simplified design, Excel spreadsheets were elaborated with the methodologies of Ward (1990), Lawson and Hicks (2011) and AISC (2016b). For the numerical simulation, the software ANSYS was used. Overall, 216 beams were simulated numerically and 459 were verified by the sheets. It was concluded that the expansion of the sections was advantageous for the cases with rate between span and height close to 20. Generally, the simplified models had more conservative results for the ULS and bolder for SLS. Among them, it is recommended the use of Lawson and Hicks (2011)'s formulations combined with Panedpojaman *et al.* (2014). The effective length of the slab was also observed, verifying that the presence of opening didn't affect the way the tensions distributed over the width of the slab significantly. The changes on the degree of connection from full to partial had more impact on short spans.

Keywords: steel-concrete composite beams; composite cellular beams; effective width of slab; finite elements method.

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

AASHTO – American Association Of State Highway Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AISC – American Institute of Steel Construction

ANSYS – Analysis Systems Incorporated

APDL – ANSYS Parametric Design Language

ASCE – American Society of Civil Engineers

ASTM - American Society for Testing and Materials

BSI – British Standards Institution

CEB – Comité Euro-International du Béton

CEMACOM - Centro de Mecânica Aplicada e Computacional

CEN – European Committee for Standardization

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

FIB – Fédération Internationale du Béton

FORTTRAN - IBM Mathematical Formula Translation System

NBR – Norma Brasileira

PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

LISTA DE SÍMBOLOS

A_a	área do perfil de aço na seção da abertura
A_{crit}	soma da área dos tês superior e inferior na seção crítica
A_{cs}	área da seção do conector
A_f	área da mesa superior do perfil
A_s	área de armadura de tração da laje
$A_{tê-crit}$	área do tê na seção crítica
A_{t-t}	área da região tracionada do tê superior
A_v	área resistente do concreto
A_w	área da seção central do montante da alma
A_{wp}	área da alma do perfil
A_{wt}	área da alma do tê
b_{ef}	largura efetiva da laje
b_{efec}	largura efetiva da laje para efeitos de cortante
b_f	largura da mesa do perfil
b_n	distância entre nervuras da laje
b_s	largura do montante da alma na linha neutra plástica
b_w	largura do montante da alma
C_{ad}	força de compressão no perfil de aço
C_{v1}	fator de redução da resistência ao cisalhamento pós-flambagem
C_{v2}	Coefficiente de flambagem por cisalhamento da alma.
C_w	constante de empenamento da seção
C_1	força axial atuante no concreto
d	altura total do perfil original
D_0	diâmetro da abertura
$d_{efec_{comp}}$	profundidade efetiva da seção composta
$d_{efec_{noncomp}}$	profundidade efetiva da seção não composta
d_g	altura do perfil expandido
d_p	profundidade do tê em tração ou compressão
d_t	altura do tê
E	módulo de elasticidade longitudinal do aço
E_c	módulo de elasticidade do concreto
e_{mh}	distância da face do fuste do conector à borda da alma da nervura, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector
f'_c	resistência a compressão do concreto
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto
f_{ck}	resistência característica a compressão do concreto
F_{cr}	tensão crítica de flambagem
f_{ctd}	resistência ao cisalhamento de cálculo do concreto
F_e	tensão elástica de flambagem
F_{hd}	força de cisalhamento de cálculo do sistema
f_{ucs}	resistência última do aço utilizado no conector
f_y	tensão de escoamento do aço
f_{yd}	resistência de escoamento de cálculo do aço
G	módulo de elasticidade transversal do aço
h	altura da alma do perfil menos o raio de filetagem
h_0	altura do alvéolo
h_{ef}	distância entre os centroides dos tês superior e inferior
h_r	altura da nervura da laje
h_t	altura do tê
h_{tef}	altura efetiva da laje
h_{wt}	altura da alma do tê
I_{red}	momento de inércia reduzido da seção de aço
I_{tr}	momento de inércia da seção mista

$I_{xtê}$	momento de inércia de área em x do tê
I_y	momento inércia em torno do eixo y
J	constante de torção da seção
k_0	fator de modificação para aberturas longas
k_v	coeficiente de flambagem da mesa do perfil
L	vão da viga
$l_{0,ef}$	comprimento efetivo do tê para aberturas circulares
L_c	comprimento efetivo do elemento a flambagem na direção considerada
l_e	comprimento efetivo da abertura para mecanismo Vierendeel
L_e	comprimento do trecho da viga com momento positivo
L_p	comprimentos limites sem restrição lateral para o estado limite de escoamento
L_r	comprimentos limites para flambagem lateral com torção inelástica
l_w	comprimento de flambagem do montante da alma
M'	momento fletor atuante na seção crítica
M_c	momento fletor resistente
M_{cr}	resistência à flexão nominal para o estado limite de flambagem lateral com torção
M_e, M_{el}	momento elástico global e do perfil de aço
$M_{máx}$	momento máximo resistente do montante
M_n	momento nominal resistente
M_{pl}	momento de plastificação da seção mista
M'_{pl}	momento de plastificação na seção crítica para seções compactas
M_r	momento fletor atuante no ponto
M_{rd}	momento fletor resistente da seção
M_s	momento fletor solicitante
M_{sd}	momento fletor solicitante de cálculo na seção
M_{sh}	momento solicitante no montante da alma
$M_{t-bot,nv,rd}$	resistência à flexão do tê inferior, reduzida devido a presença simultânea de esforços de tração e cortante
$M_{t-top,nv,rd}$	resistência à flexão do tê superior, reduzida devido a presença simultânea de esforços de compressão e cortante
$M_{vc,rd}$	momento fletor resistente devido à ação mista
$M_{vc,rd}$	resistência da seção composta à flexão de Vierendeel
M_{vr}	momentos de Vierendeel
$M_{wp,rd}$	momento fletor resistente do montante da alma
M_y	momento de escoamento sobre o eixo de flexão
N'	esforço normal na seção crítica
n_0	número de aberturas ao longo da viga
$N_{c,rd}$	resistência a compressão da seção mista
$N_{pl,rd}$	esforço axial resistente plástico da seção.
N_{rd}	resistência axial do tê
N'_{rd}	área da seção crítica multiplicada pela tensão de escoamento do aço
N_s	número total de conectores ao longo da viga
N_{sc}	número de conectores entre a extremidade da viga e o centro da abertura considerada
N_{sd}	esforço axial solicitante no tê
$N_{t-bot,rd}$	resistência à tração do tê inferior
$N_{wp,rd}$	esforço de compressão resistente no montante
$N_{wp,sd}$	esforço de compressão atuante no montante
P_c	esforço axial resistente
P_n	resistência nominal a compressão
P_r	esforço axial solicitante
q	densidade de conectores na viga
Q_n	resistência nominal de um conector
Q_{rd}	força resistente de cálculo dos conectores de cisalhamento
q_{ser}	carga total da viga no estado limite de serviço
r	menor raio de giração do tê
R	raio da abertura
\bar{r}_0	raio de giração polar em torno do centro de cisalhamento
R_g	coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores

R_p	coeficiente para consideração da posição do conector
S	distância entre aberturas ou passo
T_0	força axial adicional
T_1	força axial de tração
t_c	espessura da capa da laje
t_f, t_w	espessura da mesa e da alma do perfil
t_{wef}	espessura efetiva da alma do tê
V_c	resistência ao cisalhamento disponível no concreto
$V_{c,rd}$	esforço cortante vertical resistente por metro de comprimento da laje
$V_{h,p}$	esforço cortante horizontal que leva o montante à plastificação
V_n	resistência nominal da seção ao cisalhamento
V_{nc}	resistência à punção do concreto
V_r	força de cisalhamento solicitante global
V_{rd}	resistência útil da seção ao cisalhamento
V_{s-net}	força de cisalhamento líquida usada para calcular os esforços de Vierendeel
V_{sd}	esforço cortante solicitante
V_{sh}	cisalhamento horizontal solicitante
$V'_{t,rd}$	esforço cortante resistente na seção crítica
$V'_{t,sd}$	esforço cortante solicitante na seção crítica
$V_{wp,rd}$	esforço cortante longitudinal resistente do montante da alma
$V_{wp,sd}$	esforço cortante longitudinal
W	módulo resistente da seção
W_{xc}	módulo resistente elástico relativo à mesa comprimida
x_0, y_0	coordenadas do centro de cisalhamento em relação ao centroide
X_i	distância entre a extremidade da viga e o ponto considerado
\bar{y}	posição do centro de gravidade do tê
y_0	distância do centro de gravidade do cordão à borda superior do alvéolo
y_1 a y_5	flechas parciais devido aos esforços no tê e no montante
y_c	centro de gravidade da seção comprimida, medido em relação à extremidade da mesa superior
Y_c	altura da laje solicitada pelo esforço T_1
y_p	posição da linha neutra plástica, medida em relação a fibra superior da mesa
y_s	posição da linha neutra plástica medida em relação ao centro da viga
y_t	centro de gravidade da seção tracionada, considerado em relação à extremidade da mesa inferior
$\bar{y}_{tee-bot}$	distância da fibra inferior ao centroide do tê inferior
z_{el}	posição da linha neutra elástica
z_t	distância entre a fibra da extremidade e o centroide do tê considerado
z_{Tt}	posição do centro de gravidade dessa região em relação à linha neutra plástica
γ_{a1}	coeficiente de ponderação da resistência
γ_{cs}	coeficiente de ponderação da resistência do conector
β	fator de ajuste de Grilo
δ	flecha da viga
δ_{ad}	flecha adicional pela presença de aberturas na alma
δ_{pa}	flecha na metade da primeira abertura da viga
δ_{sf}	flecha da seção final da viga
$\Delta N_{c,rd}$	força resistente fornecida pelos conectores posicionados sobre a abertura
ΔN_{cs}	força resistente fornecida pelos conectores entre duas aberturas consecutivas
λ_0	índice de esbeltez reduzido do montante da alma
λ_{pf}	limite de esbeltez para mesa compacta
λ_{rf}	limite de esbeltez para mesa não compacta
Λ	esbeltez da mesa
μ	taxa de utilização da seção para o cortante
η_i	grau de interação da viga mista
τ_{rd}	tensão de cisalhamento resistente de cálculo
ϕ_c	fator de resistência à compressão
ϕ_v	fator de resistência ao cisalhamento
ρ	relação entre a área da seção da armadura de tração da laje e a área resistente do concreto.
χ	fator de redução associado à resistência a compressão

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	JUSTIFICATIVA	19
1.2	OBJETIVOS	20
1.3	METODOLOGIA	20
1.4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2	VIGAS ALVEOLARES E ALVEOLARES MISTAS	29
2.1	GEOMETRIA DOS PERFIS ALVEOLARES	29
2.2	MODOS DE FALHA DAS VIGAS ALVEOLARES	34
2.3	VIGAS ALVEOLARES MISTAS.....	38
2.4	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS ALVEOLARES MISTAS	43
3	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS CELULARES MISTAS.....	49
3.1	STEEL DESIGN GUIDE 31 (AISC)	49
3.2	WARD	62
3.3	LAWSON E HICKS	74
3.4	OUTROS MÉTODOS: INSTABILIDADE DO MONTANTE DA ALMA.....	89
3.5	OUTROS MÉTODOS: LARGURA EFETIVA DA LAJE.....	92
4.	PLANILHA DE CÁLCULO	95
4.1	DADOS DE ENTRADA.....	95
4.2	VERIFICAÇÕES	98
5	MODELO NUMÉRICO	99
5.1	ELEMENTOS E MATERIAIS	99
5.2	GEOMETRIA E MALHA	101
5.3	CONDIÇÕES DE CONTORNO	108
5.4	SOLUÇÃO.....	110
5.5	CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO	113
6	COMPARAÇÃO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS ...	122
6.1	EXEMPLO 1	122

6.2	EXEMPLO 2.....	125
6.3	EXEMPLO 3.....	128
7	VIGAS ESTUDADAS	131
7.1	<i>ESTUDO COMPARATIVO.....</i>	<i>134</i>
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	168
8.1	<i>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</i>	<i>170</i>
	REFERÊNCIAS	172
	ANEXO A – CATÁLOGO LAJE STEEL DECK.....	179
	APÊNDICE A – EXEMPLOS PARA VALIDAÇÃO DA PLANILHA DE CÁLCULO	180
	APÊNDICE B – RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	189
	APÊNDICE C – LARGURA EFETIVA DA LAJE	214

1 INTRODUÇÃO

O uso de estruturas mistas de aço e concreto vem sendo cada vez mais difundido e se mostra vantajoso pelo fato de explorar as melhores propriedades mecânicas de cada material envolvido, tornando as estruturas mais eficientes. Um modelo muito utilizado desse tipo de estrutura é a chamada viga mista de aço-concreto. De acordo com Pfeil e Pfeil (2013), esta é formada pela associação de um perfil metálico com uma laje de concreto, sendo esses elementos unidos por meio de conectores mecânicos, conforme ilustrado na Figura 1.1. Assim, a estrutura mista se torna mais rígida e apresenta deformações menores quando comparada com estruturas não compostas.

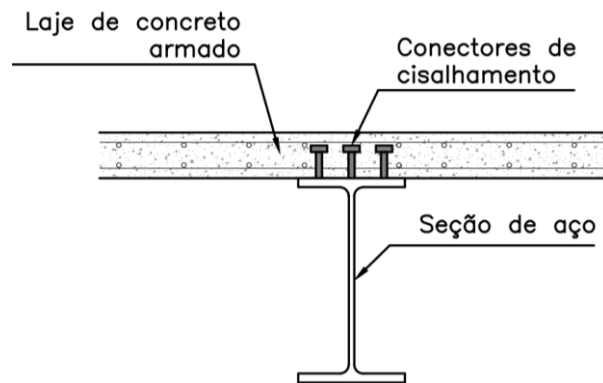
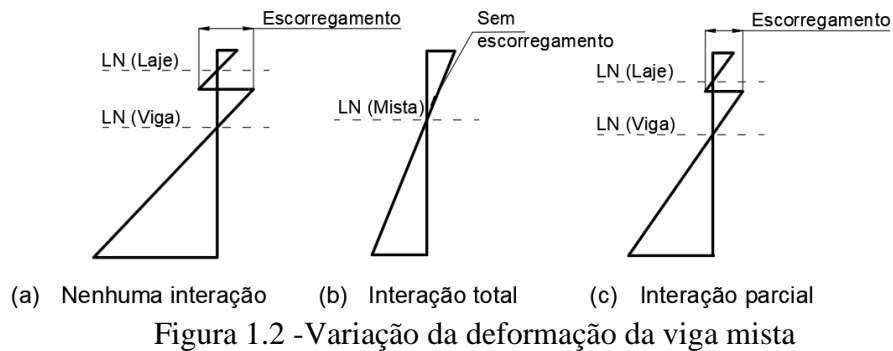


Figura 1.1- Viga mista de aço e concreto

McCormac e Csernak (2011) explicam que uma vantagem específica do uso de vigas mistas de aço e concreto é o aproveitamento da resistência do concreto à compressão, enquanto o perfil de aço fica submetido principalmente à tração. Esse comportamento é particularmente benéfico no caso de vigas biapoimadas, visto que nesses casos o diagrama de momentos fletores é somente positivo, ou seja, o elemento sofre tração na região inferior (perfil metálico) e compressão na superior (laje de concreto).

Para garantir o comportamento conjunto dos diferentes componentes, são utilizados elementos mecânicos denominados conectores de cisalhamento. Segundo Pfeil e Pfeil (2013), esses elementos têm como função absorver os esforços cisalhantes horizontais que se desenvolvem longitudinalmente na interface da laje com a mesa do perfil de aço, além de impedir a separação física destes. Existem diversos tipos de conectores que podem ser empregados, sendo os mais comuns e previstos na NBR 8800 (ABNT, 2008) os do tipo *stud-bolt* (pinos com cabeça) e os perfis U laminados formados a frio.

Dependendo da quantidade de conectores utilizados e de sua resistência ao cisalhamento, a interação entre a laje e a viga pode ser classificada como total ou parcial. No caso da interação total, não há deslizamento relativo entre a viga e a laje, enquanto na parcial isso ocorre, como pode ser visto na Figura 1.2.



No caso de vigas mistas aplicadas a edificações, é comum o uso do sistema de formas incorporadas, conforme ilustrado na Figura 1.3. Esse sistema consiste em chapas de aço corrugadas que são utilizadas como formas e permanecem após a concretagem e cura do concreto, aumentando a velocidade de execução da estrutura e contribuindo para a resistência da laje.

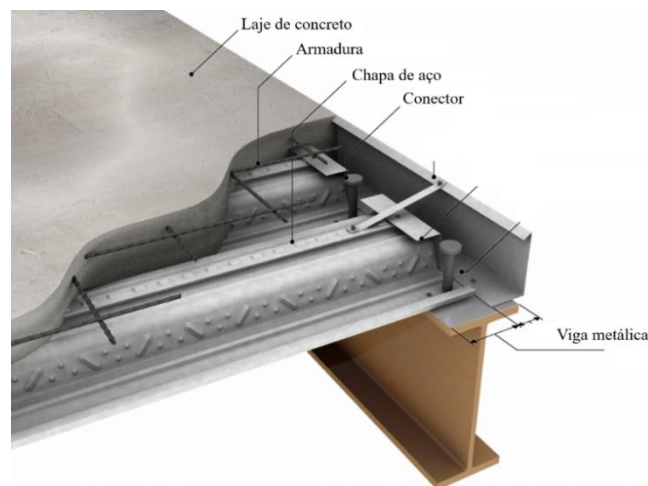


Figura 1.3 - Sistema misto com *steel deck* (adaptado de MPIL STEEL STRUCTURES, 2021).

Outra maneira interessante de obter estruturas mais leves em situações com grandes vãos e cargas distribuídas é o uso de vigas com aberturas sequenciais na alma. Tais aberturas podem ser chamadas de alvéolos, levando esse tipo de viga a ser conhecido como viga alveolar. Ela consiste em um perfil I laminado cortado longitudinalmente seguindo um padrão específico, de modo que suas metades possam ser deslocadas e reunidas por soldagem, formando um perfil com uma altura superior ao original, conforme Figura 1.4. Seu processo de fabricação

possibilita diversas geometrias para os alvéolos e as vigas são classificadas segundo sua tipologia. De acordo com Veríssimo *et al.* (2012), as mais usuais são as vigas celulares, em que o alvéolo tem formato circular, e as vigas casteladas, com formato hexagonal.

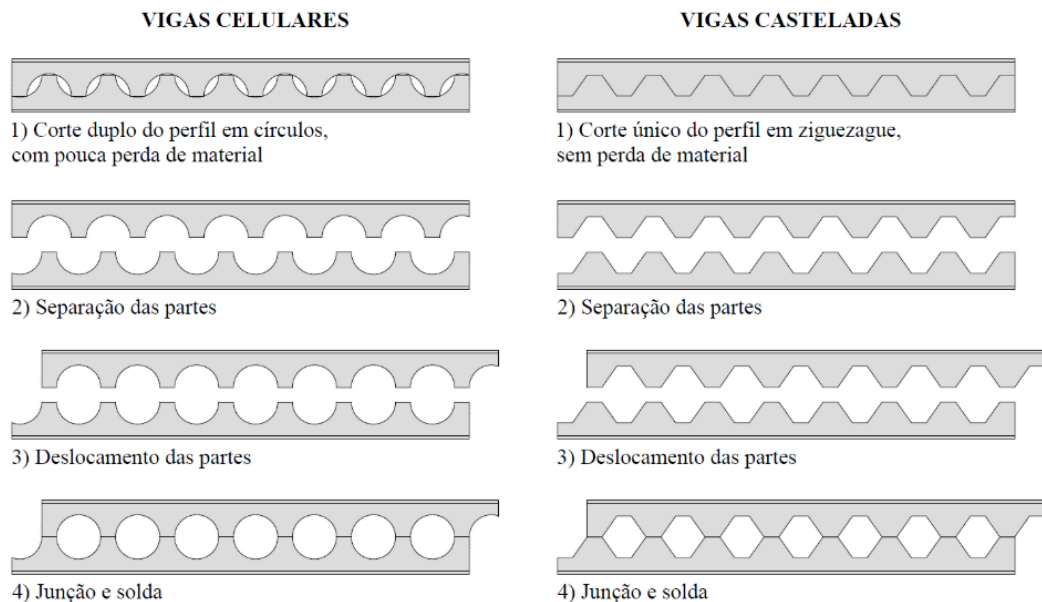


Figura 1.4 - Produção de vigas celulares e casteladas (BENINCÁ, 2019)

Essa variabilidade geométrica é uma das principais vantagens desse tipo de viga, pois a torna arquitetonicamente atrativa, além de permitir a passagem de tubos e dutos por suas aberturas, facilitando os projetos complementares da edificação. Estruturalmente, o aumento da altura da seção leva ao aumento de sua inércia e rigidez à flexão, melhorando o desempenho da viga quanto às deformações longitudinais, permitindo que ela vença vãos maiores com a mesma quantidade de aço em comparação com uma viga de alma cheia.

Entretanto, de acordo com Brinkhus (2015), a redução da seção na região dos alvéolos tem como consequência uma redução na resistência ao cisalhamento, fazendo com que vigas alveolares não sejam indicadas para situações com cargas concentradas significativas. Desse modo, seu uso é mais adequado para estruturas com cargas distribuídas e com grandes vãos, onde o critério predominante para o dimensionamento é o de flecha máxima. Alguns exemplos de estruturas onde a aplicação de vigas alveolares é vantajosa são edifícios garagem e galpões industriais, além de estruturas de coberturas de shoppings, supermercados e ginásios, entre outros.

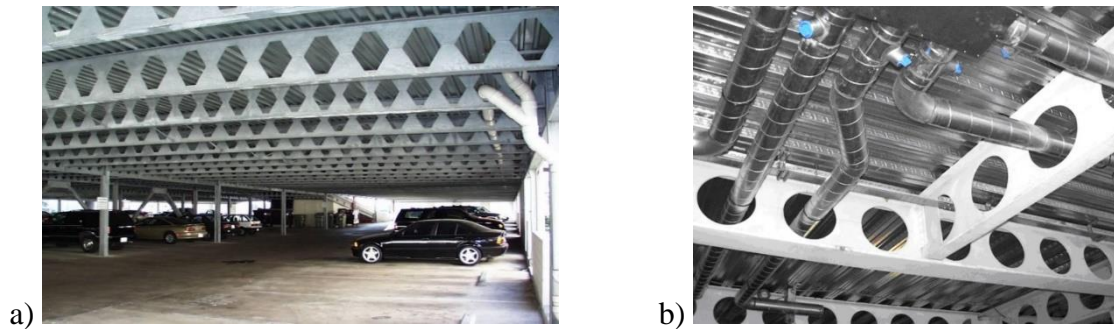


Figura 1.5 - (a) Uso de viga castelada em edifício garagem; (b) Passagem de tubulação por viga celular (VERÍSSIMO *et al.*, 2012)

Segundo Benincá (2019), uma forma de otimizar as estruturas e racionalizar o uso dos materiais envolvidos é realizar a união dos sistemas já citados através do uso de vigas mistas cujos perfis metálicos são alveolares, formando as chamadas vigas alveolares mistas. Badke-Neto, Calenzani e Ferreira (2015) destacam que devido ao aumento de rigidez à flexão das vigas alveolares em relação às de alma cheia, vigas alveolares mistas são capazes de superar vãos maiores que as vigas mistas convencionais. De maneira análoga, a contribuição da laje de concreto permite que as vigas mistas alveolares apresentem maior resistência que vigas alveolares isoladas sob mesmas condições de carregamento.

Assim, o uso dessa combinação estrutural vem sendo cada mais difundido ao redor do mundo. Entretanto, Ferreira, Martins e De Nardin (2020) destacam que seu emprego é limitado no Brasil, devido principalmente a falta de conhecimento dos engenheiros e arquitetos sobre o assunto e a dificuldade de incluir perfis alveolares nas normas técnicas nacionais e internacionais. Nas figuras 1.6 e 1.7, é possível observar algumas aplicações de vigas alveolares mistas.



Figura 1.6 - Viga alveolar com conectores de cisalhamento à espera da concretagem da laje (CONSTRUCTALIA, 2008)



Figura 1.7 - Viga alveolar mista em edifício garagem (MCLAUGHLIN; HARVEY, 2017)

Apesar das diversas vantagens obtidas pela união da laje de concreto com a viga alveolar de aço, Gonçalves (2015) salienta que a combinação altera os modos de falha da viga, além de possibilitar novos modos de colapso. Em seu estudo, Redwood (2000) abordou os efeitos da ação composta do concreto na viga alveolar, concluindo que em algumas situações, pode haver aumento tanto na resistência à flexão quanto ao cisalhamento da viga alveolar mista em relação à isolada, porém, esse aumento é limitado por determinados modos de falha que surgem com a combinação dos elementos.

Assim, para que se possa tirar proveito de seus benefícios de maneira segura, os modos de falha das vigas alveolares mistas devem ser estudados e normatizados. Destaca-se que as principais normas brasileiras e internacionais abordam o uso de estruturas mistas de aço e concreto, porém não tratam do caso específico das vigas alveolares nessa situação. Dessa forma, diversos estudos, tanto numéricos quanto experimentais, vêm sendo realizados com o objetivo de aprimorar a compreensão do comportamento desses elementos. Nesse contexto, o presente trabalho avalia a aplicação dos procedimentos simplificados existentes em comparação com resultados obtidos pelo método dos elementos finitos.

1.1 JUSTIFICATIVA

O uso de vigas mistas alveolares mostra-se vantajoso em diversas situações de projeto, pois essa combinação permite que a estrutura vença maiores vãos com um menor consumo de materiais, além de possibilitar uma execução mais rápida e racional.

Entretanto, apesar de abordarem estruturas mistas de aço e concreto em suas definições, os principais códigos normativos brasileiros e internacionais não apresentam considerações específicas para vigas mistas alveolares. Assim, é necessário dar continuidade aos estudos

realizados sobre o tema, aperfeiçoando as formulações propostas na literatura e avaliando as diversas variáveis que podem influenciar no seu comportamento. Nesse contexto, esse trabalho se justifica pela contribuição na validação e aprimoramento de formulações propostas para o dimensionamento desse tipo de estrutura.

1.2 OBJETIVOS

Esse trabalho tem como principal objetivo a avaliação de formulações simplificadas presentes na literatura para dimensionamento de vigas celulares mistas, comparando com resultados obtidos numericamente, visto que o tema não é abordado diretamente pelos principais códigos normativos vigentes.

Ademais, o trabalho busca realizar um estudo paramétrico, com variações na geometria da viga de modo a analisar a influência dos alvéolos no comportamento da viga e na determinação da largura efetiva da laje de concreto. Também deve-se estudar a influência da resistência do aço e concreto empregados nos modos de falha da seção. Por fim, deseja-se realizar uma comparação as vantagens e desvantagens do uso de vigas alveolares e vigas de alma cheia, observando quando é interessante realizar a expansão do perfil.

1.3 METODOLOGIA

O desenvolvimento desta pesquisa está baseado em três frentes de trabalho. A primeira corresponde a uma pesquisa sobre os procedimentos simplificados existentes para o dimensionamento de vigas mistas alveolares. Essa pesquisa tem como foco a norma NBR 8800, além da AISC 360-16 e Eurocode 3 e 4. Além disso, também se tem como referência outros procedimentos de cálculo propostos por Ward (1990) e Lawson e Hicks (2011). Já a segunda frente trabalho compreende a elaboração de uma planilha Excel com os procedimentos de dimensionamento considerados mais representativos. Por fim, a terceira frente de trabalho consiste em desenvolver um estudo paramétrico de vigas alveolares mistas. Entre outros objetivos, busca-se estudar a influência dos alvéolos no comportamento da viga mista, avaliando aspectos como a largura efetiva da laje e a distribuição do esforço cortante. Para isso, o estudo foi desenvolvido aplicando-se o software ANSYS disponível no CEMACOM, empregando o *script* customizado desenvolvido por Benincá (2019).

1.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O estudo do comportamento e modelagem de vigas mistas é um tema complexo e de grande relevância, por envolver uma quantidade significativa de variáveis no problema. Desse modo, foram realizados diversos trabalhos abordando o assunto, buscando aprimorar a simulação numérica do comportamento real dessas estruturas e possibilitar o desenvolvimento de formulações simplificadas para seu dimensionamento de forma segura e econômica. Os itens a seguir apresentam brevemente algumas pesquisas realizadas sobre os temas vigas mistas e vigas alveolares ao longo dos anos.

1.4.1 Pesquisas desenvolvidas no CEMACOM

O tema vigas mistas de aço e concreto vem sendo abordado por diversos trabalhos do laboratório CEMACOM/PPGEC da UFRGS, sendo o principal foco a modelagem numérica desse tipo de estrutura. Essa linha de pesquisa teve início com Tamayo (2011), que desenvolveu e implementou um código computacional capaz de realizar a análise de vigas mistas de aço e concreto para cargas de curta duração no regime elástico, considerando o comportamento não linear dos materiais envolvidos. Para isso, foi empregada a linguagem Fortran90 e a estrutura foi modelada através de elementos finitos de casca (laje e viga) e de barra (conectores). O código resultante serviu de base para o programa VIMIS, sendo validado através de comparações com dados experimentais de outras pesquisas.

Dias (2013) deu continuidade ao desenvolvimento do código computacional e implementou a análise dos efeitos de longa duração em estruturas mistas, utilizando os modelos de fluência e retração do concreto conforme o código modelo CEB-FIP 90. Além do código desenvolvido por Tamayo (2011), também foi utilizado o *software* GiD para definição dos dados de entrada relativos à geometria e malha da estrutura e para visualização dos resultados obtidos.

Moreno (2016) contribuiu com a análise dos efeitos de longa duração implementando novos modelos de fluência e retração. Além disso, estudou a protensão interna do tipo aderente aplicada sob a laje de concreto. Já Wayar (2016) avaliou e implementou a protensão externa na estrutura.

Reginato (2017) utilizou o código VIMIS para estudar a largura efetiva da laje que deve ser considerada em estruturas mistas, comprovando a capacidade do modelo numérico de simular

o efeito *shear lag*. Assim, os principais procedimentos numéricos encontrados na literatura para a avaliação da largura efetiva foram implementados no código já mencionado.

Franco (2018) implementou sub-rotinas no código para considerar a protensão interna aderente ou não aderente na laje de concreto. Além disso, buscando minimizar o tempo de processamento, incluiu o solver PARDISO, que reduz o uso de memória computacional para o armazenamento da matriz de rigidez e resolve sistemas lineares através de memória distribuída entre multiprocessadores.

Sánchez (2020) analisou a influência do comportamento não linear geométrico no desempenho das vigas mistas. Assim, complementou a formulação existente no VIMIS por meio de uma abordagem Lagrangeana total, levando à alteração da formulação dos elementos finitos implementados para considerar uma parcela de rigidez geométrica e atualização de variáveis cinemáticas.

Mais recentemente, Miranda (2022) modificou o programa com o objetivo de realizar a análise de pontes em estruturas mistas ao longo de seu faseamento construtivo. Tal estudo levou em consideração efeitos diferidos decorrentes da fluência e retração do concreto e também da relaxação do aço da protensão.

Paralelamente aos estudos associados com o código VIMIS, foi desenvolvida outra linha de pesquisa sobre vigas mistas no CEMACOM. Brinkhus (2015) desenvolveu um estudo analítico-numérico do comportamento de vigas casteladas isoladas e mistas. Foi proposta uma formulação simplificada para o dimensionamento desse tipo de elemento estrutural, com validação por meio da modelagem no *software* ANSYS. Já Linhares (2015) estudou o processo de análise e dimensionamento de uma viga mista aplicada a um tabuleiro de ponte.

Schmitz (2017) desenvolveu um modelo numérico para análise de vigas mistas no ANSYS, customizando o *software* por meio da rotina *usermat*, baseada nos trabalhos de Lazzari (2015) e Lazzari *et al.* (2016) para o modelo de concreto implementado. O código customizado foi validado e aplicado na modelagem de uma estrutura de ponte.

Mittelstadt Jr. (2017) estudou o comportamento de vigas mistas em situações em que a aplicação da não linearidade geométrica é de maior importância através da incorporação de imperfeições geométricas iniciais ao perfil. Este estudo foi desenvolvido empregando o

software ANSYS. Paralelamente implementou uma atualização de coordenadas no VIMIS e estudou a viabilidade de uma abordagem simplificada

Por fim, Benincá (2019) desenvolveu um modelo parametrizado de elementos finitos para a modelagem de vigas mistas no ANSYS, com ênfase no estudo de vigas alveolares isoladas e mistas. Para isso, utilizou elementos de casca para o perfil de aço da viga e para a chapa *steel deck*, enquanto para a laje foram utilizados sólidos hexaédricos para o concreto e armadura do tipo incorporada, já os conectores foram modelados em elementos de mola não linear. Para captar os efeitos da instabilidade local, foram adicionadas imperfeições geométricas iniciais ao perfil por meio da combinação de modos de instabilidade. Apesar de terem sido realizados testes com o *usermat*, o modelo constitutivo adotado para o concreto foi o DP-Concrete, nativo do ANSYS.

Na Figura 1.8 é possível visualizar a linha do tempo das pesquisas citadas, separando em duas linhas de pesquisa diferentes. O presente trabalho busca dar continuidade e contribuir para o aprimoramento das pesquisas já realizadas no CEMACOM.

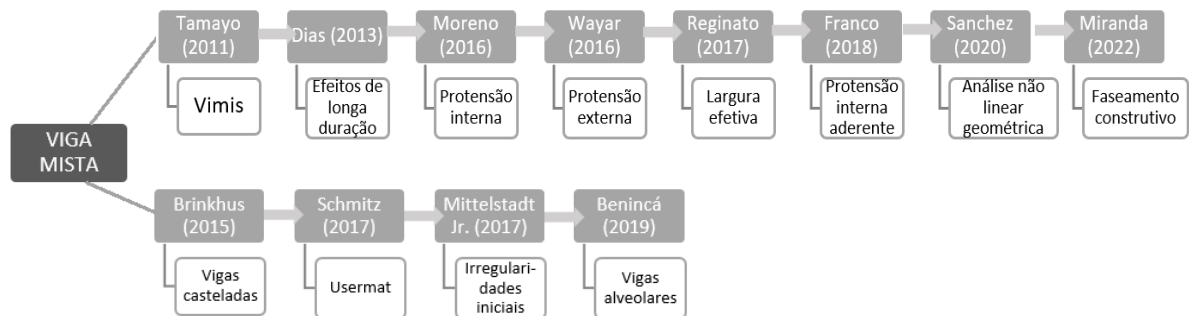


Figura 1.8 - Trabalhos realizados no CEMACOM

1.4.2 Demais Pesquisas

De acordo com Oliveira (2012), o uso de vigas alveolares teve início na Europa por volta de 1930, devido à necessidade de se obter perfis com alturas de alma superiores às dos perfis produzidos na época. Desse modo, trabalhos científicos sobre vigas alveolares de aço vêm sendo desenvolvidos desde meados do século XX. Um dos primeiros estudos na área foi o realizado por Gibson e Jenkins (1957), que apresentaram uma abordagem analítica sobre vigas casteladas, e propuseram uma formulação simplificada para o carregamento último na formação do mecanismo Vierendeel nessas vigas. Já considerando abordagens experimentais, destaca-se o trabalho de Toprac e Cooke (1959), no qual foram ensaiadas vigas casteladas com o objetivo

de analisar seu comportamento elástico e plástico e seus modos de falha. Já na abordagem numérica, o trabalho Humphrey e Sunley (1968) foi pioneiro na aplicação do método dos elementos finitos para modelar vigas alveolares.

Dando continuidade a esses trabalhos, Delesques (1968) realizou um estudo analítico com o objetivo de avaliar a capacidade resistente de vigas casteladas. Já Hosain e Speirs (1973) fizeram ensaios experimentais para avaliar o efeito da geometria das vigas casteladas em seus modos de falha. Kerdal e Nethercot (1984) também estudaram a relação entre a geometria e os modos de falha de vigas casteladas a partir da análise de dados experimentais. Nos anos 2000, destaca-se o trabalho de Cimadevilla, Gutiérrez e Rodriguez (2000), no qual foram propostas formulações para o dimensionamento de vigas alveolares. Posteriormente, Silveira (2011) apresentou uma generalização para esses cálculos. Enquanto no estudo de Veríssimo *et al.* (2012) foi proposto um método de dimensionamento de vigas alveolares com base na NBR 8800 (ABNT, 2008).

Já no campo numérico, Hoffman *et al.* (2006) realizaram um estudo do comportamento e distribuição de tensões em vigas celulares por meio do método dos elementos finitos, utilizando um modelo para avaliar o comportamento elástico e outro para análise não linear. O trabalho de Soltani, Bouchaïr e Mimoune (2012) abordou um modelo em elementos finitos para vigas casteladas considerando não linearidades geométricas e de material. O perfil metálico e enrijecedores foram modelados em elementos de casca com 8 nós e 6 graus de liberdade por nó. Para simular a flambagem, foram aplicadas imperfeições geométricas iniciais obtidas por meio de uma análise de autovalores e autovetores. Já no modelo de Oliveira, Cardoso e Sotelino (2019), foi realizado um estudo numérico e proposta uma formulação para o cálculo do momento resistente em vigas casteladas. Nesse caso, a viga foi modelada por meio de elementos quadráticos de casca fina, sendo empregados elementos de 8 nós e 5 graus de liberdade por nó nas mesas e partes da alma, enquanto foram adotados elementos com 6 nós para regiões em torno das aberturas.

Trabalhos abordando o comportamento de vigas mistas com grandes aberturas na alma tornaram-se frequentes a partir da década de 80. Entre eles, podem ser citados: Redwood e Pombouras (1984), Lawson (1987), Darwin (1990) e Redwood e Cho (1993), destacando que os mesmos não abordam vigas mistas alveolares propriamente ditas, apenas vigas mistas com aberturas isoladas na alma do perfil metálico. Já em relação ao estudo de vigas alveolares

mistas, destaca-se inicialmente o trabalho de Ward (1990), que propôs uma formulação para o dimensionamento de vigas celulares isoladas e mistas. Posteriormente, pode ser citado o trabalho de Redwood (2000), que estudou os modos de falha de vigas alveolares mistas. Veríssimo, Fakury e Ribeiro (2006) usaram o trabalho de Darwin como base para desenvolver equações e ábacos visando determinar em quais regiões é possível executar aberturas em vigas mistas sem exigências de verificações adicionais.

Outro trabalho relevante sobre o tema, no campo analítico, é o de Lawson e Hicks (2011), no qual foi proposta uma formulação para o dimensionamento de vigas mistas com grandes aberturas na alma do perfil de acordo com os critérios de projeto do Eurocode 3 e 4. Destaca-se também o estudo de Lawson e Saverirajan (2011), no qual foi desenvolvido um método simplificado para análise elastoplástica de vigas celulares mistas. Outras formulações para determinar a resistência de vigas mistas alveolares foram avaliadas por Badke-Neto, Calenzani e Ferreira (2015) e Gonçalves (2015).

Já no campo de pesquisas experimentais, Megharief (1997) e Megharief e Redwood (1998) realizaram estudos avaliando a contribuição da laje de concreto na resistência de vigas casteladas mistas. Redwood e Demirdjian (1998) ensaiaram vigas mistas casteladas com variação no comprimento do vão, visando avaliar a instabilidade do montante de alma por cisalhamento. Müller *et al.* (2006), compilaram diversos estudos abordando vigas mistas com aberturas na alma do perfil e Nadjai *et al.* (2007) realizaram ensaios de vigas celulares mistas em temperatura ambiente e em condições de temperaturas elevadas.

Na abordagem numérica, Gizejowski e Salah (2008) realizaram a análise de vigas celulares mistas hiperestáticas, propondo modelos de elementos finitos simplificados. Para isso, utilizaram um modelo simulando vigas com comportamento contínuo no plano e outro para situações com distorção fora do plano. No primeiro, tanto a laje de concreto quanto o perfil de aço foram modelados utilizando elementos de casca, enquanto no segundo foram utilizados elementos de barra para a laje. Já Bake (2010), empregou o método dos elementos finitos para fazer a modelagem e análise de vigas celulares e vigas celulares mistas em temperatura ambiente e em condições de temperatura elevada. Para isso, foram empregados elementos de casca com abordagem de deformação linear e quadrática e foram consideradas não linearidades geométricas e de material. Ferrari (2013) modelou as vigas utilizando elementos de casca fina para o perfil de aço e elementos do tipo sólido para a laje, realizando a comparação do modelo

em elementos finitos para vigas alveolares mistas com resultados experimentais da literatura, sendo que Gonçalves (2015) deu continuidade a esse estudo.

1.4.3 Normatizações

A norma brasileira de projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, NBR 8800 (ABNT, 2008), não aborda diretamente o dimensionamento de vigas alveolares. Em seu anexo I, a mesma expõe comentários relativos a aberturas em almas de vigas, apresentando condições básicas para a abertura de furos sem a necessidade de cálculos específicos. Observa-se que as condições explicitadas também podem ser aplicadas para aberturas em vigas mistas de aço e concreto, desde que o perfil de aço atenda aos requisitos necessários. Para procedimentos de cálculo mais precisos são indicados três textos de interesse: Darwin (1990), Lawson (1987) e Veríssimo, Fakury e Ribeiro (2006).

No trabalho de Darwin (1990) são apresentados procedimentos de cálculo para vigas com uma ou poucas aberturas, destacando-se que os mesmos não são válidos para o caso de vigas alveolares. Já o texto de Lawson (1987) indicado está desatualizado, tendo sido substituído por Lawson e Hicks (2011), que utiliza como base as normas europeias para abordar tanto aberturas simples como múltiplas, além de apresentar procedimentos de cálculo para vigas mistas com aberturas retangulares e adaptações para outras geometrias. O texto não possui uma metodologia específica para análise dos modos de falha de vigas alveolares mistas, mas apresenta critérios para cálculo do deslocamento máximo em vigas mistas com um número n de aberturas. Por fim, o trabalho desenvolvido por Veríssimo, Fakury e Ribeiro (2006) se baseia no trabalho de Darwin (1990) e apresenta formulações e ábacos com a finalidade de determinar as chamadas zonas neutras da alma de vigas de aço e de vigas mistas de aço e concreto. A partir destes, são definidas regiões da alma onde é possível realizar abertura sem que haja necessidade de verificações adicionais, visto que não gera perda significativa na resistência da viga.

Já em relação a vigas mistas de aço e concreto, a NBR 8800 (ABNT, 2008) apresenta sua abordagem no Anexo O. Neste são apresentados comentários e procedimentos para o dimensionamento para vigas que consistem em um elemento metálico com uma laje de concreto acima de sua face superior. As indicações são feitas considerando uma treliça metálica ou viga de aço com perfil I simétricos em relação ao plano de flexão, havendo possibilidade de utilizar outros perfis desde que sejam realizadas as adaptações necessárias. A laje utilizada pode ser de concreto maciça moldada in loco, pré-moldada ou mista. É salientado que deve haver ligação

mecânica entre o componente metálico e a laje por meio de conectores de cisalhamento, para que resistam em conjunto à flexão.

Logo, nota-se que as bibliografias indicadas na norma brasileira não apresentam considerações específicas para o dimensionamento de vigas alveolares comuns ou mistas, sendo aplicáveis apenas para vigas com aberturas eventuais em suas almas.

Num contexto mundial, as normas europeias para projeto de vigas de aço e de vigas mistas de aço e concreto, respectivamente EN 1993 – Eurocode 3: Design of Steel Structures (CEN, 2005) e EN 1994 – Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures (CEN, 2004), também não abordam diretamente as vigas alveolares e alveolares mistas. Em seu trabalho, Lawson e Hicks (2011) mencionam que um esboço de emenda para o anexo N da norma anterior (ENV 1993-1-1:1992) abordando o projeto de vigas com grandes aberturas na alma foi iniciado em 1998, porém o mesmo nunca foi publicado nem incorporado ao Eurocode vigente.

A norma britânica para o uso estrutural de elementos de aço nas construções, BS 5950-1 (BSI, 2001), apresenta especificações para vigas casteladas que seguem o padrão anglo-saxão. Porém, essa norma encontra-se em desuso pois foi substituída pelo Eurocode 3 (CEN, 2005). Ademais, a norma BS 5950-3 (BSI, 1990), que aborda vigas mistas de aço e concreto, não discute aberturas na alma do perfil metálico, além de também não estar mais em vigor, tendo sido substituída pelo Eurocode 4 (CEN, 2004).

A norma americana ANSI/AISC 360-16 - Specification for Structural Steel Buildings (AISC, 2016a) trata de estruturas de aço e apresenta considerações para o dimensionamento de vigas metálicas com aberturas na alma, tanto para vigas isoladas quanto para vigas mistas de aço e concreto. A mesma indica que no dimensionamento deste tipo de viga, devem ser considerados tanto estados limites últimos quanto estados limites de serviço, além de destacar a importância da posição, tamanho e quantidade de aberturas para o projeto da estrutura, mas sem apresentar especificações concretas para essas vigas. É indicado consultar o Specification for Structural Steel Beams with Web Openings (ASCE, 1999), que é baseado no trabalho de Darwin (1990) e apresenta um procedimento geral para avaliar os efeitos das aberturas na alma e projetar os possíveis reforços necessários tanto para vigas isoladas quanto mistas. Entretanto, essas especificações não podem ser aplicadas diretamente a vigas alveolares, visto que são limitadas a vigas com distância mínima entre aberturas igual à sua altura.

Além disso, a AISC também possui o Steel Design Guide 31 – Castellated and Cellular Beam Design (AISC, 2016b), no qual são feitas considerações específicas para vigas alveolares do tipo celular e casteladas, tanto isoladas quanto mistas. No mesmo são apresentadas informações sobre aplicações e limitações desse tipo de vigas, além das diferenças em relação ao projeto de vigas tradicionais e procedimentos para seu dimensionamento de acordo com a ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016a).

2 VIGAS ALVEOLARES E ALVEOLARES MISTAS

Perfis metálicos com grandes aberturas na alma apresentam diferenças de comportamento em relação aos de alma cheia, tanto quando em situações isoladas quanto em estruturas mistas. Desse modo, nos itens a seguir são abordadas algumas características geométricas e estruturais das vigas alveolares e alveolares mistas.

2.1 GEOMETRIA DOS PERFIS ALVEOLARES

Historicamente, os principais padrões de furos em vigas alveolares foram desenvolvidos na Europa e Estados Unidos em meados do século XX. De forma geral, esses padrões foram estabelecidos buscando obter geometrias ótimas considerando os perfis e equipamentos de corte disponíveis no mercado da época, sendo alguns deles identificados pelos nomes de seus desenvolvedores.

Independentemente do padrão da furação utilizado, as vigas alveolares apresentam elementos geométricos típicos. Na Figura 2.1 estão indicados esses elementos e algumas características padrão da seção transversal desse tipo de viga.

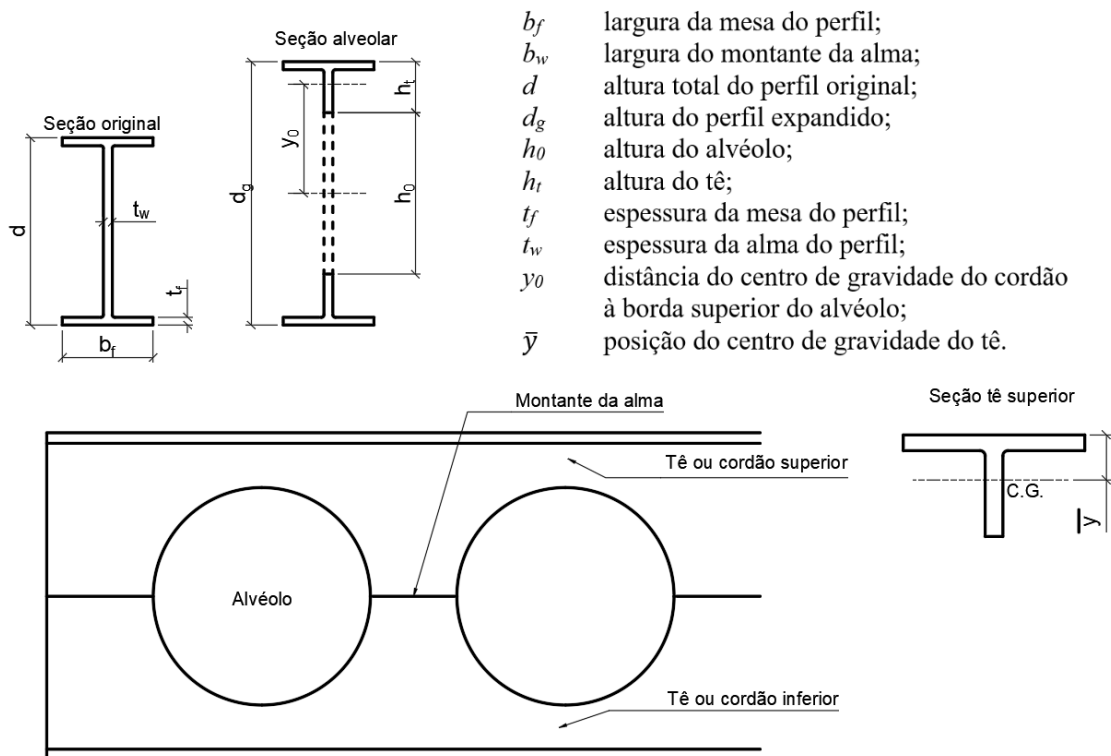


Figura 2.1 - Identificação dos elementos das vigas alveolares

A definição do traçado dos alvéolos utilizados depende de fatores construtivos e econômicos, sendo os formatos mais comuns o hexagonal (vigas casteladas) e o circular (vigas celulares). Buscando determinar o melhor traçado para vigas alveolares, Leonart (1988) analisou a influência de certos parâmetros que poderiam melhorar a capacidade portante das vigas e propôs um procedimento analítico para obter o melhor traçado para o caso de vigas biapoiadas submetidas a um carregamento uniformemente distribuído. Tal estudo contemplou vigas casteladas comuns e com chapas expansoras, além de vigas celulares.

Em seu trabalho, Oliveira (2012) destaca que a escolha das características do alvéolo depende do desempenho estrutural desejado. Por exemplo, por geralmente possuírem maiores carregamentos, em sistemas de piso as vigas possuem alvéolos mais espaçados e razão de expansão (relação entre altura da seção alveolar e do perfil original) menor quando comparados aos sistemas de cobertura.

2.1.1 Vigas casteladas

De acordo com Brinkhus (2015), as vigas casteladas foram patenteadas por Geoffrey Murray Boyd em 1939, entretanto essa patente está há muito expirada, possibilitando que qualquer fabricante produza esse padrão. Apesar de atualmente o formato dos alvéolos poder ser customizado, as vigas casteladas tradicionalmente seguem traçados já estabelecidos em função das limitações no processo de fabricação do século passado. Segundo Silveira (2011), os padrões mais comuns para vigas com aberturas hexagonais são o Litzka, Peiner e Anglo Saxão, cujas dimensões estão representadas na Figura 2.2.

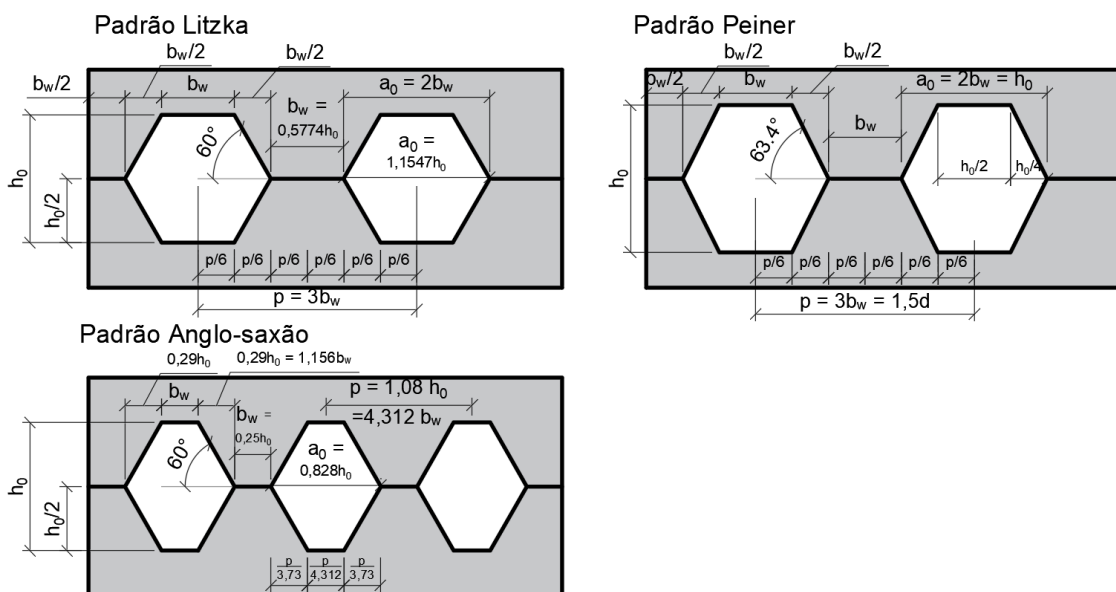


Figura 2.2 - Padrões de vigas casteladas

O primeiro padrão foi desenvolvido por Hubert Litzka e é caracterizado pelas aberturas hexagonais regulares, com ângulo interno de 60° e pelas proporções medidas em relação à distância entre o centro de dois alvéolos consecutivos (passo), que é dividido em seis partes iguais. Sua razão de expansão usual é 1,5 e a relação entre altura (ao) e largura dos alvéolos é $ao = 1,1547 ho$.

Já o padrão Peiner é similar ao Litzka, porém possui largura do alvéolo igual a sua altura ($ao = ho$), gerando um ângulo interno de $63,4^\circ$. Silveira (2011) destaca que como os dois possuem relações geométricas entre montante e alvéolos tais que o passo pode ser dividido em seis partes iguais, os padrões Litzka e Peiner apresentam os mesmos braços de alavanca considerados nos equilíbrios dos momentos, de modo que as equações de resistência são as mesmas para ambos.

Ao passo que o padrão Anglo-Saxão é tradicionalmente utilizado no Reino Unido, sendo especificado na norma britânica BS 5950-1 (BSI, 2001). Nele, o ângulo interno das aberturas é de 60° e sua relação entre altura e largura é $ao = 0,828 ho$. As relações geométricas entre alvéolos e montantes são tais que o passo tem um valor ótimo de 1,08d, valor descrito por Dougherty (1993) e Demirdjian (1999), de forma a obter uma largura de montante grande o suficiente para que não ocorra rompimento na região da solda e ao mesmo tempo pequena o suficiente para evitar a formação de mecanismo Vierendeel nos tês.

2.1.2 Vigas celulares

As chamadas vigas celulares são vigas cujos alvéolos possuem formato circular. Seu uso é mais recente que o das vigas casteladas e se deve aos avanços tecnológicos que permitiram o uso de comandos computadorizados para realizar cortes de formas complexas. De acordo com Silveira (2011), esse tipo de viga foi patenteado por Peter A. Walker, em 1990, considerando as seguintes proporções: razão entre o diâmetro da abertura e altura da viga expandida de 0,67; razão entre o passo e o diâmetro igual a 1,25. Entretanto, a patente encontra-se expirada desde 2009, possibilitando o uso de diferentes configurações.

Como seu corte não é estritamente simétrico, vigas com esse tipo de geometria podem apresentar diversas combinações entre altura da seção transversal, diâmetro da abertura e distância entre elas. Segundo Oliveira (2012), são considerados dois principais critérios na definição da combinação geométrica mais adequada: a relação entre a altura final e o peso da viga alveolar e a relação entre o carregamento e o peso da viga alveolar. Na Figura 2.3 é possível

visualizar a faixa de variação de diâmetro e distância entre alvéolos que são mais comumente adotadas. Destaca-se que a razão de expansão para vigas celulares não é fixa e geralmente varia entre 1,3 e 1,6, dependendo do uso do elemento.

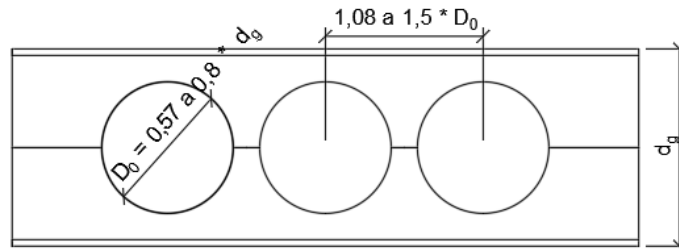


Figura 2.3 – Geometria de vigas celulares

Desse modo, as vigas celulares possuem maior liberdade de projeto e flexibilidade de aplicação em relação às vigas casteladas, que possuem relações geométricas estritas. De acordo com Oliveira (2012), considerando a mesma altura total e altura dos tês, uma viga celular apresenta menos aberturas que uma castelada no padrão anglo-saxão, além de uma maior largura do montante de alma, fato que pode ser proveitoso dependendo do tipo de carregamento a que a viga está submetida. Além disso, por não possuírem vértices, apresentam menos regiões de concentração de tensões na alma. Entretanto, esse tipo de viga tem como desvantagens a perda de material e o maior tempo gasto na fabricação devido ao tipo de corte necessário para formar alvéolos circulares.

2.1.3 Outros formatos

Outro formato usado em vigas alveolares é o octogonal, obtido ao se adicionar chapas expansoras na viga castelada, conforme pode ser visto na Figura 2.4. Nesse caso, deve-se ficar atento, uma vez que se a viga se tornar muito esbelta, pode apresentar instabilidades.

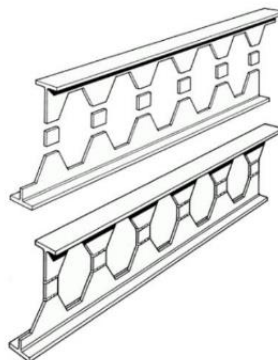


Figura 2.4 - Uso de chapas expansoras em vigas casteladas (GRÜNBAUER, 2021)

Também podem ser empregados alvéolos com forma senoidal, que apresentam a vantagem de não gerar perdas no corte como acontece com os furos circulares. Na Figura 2.5 é possível visualizar a chamada viga Angelina, desenvolvida e registrada pela fabricante ArcelorMittal e que apresenta recortes senoidais somados a trechos retos. Além disso, casos especiais como vigas casteladas com inércia variável ou vigas curvas podem ser obtidas por meio de pequenas alterações no processo de fabricação padrão.

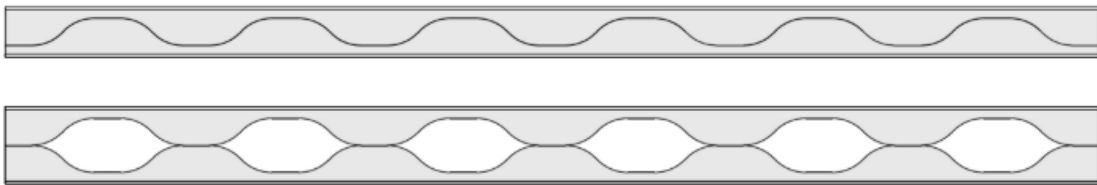


Figura 2.5 – Viga com alvéolos senoidais (BENINCÁ, 2019)

2.1.4 Detalhes construtivos

Em determinadas situações, podem ser necessárias soluções específicas para que a viga alveolar se adapte às necessidades do projeto. Por exemplo, pode-se aumentar o tamanho de um alvéolo para passagem de tubulação. Outra situação bastante comum é o fechamento parcial ou total de alvéolos por meio de chapas nas regiões próximas aos apoios ou em caso de cargas concentradas devido à magnitude do esforço cortante na região. O fechamento dos alvéolos também é utilizado para possibilitar a ligação entre vigas principais e secundárias da estrutura. Também é possível fabricar vigas com anéis de reforço na região das aberturas. Entretanto, essa solução é pouco utilizada por diminuir a produtividade do processo de fabricação. Os exemplos citados podem ser vistos na Figura 2.6.

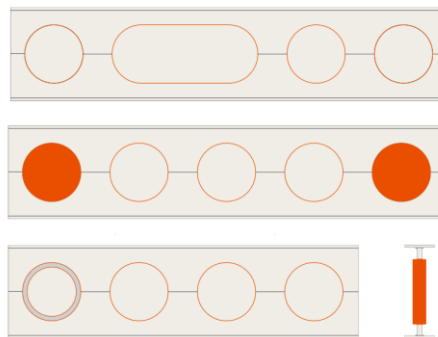


Figura 2.6 – Detalhes construtivos dos alvéolos (adaptado de CONSTRUCTALIA, 2014)

2.2 MODOS DE FALHA DAS VIGAS ALVEOLARES

De acordo com Kerdal e Nethercot (1984), apesar da expansão da seção aumentar a rigidez da viga à flexão, a presença de aberturas na alma potencializa alguns modos de colapso das vigas de alma cheia. Além disso, possibilita o surgimento de novos modos de falha característicos das vigas alveolares, conforme indicado nos itens a seguir.

2.2.1 Formação de rótula plástica

O modo de colapso relacionado à formação de rótula plástica foi apresentado por Toprac e Cooke (1959) e Halleux (1967) e ocorre devido ao binário de forças longitudinais causado pelo momento fletor atuante nos tês superior e inferior da viga, fazendo com que esta falhe por tração e compressão. Demirdjian (1999) destaca que, teoricamente, esse modo de falha ocorrerá sempre em perfis compactos submetidos puramente ao momento fletor, de forma que os tês da viga irão escoar completamente antes da ocorrência de outros modos. Nesse caso, o momento resistente é igual ao momento de plastificação no centro da abertura.

2.2.2 Mecanismo Vierendeel

O mecanismo Vierendeel está associado a uma única abertura na alma e consiste na formação de rótulas plásticas nos cantos dessa abertura, levando a uma deformação característica em forma de paralelogramo, conforme Figura 2.7. Demirdjian (1999) explica que quando um esforço cortante está atuando sobre uma viga alveolar, as seções tê acima e abaixo do alvéolo devem resistir aos esforços tangenciais causados pelo cortante, além das tensões normais causadas pelo momento fletor atuante na viga (momento primário). Também devem resistir a um momento secundário resultante da ação da força cisalhante das seções tê ao longo do comprimento horizontal da abertura. Essa combinação de tensões pode levar a formação das rótulas plásticas e do mecanismo Vierendeel.

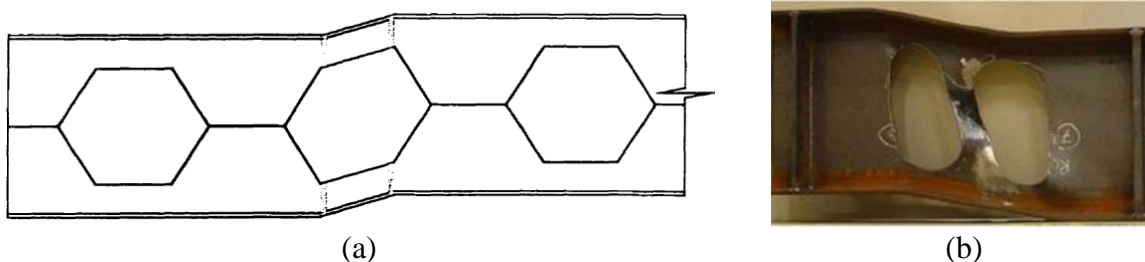


Figura 2.7 – Formação do Mecanismo Vierendeel em (a) viga castelada (DEMIRDJIAN, 1999); (b) viga com furo alongado (TSAVDARIDIS; D'MELLO, 2011)

Assim, de acordo com Demirdjian (1999), esse mecanismo tende a ocorrer em vigas com vãos relativamente pequenos, com tês superior e inferior pequenos e que apresentam grande comprimento de solda entre as aberturas. Isso ocorre uma vez que vigas com vãos menores são capazes de suportar cargas maiores, fazendo com que o cisalhamento se torne a principal solicitação atuante. Desse modo, a falha ocorre na abertura onde estiver atuando o maior esforço cortante ou, no caso de mesmo esforço, na abertura em que atuar o maior momento fletor. Segundo Chung *et al.* (2003), o efeito da flexão do mecanismo Vierendeel atuante nos tês da viga pode ser considerado por meio de uma redução na capacidade de resistência ao cisalhamento global nas seções com aberturas.

2.2.3 Ruptura da região da solda entre aberturas

A ruptura na região de união entre a metade superior e inferior do perfil (Figura 2.8) ocorre sempre que a força cisalhante horizontal atuante for superior a resistência da solda para esse esforço. Conforme Brinkhus (2015), esse modo de falha depende da distância entre aberturas, sendo predominante nos casos em que o comprimento entre aberturas é reduzido com a finalidade de evitar o colapso por mecanismo de Vierendeel. Destaca-se que, em seus ensaios, Hosain e Speirs (1970) concluíram que vigas com razão entre altura do montante e passo relativamente alta, como é o caso dos padrões Anglo-Saxão e Peiner, geralmente apresentam falha por outros modos que não a ruptura da solda.



Figura 2.8 – Ruptura na região da solda em viga celular (TSAVDARIDIS; D'MELLO, 2011)

2.2.4 Instabilidade do montante da alma

Os modos de colapso relacionados à instabilidade dos montantes da alma podem ocorrer em razão do cisalhamento longitudinal atuante na seção com menor largura ou à compressão por transferência da força cortante. De acordo com Lawson e Hicks (2011), o mecanismo de falha por flambagem é complexo e depende de diversos fatores, como o formato e espaçamento entre

aberturas, esbeltez da alma e assimetria da posição da abertura em relação à altura do perfil da viga.

- **Por cisalhamento**

A instabilidade do montante da alma por cisalhamento ocorre em função da força cisalhante horizontal que atua na região da solda na união das metades do perfil. Essa força gera um momento no montante, que é equilibrado por uma força cortante $V/2$, conforme Figura 2.9, fazendo com que o contorno AB apresente tensões de tração e o contorno CD compressão.

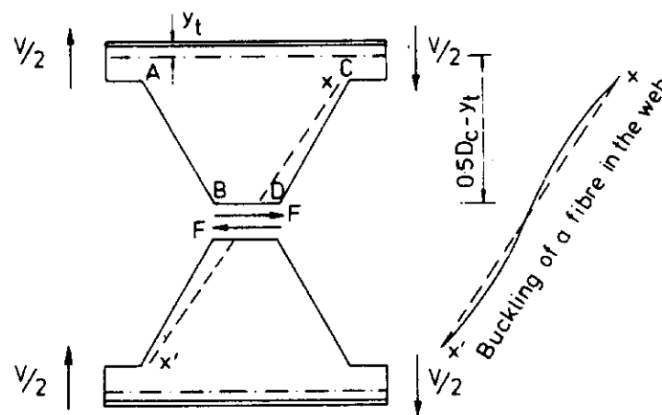


Figura 2.9 - Instabilidade do montante por cisalhamento (KERDAL; NETHERCOT, 1984)

Essa combinação de esforços pode levar à instabilidade do montante da alma caso seja atingida a tensão de compressão crítica, visto que a região comprimida tende a se deslocar para fora do plano enquanto a região tracionada tende a permanecer em sua posição inicial. Kerdal e Nethercot (1984) observam que esse modo de falha geralmente acontece em regime inelástico, ocorrendo uma plastificação significativa das seções. Na Figura 2.10 é possível visualizar a ocorrência da instabilidade no montante da alma por cisalhamento.



Figura 2.10 - Instabilidade do montante da alma por cisalhamento (GRILO, 2018)

De acordo com Zaarour e Redwood (1996), os principais fatores que influenciam esse modo de falha são as relações entre altura da abertura e largura mínima do montante de alma, altura da abertura e espessura da chapa, e entre a largura mínima do montante da alma e espessura da chapa. Além disso, quando são utilizadas chapas expansoras, sua influência é considerada pelas razões entre altura da chapa intermediária e a altura da abertura e entre a altura da chapa intermediária e a espessura da mesma.

- **Por compressão**

Já a instabilidade do montante da alma por compressão acontece quando há uma força concentrada aplicada nele. Nesse caso, ocorre um deslocamento do montante para fora do plano da alma sem que ocorra torção, diferentemente da instabilidade por cisalhamento. Esse modo de falha é similar à flambagem por flexão de barras sob compressão axial. Ward (1990) salienta que esse comportamento pode ser evitado com a utilização de enrijecedores nos pontos de aplicação da força ou por meio do fechamento das aberturas na região. A Figura 2.11 ilustra o comportamento de uma viga celular na situação de flambagem por compressão.

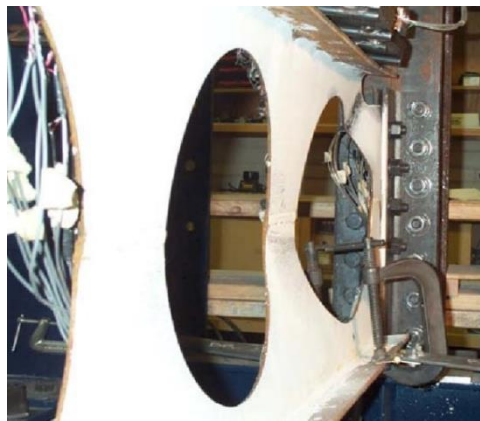


Figura 2.11 - Flambagem do montante da alma por compressão (HOFFMAN *et al*, 2006)

2.2.5 Flambagem lateral com torção

A ocorrência da flambagem lateral com torção é típica de perfis de aço e se deve a combinação do deslocamento lateral da viga com a rotação de sua seção transversal, conforme Figura 2.12. Dessa forma, a mesa superior sofre compressão devido ao momento fletor atuante, enquanto a mesa inferior é tracionada, apresentando um efeito estabilizador que leva ao giro da seção transversal.

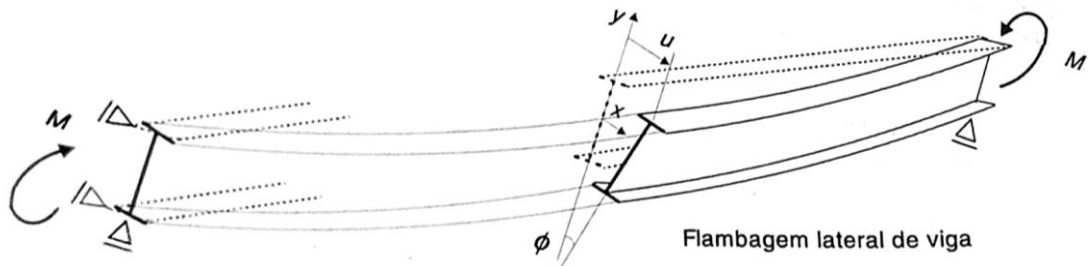


Figura 2.12 - Flambagem lateral com torção (adaptado de PFEIL, PFEIL, 2013)

Kerdal e Nethercot (1984) observam que as vigas alveolares apresentam comportamento similar às de alma cheia nesse modo de colapso, entretanto as propriedades geométricas utilizadas para determinar seu momento resistente devem ser medidas no centro das aberturas. Geralmente esse tipo de falha acontece em vigas com grandes vãos e restrições laterais inadequadas. Ainda, segundo Silveira (2011), existem situações em que a flambagem lateral com torção ocorre simultaneamente com a flambagem local da alma, gerando distorção na alma.

2.3 VIGAS ALVEOLARES MISTAS

Ao unir um perfil alveolar com a laje de concreto para obter uma estrutura mista, o comportamento da estrutura apresenta algumas diferenças em relação ao perfil alveolar isolado e a uma viga mista com perfil de alma cheia. Dessa forma, os itens a seguir abordam alguns conceitos referentes a vigas mistas e as alterações em seu comportamento geradas pelas aberturas na alma do perfil.

2.3.1 Conectores de cisalhamento

De maneira similar ao que acontece nas vigas mistas de alma cheia, o comportamento das vigas mistas alveolares é influenciado pelo tipo de ligação existente entre o perfil metálico e a laje de concreto. Segundo Queiroz, Pimenta e Martins (2012), o comportamento misto ocorre quando dois elementos estão conectados de forma a deformarem como um único elemento. Essa ação conjunta é garantida pelo uso de conectores de cisalhamento que, conforme Veríssimo (2007), permitem a transferência de esforços longitudinais entre os materiais e resistem parcial ou totalmente às forças transversais ao eixo do elemento.

Nas seções mistas com ligação total ao cisalhamento, os conectores são considerados com rigidez infinita e, portanto, teoricamente a viga não apresenta deslizamento na interface entre o aço e o concreto, conforme ilustrado na Figura 2.13. Nesse caso, Pfeil e Pfeil (2013) definem

que os conectores tem capacidade de resistir totalmente às tensões tangenciais a que estão submetidos, de forma que o aumento no número de conectores não gera aumento na resistência da viga. Já no caso das vigas mistas com ligação parcial, os autores afirmam que os conectores apresentam deformação plástica, gerando deslizamento na interface entre materiais e, como consequência, reduzindo a eficiência da seção à flexão. Benincá (2019) destaca que na realidade todas as vigas mistas apresentam comportamento de interação parcial em diferentes graus, porém em alguns casos assume-se a hipótese de interação total.

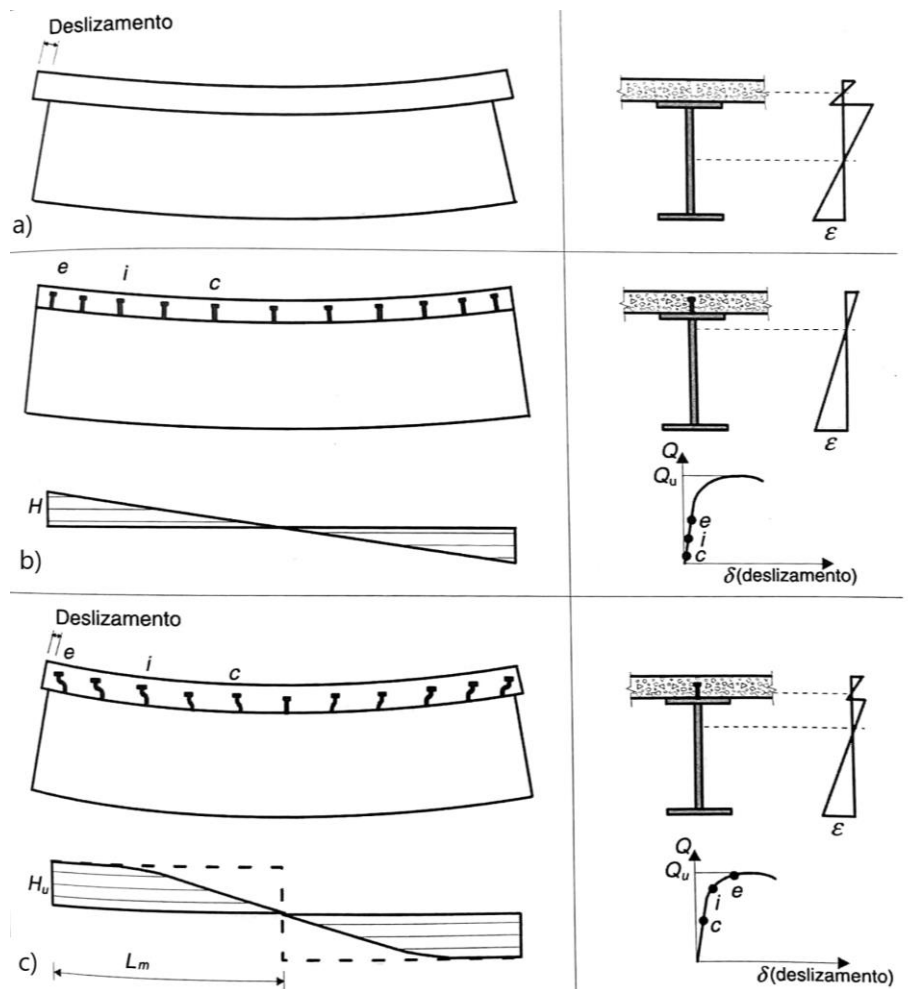


Figura 2.13 - Comportamento de seção mista (a) sem ligação por conectores, (b) com interação completa e (c) interação parcial (PFEIL; PFEIL, 2013)

Em relação a sua ductilidade, os conectores podem ser classificados como rígidos ou flexíveis. De acordo com Veríssimo (2007), o primeiro tipo se caracteriza pela alta rigidez inicial e baixa ductilidade, não deformam sob carga e praticamente não permitem deslizamento relativo entre aço e concreto. Entretanto, a ruptura de estruturas com conectores rígidos se dá de forma frágil, tornando-o indesejável por motivos de segurança. Já conectores flexíveis apresentam alta

ductilidade e baixa rigidez inicial, deformando sob carga e permitindo o deslizamento entre os materiais. Nesse caso, a estrutura apresenta ruptura dúctil, porém tem baixo desempenho à fadiga. Assim, o autor destaca que o comportamento ideal para um conector se caracteriza por proporcionar um deslizamento entre aço e concreto nulo ou quase nulo para o estado de serviço e pela ductilidade para o estado limite último. Cabe destacar que a NBR 8800 (ABNT, 2008) prevê somente o uso de conectores dúcteis, sendo que a mesma exige valores mínimos do grau de interação para o caso de interação parcial.

Observa-se ainda que os conectores de cisalhamento estão sujeitos ao chamado efeito *uplift*, onde a ação de forças verticais tende a separar os elementos da estrutura mista. Entretanto, como essas forças são de magnitude pouco significativa em relação aos esforços de cisalhamento longitudinais, as mesmas não são calculadas na prática. Ferrari (2013) destaca que os conectores usuais possuem dispositivos que garantem sua resistência a esse efeito. Outros efeitos não considerados no cálculo da ligação entre aço e concreto são a aderência e o atrito, visto que seu comportamento é difícil de prever.

2.3.2 Largura efetiva da laje

De acordo com Castro, Elghazouli e Izzuddin (2007), quando uma viga mista se deforma, são desenvolvidas deformações devido ao esforço cortante na laje, causando o chamado efeito *shear lag*. Esse efeito compreende uma distribuição não uniforme das tensões normais atuantes ao longo da seção transversal, de forma que a seção deformada deixa de ser plana. Para simplificar os cálculos desse tipo de viga, é aplicado o conceito de largura efetiva, que consiste em uma largura fictícia onde as tensões da laje podem ser consideradas constantes e, portanto, permite admitir que as seções transversais permanecem planas após deformar. Esse conceito está representado na Figura 2.14.

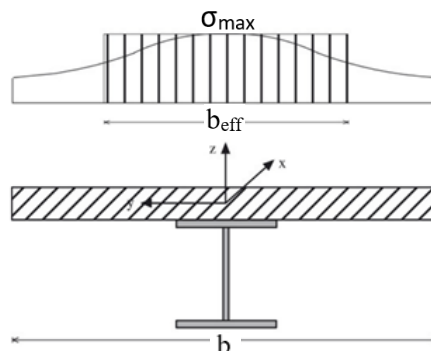


Figura 2.14 - Largura efetiva da laje (CASTRO; ELGHAZOULI; IZZUDDIN, 2007)

Para a realização de cálculos simplificados, Pfeil e Pfeil (2013), constatam que geralmente o valor da largura efetiva depende da geometria do sistema e de seu carregamento. Entretanto, as normatizações costumam adotar valores que dependem apenas das características geométricas da estrutura, sendo válidos para qualquer tipo de carga.

Ainda, segundo Castro, Elghazouli e Izzuddin (2007), não há uma definição padrão para a determinação dessa largura, e os principais métodos utilizados para esse fim são os baseados na distribuição de tensões e os baseados na rigidez da estrutura mista. Os autores destacam ainda que diversos estudos demonstram que a largura efetiva não é um parâmetro constante e que ela varia quando a estrutura apresenta comportamento inelástico.

Nesse contexto, Reginato (2017) estudou a largura efetiva de vigas mistas em carregamento de serviço, realizando uma comparação entre resultados obtidos pelo método dos elementos finitos e formulações apresentadas nas principais normas de projeto e pesquisas relevantes sobre o assunto. Foi analisada uma viga mista biengastada representando o vão intermediário de uma ponte e, através de uma análise viscoelástica linear, foi possível observar que a largura efetiva varia consideravelmente com o tempo. Além disso, os resultados obtidos demonstram que as formulações simplificadas utilizadas oscilam entre resultados satisfatórios, conservadores ou inseguros, sendo necessário realizar mais estudos paramétricos sobre o assunto.

2.3.3 Influência da ação mista nos modos de falha

Segundo Lawson e Hicks (2011), alguns modos de colapso de vigas com grandes aberturas na alma ocorrem devido aos efeitos locais em torno de uma única abertura, enquanto outros estão relacionados a falha do montante entre duas aberturas próximas. Os principais modos de falha estão ilustrados na Figura 2.15.

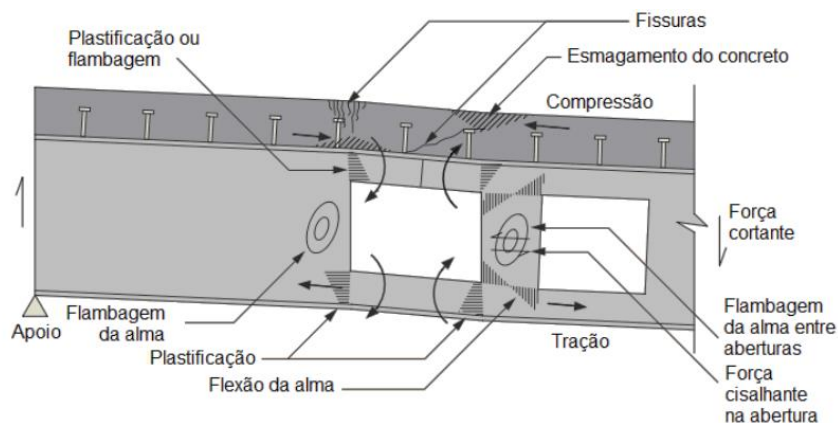


Figura 2.15 - Modos de falha em viga mista com aberturas na alma (BRINKHUS, 2015)

Observa-se que as vigas alveolares mistas apresentam os mesmos modos de falha citados anteriormente para vigas isoladas, além dos modos de falha relacionados a ação do concreto, como fissuração excessiva ou esmagamento.

Em seu estudo, Clawson e Darwin (1982) concluíram que de forma geral a presença das aberturas reduz significativamente a capacidade resistente das vigas mistas e que seu modo de falha se dá de forma dúctil. Gonçalves (2015) ainda destaca que a ação mista entre aço e concreto pode gerar alterações nos modos de colapso da viga alveolar isolada, sendo necessário estudar seu comportamento.

Segundo Lawson e Hicks (2011), a ação local da laje de concreto junto ao tê superior do perfil alveolar aumenta significativamente a resistência da viga ao mecanismo Vierendeel. Assim, é possível projetar aberturas maiores em vigas alveolares mistas em relação às isoladas. Benincá (2019) destaca que, devido a esse aumento da resistência, a razão ótima entre passo e altura do alvéolo em vigas mistas deve ser estudada, uma vez que a mesma considera o equilíbrio entre a probabilidade de ocorrência de formação de mecanismo Vierendeel e de ruptura na região da solda.

A instabilidade do montante da alma por compressão também é menos suscetível a ocorrer em vigas mistas, pois, segundo Redwood (2000), parte da carga concentrada se propaga até os apoios através da laje de concreto. Em seus trabalhos, Megharief (1997) e Megharief e Redwood (1998) ensaiaram vigas casteladas mistas com vãos variados buscando observar seus modos de falha relacionados ao momento fletor e ao esforço cortante. Foi constatado que em vigas com vãos mais longos, o colapso teve início por meio da plastificação dos tês inferiores dos alvéolos centrais, seguidos pela falha dos conectores ao cisalhamento. Além disso, os autores observaram que houve aumento no momento de plastificação das vigas alveolares mistas em relação às isoladas, porém, esse aumento pode ter sofrido influência da ligação parcial ao cisalhamento. Já no caso de vãos mais curtos, ocorreu instabilidade do montante da alma por cisalhamento em todas as vigas ensaiadas

Em relação à flambagem lateral com torção, Redwood (2000) afirma que esse não é um modo de colapso relevante para vigas mistas biapoiadas, exceto durante a fase de construção, visto que a laje funciona como travamento lateral para a região superior da viga. Entretanto, de acordo com Gizejowski e Khalil (2010), quando sujeitas a momentos negativos, as vigas mistas alveolares podem apresentar flambagem lateral com torção acompanhada pela distorção da

alma, uma vez que nesse caso a compressão atua no “tê” inferior da viga, que está livre para sair do plano, conforme Figura 2.16.

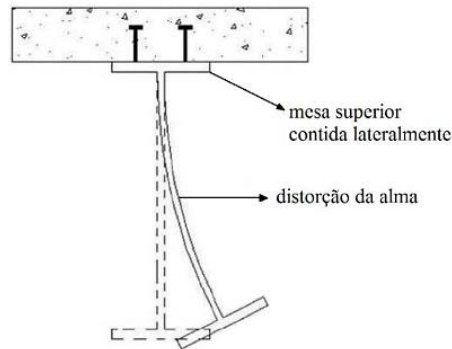


Figura 2.16 - Flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma
(GONÇALVES, 2015)

Dessa forma, considerando o aumento da resistência ao momento fletor e à ocorrência do mecanismo Vierendeel, Redwood (2000) destaca que nas vigas alveolares mistas há maior probabilidade que ocorram os modos de falha ligados ao esforço cortante horizontal, como a ruptura da região da solda e flambagem do montante da alma por cisalhamento. O autor também afirma que o aumento da resistência da viga ao esforço cortante devido à ação da laje é limitado se não for considerada a capacidade resistente pós-flambagem local dos montantes, que normalmente é negligenciada.

2.4 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS ALVEOLARES MISTAS

Conforme citado anteriormente, não existe uma norma brasileira que contemple especificamente o dimensionamento de vigas alveolares mistas. Assim, torna-se necessário buscar instruções em normas internacionais ou estudos consagrados sobre o assunto, como o de Ward (1990), cujos procedimentos servem como base para o Steel Design Guide 31 (AISC, 2016b) e o de Lawson e Hicks (2011), que segue as determinações do Eurocode 3 (CEN, 2005). De modo geral, os métodos de dimensionamento utilizados seguem o roteiro das verificações indicadas nos itens a seguir.

2.4.1 Parâmetros geométricos

Alguns procedimentos para dimensionamento de vigas mistas com aberturas na alma foram concebidos considerando o uso de aberturas retangulares, tornando necessário realizar

adaptações para que estes procedimentos atendam às diferentes geometrias de alvéolos. Na Figura 2.17, é possível observar alguns parâmetros para determinação das aberturas equivalentes de acordo com Lawson e Hicks (2011).

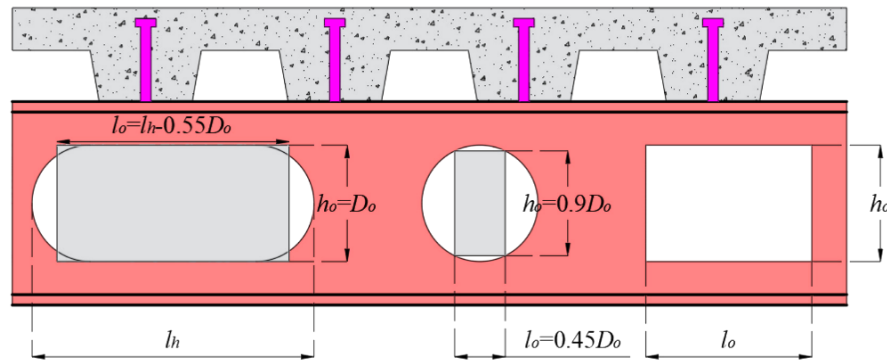


Figura 2.17 - Aberturas equivalentes em vigas alveolares mistas (FERREIRA; MARTINS; DE NARDIN, 2020)

2.4.2 Resistência dos conectores

Uma vez que o principal mecanismo que permite a ação mista entre o perfil de aço e a laje de concreto se dá por meio dos conectores de cisalhamento, é importante que os mesmos sejam considerados no dimensionamento da viga mista. Além disso, o comportamento da estrutura é altamente influenciado pelo tipo de conexão (parcial ou total). Destaca-se que no Brasil o tipo de conector mais utilizado é o *stud bolt*, que nesse caso deve respeitar os parâmetros geométricos e de espaçamento indicados na NBR 8800 (ABNT, 2008).

Badke-Neto (2015) ressalta que o comportamento dos conectores quando utilizados em lajes *steel-deck* é mais complexo que no caso de laje maciça. Por isso, pode haver redução na capacidade resistente desses elementos, devendo então ser utilizados coeficientes de redução da resistência em seu cálculo.

2.4.3 Momento fletor resistente na abertura

Para que a viga esteja em segurança, seu momento fletor resistente deve ser superior ao atuante. No caso de vigas alveolares mistas, o momento fletor positivo gera esforços de tração que são resistidos pelo tê inferior do perfil metálico e esforços de compressão resistidos pelo tê superior em conjunto com a laje de concreto. Observa-se que para vigas com aberturas na alma, o momento fletor resistente deve ser calculado considerando a seção no centro de cada abertura.

A determinação do momento fletor resistente depende da posição da linha neutra plástica da viga. Essa posição depende da intensidade dos esforços resistentes nos tês superior e inferior, podendo estar localizada na laje de concreto ou no perfil de aço. Badke-Neto (2015) observa que os esforços de compressão atuantes na laje são influenciados pelo número de conectores existentes no perfil metálico, enquanto os esforços de tração atuantes no tê inferior são constantes ao longo da abertura.

De acordo com Badke-Neto (2015), a linha neutra plástica está na laje de concreto quando sua resistência à compressão é superior ao esforço de tração resistente no tê inferior do perfil metálico. Nesse caso, é admitido que não há esforço de tração solicitante no tê superior. Já quando a situação é inversa e os esforços resistentes de tração do tê inferior são superiores, considera-se que a linha neutra plástica está no tê superior. Nessa situação, o equilíbrio dos esforços axiais no entorno da abertura deve ser mantido através de esforços de compressão no tê superior. As situações citadas podem ser vistas na Figura 2.18, onde LNP representa a linha neutra plástica da seção, N_c é o esforço resistente de compressão no concreto e N_b é o esforço resistente de tração no aço.

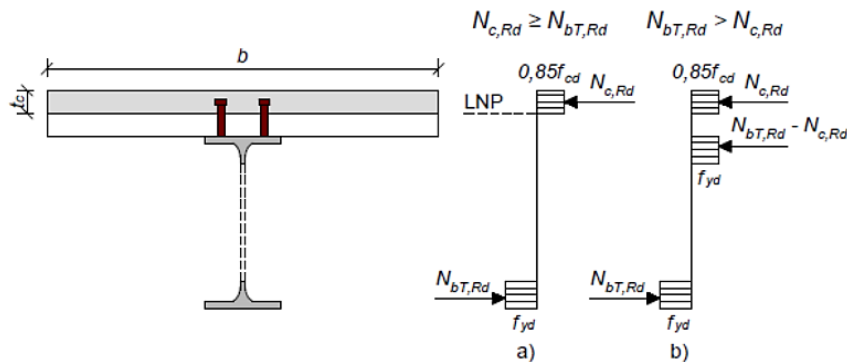


Figura 2.18 - Posição da linha neutra plástica (BADKE-NETO, 2015)

2.4.4 Resistência ao cisalhamento

Para que a viga esteja segura em relação aos esforços de cisalhamento, sua resistência a eles deve ser superior às forças cisalhantes solicitantes. De acordo com Lawson e Hicks (2011), a resistência ao cisalhamento vertical em uma seção mista com abertura na alma pode ser dada pela soma da resistência ao cisalhamento da seção na abertura com a de uma largura da laje de concreto. Os autores destacam ainda que a resistência da seção de aço ao cisalhamento é bastante reduzida na presença de aberturas. No caso de vigas mistas, a maior parte do

cisalhamento é resistida pelo t \hat{e} superior, em razão da sua ação composta com a laje e por ser menos tensionado em relação à flexão global que o t \hat{e} inferior.

A resistência ao esforço cortante plástico para o perfil de aço deve ser estabelecida a partir da área resistente ao cisalhamento da seção perfurada, ou seja, a área das seções t \hat{e} . Entretanto, de acordo com Badke-Neto (2015), a resistência dessas seções é limitada pelo mecanismo Vierendeel.

Já para determinar o esforço resistente plástico ao cisalhamento na laje de concreto de forma simplificada, é aplicado o conceito de largura efetiva apresentado no item 2.3.2. O valor dessa largura depende da norma utilizada e em geral depende de parâmetros geométricos como a altura efetiva da laje. No Brasil o cálculo da resistência ao cisalhamento da laje em vigas mistas pode ser feito de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.4.5 Verificação do mecanismo Vierendeel

Segundo Ward (1990), a flexão devido ao mecanismo Vierendeel se dá de forma similar em vigas isoladas ou mistas. Ela ocorre em função da forma com que os esforços cortantes são transferidos através de uma seção com grande abertura na alma, sendo que parte da força cisalhante aplicada é absorvida pela laje de concreto e o restante é distribuído entre os t \hat{e} s do perfil alveolar. Lawson e Hicks (2011) dizem que, para que a viga esteja segura, a soma das resistências à flexão Vierendeel nos cantos da abertura com a contribuição da ação mista entre o t \hat{e} superior e a laje de concreto deve ser superior aos valores dos momentos fletores solicitantes causados pelo esforço cortante dos dois lados da abertura. Os autores destacam que na prática os valores resistentes da viga costumam ser maiores que os calculados devido ao endurecimento do aço deformado nos cantos da abertura, porém isso não é considerado no dimensionamento.

De acordo com Badke-Neto (2015), a determinação das resistências à flexão Vierendeel dependem da classificação da alma dos t \hat{e} s da viga, permitindo que os mesmos sejam analisados com base em seu comportamento elástico ou plástico. No Brasil, essa classificação pode ser feita de acordo com a tabela F.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Lawson e Hicks (2011) destacam que a interação do t \hat{e} superior do perfil com a laje por meio de conectores de cisalhamento é um fator que contribui para o momento fletor resistente de Vierendeel. A magnitude desse componente depende do número de conectores que estão

diretamente sobre a abertura, além de ser influenciada pela flexibilidade da viga na abertura. Entretanto, Badke-Neto (2015) ressalta que a verificação do efeito Vierendeel em vigas alveolares mistas também pode ser feita de forma conservadora e sem levar em consideração essa contribuição.

2.4.6 Resistência ao cisalhamento longitudinal

O cisalhamento longitudinal é um dos esforços que devem ser resistidos pelo montante da alma. De acordo com Badke-Neto (2015), o esforço cortante solicitante no montante da alma pode ser determinado considerando duas situações: interação total entre perfil e laje ou interação parcial entre eles. Já o esforço cortante longitudinal resistente, apesar da complexidade do estado de tensões atuantes na alma do perfil, pode ser estabelecido de maneira simplificada como função largura do montante e da espessura da alma

2.4.7 Momento resistente do montante da alma

Segundo Lawson e Hicks (2011), o montante da alma está sujeito a flexão em razão da ação do mecanismo Vierendeel. No caso de vigas simétricas com aberturas centrais e forças de cisalhamento iguais nos tês superior e inferior, o momento na meia altura do montante da alma é nulo, enquanto momentos iguais e opostos atuam nas regiões superior e inferior do montante. De acordo com Badke-Neto (2015), caso os esforços cortantes não sejam iguais, há um momento adicional atuante na meia altura do montante, sendo permitido o uso de uma distribuição de esforços cortantes qualquer de forma a minimizar esse momento.

Além disso, destaca-se que o momento atuante no montante aumenta com a assimetria da seção transversal da viga. Ademais, o momento atuante no montante da alma pode ser desprezado em casos em que os esforços cortantes solicitantes são baixos. Caso seja calculado, o momento fletor resistente do montante da alma deve ser considerado com base no seu valor elástico.

2.4.8 Instabilidade do montante da alma

De acordo com Ward (1990), a instabilidade do montante da alma é causada pelas forças de cisalhamento horizontais que passam por ele. Nesse caso, a resistência depende da geometria dos alvéolos e da esbeltez da alma. Lawson e Hicks (2011) observam que os esforços podem ser verificados com base num modelo de escoras onde é admitido que as tensões de compressão atuantes no montante têm a mesma magnitude dos esforços de cisalhamento longitudinais, que

a instabilidade ocorre num comprimento efetivo da alma que depende do espaçamento entre aberturas e que podem ocorrer tensões adicionais no plano. São consideradas então três possíveis situações: aberturas espaçadas, pouco espaçadas e assimétricas em relação à profundidade da viga.

2.4.9 Estado limite de serviço

Além das verificações relativas aos modos de colapso, as vigas devem ser avaliadas em situação de serviço. Nesse caso, são analisadas situações relacionadas ao conforto do usuário, como deslocamento e vibração excessivas.

O cálculo do deslocamento máximo em vigas de alma cheia geralmente despreza a parcela de deformação causada pelo esforço cortante. Entretanto, com a presença das aberturas na alma em vigas alveolares, essa parcela se torna significativa. Dessa forma, para obter a deformação total da viga, deve-se somar o deslocamento causado pelo esforço cortante com o relativo à flexão.

Já a análise dos elementos quanto ao estado limite de serviço de vibrações excessivas é relevante para estruturas com cargas que apresentam variação no tempo. A NBR 8800 (ABNT, 2008) apresenta suas considerações relativas a vibrações em vigas de alma cheia no Anexo L, aplicando limites para o deslocamento máximo das vigas de acordo com a sua utilização.

Observa-se que a vibração em uma viga está ligada às suas propriedades de rigidez e massa, sendo proporcional à primeira e inversamente proporcional a segunda. Dessa forma, de acordo com Brinkhus (2015), como vigas alveolares apresentam maior rigidez, elas são mais resistentes aos efeitos de vibração do que os perfis originais. Além disso, no caso de vigas mistas, a presença da laje de concreto também torna a estrutura mais rígida, melhorando seu desempenho quanto a esse estado limite.

3 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS CELULARES MISTAS

Neste capítulo, são abordados os métodos simplificados utilizados para o dimensionamento de vigas celulares mistas. São estes: o contido no Steel Design Guide 31 (AISC, 2016b), o apresentado por Lawson e Hicks (2011) na publicação SCI 355 e o de Ward (1990) publicado na SCI P100. Observa-se que para os dois últimos foram aplicadas as adaptações propostas por Badke-Neto (2015). Também foram empregadas as formulações apresentadas por Panedpojaman *et al.* (2014) e Grilo (2018) para verificação de vigas celulares quanto à instabilidade do montante da alma. Já na determinação da largura efetiva da laje, além da NBR 8800 (ABNT, 2008), foram abordados os procedimentos indicados no Eurocode 4 (CEN, 2004), *LFRD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2017), GBT50017 (2017) e Yuan *et al.* (2016). Ressalta-se ainda que para todos os métodos apresentados, foram analisadas vigas biapoiadas. Além disso, foi considerado o uso de lajes *steel-deck* e conectores de cisalhamento do tipo *stud-bolt* com distribuição uniforme ao longo de todo vão da viga.

3.1 STEEL DESIGN GUIDE 31 (AISC)

Os modelos de cálculo indicados no Steel Design Guide 31 (AISC, 2016b) abordam vigas casteladas e celulares, isoladas ou mistas. São analisadas aberturas centralizadas em relação à altura do perfil e possibilidade de utilizar perfis diferentes para o tê inferior e superior. Além disso, são consideradas as abordagens LFRD (Load and Resistance Factor Design) e ASD (Allowable Stress Design), sendo que neste trabalho é utilizado o LFRD por se aproximar mais da abordagem das normas brasileiras. As orientações do guia estão de acordo com o ANSI/AISC 360-16 - Specification for Structural Steel Buildings (AISC, 2016a) e com o AISC Steel Construction Manual (AISC, 2011).

3.1.1 Geometria

Os dados de entrada relativos à geometria básica da seção podem ser vistos na Figura 3.1. Destaca-se que como a metodologia aborda a utilização de perfis diferentes nos tês da viga, os itens com final *-top* se referem ao tê superior e os com final *-bot* estão relacionados aos dados do tê inferior.

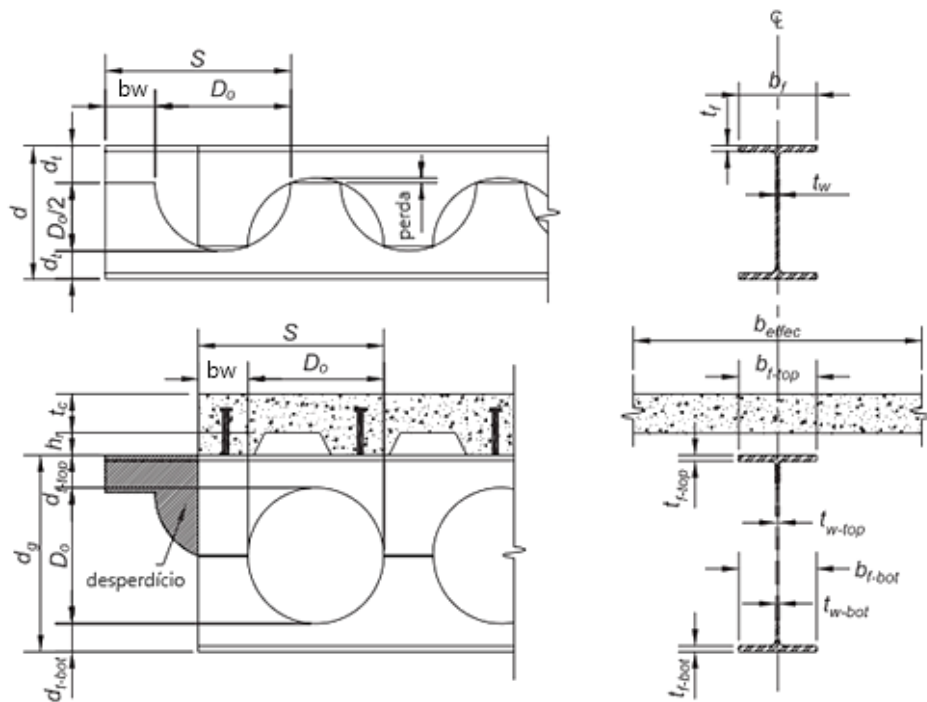


Figura 3.1 -Parâmetros geométricos em vigas celulares mistas (adaptado de AISC, 2016)

Sendo b_{ef} a largura efetiva da laje, b_f a largura da mesa do perfil, d a altura total do perfil original, D_o o diâmetro da abertura, d_g a altura do perfil expandido, d_t a altura do tê, b_w a largura do montante, h_r a altura da nervura da laje, R o raio da abertura, S a distância entre aberturas ou passo, t_c , t_f e t_w a espessura da capa da laje, da mesa e da alma do perfil, respectivamente.

A partir desses parâmetros, são calculadas as propriedades geométricas do perfil e de cada tê. Observa-se que as formulações propostas nos itens a seguir são válidas para vigas que respeitem as seguintes relações geométricas:

$$1.08 < S/D_o < 1.5 \quad (3.1)$$

$$1.25 < d_g/D_o < 1.75 \quad (3.2)$$

3.1.2 Largura efetiva da laje de concreto

A largura efetiva da laje de concreto é calculada de forma simplificada e independentemente da presença e geometria dos alvéolos da viga, variando apenas com seu vão e espaçamento entre vigas adjacentes. De acordo com o guia, ela não pode exceder o menor valor dentre os apresentados na Tabela 3.1. Salienta-se que os valores recomendados são similares aos apresentados na NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 3.1 - Largura efetiva da laje de concreto

Vigas internas	1/4 do vão da viga
	Espaçamento entre vigas
Vigas externas	1/8 do vão da viga + distância do centro da viga à borda da laje
	1/2 do espaçamento entre vigas + distância do centro da viga à borda da laje

3.1.3 Conectores de cisalhamento e determinação das forças axiais

Para considerar a ação mista da viga, deve-se calcular a resistência dos conectores de cisalhamento e determinar se a interação entre os elementos é total ou parcial. Essa verificação deve ser feita em todas as aberturas da viga. Para isso, é calculada a densidade de conectores presentes na viga (q):

$$q = \frac{N_s Q_n}{L} \quad (3.3)$$

sendo N_s o número total de conectores ao longo da viga, L o vão da viga e Q_n a resistência nominal de um conector. Nesse trabalho, optou-se por determinar essa resistência conforme recomendações da NBR 8800 (ABNT, 2008), apresentadas posteriormente no item 3.2.3. Dessa forma, a resistência fornecida pelos conectores em um ponto da viga pode ser calculada multiplicando a densidade de conectores pela distância entre a extremidade da viga e o ponto considerado.

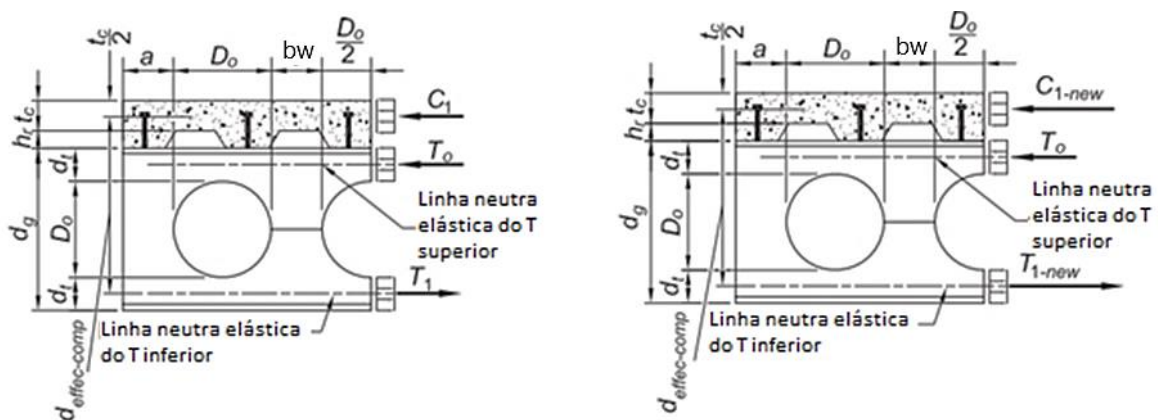


Figura 3.2 - Terminologia usada para cálculo das forças axiais atuantes em vigas totalmente e parcialmente compostas (adaptado de AISC, 2016)

Levando em consideração as forças indicadas na Figura 3.2, observa-se que se a força axial de tração (T_1) atuante na abertura for inferior à resistência fornecida pelos conectores até o ponto considerado, a seção é classificada como totalmente composta. Nesse caso, admite-se que o concreto pode resistir a todas forças compressivas e que T_0 é igual a zero, de modo que as forças de compressão e de tração são iguais e podem ser calculadas como:

$$T_1 = C_1 = \frac{M_r}{d_{effec_{comp}}} \quad (3.4)$$

sendo C_1 a força axial atuante no concreto, M_r o momento fletor atuante no ponto e $d_{effec_{comp}}$ a profundidade efetiva da seção composta, dada por:

$$d_{effec_{comp}} = d_g - \bar{y}_{tee-bot} + h_r + 0,5 \cdot t_c \quad (3.5)$$

em que $\bar{y}_{tee-bot}$ é a distância da fibra inferior ao centroide do tê inferior. Também é calculada a profundidade de concreto utilizada para resistir ao momento fletor da viga (Y_c):

$$Y_c = \frac{T_1}{0,85 f'_c b_{ef}} \quad (3.6)$$

em que f'_c é a resistência a compressão do concreto.

Caso a força T_1 seja superior à resistência fornecida pelos conectores, a seção é classificada como parcialmente composta. Nesse caso, calcula-se uma força T_0 , que representa a força axial adicional que deve ser resistida pelos tês do perfil de aço e é dada por:

$$T_0 = M_r \left[\frac{1 - \frac{q \cdot X_i}{T_1}}{d_{effec_{noncomp}}} \right] \quad (3.7)$$

em que X_i é a distância entre a extremidade da viga e o ponto considerado e $d_{effec_{noncomp}}$ é a profundidade efetiva da seção não composta. O valor calculado deve então ser somado a força atuante T_1 , obtendo-se a $T_{1_{new}}$.

3.1.4 Resistência ao cisalhamento vertical e horizontal

De modo geral, as forças de cisalhamento horizontais e verticais em vigas metálicas são resistidas pela alma do perfil. Em vigas alveolares o cisalhamento é ainda mais relevante, uma

vez que o esforço vertical deve ser resistido pela seção líquida do perfil. Além disso, no caso do cisalhamento horizontal atuante na região central, o esforço é aumentado a cada montante em razão da presença de aberturas adjacentes. Observa-se que no caso das vigas alveolares mistas, não é considerada a colaboração da laje de concreto na absorção do esforço cortante, levando a resultados mais conservativos.

Assim, o cisalhamento vertical deve ser analisado avaliando o esforço global atuante na viga e a resistência tanto na região de abertura quanto nos montantes. Nas aberturas, utiliza-se a seção líquida da região e o esforço atuante é dividido proporcionalmente entre os tês superior e inferior baseado na relação entre as áreas destes. Na região dos montantes, emprega-se a seção bruta, considerando a altura entre as mesas descontando a região de filetagem.

Para verificar a resistência da seção bruta, é necessário determinar o coeficiente C_{v1} indicado na Tabela 3.2. Nesse caso, o coeficiente de flambagem k_v vale 5,34, h é a altura da alma do perfil menos o raio de filetagem $h = d_g - k_{top} - k_{bot}$, V_n é a resistência nominal da seção ao cisalhamento, E é o módulo de elasticidade longitudinal do aço e f_y é sua tensão de escoamento.

Tabela 3.2 - Cálculo do C_{v1}

$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$	$C_{v1} = 1,0$
$\frac{h}{t_w} > 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$	$C_{v1} = \frac{1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}}{h/t_w}$

Após, é determinada a resistência nominal da seção ao cisalhamento (V_n), conforme equação (3.8).

$$V_n = 0,6 f_y d_g t_w C_{v1} \quad (3.8)$$

Já para a seção líquida, o coeficiente C_{v2} é calculado de acordo com a Tabela 3.3. Nesse caso, o coeficiente de flambagem k_v é igual a 1,2 e h é a altura do tê. A resistência nominal da seção líquida ao cisalhamento é dada pela equação (3.9).

Tabela 3.3 - Cálculo do C_{v2}

$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$	$C_{v2} = 1,0$
$1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$	$C_{v2} = \frac{1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}}{h/t_w}$
$\frac{h}{t_w} > 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$	$C_{v2} = \frac{1,51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 f_y}$

$$V_n = 0,6 f_y (d_{t-top} + d_{t-bot}) t_w C_{v2} \quad (3.9)$$

Após a determinação das resistências nominais tanto para seção bruta quanto para líquida, é possível calcular a força resistente da seção e observar se a mesma está adequada em relação aos esforços atuantes. Para isso, é preciso determinar o fator de resistência ao cisalhamento ϕ_v , para então calcular o valor da resistência útil da seção ao cisalhamento V_{rd} por meio da equação (3.10).

Tabela 3.4 - Fator de resistência ao cisalhamento

$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\phi_v = 1,0$
$\frac{h}{t_w} > 2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\phi_v = 0,90$

$$V_{rd} = \phi_v V_n \quad (3.10)$$

A verificação do esforço de cisalhamento horizontal pode ser realizada utilizando o mesmo esforço atuante considerado para a instabilidade do montante da alma. Já para o esforço resistente, utilizam-se as equações (3.11) e (3.12), sendo que A_w é a área do montante na seção central e ϕ_v é igual a 1.

$$V_n = 0,6 A_w f_y \quad (3.11)$$

$$V_{rd} = \phi_v V_n \quad (3.12)$$

3.1.5 Resistência dos tês à flexão e forças axiais

A resistência nominal dos tês em seções mistas é calculada de maneira equivalente às vigas isoladas, considerando-se que o tê inferior está submetido à tração. Além disso, se a seção for

parcialmente composta e a força T_0 existir, o t \hat{e} superior deve ser analisado como um membro em compressão.

Para verificar os t \hat{e} s quanto à presença de forças axiais, é necessário calcular a resistência nominal à compressão P_n . Esta pode ser definida como o menor valor obtido com base nos limites aplicáveis para flambagem por flexão e flexo-torção. Para flambagem por flexão em uma seção sem elementos esbeltos, P_n pode ser calculado de acordo com o indicado nas equações a seguir. Caso os t \hat{e} s apresentem elementos de compressão esbeltos, deve-se seguir a seção E7 do ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016a). Enquanto para flambagem por flexo-torção, devem ser seguidas as instruções da seção E4 do mesmo manual.

Destaca-se que para t \hat{e} s com mesas compactas, não é necessário verificar a flambagem local para o cálculo da resistência a flexão da seção. Além disso, para seções totalmente compostas, não é preciso verificar as forças de compressão, pois nesse caso considera-se que elas são absorvidas pelo concreto.

Caso a seção seja parcialmente composta, as forças axiais compressivas atuantes nos t \hat{e} s devem ser avaliadas conforme o indicado a seguir. Para a verificação da flambagem tanto por flexão quanto por flexo-torção, deve-se primeiramente determinar a tensão crítica de flambagem F_{cr} de acordo com a Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Tensão crítica para flambagem por flexão ou flexo-torção

$\frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(\text{ou } \frac{f_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$	$F_{cr} = \left(0,658 \frac{f_y}{F_e} \right) f_y$
$\frac{L_c}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(\text{ou } \frac{f_y}{F_e} > 2,25 \right)$	$F_{cr} = 0,877 F_e$

Sendo que L_c é o comprimento efetivo do elemento a flambagem na direção considerada e r é o menor raio de giração do t \hat{e} . F_e é a tensão elástica de flambagem e pode ser calculada pela equação (3.13) para flexão e (3.14) para flexo-torção.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (3.13)$$

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (3.14)$$

Sendo que $H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2}$, em que x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de cisalhamento em relação ao centroide e \bar{r}_0 é o raio de giração polar em torno do centro de cisalhamento. As tensões de flambagem F_{ey} e F_{ez} são dadas por:

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2} \quad (3.15)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(L_{cz})^2} + GJ \right] \left(\frac{1}{A_{t\hat{e}} \bar{r}_0^2} \right) \quad (3.16)$$

em que C_w é a constante de empenamento, G é o módulo de elasticidade transversal do aço e J é a constante de torção.

Então, é possível calcular a força de compressão nominal (P_n) para os esforços considerados e a força resistente da seção (P_c), considerando que ϕ_c é igual a 0,90.

$$P_n = F_{cr} A_{t\hat{e}} \quad (3.17)$$

$$P_c = \phi_c P_n \quad (3.18)$$

Já para avaliar a tração atuante nos tês, deve-se utilizar a seção D2 do ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016a). Dessa forma, a força resistente nominal da seção é dada por:

$$P_n = f_y A_{t\hat{e}} \quad (3.19)$$

Para verificar a resistência a flexão dos tês, ela deve ser calculada e comparada com a resistência necessária para suportar o momento de Vierendeel. O valor da resistência à flexão nominal M_n pode ser considerado como o menor valor dentre os obtidos para o estado limite de escoamento (momento plástico), flambagem lateral com torção e flambagem local das mesas e hastes dos tês. O momento plástico M_{pl} é determinado de acordo com as equações (3.20) e (3.21). Já os estados limites de flambagem são abordados nos itens 3.1.8 e 3.1.9 deste trabalho.

$$M_{pl-top} = M_y = f_y W_{bot} \quad (3.20)$$

$$M_{pl-bot} = M_y = f_y W_{top} \quad (3.21)$$

Em que W é o módulo resistente do tê em questão.

3.1.6 Verificação do mecanismo Vierendeel

A formação do mecanismo Vierendeel em vigas mistas se dá de forma semelhante à de vigas isoladas. Entretanto, nesse caso é possível considerar que uma parcela do esforço cortante global é absorvida pela laje, enquanto o restante é distribuído nos tês conforme a área relativa entre eles, conforme pode ser visto na Figura 3.3. Assim, o momento de Vierendeel atuante nos tês será menor e a viga mista estará menos suscetível a esse modo de falha que uma viga isolada.

Destaca-se que para vigas biapoiadas sujeitas a cargas distribuídas, como as abordadas no guia, não é possível presumir que os maiores esforços internos ocorrerão na região central de seu vão. Os esforços de cisalhamento e a interação com o momento devem ser avaliados em cada abertura. Isso ocorre visto que embora a ação mista contribua com a resistência da seção, esse auxílio só é garantido pela presença e ação dos conectores de cisalhamento. Dessa forma, nas aberturas próximas às extremidades da viga, há menos conectores disponíveis entre a extremidade e o ponto estudado, fazendo com que uma parcela menor do cisalhamento seja absorvida pelo concreto e uma força maior atue nos tês da seção de aço.

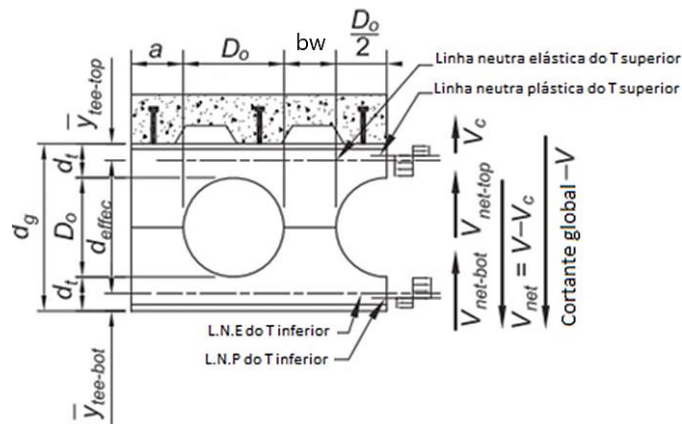


Figura 3.3 - Terminologia para o cálculo dos esforços de Vierendeel em vigas celulares mistas
(Adaptado de AISC, 2016)

Assim, a verificação da viga alveolar mista para a formação do mecanismo Vierendeel tem início com o cálculo da parcela do esforço cortante absorvida pela laje. Para isso, deve-se determinar a resistência à punção do concreto (V_{nc}) e a resistência ao cisalhamento disponível no concreto (V_c), conforme equações (3.22) e (3.23).

$$V_{nc} = 3(h_r + t_c)(t_c)(4\sqrt{f'c'}) \quad (3.22)$$

$$V_c = \phi_{cv} V_{nc} \quad (3.23)$$

Sendo que ϕ_{cv} vale 0,75. Dessa forma, a força de cisalhamento líquida usada para calcular os esforços de Vierendeel (V_{s-net}) é dada por:

$$V_{s-net} = V_s - V_{rd} \quad (3.24)$$

em que V_s é a força de cisalhamento solicitante global. Então, calcula-se o esforço de cisalhamento gerado pela força líquida e o momento fletor global em cada abertura. Após, são determinados os momentos de Vierendeel (M_{vr}) atuantes nos tês superior e inferior de cada abertura.

$$M_{vr} = V_{s-net} \left(\frac{A_{tê-crit}}{A_{crit}} \right) \left(\frac{D_0}{4} \right) \quad (3.25)$$

Sendo que $A_{tê-crit}$ é a área do tê na seção crítica localizada a $0,225D_0$ do centro da abertura e A_{crit} é a soma da área dos tês superior e inferior na seção crítica.

Após, são utilizadas a resistência à flexão e à compressão axial dos tês superior e inferior, conforme indicado no item 3.1.5 deste texto. Assim, é possível verificar a interação entre os esforços axiais e de flexão de acordo com as equações apresentadas na Tabela 3.6. Em que P_r é o esforço axial solicitante, P_c é o esforço axial resistente, M_s é o momento fletor solicitante e M_c é o momento fletor resistente, x é relativo ao maior eixo de curvatura e y ao menor.

Tabela 3.6 - Interação entre esforços axiais e de flexão

$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{sx}}{M_{cx}} + \frac{M_{sy}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$
$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{sx}}{M_{cx}} + \frac{M_{sy}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$

3.1.7 Instabilidade do montante da alma

A instabilidade do montante da alma é causada pelas forças de cisalhamento horizontais que atuam no mesmo. Como esse modo de falha depende da geometria e espessura do montante, são feitas verificações separadas para o tê superior e inferior, uma vez que o método considera o uso de perfis diferentes para cada um, de forma que estes podem ter espessuras e resistências diferentes. Caso o diâmetro da abertura seja igual em ambos os tês e o aço utilizado seja o mesmo, pode-se verificar apenas o que possuir menor espessura da alma.

A formulação adotada pelo guia foi desenvolvida por Ward (1990) e utiliza três parâmetros C1, C2 e C3. Esses coeficientes dependem das propriedades do montante e são utilizados para calcular sua resistência a flambagem como uma função da sua resistência elástica em uma seção crítica afastada $0,9R$ do centro do furo, conforme indicado na Figura 3.4. Destaca-se que as equações só são válidas para vigas que atenderem as limitações geométricas indicadas no item 3.1.1.

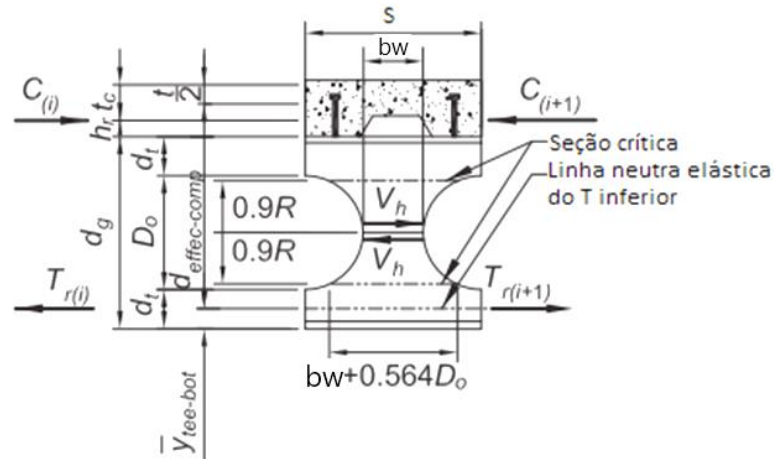


Figura 3.4 - Terminologia para cálculo da flambagem local da alma (adaptado de AISC, 2016)

Dessa forma, primeiramente são calculados o cisalhamento horizontal atuante V_{sh} e o momento M_{sh} , que deve ser resistido pelo montante.

$$M_{sh} = 0,90 \frac{D_0}{2} V_{sh} \quad (3.26)$$

Já para determinar a resistência do montante da alma, são calculados os parâmetros C1, C2 e C3. Após, é necessário calcular o momento elástico M_e e sua relação com o momento admitido. Esse procedimento é feito de acordo com as equações (3.27) a (3.31).

$$C1 = 5,097 + 0,1464 \left(\frac{D_0}{t_w} \right) - 0,00174 \left(\frac{D_0}{t_w} \right)^2 \quad (3.27)$$

$$C2 = 1,441 + 0,0625 \left(\frac{D_0}{t_w} \right) - 0,000683 \left(\frac{D_0}{t_w} \right)^2 \quad (3.28)$$

$$C3 = 3,645 + 0,0853 \left(\frac{D_0}{t_w} \right) - 0,00108 \left(\frac{D_0}{t_w} \right)^2 \quad (3.29)$$

$$M_e = \frac{t_w (S - D_0 + 0,564 D_0)^2}{6} f_y \quad (3.30)$$

$$\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_e} = \left[C_1 \left(\frac{S}{d_0} \right) - C_2 \left(\frac{S}{D_0} \right)^2 - C_3 \right] \quad (3.31)$$

Por fim, a resist\ecancia do montante \e dada por:

$$M_n = 0,90 \cdot \left(\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_e} \right) M_e \geq M_{sh} \quad (3.32)$$

3.1.8 Flambagem lateral com tor\c7\ao

A verifica\c7\ao da viga alveolar quanto \a flambagem lateral com tor\c7\ao \e feita de modo similar ao adotado para perfis I de alma cheia. Dessa forma, as propriedades da se\c7\ao bruta podem ser adotadas para a an\acute{a}lise. Al\em disso, no caso de vigas mistas, \e poss\ivel considerar que a laje estabiliza a mesa superior do perfil.

Os procedimentos de c\c3\alculo indicados seguem as orienta\c7\oes do cap\itulo F do ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016a). Inicialmente, deve-se calcular os comprimentos limites sem restri\c7\ao lateral para o estado limite de escoamento (L_p) e de flambagem lateral com tor\c7\ao inel\c3\astica (L_r), de acordo com as equa\c7\oes a seguir:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.33)$$

$$L_r = 1,95 \left(\frac{E}{f_y} \right) \frac{\sqrt{I_y J}}{S_x} \sqrt{2,36 \left(\frac{f_y}{E} \right) \frac{dW}{J} + 1} \quad (3.34)$$

em que I_y \e o momento de in\er\c3\cia em torno do eixo y. Esses limites devem ser comparados com o comprimento L_b , admitido como $D_0/2$ para vigas celulares. Assim, \e poss\ivel determinar qual formula\c7\ao deve ser utilizada para o c\c3\alculo do momento nominal resistente M_n do caso em quest\c3\ao. Estas est\ao apresentadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Momento nominal para flambagem lateral com tor\c7\ao

$L_b \leq L_p$	O estado limite n\c3\o se aplica
$L_p < L_b \leq L_r$	$M_n = M_{pl} - (M_{pl} - M_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$
$L_b > L_r$	$M_n = M_c$

Sendo que M_c é a resistência à flexão de projeto, M_{pl} é o momento fletor plástico e M_y é o momento de escoamento sobre o eixo de flexão. Também é necessário calcular a resistência à flexão nominal para o estado limite de flambagem lateral com torção (M_{cr}), dada por:

$$M_{cr} = \frac{1,95E}{L_b} \sqrt{I_y J} \left(B + \sqrt{1 + B^2} \right) \quad (3.35)$$

sendo que:

$$B = 2,3 \left(\frac{d_p}{L_b} \right) \frac{\sqrt{I_y}}{J} \quad (3.36)$$

em que d_p é a profundidade do tê em tração. Para o caso da alma do tê estar submetida à compressão em qualquer ponto ao longo do comprimento destravado, utiliza-se a equação (3.37). Nesse caso, d_p é a profundidade do tê em compressão.

$$B = -2,3 \left(\frac{d_p}{L_b} \right) \frac{\sqrt{I_y}}{J} \quad (3.37)$$

3.1.9 Flambagem local das mesas e hastes dos tês

Assim como a flambagem lateral com torção, a verificação da flambagem local das mesas e hastes dos tês devem ser feitas de acordo com os procedimentos indicados para vigas de alma cheia. Estes encontram-se na seção F9 do ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016a).

No caso da verificação da mesa, os limites de flambagem dependem da classificação do elemento de compressão sujeito a flexão. O momento nominal para cada caso pode ser calculado de acordo com a Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Momento nominal para flambagem local da mesa dos tês

Seção compacta	O estado limite não se aplica
Seção não – compacta	$M_n = \left[M_{pl} - (M_{pl} - 0,7f_y W_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \leq 1,6M_y$
Seção esbelta	$M_n = \frac{0,7 E W_{xc}}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2}$

Em que W_{xc} é o módulo resistente elástico relativo à mesa comprimida, λ é a esbeltez da mesa dada por $\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$. Já λ_{pf} é o limite de esbeltez para mesa compacta e λ_{rf} é o limite para mesa

não compacta, ambos são iguais, respectivamente, ao λ_p e λ_r indicados na tabela B4.1b do ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016a)

Para a verificação da flambagem local das hastes dos tês, deve-se calcular a tensão crítica F_{cr} . Seu valor depende da relação entre a altura do tê e a espessura da alma, conforme indicado na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Tensão crítica para flambagem local da haste do tê

$\frac{d}{t_w} \leq 0,84 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$F_{cr} = f_y$
$0,84 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{d}{t_w} \leq 1,52 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$F_{cr} = \left(1,43 - 0,515 \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right) f_y$
$\frac{d}{t_w} > 1,52 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$F_{cr} = \frac{1,52E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}$

O momento nominal pode então ser determinado pela equação:

$$M_n = F_{cr}W \quad (3.38)$$

3.1.10 Flecha

Vigas alveolares geralmente apresentam uma relação entre vão e altura maiores que vigas com perfis de alma cheia, de forma que a deformação não governa seu dimensionamento. Na maioria dos casos, a deformação corre de forma semelhante à das seções prismáticas. Entretanto, é necessário considerar a deformação por corte em torno das aberturas, porém esta é mais significativa em vigas com vão muito pequenos ou na presença de grandes cargas concentradas.

Assim, de modo geral não é necessário realizar verificações mais refinadas que as utilizadas para seções prismáticas. O guia indica que tanto vigas alveolares mistas quanto isoladas podem ter sua deformação aproximada utilizando 90% do momento de inércia da seção líquida para os cálculos.

3.2 WARD

Os procedimentos de dimensionamento propostos por Ward (1990) encontram-se na publicação SCI P100, intitulada *Design of Composite and Non-Composite Cellular Beams*. Nela, são

abordadas vigas celulares biapoiadas isoladas e mistas, com perfis fabricados em aço grau 50. Também é considerada a possibilidade de utilização de enrijecedores na região das aberturas. Para verificações do estado limite último (ELU), os modelos de cálculo são baseados na análise plástica da seção da viga, enquanto para o estado limite de serviço (ELS) é adotado um comportamento elástico.

O texto está de acordo com as indicações da norma BS 5950: partes 1 e 3.1 (BSI, 1990), vigentes na época em que foi escrito. Neste trabalho, são empregadas as adaptações feitas por Badke-Neto (2015), tornando o método mais adequado para utilização de acordo com as normas brasileiras.

3.2.1 Geometria

Com o objetivo de facilitar a entrada de dados e a comparação entre os métodos analisados, optou-se por utilizar as mesmas notações indicadas no item 3.1.1 deste trabalho. Além disso, as limitações geométricas citadas no Steel Design Guide 31 (AISC, 2016b) são as mesmas aplicadas no método de Ward (1990).

3.2.2 Largura efetiva da laje de concreto

Para determinação da largura efetiva da laje de concreto, foram aplicadas as indicações da NBR 8800 (ABNT, 2008). Esta é definida de maneira simplificada, conforme indicado na Figura 3.5, e depende apenas do vão da viga e da distância entre vigas adjacentes. Para uma viga mista biapoiada, a largura efetiva da laje de concreto, medida de cada lado da linha central da viga, não deve exceder o menor dentre os valores a seguir:

1. 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;
2. Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
3. Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

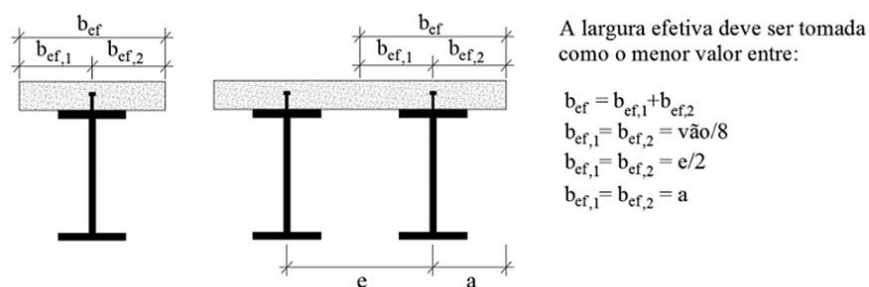


Figura 3.5 - Largura efetiva de acordo com a NBR 8800/2008 (REGINATO, 2017)

3.2.3 Conectores de cisalhamento e determinação das forças axiais

Para avaliar a influência da ação mista no comportamento da viga, deve-se estabelecer se a conexão entre os elementos é total ou parcial. Dessa forma, primeiramente é necessário calcular a força resistente de cálculo dos conectores de cisalhamento (Q_{rd}). Nesse caso, esta é determinada de acordo com o indicado na NBR 8800 (ABNT, 2008), devendo ser adotado o menor valor entre os obtidos pelas equações (3.39) e (3.40):

$$Q_{rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (3.39)$$

$$Q_{rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (3.40)$$

em que A_{cs} é a área da seção do conector, f_{ck} é a resistência característica a compressão do concreto, E_c é o módulo de elasticidade do concreto e f_{ucs} é a resistência última do aço utilizado no conector. Já γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector. Enquanto R_g e R_p são, respectivamente, coeficientes para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores e para consideração da posição do conector. Tais coeficientes têm seus valores apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Coeficientes de ponderação para conectores de cisalhamento

R_g	1,00	- Um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; - Qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço; - Qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação $bF / h F$ igual ou superior a 1,5.
	0,85	- Dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; - Um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação $bF / h F$ inferior a 1,5.
	0,70	- Três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.
R_p	1,00	- Conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos 50 % da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto
	0,75	- Conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 mm; - Conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;
	0,60	- Conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 mm

Sendo que e_{mh} é a distância da face do fuste do conector à borda da alma da nervura, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector, conforme indicado na Figura 3.6.

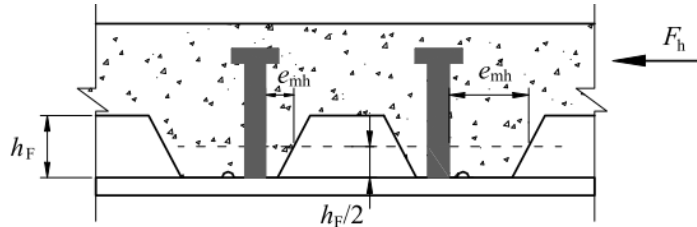


Figura 3.6 - Valor a ser tomado para e_{mh} para lajes com *steel deck* (ABNT, 2008)

Dependendo da força resistida pelos conectores, a interação entre os elementos pode ser classificada como parcial ou total. Para avaliar em qual caso a viga se encaixa, é necessário conhecer a força de cisalhamento de cálculo do sistema (F_{hd}), dada pelo menor valor entre a resistência do concreto à compressão e resistência do perfil ao esforço axial, respectivamente calculados pelas equações (3.41) e (3.42):

$$R_{cd} = 0,85f_{cd}b_{ef}t_c \quad (3.41)$$

$$R_{td} = A_a f_{yd} \quad (3.42)$$

em que f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto, A_a é a área do perfil de aço na seção da abertura e f_{yd} é a resistência de escoamento de cálculo do aço. Então, é possível obter o grau de interação (η_i), dado pela relação entre a resistência da conexão da viga e a força cisalhante de cálculo.

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}} \quad (3.43)$$

Se o valor da interação for maior ou igual a 1, isso significa que a força resistida pelos conectores é superior a atuante, ou seja, a seção apresenta interação total. Caso contrário, os conectores não são capazes de resistir à totalidade do esforço de cisalhamento, então a interação é considerada parcial.

Salienta-se que para o caso da interação parcial, deve ser respeitado um grau mínimo de interação para garantir que a seção mista apresente um comportamento dúctil. Para um perfil de aço simétrico, esse valor pode ser determinado de acordo com a equação (3.44). Para vigas com trecho de momento positivo (L_e) menores ou iguais a 25m de comprimento. Para um L_e superior, o grau de interação mínimo é igual a 1.

$$\eta_i = 1 - \frac{E}{578f_y} (0,75 - 0,03L_e) \geq 0,4 \quad (3.44)$$

Considerando as forças atuantes na seção mista indicadas na Figura 3.7, observa-se que se a resistência da conexão entre o apoio e o ponto considerado for suficiente para desenvolver uma força T_1 atuante no tê inferior da viga, a conexão é considerada adequada. Nesse caso, para uma interação total, admite-se que o concreto absorve todo esforço de compressão. Dessa forma, o esforço atuante no tê superior é nulo, enquanto o esforço de tração no tê inferior pode ser calculado pela equação (3.45).

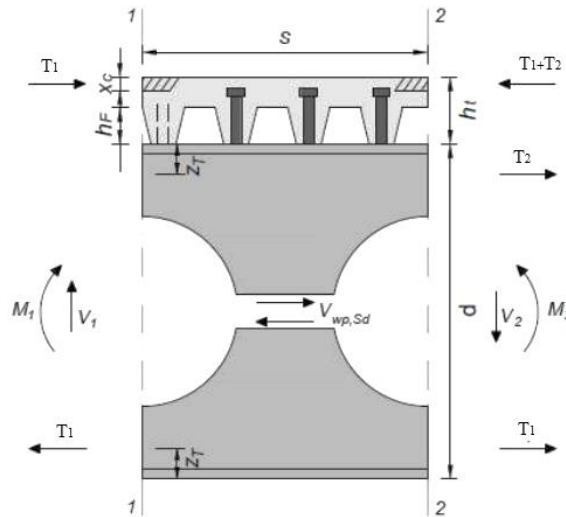


Figura 3.7 - Forças atuantes na seção mista (adaptado de BADKE NETO, 2015)

$$T_1 = \frac{M_{sd}}{(d_g - z_t + h_t - 0,5Y_c)} \quad (3.45)$$

Em que M_{sd} é o momento fletor solicitante de cálculo na seção e z_t é a distância entre a fibra da extremidade e o centroide do tê considerado, equivalente ao \bar{y}_{tee} utilizado no item 3.1 deste texto. Já Y_c é a altura da laje solicitada pelo esforço T_1 e é dada por:

$$Y_c = \frac{T_1 t_c}{R_{cd}} \quad (3.46)$$

Entretanto, se a resistência da conexão não for o suficiente para resistir totalmente aos esforços, a diferença entre o momento atuante e a capacidade resistente da seção mista deve ser absorvida pelo perfil de aço. Essa diferença é determinada em forma de uma força adicional T_0 , aplicada nos tê e calculada como:

$$T_0 = M_{sd} \left[\frac{1 - \frac{N_{sc} Q_{rd}}{T_1}}{h_{ef}} \right] \quad (3.47)$$

em que N_{sc} é o número de conectores entre a extremidade da viga e o centro da abertura considerada e h_{ef} é a distância entre os centroides dos tês superior e inferior. Dessa forma, quando houver conexão parcial, o valor da força de tração atuante no tê inferior deve ser revisado por:

$$T_{1-new} = N_{sc} Q_{rd} + T_0 \quad (3.48)$$

É recomendado que o valor de T_0 seja menor que $0,5N_{sc}Q_{rd}$ e destaca-se que o valor dos esforços axiais atuantes não deve exceder a resistência última dos tês.

3.2.4 Resistência ao cisalhamento vertical e horizontal

A fim de verificar a capacidade da viga quanto aos esforços cortantes, é adotada uma abordagem conservativa, na qual todo esforço cortante é resistido apenas pela viga de aço. Entretanto, caso seja necessário, é possível reduzir o esforço atuante na seção de aço subtraindo a força de cisalhamento resistente da laje.

O esforço cortante vertical deve ser avaliado nos tês no centro das aberturas e também nos montantes da alma. Na região da abertura, considera-se a soma da resistência ao escoamento dos tês superior e inferior. Para uma viga simétrica, a resistência na abertura é dada pela equação (3.49). Já para a verificação do montante, utiliza-se a equação (3.50).

$$V_{rd} = 2(0,6A_{wt}f_{yd}) \quad (3.49)$$

$$V_{rd} = 0,6A_{wp}f_{yd} \quad (3.50)$$

Em que A_{wt} é a área da alma do tê e γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência, com valor igual a 1,10 e A_{wp} é a área da alma do perfil. Já o esforço cortante longitudinal é verificado na região com menor largura do montante, ou seja, na altura central do perfil. Nesse caso, a resistência é calculada por:

$$V_{wp,rd} = 0,6(b_w t_w) f_{yd} \quad (3.51)$$

3.2.5 Resistência à flexão na seção da abertura

De acordo com Ward (1990), a resistência à flexão em uma viga celular mista depende principalmente do tê inferior, que resiste ao esforço de tração gerado pelo momento, e da laje de concreto, que resiste à componente de compressão. Entretanto, o tê superior não deve ser ignorado, visto que ele influencia na altura efetiva da seção e conseqüentemente no seu momento resistente.

A avaliação do momento fletor da viga, deve ter início pela determinação da posição da linha neutra plástica da seção, obtida de forma semelhante à indicada na NBR 8800 (ABNT, 2008) e na Figura 3.8. Esta pode ser classificada de acordo com o indicado na Tabela 3.11.

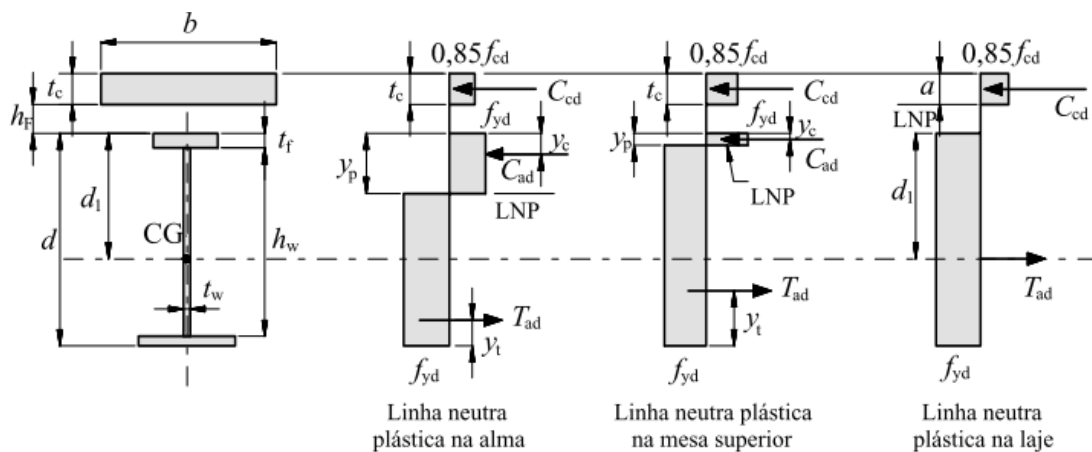


Figura 3.8 - Distribuição de tensões em vigas mistas celulares sob momento positivo e interação completa (NBR 8800:2008)

Tabela 3.11 – Posição da linha neutra plástica

$R_{cd} > R_{td}$	Laje de concreto		
$R_{cd} \geq R_{td}$	Tê superior do perfil	$C_{ad} < A_f f_{yd}$	Mesa superior
		$C_{ad} \geq A_f f_{yd}$	Alma

Sendo A_f a área da mesa superior do perfil e C_{ad} a força de compressão no perfil de aço, dada por:

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a f_{yd} - R_{cd}) \quad (3.52)$$

- **Linha neutra na laje**

Se a resistência à compressão do concreto for maior que a resistência ao escoamento do perfil de aço, a linha neutra se encontra na laje. Nesse caso, a altura de concreto solicitada pelo esforço de compressão pode ser determinada pela equação (3.53).

$$Y_c = \frac{A_a f_{yd}}{0,85 f_{cd} b_{ef}} \leq t_c \quad (3.53)$$

O momento de plastificação da seção mista é dado pela equação (3.54), enquanto o momento elástico do perfil é calculado pela equação (3.55). Dessa forma, o momento fletor resistente da seção mista pode ser obtido pela equação (3.56).

$$M_{pl} = R_{td}(0,5d_g + h_t - 0,5Y_c) \quad (3.54)$$

$$M_{el} = W_x f_y \quad (3.55)$$

$$M_{rd} = \frac{M_{el} + \eta_i(M_{pl} - M_{el})}{\gamma_{a1}} \quad (3.56)$$

- **Linha neutra na mesa superior**

Se a linha neutra se encontrar no perfil de aço, ela pode estar na mesa superior ou na alma do tê. Para o primeiro caso, a posição da linha neutra plástica, medida em relação a fibra superior da mesa é dada por:

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_f f_{yd}} t_f \quad (3.57)$$

Nesse caso, é necessário também determinar os centros de gravidade das seções tracionada e comprimida do perfil. Para a primeira, o valor considerado em relação a extremidade da mesa inferior é calculado pela equação (3.53). Já para a região comprimida do tê superior, o centro de gravidade, medido em relação a extremidade da mesa superior, é dado pela equação (3.59).

$$y_t = \frac{A_t z_t + (d_g - z_{Tt} - y_p)}{A_t + A_{t-t}} \quad (3.58)$$

$$y_c = \frac{y_p}{2} \quad (3.59)$$

Em que A_{t-t} é a área da região tracionada do tê superior e z_{Tt} é a posição do centro de gravidade dessa região em relação à linha neutra plástica. Esses valores são obtidos respectivamente pelas equações (3.60) e (3.61).

$$A_{t-t} = h_{wt}t_w + b_f(t_f - y_p) \quad (3.60)$$

$$z_{Tt} = \frac{\frac{b_f(t_f - y_p)^2}{2} + h_{wt}t_w(0,5h_{wt} + t_f - y_p)}{A_{t-t}} \quad (3.61)$$

Em que h_{wt} é a altura da alma do tê. Então, é possível calcular o momento fletor resistente da seção:

$$M_{rd} = C_{ad}(d_g - y_t - y_c) + R_{cd}(0,5t_c + h_r + d_g - y_t) \quad (3.62)$$

- **Linha neutra na alma do perfil**

Por fim, a linha neutra plástica pode se encontrar na alma do perfil. Nesse caso, sua posição é calculada por:

$$y_p = t_f + h_{wt} \left(\frac{C_{ad} - A_{af}f_{yd}}{2A_{wt}f_{yd}} \right) \quad (3.63)$$

Já a posição centro de gravidade da seção tracionada do perfil pode ser determinada pela equação (3.64), enquanto para a seção comprimida ela é dada pela equação (3.65).

$$y_t = \frac{A_t z_t + 2A_{wt}(d_g - 0,5d_t - 0,5y_p)}{A_t + A_{t-t}} \quad (3.64)$$

$$y_c = \frac{\frac{b_f t_f^2}{2} + (y_p - t_f)t_w \left(\frac{y_p + t_f}{2} \right)}{A_{t-c}} \quad (3.65)$$

Nesse caso, a área das seções tracionada e comprimida do tê superior são calculadas, respectivamente, pelas equações (3.66) e (3.67):

$$A_{t-t} = (d_t - y_p)t_w \quad (3.66)$$

$$A_{t-c} = b_f t_f + (y_p - t_f)t_w \quad (3.67)$$

Caso a viga apresente interação total, o momento fletor resistente é obtido pela equação (3.62). Já para interação parcial, este é dado por:

$$M_{rd} = M_{el} + \eta_i(M_{pl} - M_{el}) \quad (3.68)$$

em que M_{el} é o momento resistente elástico do perfil de aço e M_{pl} é o momento de plastificação da viga mista com interação total.

3.2.6 Verificação do mecanismo Vierendeel

A formação do mecanismo Vierendeel ocorre pela presença de rótulas plásticas nos cantos de uma abertura, que por sua vez dependem da interação entre os momentos secundários e os esforços axiais locais solicitantes na região. Ainda, observa-se que a formação da rótula plástica se dá em um determinado ângulo da abertura, que está associado a uma seção crítica que varia com a relação entre esforço cortante e momento fletor atuantes na viga.

Para determinar a posição dessa seção crítica, Ward (1990) indica o uso dos métodos de Sahmel (1969) ou de Olander (1953). O primeiro adota uma seção linear através do tê, enquanto o segundo utiliza uma seção circular, conforme indicado na Figura 3.9. Os dois métodos apresentam resultados similares tanto para a posição da seção crítica quanto para a resistência dos tês.

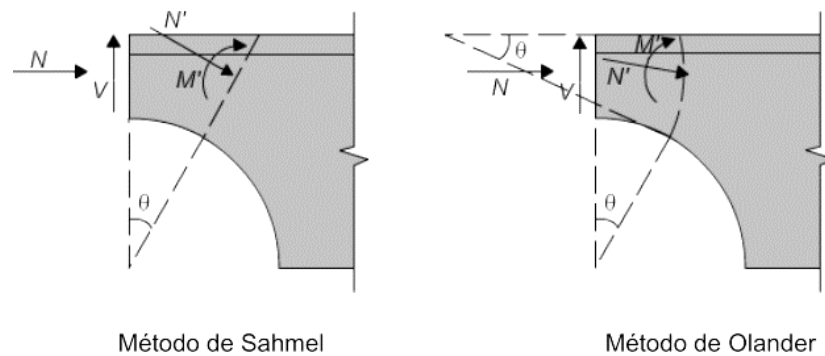


Figura 3.9 - Determinação da seção crítica da viga celular (BADKE NETO, 2015)

É necessário garantir que a interação entre momento de Vierendeel e esforço axial atuantes seja considerada adequada. Para isso, ela deve atender ao indicado na equação (3.69).

$$\frac{N'}{N'_{rd}} + \frac{M'}{M'_{pl}} \leq 1,0 \quad (3.69)$$

Em que N' é o esforço normal e M' é o momento fletor atuante na seção crítica, indicados na Figura 3.9. N'_{rd} é a área da seção crítica multiplicada pela tensão de escoamento do aço e M'_{pl}

é o momento de plastificação na seção crítica para seções compactas, que é igual ao momento de início de escoamento nas demais seções.

Destaca-se que para vigas celulares mistas, é possível assumir que o esforço cortante é totalmente resistido pela seção de aço, obtendo resultados mais conservativos, ou considerar que parte do esforço é absorvida pela laje. Em ambos os casos, deve ser considerada uma redução da espessura da alma devido à presença de esforço cortante. Essa redução é necessária se o esforço cortante solicitante na seção crítica ($V'_{t,sd}$) for superior a 50% do resistente ($V'_{t,rd}$) e pode ser calculada de acordo com a equação (3.70).

$$t_{ef} = t_w \sqrt{1 - \left(\frac{V'_{t,sd}}{V'_{t,rd}}\right)^2} \quad (3.70)$$

Ainda, caso a contribuição da laje seja considerada, seu esforço cortante vertical resistente por metro de comprimento ($V_{c,rd}$) pode ser determinado de acordo com o indicado na NBR 8800 (ABNT, 2008). Para isso, é utilizada a equação (3.71). Ressalta-se que para obter o esforço cortante resistente total, o $V_{c,rd}$ deve ser multiplicado pela largura efetiva da laje.

$$V_{c,rd} = \frac{1000\tau_{rd}k_v(1,2 + 40\rho)A_v}{b_n} \quad (3.71)$$

Em que τ_{rd} é tensão de cisalhamento resistente de cálculo, igual a $\frac{1}{4}$ da resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento (f_{ctd}), k_v é o coeficiente indicado na Tabela 3.12, b_n é a distância entre nervuras da laje e ρ é a relação entre a área da seção da armadura de tração da laje (A_s) e a área resistente do concreto (A_v).

Tabela 3.12 – Coeficiente k_v

k_v	$\left(1,6 - \frac{d}{1000}\right) \geq 1,0$	- Caso haja armadura longitudinal de tração que se estenda a não menos que a ancoragem necessária (lb,nec) além da seção considerada
	1,0	- Demais casos

Badke Neto (2015) salienta que dependendo da conexão, a laje resiste a maior parte ou a totalidade dos esforços axiais de compressão, de forma que o esforço axial no tê pode ser nulo, o que leva a diferentes solicitações nos tês. Ainda, visto que o mecanismo Vierendeel se forma por uma interação de esforços, a parcela de esforço cortante transferida para o tê inferior depende da magnitude do esforço axial que atua nele. Dessa forma, é necessário determinar a

distribuição do esforço cortante entre os tês por meio de um processo iterativo. Admite-se que todo esforço cortante solicitante é resistido pelo tê superior. Caso a seção não atenda a verificação do mecanismo Vierendeel, parte do esforço cortante pode ser transferida para o tê inferior e a análise deve ser refeita.

3.2.7 Instabilidade do montante da alma

Visto que a formulação proposta por Ward (1990) foi adotada no *Steel Design Guide 31* (AISC, 2016b), as recomendações são as mesmas apresentadas no item 3.1.7 deste texto. Quanto à formulação, permanecem as indicadas nas equações (3.27) a (3.31). Entretanto, há uma diferença na aplicação do coeficiente de ponderação para determinar o momento máximo resistente do montante, que nesse caso é dado por:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{\left(\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_e}\right) M_e}{\gamma_{a1}} \geq M_{rh} \quad (3.72)$$

3.2.8 Flecha

A deflexão nas vigas mistas deve ser avaliada em duas situações: durante a construção (antes da cura do concreto da laje) e quando estiver em serviço. Para vigas celulares, em ambos os casos são calculadas flechas secundárias em função da presença de aberturas, que devem ser somadas às flechas primárias causadas pela flexão da viga.

Para verificar a viga durante sua construção, utiliza-se a mesma formulação aplicada para o cálculo da flecha em vigas celulares isoladas. Para isso, Ward (1990) aplica o princípio dos trabalhos virtuais (PTV) para estimar a deflexão causada pelos esforços atuantes nas aberturas de vigas simétricas, obtendo flechas parciais calculadas para cada esforço, conforme indicado na Tabela 3.13, em que $I_{xt\hat{e}}$ é o momento de inércia do tê em relação ao eixo x e χ é o fator de forma do montante da alma. Destaca-se que para esses cálculos são utilizados os esforços atuantes na abertura gerados pela carga global aplicada na viga e também os esforços devido a aplicação de uma carga unitária (\bar{V}_l, \bar{V}_{wp} e \bar{N}_l). A flecha total de cada abertura é dada então pela soma de y_1 a y_5 .

Tabela 3.13 – Flechas na abertura devido a diferentes esforços

Esforço	Flecha
Flexão do tê	$y_1 = \frac{0,091R^3}{EI_{xt}}(V_i\bar{V}_i)$
Flexão do montante	$y_2 = \frac{13,145}{Et_w} \left[\log_e \left(\frac{S-0,9R}{S-2R} \right) + 2 \left(\frac{S-2R}{S-0,9R} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{S-2R}{S-0,9R} \right)^2 - \frac{3}{2} \right] V_{wp}\bar{V}_{wp}$
Esforço axial no tê	$y_3 = \frac{2S}{EA_t} N_i\bar{N}_i$
Cisalhamento no tê	$y_4 = \frac{0,45R}{GA_{wt}} V_i\bar{V}_i$
Cisalhamento no montante	$y_5 = \frac{1,636}{Gt_w} \chi \log_e \left(\frac{S-0,9R}{S-2R} \right) V_{wp}\bar{V}_{wp}$

Já a flecha total da viga é obtida pela soma da flecha de cada abertura mais duas vezes a flecha da seção final e da metade da primeira abertura. As duas últimas são calculadas, respectivamente, pelas equações (3.73) e (3.74).

$$\delta_{sf} = \int \frac{M_i\bar{M}_i}{EI_x} \quad (3.73)$$

$$\delta_{pa} = \frac{y_1 + y_3 + y_4}{2} \quad (3.74)$$

Já para verificar a flecha da viga em seu estado de serviço, após a cura do concreto, é adotada a aproximação de Chien e Ritchie (1984). Para isso, devem ser seguidos os seguintes passos:

- Calcular a área efetiva da laje de concreto e convertê-la em uma área equivalente de aço;
- Calcular o momento de inércia da seção mista (I_{tr}), usando apenas o tê inferior de aço e a laje de concreto transformada;
- Calcular o momento de inércia reduzido da seção de aço (I_{red}), utilizando a inércia da seção na abertura (dois tês) e multiplicando-a por 0,15;
- Calcular a diferença entre I_{tr} e I_{red} e dividir o resultado por 1,3 para permitir o aumento da flexibilidade devido ao deslizamento entre materiais e deformação por fluência;
- Calcular a flecha utilizando a inércia obtida no item anterior.

3.3 LAWSON E HICKS

A metodologia de dimensionamento proposta por Lawson e Hicks (2011) pode ser encontrada na publicação SCI P355, intitulada *Design of Composite Beams with Large Web Openings*. No texto são abordadas vigas mistas biapoiadas com aberturas retangulares ou circulares, isoladas

ou pouco espaçadas. São apresentadas equações para determinação da resistência dos tês inferior e superior, montante da alma e verificação da conexão entre aço e concreto por meio dos conectores de cisalhamento. Os autores ressaltam que as formulações podem ser aplicadas também para vigas isoladas, desde que sejam ignorados os termos relativos à contribuição da laje de concreto na resistência da viga.

De forma geral, o guia segue os princípios dos Eurocodes 3 e 4. Para tornar o método mais coerente com as normas brasileiras, foram adotadas as adaptações realizadas por Badke-Neto (2015).

3.3.1 Geometria

Tendo em vista uma maior praticidade na entrada de dados dos problemas analisados posteriormente, são utilizadas as mesmas notações indicadas no item 3.1.1 deste trabalho. Para que os modelos de cálculo possam ser aplicados, a viga deve respeitar algumas indicações relativas à sua geometria, conforme indicado na Tabela 3.14. Sendo que as regiões consideradas com alto valor do esforço cortante são as que este é maior que metade do valor máximo do esforço cortante solicitante na viga.

Tabela 3.14 – Limitações geométricas para vigas celulares

Parâmetro	Limite para abertura circular
Diâmetro da abertura	$D_0 \leq 0,8d_g$
Altura dos tês	$d_t \geq t_f + 30mm$
Relação entre tês (para vigas assimétricas)	$0,5 \leq \frac{d_{t-bot}}{d_{t-top}} \leq 3$
Largura do montante	$e \geq 0,3 D_0$ (para baixo cortante)
	$e \geq 0,4 D_0$ (para alto cortante)
Largura da extremidade apoiada	$a \geq 0,5 D_0$

3.3.2 Largura efetiva da laje de concreto

A determinação da largura efetiva da laje de concreto pode ser realizada de acordo com as indicações da NBR 8800 (ABNT, 2008). As prescrições estão presentes no item 3.2.2 deste trabalho.

3.3.3 Conectores de cisalhamento e determinação das forças axiais

Com a finalidade de avaliar a conexão entre a viga de aço e a laje de concreto, estabelecida por meio dos conectores de cisalhamento, foram empregadas as especificações da NBR 8800 (ABNT, 2008). Estas estão expostas no item 3.2.3 deste trabalho.

Lawson e Hicks (2011) destacam que para as regiões próximas ao apoio, é provável que a resistência da conexão necessária seja 40% do esforço axial de tração desenvolvido no tê inferior. Dessa forma, é indicado que para garantir uma ação mista adequada, seja utilizado um grau de conexão maior ou igual a 0,4 nessas regiões. Caso esse valor não seja atingido pelo grau mínimo de conexão apresentado pelas normas, devem ser empregados conectores adicionais nas faixas críticas ou a ação mista nessas partes da viga deve ser desconsiderada. Ainda, para situações em que não se conhece a posição exata dos conectores, é recomendado assumir que eles não estão presentes nos últimos 300mm de cada extremidade do vão.

3.3.4 Resistência ao cisalhamento vertical e horizontal

De acordo com Lawson e Hicks (2011), a resistência ao cisalhamento vertical na região da abertura em uma seção mista pode ser obtida pela soma das resistências da seção de aço e de uma porção da laje de concreto. Além disso, os autores destacam que normalmente a maior parte do esforço cortante é resistida pelo tê superior do perfil, uma vez que ele atua em conjunto com a laje e é menos solicitado que o tê inferior em relação aos esforços de flexão globais da viga.

A resistência do perfil de aço ao esforço de cisalhamento vertical pode ser calculada pela equação (3.49) para a seção da abertura e (3.50) para o montante da alma. Entretanto, ressalta-se que a resistência dos tês é limitada pelo mecanismo Vierendeel, sendo necessário então adotar uma distribuição do esforço cortante entre os tês que seja compatível com esse modo de falha. Lawson *et al.* (2006) observam que para o caso de vigas celulares com aberturas centradas, é possível considerar que o esforço cortante é distribuído igualmente entre os tês, com 50% em cada, desde que a força no tê inferior seja limitada pela equação (3.75).

$$V_{rd} \leq \frac{2M_{t-bot,nv,rd}}{le} \quad (3.75)$$

Em que le é o comprimento equivalente da abertura para o mecanismo Vierendeel, igual a $0,45D_0$ para vigas celulares. Já $M_{bot,nv,rd}$ é o momento fletor resistente reduzido do tê inferior devido à presença simultânea de esforço cortante e axial, determinado conforme indicado por Lawson e Hicks (2011).

Para calcular a resistência da laje de concreto ao cisalhamento vertical por unidade de comprimento, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), é utilizada a equação (3.71).

Salienta-se que o valor obtido deve ser multiplicado por uma largura efetiva para obter o esforço resistente total. Nesse caso, é adotada a largura efetiva para efeitos de cortante indicada por Lawson e Hicks (2011), conforme equação (3.76).

$$b_{efec} = b_f + 2h_{tef} \quad (3.76)$$

Em que h_{tef} é a altura efetiva da laje, definida como 75% da sua altura total.

A análise do esforço de cisalhamento longitudinal no montante da alma considera que o esforço atuante se dá por meio do acúmulo das forças de tração atuantes no tê inferior entre as aberturas. Os autores recomendam que para uma primeira aproximação assumam-se que a seção apresenta interação total entre aço e concreto. Nesse caso, o esforço atuante é calculado pela equação (3.77).

$$V_{wp,sd} = \frac{V_{sd}S}{h_{ef} + z_t + h_t - 0,5t_c} \quad (3.77)$$

Em que V_{sd} é o esforço cortante solicitante no centro do montante. Entretanto, caso a conexão seja parcial, o esforço cortante longitudinal atuante no montante é dado por:

$$V_{wp,sd} = \frac{V_{sd}S - \Delta N_{cs}(z_t + h_t - 0,5t_c)}{h_{ef}} \quad (3.78)$$

sendo ΔN_{cs} a força resistente fornecida pelos conectores entre duas aberturas consecutivas. O esforço resistente do montante da alma ao cisalhamento longitudinal pode ser obtido pela equação (3.51).

3.3.5 Resistência à flexão na seção da abertura

De acordo com Lawson e Hicks (2011), a resistência a flexão da seção de uma viga mista com aberturas deve ser verificada no centro desta. Dependendo da classificação do tê superior e do tipo de conexão de cisalhamento, é possível considerar a resistência plástica à flexão da seção. Para classificar a seção transversal, são adotados os parâmetros indicados no Eurocode 3 (CEN, 2005), sendo que nas classes 1 e 2 é permitido o uso da resistência ao momento plástico, enquanto as classes 3 e 4 são restritas ao uso do momento elástico.

Os autores observam que vigas mistas de alma cheia em geral apresentam a linha neutra plástica na mesa superior do perfil ou na laje de concreto, exceto em casos de seção assimétrica com

mesa inferior muito maior que superior, em que a linha estará na alma da seção. O mesmo é válido para vigas mistas com abertura na alma, uma vez que nesse tipo de viga a linha neutra plástica costuma estar acima que a de uma seção cheia. Dessa forma, a seção geralmente será classe 2 ou melhor.

Para verificar a resistência à flexão plástica dos tês, é necessário que haja um equilíbrio nas forças atuantes em torno da abertura. Esse equilíbrio é dado pela presença de uma força de compressão no tê superior e uma força de tração no tê inferior. A determinação dos esforços atuantes na seção depende da posição da linha neutra plástica.

Por sua vez, a posição da linha neutra depende da resistência à tração do tê inferior e da resistência à compressão da seção mista. Estas são obtidas, respectivamente, pelas equações (3.79) e (3.80).

$$N_{t-bot,rd} = A_{t-bot}f_{yd} \quad (3.79)$$

$$N_{c,rd} = \text{menor} \{R_{cd}; N_{sc}Q_{rd}\} \quad (3.80)$$

- **Linha neutra na laje**

Caso a resistência à compressão do concreto for maior ou igual à resistência do tê inferior à tração, a linha neutra se encontra na laje. Nesse caso, deve-se primeiramente calcular a altura do concreto em compressão, conforme a equação (3.81). Então, o momento plástico resistente pode ser determinado por meio da equação (3.82).

$$Y_c = \frac{N_{c,rd}}{0,85f_{cd}b_{ef}} \leq t_c \quad (3.81)$$

$$M_{rd} = N_{t-bot,rd}(h_{ef} + z_t + h_t - 0,5Y_c) \quad (3.82)$$

Ainda, considerando um momento solicitante M_{sd} , é possível obter a força axial atuante no tê inferior como:

$$T_1 = \frac{M_{sd}}{(d_g + z_t + h_t - 0,5Y_c)} \quad (3.83)$$

- **Linha neutra no tê superior**

Caso o esforço de compressão provido pela laje for inferior ao esforço de tração desenvolvido no tê inferior do perfil de aço, o equilíbrio dos esforços é atingido por meio de um esforço de

compressão atuante no tê superior. Assume-se de maneira conservadora que o tê superior é solicitado uniformemente por uma força igual a diferença entre $N_{c,rd}$ e $N_{bt,rd}$. O momento resistente pode então ser calculado pela equação (3.84).

$$M_{rd} = N_{t-bot,rd} h_{ef} + N_{c,rd} (z_t + h_t - 0,5t_c) \quad (3.84)$$

Para o esforço axial, é possível aplicar a equação (3.83), substituindo Y_c por t_c . Entretanto, caso o esforço calculado seja maior que $N_{c,rd}$, a força deve ser obtida por:

$$T_1 = \frac{M_{sd} - N_{c,rd} (z_t + h_t - 0,5t_c)}{h_{ef}} \quad (3.85)$$

3.3.6 Verificação do mecanismo Vierendeel

O mecanismo Vierendeel decorre da forma com que os esforços de cisalhamento são transferidos através da abertura na alma do perfil de aço. Para que a viga esteja segura quanto a esse modo de falha, a soma das resistências locais nos cantos da abertura com a contribuição da laje deve ser menor que a diferença entre o momento fletor atuante em cada lado da abertura, o que pode ser escrito como:

$$2M_{t-bot,nv,rd} + 2M_{t-top,nv,rd} + M_{vc,rd} \geq V_{sd} l_e \quad (3.86)$$

em que $M_{t-bot,nv,rd}$ é a resistência à flexão do tê inferior, reduzida devido a presença simultânea de esforços de tração e cortante, $M_{t-top,nv,rd}$ é a resistência à flexão do tê superior, reduzida devido a presença simultânea de esforços de compressão e cortante e $M_{vc,rd}$ é a resistência da seção composta à flexão de Vierendeel. Já V_{sd} é o esforço cortante solicitante, adotado como o valor atuante no lado com menor momento da abertura e l_e é o comprimento efetivo da abertura para mecanismo Vierendeel. Visto que o modelo proposto é baseado em aberturas retangulares, para aberturas circulares é necessário adotar uma seção equivalente cuja altura é igual a $0,9D_0$ e o comprimento equivalente é $0,45D_0$.

Observa-se que em decorrência da contribuição da laje de concreto, vigas alveolares mistas apresentam resistência ao mecanismo Vierendeel superior às vigas isoladas equivalentes. Ainda, Lawson e Hicks (2011) ressaltam que na realidade a resistência da viga costuma ser maior que o valor obtido pela equação (3.86), uma vez que há endurecimento do aço nos cantos das aberturas, fator que não é considerado no modelo de cálculo.

- **Classificação da alma dos tês**

De modo similar ao abordado no item 3.3.5, a determinação da resistência da seção à flexão de Vierendeel depende da classificação da alma dos tês, que podem ter seu comportamento elástico ou plástico considerados. Essa classificação pode ser feita utilizando um comprimento efetivo do tê, que considera que sua alma está sujeita a compressão em ao menos parte de seu comprimento. O valor do comprimento efetivo para aberturas circulares é obtido pela equação (3.87).

$$l_{0,ef} = 0,7D_0 \quad (3.87)$$

Os valores limites para classificação dos tês são apresentados na Tabela 3.15. Caso a alma seja categorizada como classe 4, deve-se aplicar o limite da classe 3 na determinação das propriedades elásticas efetivas da seção. O valor de ε é dado por:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.88)$$

Tabela 3.15 - Classificação da alma do tê para viga mista celular

Classe	$l_{0,ef} \leq 32\varepsilon t_w$	$32\varepsilon t_w < l_{0,ef} \leq 36\varepsilon t_w$	$36\varepsilon t_w < l_{0,ef}$
2	Sem limite	$h_{wt} \leq \frac{10\varepsilon t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{32\varepsilon t_w}{l_{0,ef}}\right)^2}}$	
3	Sem limite		$h_{wt} \leq \frac{14\varepsilon t_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{36\varepsilon t_w}{l_{0,ef}}\right)^2}}$
4	Sem limite		

Salienta-se que os efeitos do esforço axial de tração atuante no tê inferior melhoram a classificação da seção para o caso de tês não reforçados. Entretanto, conservadoramente esse efeito pode ser ignorado para simplificar o processo de cálculo. Caso esse efeito seja considerado, almas de classe 3 podem ser tratadas como classe 2, desde que atendam ao expresso na equação (3.89).

$$\frac{N_{t-bot,sd}}{A_{t-bot}f_{yd}} \geq 1 - \frac{20\varepsilon t_w^2}{A_{t-bot}} \quad (3.89)$$

Já almas de classe 4 podem ser estudadas como classe 3 quando submetidas a esforços axiais de tração. Nesse caso, deve ser atendida a equação (3.90), válida se $l_{0,ef} > 36t_w\varepsilon'$:

$$h_{wt} \leq \frac{14t_w\varepsilon'}{\sqrt{1 - \left(\frac{36t_w\varepsilon'}{l_{0,ef}}\right)^2}} \quad (3.90)$$

em que ε' é dado por:

$$\varepsilon' \leq \frac{\varepsilon}{\sqrt{1 - \frac{N_{t-bot,sd}}{A_{t-bot}f_{yd}}}} \quad (3.91)$$

Além disso, para calcular o momento resistente de Vierendeel, é possível reduzir a altura de uma alma classe 3 para um limite apropriado para a classe 2. Assim, o cálculo da resistência pode ser baseado na resistência plástica da seção reduzida.

- **Momento fletor resistente plástico**

Quando a seção transversal do tê considerado satisfaz os limites para classe 2, sua resistência pode ser analisada por meio da teoria dos blocos retangulares de tensão plástica. As tensões atuantes em torno de uma abertura retangular devido ao momento fletor de Vierendeel podem ser vistas na Figura 3.10.

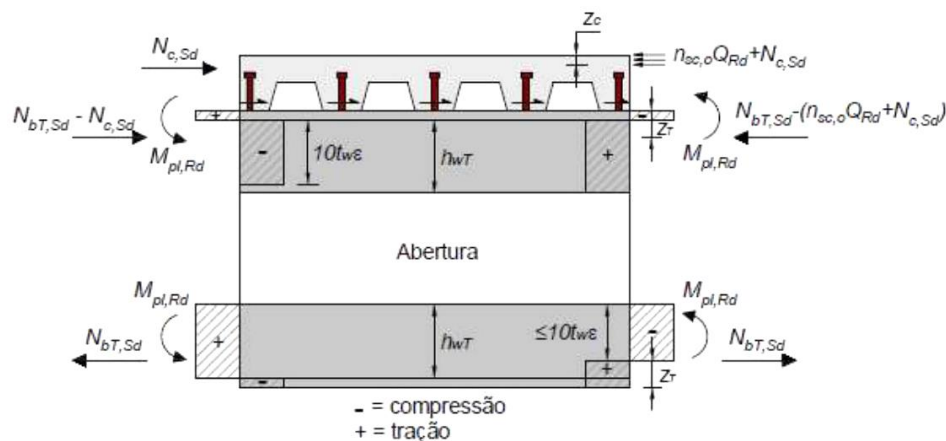


Figura 3.10 - Blocos de tensões plásticas em torno da abertura (BADKE-NETO 2015)

Na ausência de esforços axiais e em regiões de baixo cortante, o momento fletor plástico resistente do tê superior ou inferior pode ser calculado pela equação (3.92). Para isso, assume-se que a linha neutra plástica se encontra na mesa do tê e sua posição é dada pela equação (3.93).

$$M_{pl,rd} = A_{wt}f_{yd}(0,5h_{wt} + t_f - z_{pl}) + A_f f_{yd} \left(0,5t_f - z_{pl} + \frac{z_{pl}^2}{t_f} \right) \quad (3.92)$$

$$z_{pl} = \frac{A_f + A_{wt}}{2b_f} \quad (3.93)$$

Já para casos em que a flexão e esforços axiais ocorram simultaneamente, deve ser aplicada uma redução no momento plástico resistente do tê. Esse valor reduzido é determinado pela equação (3.94), válida para seções de classes 1 e 2.

$$M_{pl,N,rd} = M_{pl,rd} \left(1 - \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \right) \quad (3.94)$$

Em que N_{sd} é o esforço axial solicitante no tê e $N_{pl,rd}$ é o esforço axial resistente plástico da seção.

Ainda, o momento resistente da seção é alterado na presença de esforços cortantes altos, que reduzem a eficiência da alma. Nesse caso, a redução da espessura da alma influencia na resistência dos tês ao momento de Vierendeel e, conseqüentemente, na distribuição dos esforços de cisalhamento. Para verificar a necessidade de redução da espessura, deve-se calcular a taxa de utilização da seção para o cortante (μ), obtida pela relação entre o esforço cortante solicitante e o resistente da seção. Caso esse valor seja menor ou igual a 0,5, não é necessário aplicar a redução na alma. Caso contrário, a espessura efetiva da alma do tê pode ser aproximada inicialmente pela equação (3.95).

$$t_{wef} = t_w(1 - (2\mu - 1)^2) \quad (3.95)$$

O valor da espessura reduzida deve ser substituído no lugar de t_w na (3.92), que conseqüentemente irá alterar o valor do $M_{pl,rd}$ utilizado na equação (3.94).

- **Momento fletor resistente elástico**

O momento fletor resistente elástico deve ser utilizado quando pelo menos um dos tês se enquadra na classe 3. Os esforços atuantes em torno de uma abertura retangular podem ser vistos na Figura 3.11. Lawson e Hicks (2011) ressaltam que como a ação mista local do tê superior com a laje ocorre pela presença dos conectores de cisalhamento posicionados sobre a

abertura e pelo fato desta ser adicionada à resistência a flexão elástica dos tês, o ponto com momento fletor nulo não ocorre na linha central da abertura.

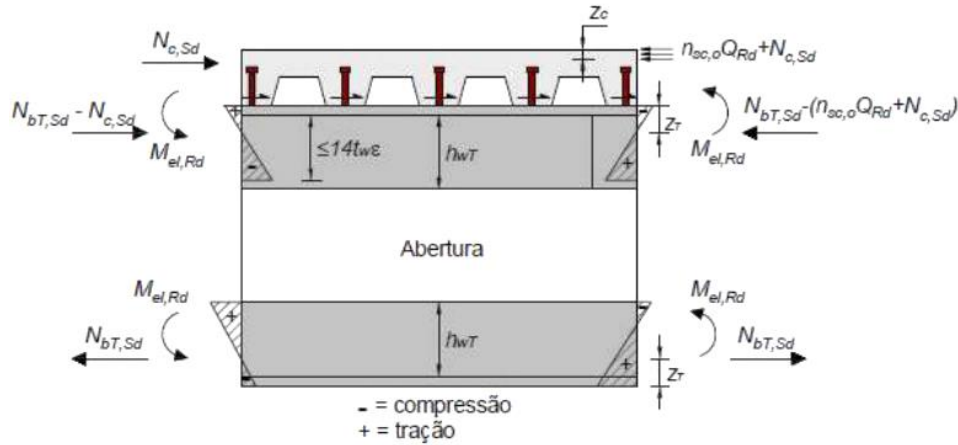


Figura 3.11 - Comportamento elástico em torno da abertura (BADKE-NETO, 2015)

Caso não houver esforço axial atuando juntamente com a flexão, o momento fletor resistente elástico do tê pode ser calculado pela equação (3.96). Nesse caso, a posição da linha neutra elástica (z_{el}) corresponde à distância do centroide do tê até a extremidade da mesa correspondente e é determinada pela equação (3.97).

$$M_{el,rd} = \frac{A_{wt} f_{yd} (0,5h_{wt} + t_f - z_{el})^2 + A_f f_{yd} (z_{el} - 0,5t_f)^2}{h_{wt} + t_f - z_{el}} \quad (3.96)$$

$$z_{el} = \frac{A_{wt} (0,5h_{wt} + t_f) + 0,5t_f A_f}{A_f + A_{wt}} \quad (3.97)$$

Caso existam esforços axiais atuantes nos tês, o momento fletor resistente elástico deve ser reduzido de acordo com o indicado na equação (3.98), válida para seções classes 3 e 4.

$$M_{el,N,rd} = M_{el,rd} \left(1 - \left(\frac{N_{sd}}{N_{rd}} \right)^2 \right) \quad (3.98)$$

Em que N_{rd} é a resistência axial do tê.

Por fim, observa-se que para o caso do momento fletor elástico, é possível ignorar o efeito da presença de esforço cortante nos tês. Entretanto, para que isso seja válido é necessário que a viga seja verificada para o esforço cortante na abertura.

- **Momento fletor resistente devido a ação mista local**

Lawson e Hicks (2011) explicam que a ação mista local atuante entre o t^ê superior e a laje de concreto gera uma contribuição para a resistência ao momento de Vierendeel da viga. A magnitude dessa parcela depende da quantidade de conectores de cisalhamento posicionados diretamente sobre a abertura. Ela também é influenciada pela flexibilidade da viga nessa região, tornando necessária a aplicação de um fator de modificação para aberturas longas, de forma a evitar a dependência excessiva da ação mista na abertura. Esse fator é dado por:

$$k_0 = \left(1 - \frac{l_e}{25d_{t-top}} \right) \quad (3.99)$$

Sendo que o valor de k_0 pode ser adotado como 1,0 quando l_e for menor ou igual a cinco vezes a altura do t^ê superior. Dessa forma, o momento fletor resistente devido à ação mista pode ser determinado de forma conservadora pela equação (3.100):

$$M_{vc,rd} = \Delta N_{c,rd}(z_t + h_t - 0,5t_c)k_0 \quad (3.100)$$

Em que $\Delta N_{c,rd}$ é a força resistente fornecida pelos conectores posicionados sobre a abertura, sendo que para aberturas circulares o número de conectores é calculado sobre a largura efetiva da abertura. Uma vez que a posição exata dos conectores não pode ser garantida e que a zona de influência da abertura se estende além dela, os autores recomendam o uso do valor exato da largura efetiva dividida pelo espaçamento dos conectores no lugar do valor inteiro aproximado.

3.3.7 Flexão do montante da alma

A ação do mecanismo Vierendeel na região da abertura resulta em esforços de flexão no montante da alma. Como pode ser visto na Figura 3.12, momentos opostos atuam em cada t^ê na região central da seção. Lawson e Hicks (2011) afirmam que em vigas simétricas com aberturas centradas, os esforços de cisalhamento resistidos por cada t^ê são iguais, de forma que os momentos tem mesma magnitude e, portanto, o momento fletor a meia altura do montante é nulo.

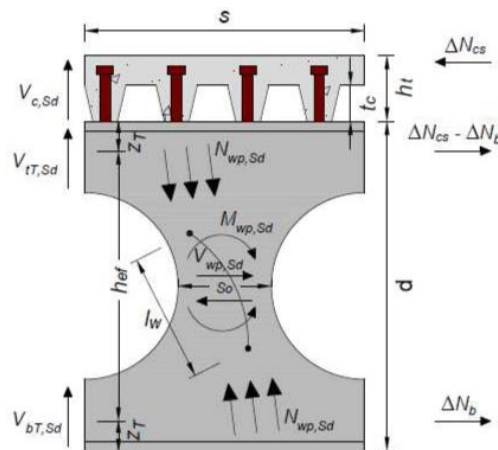


Figura 3.12 - Esforços no montante da alma entre aberturas circulares (BADKE-NETO, 2015)

Em situações em que as forças de cisalhamento no tampo superior e inferior não são iguais, deve ser calculado um momento solitante $M_{wp,sd}$ adicional. Destaca-se que o momento atuante no montante aumenta com a assimetria da seção transversal da viga. Nesse caso, qualquer distribuição de esforços cortantes que satisfaça o equilíbrio pode ser adotada de forma a minimizar o valor de $M_{wp,sd}$.

O momento fletor resistente do montante da alma deve ser tomado como seu valor elástico. Na meia altura de vigas com aberturas circulares, ele pode ser calculado pela equação (3.101):

$$M_{wp,rd} = \frac{e^2 t_w}{6} f_{yd} \quad (3.101)$$

Em regiões com baixo esforço cortante, o momento fletor no montante da alma pode ser ignorado. Além disso, os autores observam que de modo geral a flexão do montante não é o principal mecanismo de falha para aberturas circulares, uma vez que sua largura aumenta a partir da altura média, aumentando também sua resistência à flexão.

Entretanto, para vigas com aberturas sequenciais cujo dimensionamento é governado pela flexão do montante, devem-se aplicar restrições ao esforço cortante. Para interação parcial, o esforço cortante resistente limitado pode ser determinado pela equação (3.102). Para isso, considera-se o esforço cortante do tampo inferior como seu valor máximo devido ao mecanismo Vierendeel e o momento fletor do montante como igual a sua resistência elástica.

$$V_{rd} = \frac{2M_{wp,rd}}{s} + \frac{4M_{bot,nv,rd}}{l_0} + \frac{\Delta N_{c,rd}}{s} (z_t + h_t - 0,5t_c) \quad (3.102)$$

Já para interação total, adota-se o esforço cortante longitudinal $V_{wp,sd}$ como esforço de compressão. Dessa forma, o esforço cortante resistente limitado é dado por:

$$V_{rd} = \left(\frac{2M_{wp,rd}}{s} + \frac{4M_{bot,nv,rd}}{l_0} \right) \frac{h_{ef} + h_t - 0,5t_c}{h_{ef}} \quad (3.103)$$

Caso o esforço cortante calculado considerando $M_{wp,rd} = 0$ for igual ou superior ao esforço cortante atuante, é admitido que não há necessidade de levar em consideração o momento fletor na meia altura do montante para manter sua estabilidade.

3.3.8 Instabilidade do montante da alma

A falha da viga por instabilidade do montante da alma ocorre devido aos esforços de compressão que atuam no montante. Esse é um fenômeno de grande complexidade e depende do formato da abertura, da esbelteza da alma e do posicionamento da abertura em relação à altura da viga. Para avaliar o comportamento do montante para flambagem, Lawson e Hicks (2011) se basearam no método proposto por Ward (1990), no qual é empregado um modelo de bielas e tirantes.

A verificação da seção depende da classificação das aberturas quanto ao seu espaçamento, podendo ser adjacentes ou espaçadas. De modo simplificado, as aberturas são consideradas pouco espaçadas quando a distância entre suas extremidades (largura do montante) é menor ou igual ao comprimento da abertura. Em aberturas próximas, os esforços de compressão são resistidos por toda largura do montante, enquanto nas espaçadas as forças são resistidas por uma largura efetiva adjacente a cada abertura. Os esforços considerados para aberturas pouco espaçadas estão representados na Figura 3.13.

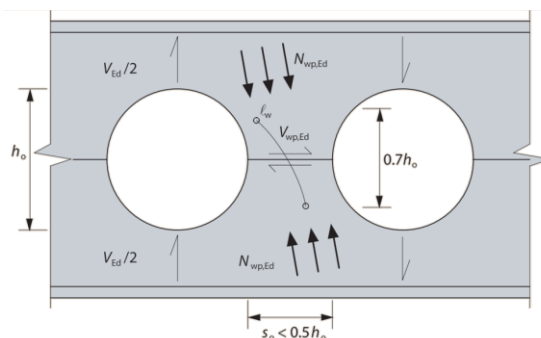


Figura 3.13 - Esforços no montante para aberturas adjacentes (LAWSON E HICKS, 2011)

A força de compressão atuante no montante para aberturas adjacentes é determinada a partir do esforço cortante longitudinal presente na seção. Para aberturas centralizadas, admite-se que a tensão de cisalhamento longitudinal é igual à tensão de compressão atuante no montante, resultando na equação (3.104):

$$N_{wp,sd} = V_{wp,sd} + \frac{|M_{wp,sd}|}{0,5D_0} \quad (3.104)$$

Para avaliar a resistência do montante da alma, deve-se calcular seu comprimento de flambagem e índice de esbeltez reduzido. Para aberturas circulares, esses valores são dados respectivamente pelas equações (3.105) e (3.106).

$$l_w = 0,5 \sqrt{b_w^2 + D_0^2} \quad (3.105)$$

$$\lambda_0 = \frac{1,75 \sqrt{b_w^2 + D_0^2}}{t_w} \frac{1}{\lambda_1} \quad (3.106)$$

Em que λ_1 pode ser obtido pela equação (3.107). Também é necessário calcular o fator de redução associado à resistência a compressão, que pode ser determinado, conforme indicado na NBR 8800 (ABNT, 2008), pela equação (3.108).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.107)$$

$$\chi = \begin{cases} 0,658\lambda_0^2 & \text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_0^2} & \text{para } \lambda_0 > 1,5 \end{cases} \quad (3.108)$$

O esforço resistente é então obtido por meio da equação (3.109). Para que a viga esteja segura, o valor de $N_{wp,rd}$ deve ser maior ou igual a $N_{wp,sd}$.

$$N_{wp,rd} = \chi b_w t_w f_{yd} \quad (3.109)$$

Assim como o indicado no item 3.3.7 para flexão do montante da alma, a força cortante resistente deve ser limitada pela flambagem. No caso de interação total, utiliza-se a equação (3.110), enquanto para interação parcial deve ser aplicada a equação (3.111).

$$V_{rd} = \left(N_{wp,rd} \left(\frac{D_0}{S} \right) + \frac{4M_{bot,nv,rd}}{l_0} \right) \frac{h_{ef} + h_t - 0,5t_c}{h_{ef} + D_0} \quad (3.110)$$

$$V_{rd} = \frac{N_{wp,rd} \left(\frac{D_0}{S} \right) + \frac{4M_{bot,nv,rd}}{l_0}}{1 + \frac{D_0}{h_{ef}}} + \frac{\Delta N_{c,rd}}{S} (z_t + h_t - 0,5t_c) \quad (3.111)$$

3.3.9 Flecha

A verificação do estado limite de serviço relacionado ao controle de deflexões costuma ser relevante para vigas com grandes aberturas na alma. Isso ocorre devido à redução da rigidez da viga e também pela deformação adicional de cisalhamento devido aos efeitos do mecanismo Vierendeel nas aberturas.

Nesse tipo de verificação são utilizadas as propriedades elásticas da seção. Para obter o valor da flecha total da viga, primeiramente são calculadas as deformações para a viga de alma cheia e então é somada a flecha causada pela presença de aberturas. Ressalta-se que a viga deve ser verificada em seu estado final e também durante a construção, antes da cura do concreto.

Vigas biapoiadas submetidas a cargas uniformemente distribuídas costumam ter a flecha verificada no centro do vão. Para uma seção sem aberturas, esse valor pode ser aproximado pela equação (3.112).

$$\delta = \frac{5q_{ser}L^4}{384EI} \quad (3.112)$$

Em que q_{ser} é a carga total da viga no estado limite de serviço.

Para determinar a deflexão adicional gerada pela presença de múltiplas aberturas circulares na alma da viga, pode-se aplicar uma formulação empírica baseada na análise de flexão pura devido à perda de rigidez na região da abertura. A aproximação também apresenta um fator que representa o efeito combinado da distribuição de momento e esforço cortante ao longo da viga.

Assim, a flecha adicional causada por múltiplas aberturas circulares pode ser determinada de forma simplificada pela equação (3.113).

$$\frac{\delta_{ad}}{\delta} = 0,47n_0 \left(\frac{D_0}{d_g} \right)^2 \left(\frac{d_g}{L} \right) \quad (3.113)$$

Em que n_0 é o número de aberturas ao longo da viga.

3.4 OUTROS MÉTODOS: INSTABILIDADE DO MONTANTE DA ALMA

A instabilidade do montante da alma é uma das principais causas de falha em vigas celulares mistas. Por se tratar de um problema complexo, diversos estudos vêm sendo conduzidos com o objetivo de desenvolver formulações que representem adequadamente esse modo de falha. Dentre os métodos propostos, destacam-se os de Panedpojaman *et al.* (2014) e de Grilo (2018), apresentados nos itens a seguir.

3.4.1 Panedpojaman

Panedpojaman *et al.* (2014) propuseram equações para determinar a resistência do montante da alma à flambagem local causada pelos esforços de cisalhamento. O modelo utilizado é uma evolução do proposto por Lawson e Hicks (2011), sendo baseado num modelo de bielas, como pode ser visto na Figura 3.14.

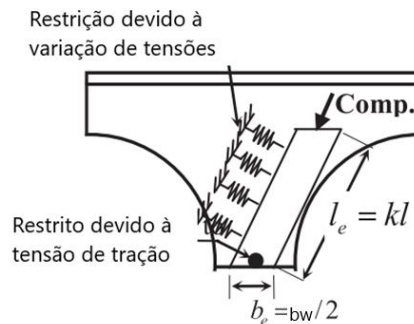


Figura 3.14 - Modelo de bielas utilizado (adaptado de PANEDPOJAMAN *et al.*, 2014)

A instabilidade do montante é parcialmente limitada pela variação de tensões em torno da abertura. Além disso, a área do T superior à abertura também contribui na restrição dos deslocamentos transversais. Para incorporar os efeitos dessas restrições na resistência da seção, os autores propuseram o cálculo de um comprimento efetivo para a biela, dado pela equação (3.115). Esse comprimento é obtido pela aplicação de um coeficiente k , descrito na equação (3.114), que depende de relações geométricas entre o diâmetro da abertura, o passo e a altura da viga.

$$k = 0,9 \left(\frac{s}{D_0} \right) \left(\frac{D_0}{d} \right)^2 \leq \min \left(\frac{1,15D_0}{d} \right); 1,15 \quad (3.114)$$

$$l_{ef} = k \left(0,5 \sqrt{S^2 - D_0^2} \right) \quad (3.115)$$

O esforço resistente do montante pode ser calculado pela equação (3.109). Os autores destacam que as equações utilizadas para determinação do fator de redução χ podem ser as apresentadas no Eurocode 3 (CEN, 2005) ou no ANSI/AISC 360 (AISC, 2016a). Neste trabalho optou-se pela utilização da norma europeia.

3.4.2 Grilo

Já o modelo proposto por Grilo (2018) admite uma distribuição de tensões constante ao longo da largura do montante, conforme pode ser visto na Figura 3.15, e considera o efeito estabilizante das tensões de tração atuantes na região. As formulações desenvolvidas buscam determinar a resistência da seção ao esforço cisalhamento que leva à instabilidade do montante da alma e foram baseadas em curvas de resistência obtidas por ensaios numéricos e experimentais.

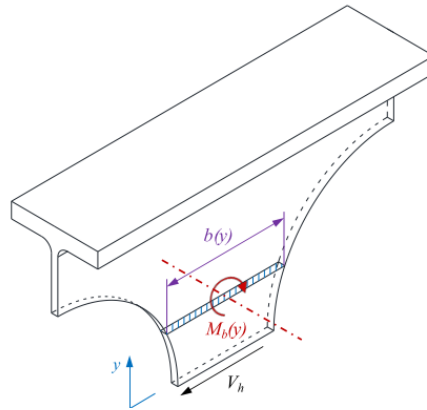


Figura 3.15 - Esforços atuantes no montante da alma (GRILO, 2018)

Ressalta-se que as equações são válidas para vigas celulares que atendam às relações geométricas: $1,1 \leq S/D_0 \leq 1,5$ e $0,5 \leq D_0/dg \leq 0,8$. Sendo esses parâmetros os mesmos definidos na Figura 3.1 Para determinar a resistência do montante, primeiramente é necessário obter seu coeficiente de esbeltez através da equação (3.116).

$$\lambda_{ma,0} = \sqrt{3 - \frac{(S^2 - D_0^2)f_y}{\pi^2 t_w^2 E}} \quad (3.116)$$

Então, é possível calcular fator de redução χ , dado pela equação (3.117). Sendo que m , n , o , p e q são coeficientes dependentes das relações geométricas entre diâmetro da abertura, passo e altura total da viga. Estes estão apresentados na Figura 3.16.

$$\begin{cases} \text{Para } \lambda_{ma,0} \geq 1 \rightarrow \chi = \frac{m}{\lambda_{ma,0}^n} \leq 1,0 \\ \text{Para } \lambda_{ma,0} < 1 \rightarrow \chi = o \cdot p^{\lambda_o^q} \leq 1,0 \end{cases} \quad (3.117)$$

D_o/d_g	p/D_o	m	n	o	p	q
0.5	1.1	0.759	1.35	1.15	0.660	3.5
	1.2	0.730	1.39	1.42	0.514	2.1
	1.3	0.780	1.40	1.16	0.672	3.5
	1.4	0.840	1.42	1.26	0.667	2.7
	1.5	0.916	1.40	1.09	0.840	5.0
0.6	1.1	0.798	1.42	1.14	0.700	3.5
	1.2	0.791	1.42	1.13	0.700	3.8
	1.3	0.836	1.40	1.10	0.760	4.5
	1.4	0.909	1.36	1.15	0.790	3.3
	1.5	0.970	1.31	1.09	0.890	4.5
0.7	1.1	0.849	1.47	1.08	0.786	4.5
	1.2	0.844	1.44	1.11	0.760	3.9
	1.3	0.903	1.39	1.15	0.785	4.0
	1.4	0.980	1.34	1.12	0.870	3.0
	1.5	1.130	1.33	-	-	-
0.8	1.1	0.888	1.46	1.09	0.815	4.0
	1.2	0.901	1.42	1.14	0.790	3.5
	1.3	1.020	1.42	-	-	-
	1.4	1.175	1.42	-	-	-
	1.5	1.285	1.36	-	-	-

Figura 3.16 - Coeficientes de cálculo (FERREIRA, MARTINS E DE NARDIN, 2020)

Determina-se então a posição da linha onde haverá formação de rótulas plásticas medida em relação ao centro do montante (y_s) através da equação (3.118). Após, é possível obter a largura do montante nessa posição.

$$y_s = \frac{D_0}{2} \left[0,445 \left(\frac{S}{D_0} \right)^3 - 2,578 \left(\frac{S}{D_0} \right)^2 + 4,770 \left(\frac{S}{D_0} \right) - 2,475 \right] \quad (3.118)$$

$$b_s = S - D_0 \sqrt{1 - \frac{4y_s^2}{D_0^2}} \quad (3.119)$$

Além do fator de redução calculado anteriormente, é necessário utilizar um fator de ajuste β na determinação do esforço cortante resistente. Esse fator foi obtido empiricamente e depende da relação entre passo e diâmetro da abertura.

$$\text{Para } \frac{S}{D_0} < 1,2 \rightarrow \beta = 1,198 - 0,42 \frac{D_0}{d_g} + \frac{S}{5D_0} \quad (3.120)$$

$$\text{Para } \frac{S}{D_0} \geq 1,2 \rightarrow \beta = 1,838 - 0,42 \frac{D_0}{d_g} + \frac{S}{3D_0} \quad (3.121)$$

Após, é calculado o esforço cortante horizontal que leva a seção à plastificação ($V_{h,p}$) por meio da equação (3.122). Por fim, o esforço cortante horizontal resistente do montante é determinado pela equação (3.123).

$$V_{h,p} = \beta f_y \frac{t_w b_s^2}{\sqrt{3b_s^2 + 16y_s^2}} \quad (3.122)$$

$$V_{gh} = V_{hp} \chi \quad (3.123)$$

3.5 OUTROS MÉTODOS: LARGURA EFETIVA DA LAJE

O dimensionamento da seção mista é influenciado pelo valor adotado para a largura efetiva da laje de concreto. Desse modo, nos itens a seguir são apresentadas as definições adotadas pelos códigos de projeto: Eurocode 4 (CEN, 2004), *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2017) e GBT50017 (2017). Também é abordada a formulação proposta por Yuan *et al.* (2016).

3.5.1 EUROCODE 4

De acordo com as recomendações do Eurocode 4 (2005), a largura efetiva da laje é considerada variada ao longo do vão da viga. Para o centro do vão ou em um apoio interno, seu valor pode ser determinado como:

$$b_{ef} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.124)$$

em que b_0 é a distância entre os centros dos conectores de cisalhamento e b_{ei} é o valor da largura efetiva da mesa de concreto em cada um dos lados da alma, devendo ser tomado como o menor valor entre $L_e/8$ e a largura geométrica b_i . O comprimento L_e pode ser tomado como a distância aproximada entre dois pontos de momento nulo. Para vigas contínuas ou em balanço, o valor pode ser determinado conforme Figura 3.17. Já b_i é a distância entre o conector de cisalhamento e um ponto médio entre almas adjacentes, medido na profundidade média da mesa de concreto, exceto no caso de extremidades livres, onde o valor de b_i é igual à distância até a extremidade livre.

Para calcular a largura efetiva em regiões de suporte de extremidade, é incluído um coeficiente de redução β_i , conforme equações (3.125) e (3.126).

$$b_{ef} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (3.125)$$

$$\beta_i = \left(0,55 + \frac{0,025L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \quad (3.126)$$

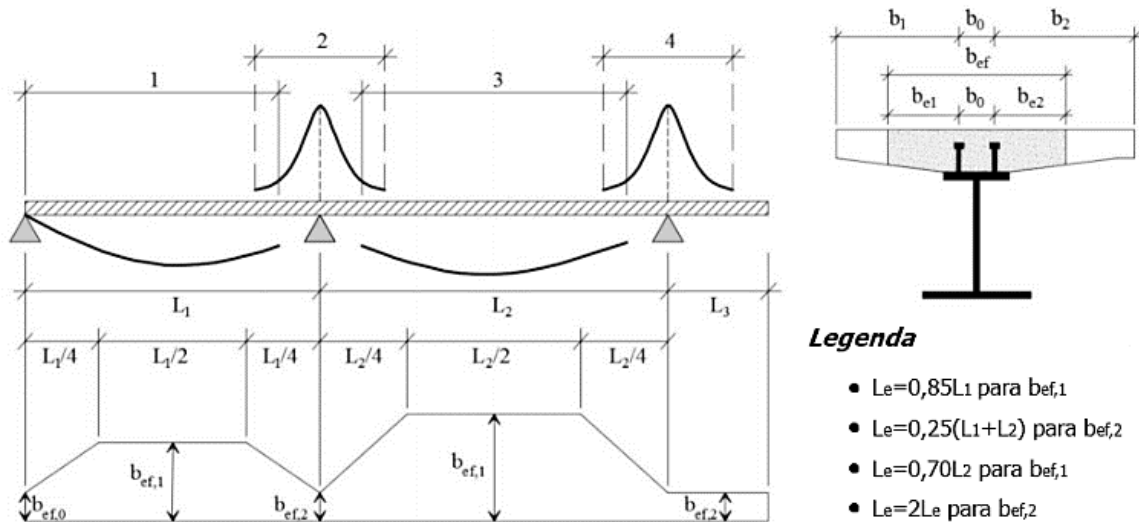


Figura 3.17 - Vãos equivalentes para largura efetiva (REGINATO, 2017)

3.5.2 AASHTO

Em suas especificações para pontes e viadutos mistos de aço e concreto, a AASHTO (2017) define que a largura efetiva da laje em seções com viga “I” deve o menor valor entre:

1. 1/4 do vão da viga
2. A distância entre centros de vigas adjacentes
3. 12 vezes a espessura da laje.

3.5.3 GB50017

A norma chinesa para dimensionamento de estruturas de aço, GB50017 (2017), estabelece que a largura efetiva da viga no centro do vão pode ser calculada como:

$$b_{ef} = b_0 + b_1 + b_2 \quad (3.127)$$

em que b_0 é a largura efetiva do topo do entalhe de concreto, quando houver, calculado considerando inclinação de 45° ou a largura da mesa superior do perfil de aço. Em casos em que a laje de concreto e o perfil de aço não estão em contato direto (por exemplo, quando houver

o uso de chapas *steel deck*), considera-se a distância lateral entre dois conectores se houver mais de uma fileira ou 0mm caso haja apenas uma fileira de conectores. Já b_1 e b_2 são as larguras do concreto dos lados externo e interno da viga. Caso a linha neutra estiver localizada no concreto, esse valor é igual a 1/6 do comprimento equivalente L_e , definido como o vão da viga para o caso de vigas biapoiadas. Além disso, tais valores não devem exceder o comprimento da laje em balanço ou metade da distância entre duas vigas adjacentes.

3.5.4 Yuan

Em seu estudo, Yuan *et al.* (2016) avaliaram a largura efetiva de vigas mistas de aço e concreto para o estado limite de serviço de deflexão da viga. Os parâmetros de entrada utilizados podem ser vistos na Figura 3.18.

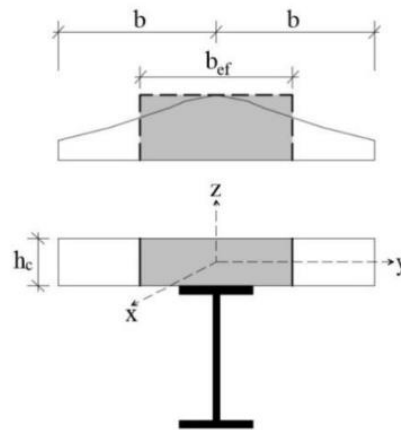


Figura 3.18 - Seção base para definição da largura efetiva (REGINATO, 2017)

Primeiramente, determina-se o coeficiente η_i é determinado por meio da equação (3.128). Então, a largura efetiva da laje pode ser calculada pela equação (3.131).

$$x_1 = \frac{L}{b} \quad (3.128)$$

$$x_2 = \frac{h_c}{b} \quad (3.129)$$

$$\eta_i = \text{menor} \begin{cases} 1 - e^{-0,65x_1} \\ \frac{2,83 \cdot 10^{-4} + x_2^2}{0,001 + x_2^2} \end{cases} \quad (3.130)$$

$$b_{ef} = \eta_i b \quad (3.131)$$

4. PLANILHA DE CÁLCULO

Para a aplicação dos métodos simplificados escolhidos, foi desenvolvida uma planilha de cálculo no *software* Excel. Esta realiza a verificação dos estados limites último e de serviço para flecha em vigas celulares mistas biapoiadas por meio das metodologias propostas por Lawson e Hicks (2011), Ward (1990) e pelo Steel Design Guide 31 (AISC, 2016b). Ademais, a instabilidade do montante da alma também é verificada pelos métodos de Panedpojaman *et al.* (2014) e Grilo (2018).

A análise de todos os métodos é válida para perfis simétricos, entretanto no caso da AISC (2016b) há também a possibilidade de verificação de vigas formadas por dois perfis diferentes. Foi considerada a utilização de lajes *steel deck* e conectores do tipo *stud bolt* distribuídos uniformemente. Não é levada em conta a presença de enrijecedores ou fechamento de aberturas na alma. Ressalta-se que a planilha foi desenvolvida considerando uma carga uniformemente distribuída ao longo de todo o vão, podendo ser adaptada para a aplicação de cargas concentradas. Para validação dos resultados, foram utilizados exemplos presentes na literatura técnica, apresentados no Apêndice A deste trabalho.

4.1 DADOS DE ENTRADA

Os dados de entrada são inseridos na aba inicial da planilha, na qual as células coloridas em cinza claro devem ser preenchidas de acordo com o solicitado. Já os valores das células em amarelo são calculados automaticamente. Primeiro, são inseridos os dados iniciais da viga, como vão e tamanho das aberturas, conforme pode ser visto na Figura 4.1.

Parâmetros da viga		
Vão		mm
Distância entre vigas		mm
Distância entre aberturas (S)		mm
Diâmetro da abertura (D0)		mm
Largura do montante (bw)		mm
Largura da extremidade apoiada (a)		mm
Simétrico (sim ou não)	sim	

Figura 4.1 - Dados de entrada da viga

Em seguida, são adicionados os dados da seção de aço e da laje de concreto, de acordo com o apresentado nas figuras 4.2 e 4.3. Para o perfil de aço, destaca-se que nos métodos de Lawson

e Hicks (2011) e Ward (1990), são utilizadas apenas seções simétricas e a altura expandida deve ser informada pelo usuário. Já no método da AISC, é possível adotar perfis diferentes em cada tê e escolher entre a inserção da altura expandida ou o cálculo automático desta.

Perfil expandido (para LH e Ward)		
Altura do perfil original (d)		mm
Altura do perfil expandido (dg)		mm
Espessura da alma (tw)		mm
Espessura da mesa (tf)		mm
Largura da mesa (bf)		mm
Área do perfil expandido	0	mm ²
Inércia do perfil expandido	0	mm ⁴
Perfil do tê superior (para AISC)		
Perfil já expandido (sim ou não)	sim	
Altura do perfil	0	mm
Espessura da alma (tw)	0	mm
Espessura da mesa (tf)	0	mm
Largura da mesa (bf)	0	mm
Perfil do tê inferior (para AISC)		
Altura do perfil original (d)	0	mm
Espessura da alma (tw)	0	mm
Espessura da mesa (tf)	0	mm
Largura da mesa (bf)	0	mm

Figura 4.2 - Dados de entrada do perfil de aço

Laje		
Altura da capa da laje de concreto(tc)		mm
Altura total da laje (ht)		mm
Largura entre duas nervuras consecutivas (bn)		mm
Largura base nervura		mm
Largura superior nervura (Lsup)		mm

Figura 4.3 - Dados de entrada da laje de concreto

A partir dos dados gerais da viga e do perfil metálico, são apresentadas relações geométricas importantes na concepção de vigas alveolares, como razão de expansão e relação entre diâmetro da abertura e passo ou altura da viga expandida. Desse modo, o usuário pode avaliar a influência desses parâmetros na resistência da viga.

Também devem ser adicionadas informações relacionadas à resistência dos materiais, conforme indicado na Figura 4.4. Para o aço, são utilizados os módulos de elasticidade longitudinal e transversal, além de sua tensão de escoamento e de ruptura. Para o concreto, é indicada uma resistência característica à compressão e sua massa específica. Caso a laje seja armada, a taxa de armadura deve ser informada. Demais parâmetros necessários para esses materiais são calculados automaticamente com base nos dados fornecidos e nas normas utilizadas.

Materiais		
fck do concreto		MPa
Massa específica concreto (ρ_c)		kg/m ³
Área armadura tração (a_s)		mm ² /m
γ_c	1	
Tensão de escoamento do aço (f_y)		MPa
Tensão última do aço (f_u)		MPa
γ_a1	1	
Módulo de elasticidade longitudinal do aço (E)		MPa
Módulo de elasticidade transversal do aço (G)		MPa

Figura 4.4 - Dados de entrada dos materiais

Adotou-se a utilização de conectores do tipo *stud bolt* distribuídos uniformemente ao longo de todo o vão. Devem ser definidos dados de geometria do conector e resistência do aço utilizado, além dos coeficientes de ponderação adequados, conforme pode ser visto na Figura 4.5.

Conectores tipo stud bolt		
Diâmetro do conector (d_{cs})	19	mm
Altura do conector (h_{cs})	100	mm
Espaçamento entre conectores	150	mm
Número de conectores por nervura	2	
Resistência à ruptura do aço do conector (f_{ucs})	450	N ^o MPa
Coefficiente R_g	0,85	dois conectores soldados em uma nervura ▼
Coefficiente R_p	0,75	conector soldado em laje mista em $h > 50$ mm ▼
coeficiente ponderação γ_{cs}	1,25	combinações normais ▼
Número de linhas de conectores	33	
Número conectores entre o apoio e o centro da primeira abertura (n_{sc})	6	
Número de conectores entre o centro de duas aberturas	6	
Número de conectores sobre uma abertura (comprimento efetivo)	2,1	

Figura 4.5 – Exemplo de dados de entrada dos conectores

Por fim, é necessário determinar a carga de cálculo para qual a viga será verificada, admitindo um carregamento uniformemente distribuído ao longo de todo o vão. Para determinação da flecha, devem ser inseridas as cargas antes da cura do concreto, além da carga de serviço de curta e de longa duração, conforme mostrado na Figura 4.6.

Esforços solicitantes		
Carga de cálculo		kN/m
Carga para flecha (antes da cura do concreto)		kN/m
Carga para flecha (curta duração)		kN/m
Carga para flecha (longa duração)		kN/m

Figura 4.6 - Dados de entrada de carregamento

4.2 VERIFICAÇÕES

A averiguação da segurança da viga é realizada de acordo com as metodologias apresentadas no capítulo 3 deste trabalho. Em sua aba inicial, a planilha apresenta um quadro resumo com as principais verificações consideradas, conforme ilustrado na Figura 4.7. Assim, é possível visualizar rapidamente se a viga está adequada ou não. Além disso, o usuário pode atualizar facilmente os dados de entrada e observar seus efeitos.

Resumo						
	Lawson e Hicks	Ward	AISC t \bar{e} superior)	AISC t \bar{e} inferior)	Panedpojaman	Grilo
Esforço cortante na abertura	ok	ok	ok	ok		
Momento fletor	ok	ok				
Esforço cortante longitudinal no montante da alma	ok	ok	ok	ok		
Flambagem do montante da alma	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Mecanismo vierendeel	ok	ok	ok	ok		
Flecha	ok	ok	ok	ok		

Figura 4.7 - Quadro resumo de verificação da viga

Para maiores informações, cada método de cálculo utilizado possui uma aba específica na planilha. Nessas, é possível observar detalhadamente as propriedades geométricas calculadas para a seção e avaliar os esforços atuantes e resistentes para cada item verificado, além de comparar os valores obtidos pelas diferentes considerações.

5 MODELO NUMÉRICO

Para realizar a simulação das vigas através do método dos elementos finitos, foi empregado o software ANSYS, disponível no CEMACOM. Nele, aplicou-se o modelo desenvolvido por Benincá (2019), que consiste em um *script* capaz de realizar a modelagem e análise numérica de vigas alveolares isoladas e mistas, utilizando a linguagem ANSYS/APDL. O *script* em questão se trata de um arquivo de texto com dados de entrada definidos pelo usuário, seguidos de comandos automatizados que empregam esses parâmetros. Os itens a seguir apresentam de forma resumida o funcionamento do *script*, seus principais parâmetros e os valores adotados neste trabalho. Para ilustrar alguns critérios, são citadas vigas geradas para a análise geral do trabalho, cuja lista completa está apresentada no item 7 deste texto. Para maiores informações sobre o modelo, é recomendada a leitura do trabalho de Benincá (2019).

5.1 ELEMENTOS E MATERIAIS

O comportamento da laje de concreto é simulado por meio do elemento hexaédrico SOLID186, que tem 20 nós com três graus de liberdade por nó e considera funções de forma quadráticas. Trata-se de um elemento de tecnologia atual do ANSYS, fato que o torna compatível com os modelos de materiais disponibilizados nas versões mais recentes do software.

Para o modelo constitutivo desse material, o *script* apresenta as cinco possibilidades, mostradas na Tabela 5.1. Dessa forma, o usuário pode definir qual o comportamento desejado através do valor atribuído ao parâmetro *conc_opt*.

Tabela 5.1 - Modelos constitutivos para a laje de concreto (BENINCÁ, 2019)

Valor de <i>conc_opt</i>	Modelo constitutivo
0	Elástico Linear
1	Elastoplástico perfeito (trecho em compressão)
2	Multilinear (trecho em compressão)
3	<i>Usermat</i>
4 ou 5	<i>DP-Concrete</i> (DP-DP ou DP-Rankine)

A opção 0 considera o material elástico, sendo interessante apenas em estudos preliminares. Já as opções 1 e 2 não são representativas do comportamento do concreto, uma vez que não são capazes de simular a resistência a tração nem a fissuração do material. Logo, é indicado que sejam empregadas as opções 3, 4 ou 5, que consideram a diferença no comportamento do

concreto quando este se encontra sob tração ou compressão, além de simularem efeitos como plastificação, fissuração e esmagamento do concreto. Ressalta-se ainda que diversas propriedades são pré-definidas a partir de dados usuais do concreto, podendo, entretanto, ser alteradas caso desejado. Caso opte-se pelo modelo 4 ou 5, é necessário definir também qual lei de endurecimento será aplicada através dos modelos HSD (*hardening, softening, dilatation*). Os modelos disponibilizados pelo ANSYS são: *linear, exponential, steel-reinforcement* e *fracture energy*. No presente trabalho, aplicou-se o modelo 5 (DP-Rankine) com HSD linear, conforme exemplos de Benincá (2019).

Já o perfil metálico é representado pelo elemento de casca SHELL181 em seu formato quadrilátero, que possui 4 nós com 6 graus de liberdade cada. Para simular o comportamento do aço, é possível escolher entre 4 opções de modelos constitutivos por meio do parâmetro *ap_opt*, conforme indicado na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Modelos constitutivos para o aço do perfil (BENINCÁ, 2019)

Valor de <i>ap_opt</i>	Modelo constitutivo
0	Elástico Linear
1	Elastoplástico perfeito
2	Bilinear
3	Multilinear - Gattesco (1999)

Nesse caso, a opção 0 admite que o aço permanece no regime elástico, ou seja, não apresenta plastificação independente do incremento de tensão. Nas demais opções a plastificação é representada, diferindo apenas em relação à complexidade das formulações utilizadas. Destaca-se ainda que podem ser adotados valores diferentes para os aços de cada uma das mesas e da alma do perfil, sendo necessário preencher os parâmetros solicitados para cada um deles.

Para obter uma melhor comparação com os resultados simplificados, optou-se pelo uso de um modelo constitutivo bilinear para o aço do perfil. Nesse caso, a deformação última do material foi determinada conforme indicado no Eurocode 3 (CEN, 2006), que admite uma reta com inclinação igual a $E/100$ para o trecho de endurecimento, conforme Figura 5.1.

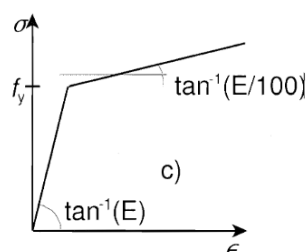


Figura 5.1 - Modelo constitutivo adotado para o aço do perfil (EUROCODE 3, 2006)

A simulação dos efeitos da interação entre laje e perfil por meio de conectores é realizada através dos elementos de mola não lineares COMBIN39. Estes atuam na direção longitudinal da viga e são capazes de representar o deslocamento relativo entre o aço do perfil e o concreto da laje por meio da curva força x deslizamento (obtida por meio de ensaio *push-out*). Para esses elementos, os parâmetros do material são inseridos diretamente por meio de constantes reais. No *script*, é adotada uma curva teórica de força x deslizamento relativo, entretanto, os dados também podem ser inseridos ponto a ponto. Ainda, os deslocamentos nodais nas direções transversal e vertical de cada nó são perfeitamente compatibilizados. Caso se deseje simular uma interação completa entre os elementos, há a opção de não empregar os elementos de mola. Nessa situação, é realizada a compatibilização perfeita de deslocamentos nas direções x, y e z diretamente nos pares de nós onde estão posicionados os conectores. Neste trabalho, optou-se pela utilização dos elementos de mola para todas as vigas.

A chapa *steel-deck* é modelada com o uso do elemento de casca SHELL281, que possui 8 nós, com 6 graus de liberdade por nó. Para a compatibilização, admite-se interação perfeita entre a chapa e a laje. Para simular o comportamento do material, considerou-se um aço elastoplástico perfeito, para o qual foi adotado o critério de plastificação de von Mises.

Por fim, a armadura da laje foi modelada de forma incorporada, utilizando os mesmos nós do elemento de concreto, mesmo que sua posição geométrica não coincida com eles. Nesse caso, foi empregado o elemento REINF264 em conjunto com o MESH200, que atua como guia para determinar as posições onde os reforços serão inseridos. O aço adotado para as armaduras apresenta comportamento elastoplástico perfeito e admite-se que todas as barras possuem o mesmo material.

5.2 GEOMETRIA E MALHA

A geometria e malha da viga são geradas de forma automatizada a partir dos dados de entrada fornecidos pelo usuário no *script*. Além das dimensões da estrutura, é possível determinar características como a presença de nervuras na laje e na chapa *steel-deck* do modelo.

Para garantir a compatibilidade dos nós nas posições dos conectores, são apresentadas três alternativas de geração de malha: malha livre na alma do perfil, malha mapeada do perfil com nós em posições aproximadas dos conectores e malha mapeada forçando a existência de nós

nas posições reais dos conectores. Na malha livre, a compatibilização é feita automaticamente pelo ANSYS, porém torna necessário aplicar um refinamento excessivo para não prejudicar a qualidade da malha. Na 1ª opção de malha mapeada, o perfil é totalmente regular e a malha da laje se adapta às posições dos nós com conectores. Já na 2ª opção, a malha do perfil apresenta leve irregularidade em sua região superior, se adaptando à malha da laje. É recomendada a utilização das opções de malha mapeada. Ressalta-se ainda que apesar de ser preferível utilizar as posições reais dos conectores, em alguns casos essa opção pode gerar distorção excessiva em alguns elementos. Neste trabalho optou-se pela utilização de malha mapeada com conectores em suas posições aproximadas.

Além da escolha do tipo de malha empregada, também é necessário estabelecer seu grau de refinamento. Essa escolha é feita através da definição do tamanho máximo dos elementos ou do número de subdivisões das linhas da estrutura. Destaca-se ainda que em casos em que houver simetria, é interessante modelar apenas metade da viga, diminuindo assim o esforço computacional necessário para realizar a análise. Na Figura 5.2, é possível observar um exemplo de viga mista celular após a geração da malha.

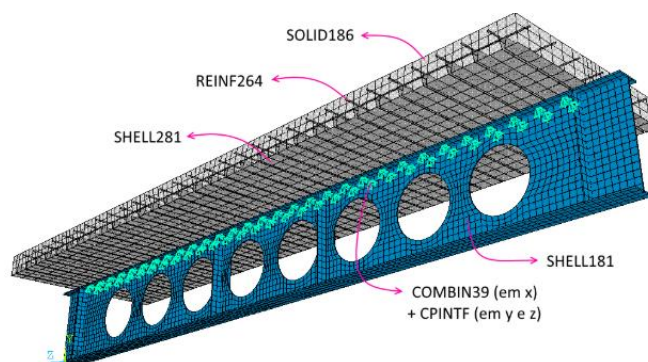


Figura 5.2 – Modelo de elementos finitos após gerações das malhas (BENINCÁ, 2019)

5.2.1 Validação da malha adotada

Visando definir o tamanho máximo dos elementos finitos empregados para modelar o perfil de aço, considerando o uso de malha mapeada, foram realizados alguns testes. Para fins de ilustração de resultados, tomou-se como exemplo uma das vigas modeladas posteriormente neste trabalho. Na Figura 5.3 são exibidas as curvas carga x deslocamento para as diferentes dimensões de elementos avaliadas.

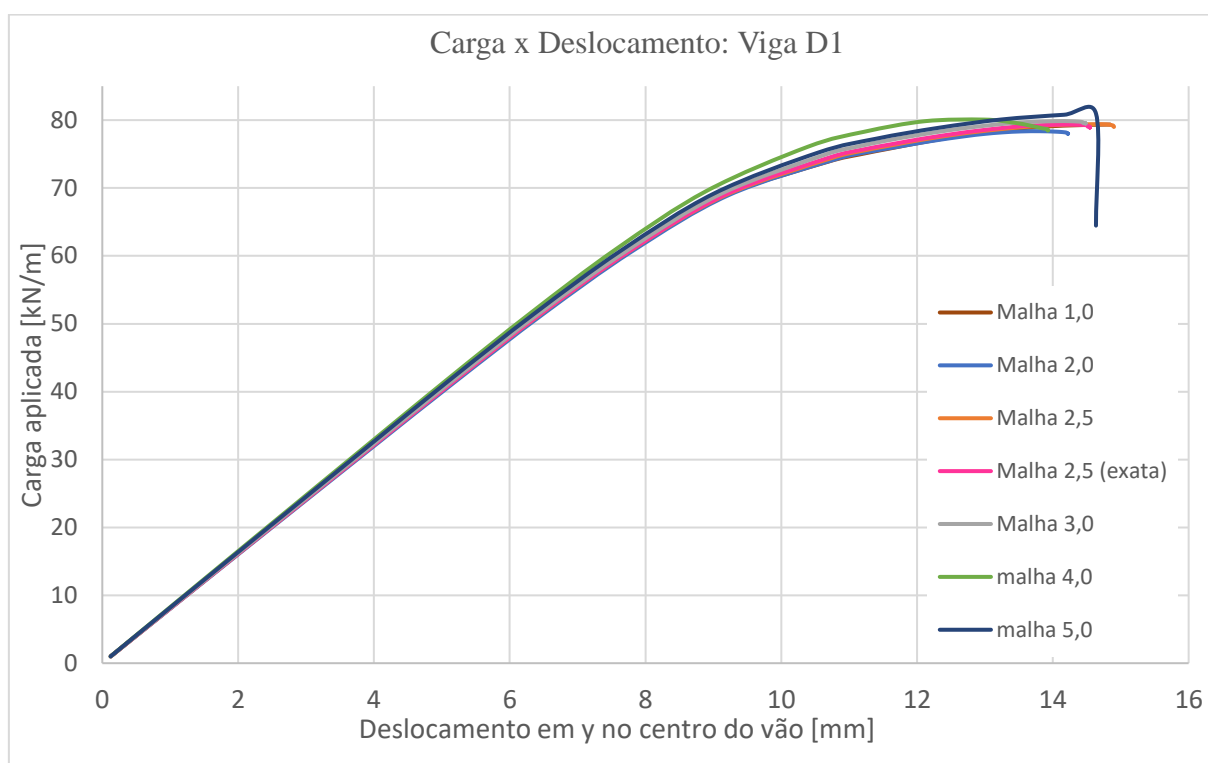


Figura 5.3 - Carga x deslocamento para viga D1 com diferentes malhas

Constatou-se que a malha com 5cm, menos refinada, apresenta problemas de convergência, enquanto as demais exibem curvas similares. Além dos deslocamentos, foram avaliadas as tensões atuantes na viga para cada malha. Para todos os casos, a viga apresentou falha por instabilidade do montante da alma, seguida pela formação de mecanismo Vierendeel. Na Tabela 5.3 são apresentadas as cargas associadas a esses modos de falha para cada dimensão de elemento avaliada. Destaca-se que estas cargas limites foram definidas conforme indicado no item 5.5 deste texto.

Tabela 5.3 – Modo e carga de falha para cada malha avaliada

Tamanho do elemento [cm]	Modo de Falha	Carga [kN/m]	Deslocamento em y no centro do vão [mm]
1,0	IMA / VRD	73,9	10,70
2,0	IMA / VRD	74,3	10,81
2,5	IMA / VRD	74,4	10,75
3,0	IMA / VRD	75,0	10,66
4,0	IMA	76,1	10,39
	VRD	79,6	13,42
5,0	IMA / VRD	75,2	10,54

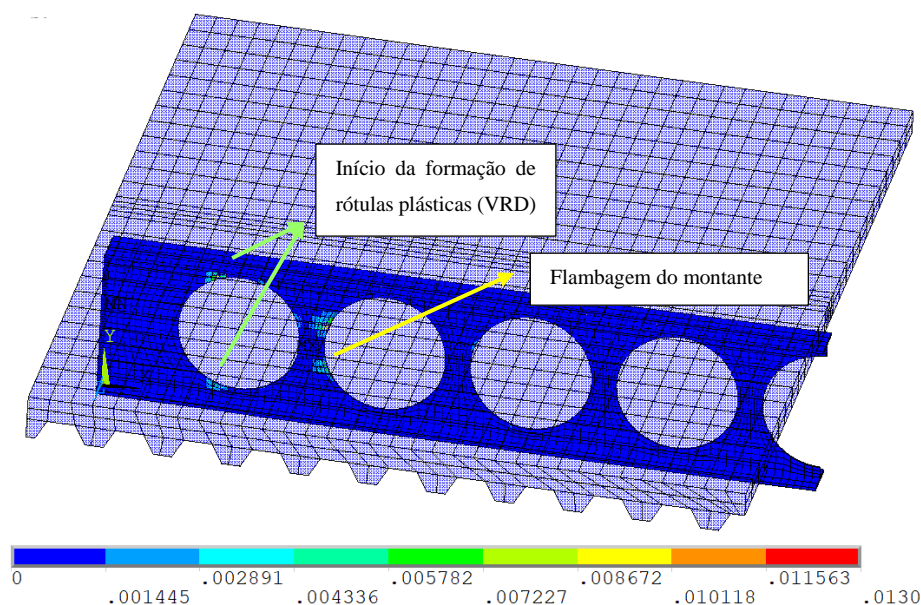


Figura 5.4 – Deformação plástica equivalente para viga D1 com malha 2.5 e carga 51,0kN/m

Analisando a relação entre carga e deslocamento, é possível concluir que entre as malhas 2 e 5 há um aumento da rigidez da estrutura em regime elástico à medida que o tamanho dos elementos da alma cresce. Já a malha 1 possui rigidez levemente superior à malha 2, porém apresenta elementos com distorção excessiva. Observa-se também que todas as malhas representaram os mesmos modos de falha para a viga, com carregamentos diferentes. De forma geral, a carga que levou o perfil à instabilidade do montante da alma foi similar à carga no início da formação do mecanismo Vierendeel, exceto para a malha de 4cm, onde esta foi maior.

Levando em consideração a geometria utilizada, a convergência da solução e o tempo de processamento necessário, optou-se por elementos com dimensão máxima 2,5cm. Destaca-se também que foi empregada a condição de simetria do *script* para gerar um modelo com menos elementos e, conseqüentemente, levar a um esforço computacional menor.

A geração de malha da laje é feita em função das divisões aplicadas no volume de concreto. Primeiro, define-se a quantidade de elementos na direção perpendicular ao perfil de aço, para a qual adotou-se 12 linhas de elementos para cada lado. Na direção longitudinal, são determinadas divisões na base das nervuras, que deve obrigatoriamente ser um número par, para o qual adotou-se duas divisões. Nas regiões entre nervuras não foram aplicadas divisões nesse sentido. Por fim, são feitas as divisões transversais nas nervuras, para as quais considerou-se apenas um elemento e na capa da laje, onde foram aplicadas duas camadas. A Figura 5.5. ilustra um exemplo da malha resultante.

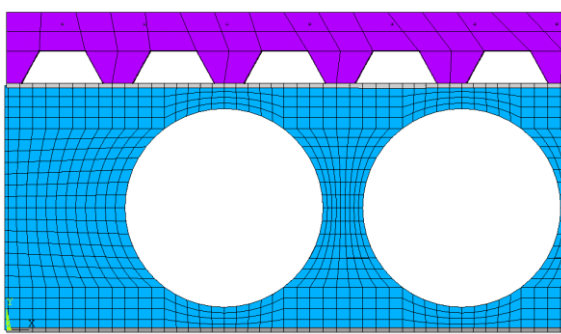


Figura 5.5 - Malha da viga D1

Para garantir que nenhum elemento apresente geometria com distorção excessiva, foi aplicada a função “*shape testing*” do ANSYS. Esta contabiliza os elementos de cada tipo e avalia parâmetros relacionados às suas formas. Os resultados são apresentados na Figura 5.6, na qual é possível constatar que os elementos adotados estão adequados nesse quesito.

SHAPE TESTING SUMMARY FOR ALL SELECTED ELEMENTS																																							
<table border="1"> <tr> <td>Element count</td> <td>20 COMBIN39</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>2248 SHELL181</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>2492 SOLID186</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>31 MESH200</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>732 REINF264</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>1540 SHELL281</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Total</td> <td>7063</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>					Element count	20 COMBIN39					2248 SHELL181					2492 SOLID186					31 MESH200					732 REINF264					1540 SHELL281				Total	7063			
Element count	20 COMBIN39																																						
	2248 SHELL181																																						
	2492 SOLID186																																						
	31 MESH200																																						
	732 REINF264																																						
	1540 SHELL281																																						
Total	7063																																						
Test	Number tested	Warning count	Error count	Warn+Err %																																			
Aspect Ratio	7012	0	0	0.00 %																																			
Parallel Deviation	7012	0	0	0.00 %																																			
Maximum Angle	7012	0	0	0.00 %																																			
Jacobian Ratio	7063	0	0	0.00 %																																			
Warping Factor	5472	0	0	0.00 %																																			
Any	7063	0	0	0.00 %																																			

Figura 5.6 - Resultados do teste de forma dos elementos no ANSYS

No que diz respeito à estratégia de geração da malha, optou-se por utilizar conectores em suas posições aproximadas. Ressalta-se que embora a representação de conectores em suas posições exatas seja o ideal, em algumas das geometrias estudadas a malha necessária para viabilizar essa opção torna-se demasiado refinada. Na Figura 5.7, é possível constatar que, para uma malha com elementos de 2,5cm, a diferença geométrica entre os conectores em suas posições exatas (a) e aproximada (b) é relativamente pequena.

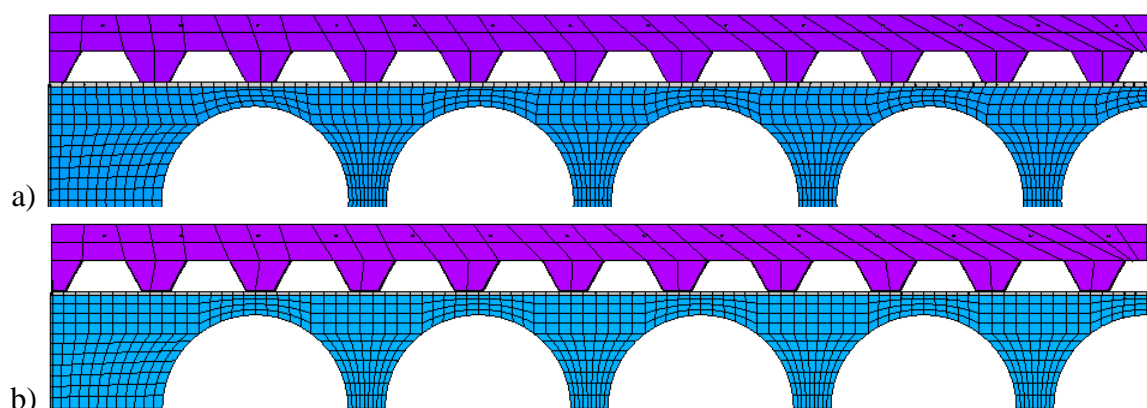


Figura 5.7 – Malha da viga D1 na região dos conectores para posições (a) exatas e (b) aproximadas

Além disso, conforme o gráfico apresentado anteriormente, a curva carga x deslocamento da estrutura é praticamente igual para as duas opções de malha. A discrepância ocorre apenas no ponto em que a solução tem sua convergência interrompida, fato que pode estar relacionado ao número de subpassos e aos parâmetros de tolerância adotados. Também foram avaliadas as tensões e deslocamentos obtidos para o perfil, laje e chapa *steel deck* em ambos os casos. Nas figuras 5.8 a 5.10 estão ilustradas as principais tensões em cada material para passos de carga similares e relacionados à falha da viga (74,57kN/m para malha exata e 74,44kN/m para aproximada).

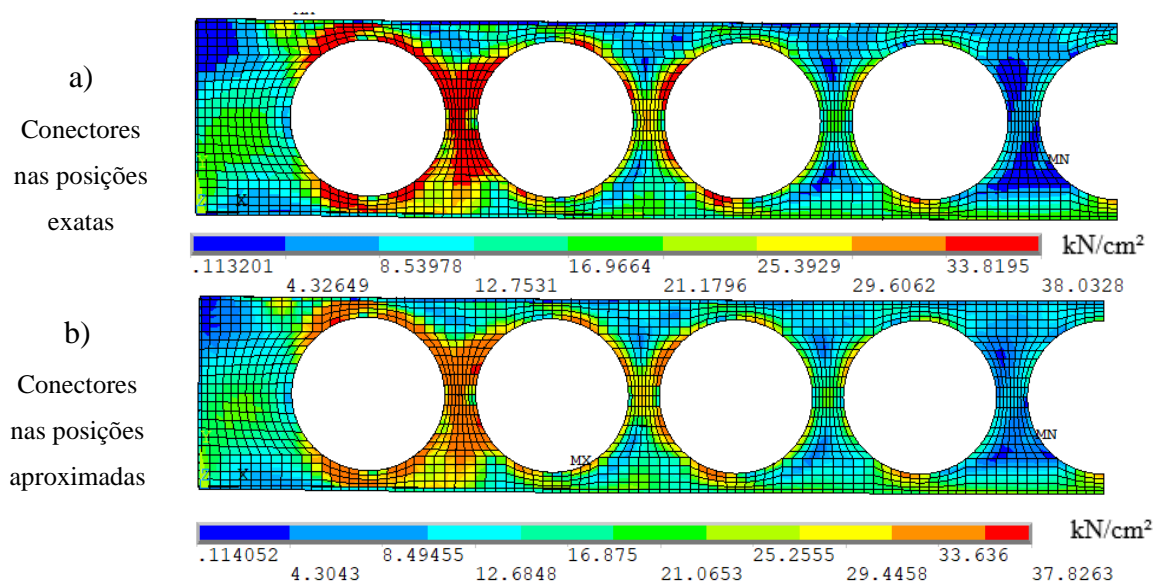


Figura 5.8 – Tensões de von Mises na viga D1

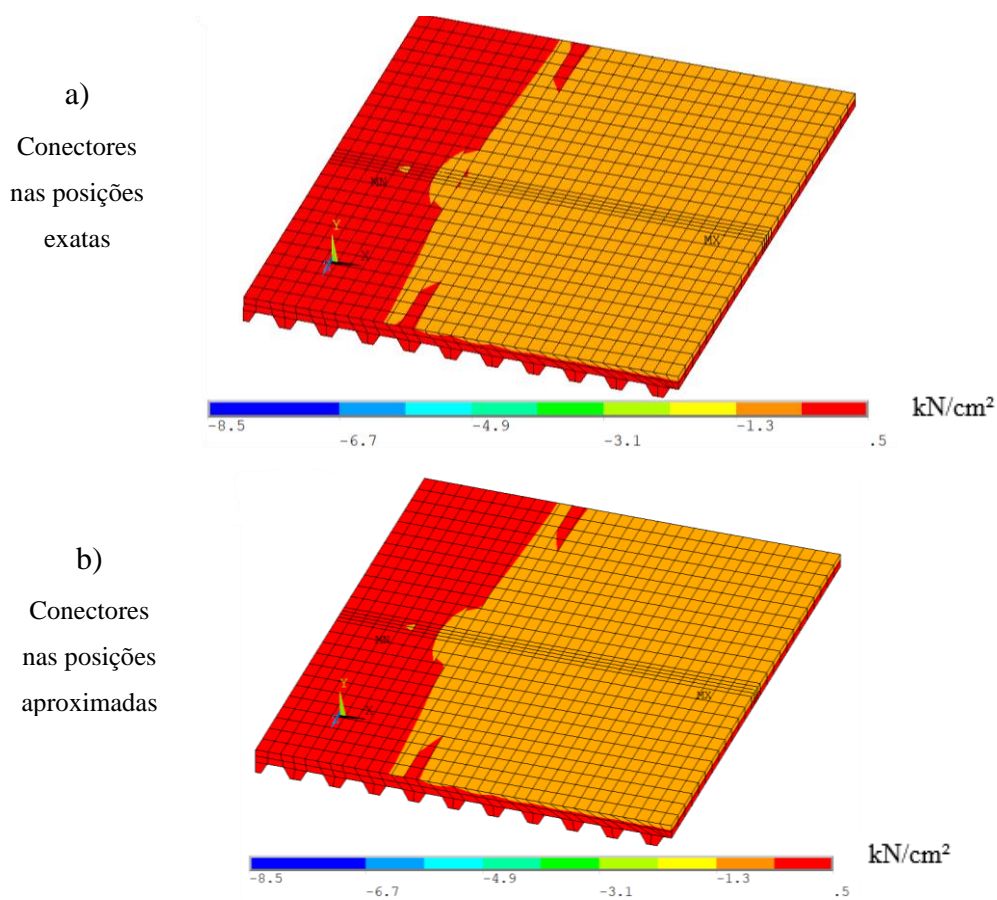


Figura 5.9 – Tensões em x na laje da viga D1

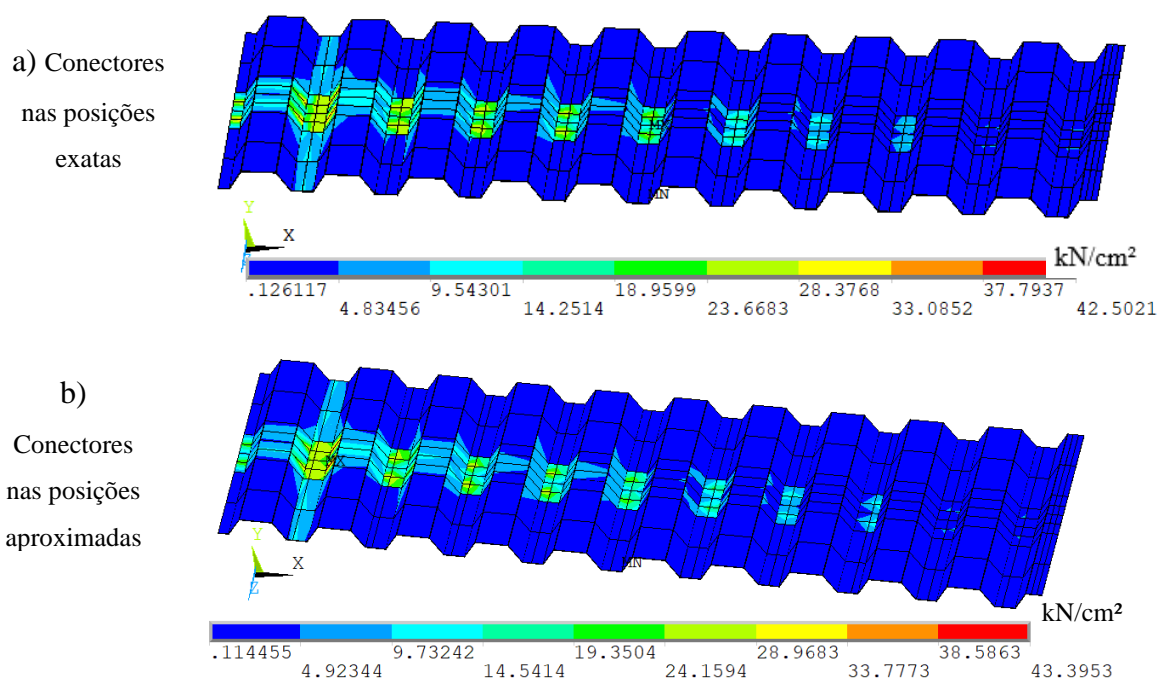


Figura 5.10 – Tensões de von Mises da região próxima aos conectores na chapa steel deck da viga D1

Também foi avaliada a relação entre a força cortante aplicada e o deslizamento relativo entre laje e perfil para um dos conectores. Optou-se por observar um conector da 3ª nervura da laje, visto que ele está numa região com esforço cortante alto e também possui uma divergência significativa em sua posição geométrica nas duas malhas. Na Figura 5.11 pode ser vista a relação entre esforço cortante e deslizamento relativo no conector.

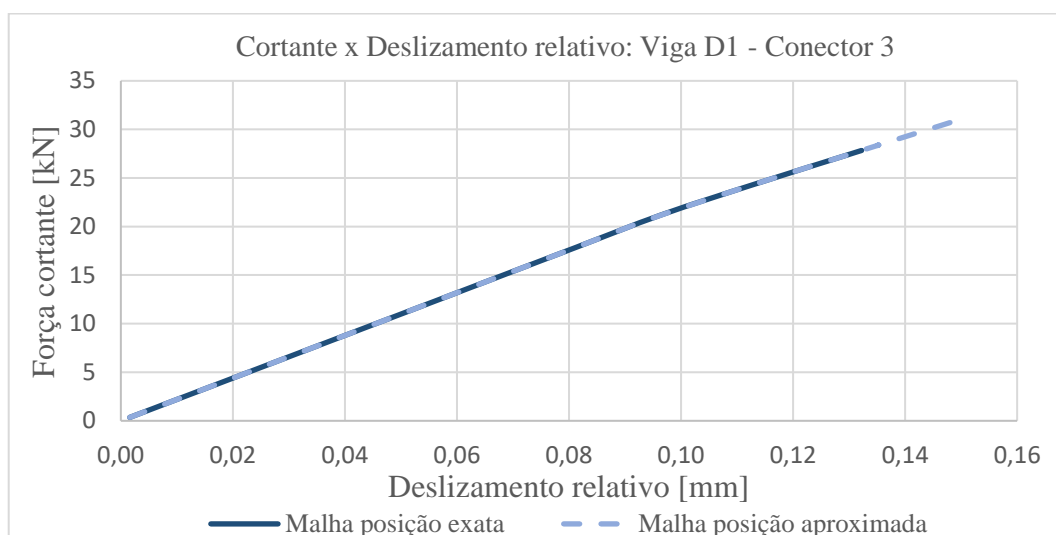


Figura 5.11 - Força cortante x Deslizamento relativo no terceiro conector da viga D1

Dessa forma, concluiu-se que para uma malha com elementos de 2,5cm, a estratégia de geração com conectores em suas posições aproximadas não altera significativamente os resultados e pode ser adotada para este trabalho.

5.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Após a escolha da malha, devem ser definidas as condições de contorno do problema. O *script* utilizado admite as vigas como bi-apoiadas, considerando um apoio duplo e um simples. Nessa etapa, são determinadas as posições de enrijecedores no perfil, sendo recomendada sua utilização nas regiões de apoio e em pontos onde houver aplicação de cargas concentradas. Além das restrições nos apoios, é possível criar uma condição de contorno extra relacionada ao travamento lateral da laje. A Figura 5.12 mostra as condições de contorno padrão para uma viga celular mista com e sem simetria.

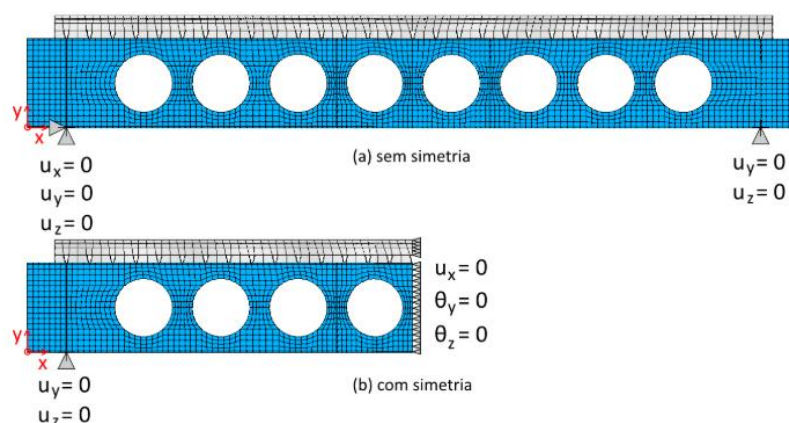


Figura 5.12 - Condições de contorno (a) sem e (b) com simetria (BENINCÁ, 2019)

Nas vigas estudadas no presente trabalho, não foram empregadas restrições laterais nos apoios nem restrições para evitar instabilidade lateral com torção, uma vez que estas são isostáticas e a laje de concreto atua como travamento. Entretanto, em alguns casos a laje apresentou giro excessivo na análise dos modos de instabilidade, como pode ser visto abaixo.

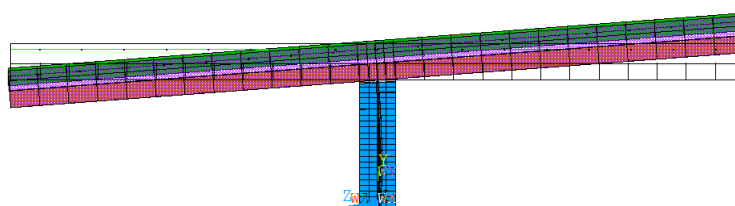


Figura 5.13 - Giro da laje na análise de *Eigen-Buckling*

Assim, optou-se por aplicar a alternativa de restrição lateral da laje demonstrada na Figura 5.14. Dessa forma, evita-se um giro que na realidade não existe, uma vez que a laje possui continuidade.

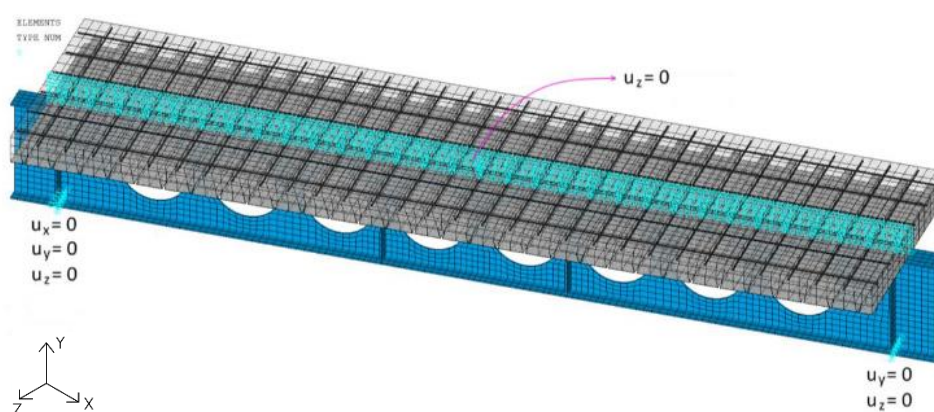


Figura 5.14 - Opção de restrição lateral da laje (BENINCÁ, 2019)

Além das restrições aos deslocamentos, nessa etapa são definidas as cargas do problema. No caso de vigas mistas, as cargas são aplicadas na face superior da laje, enquanto para vigas isoladas o mesmo é feito na face da mesa superior do perfil. Os carregamentos podem apresentar distribuição uniforme ao longo do vão ou ser concentrados em locais específicos. No caso de cargas concentradas, pode-se facilitar o processo de convergência da solução por meio da aplicação de deslocamentos impostos nos pontos de aplicação das cargas, no lugar das forças em si.

Neste trabalho, a carga aplicada sobre as vigas mistas possui distribuição uniforme. Uma vez que a solução para de convergir quando o equilíbrio entre forças internas e externas não é alcançado após atingir o número máximo de iterações do subpasso e o programa é capaz de salvar os resultados de todos subpassos até esse momento, é recomendado que o valor do carregamento aplicado seja superior ao da carga estimada de ruptura da viga. Então, optou-se por aplicar um carregamento usual de 2kN/cm nas vigas simuladas.

5.4 SOLUÇÃO

Por fim, são estabelecidas as opções de solução que devem ser utilizadas no processamento. Para garantir que o modelo seja capaz de simular os efeitos de instabilidade locais na análise não linear, o processo de solução do problema ocorre em quatro etapas. Primeiramente, é aplicada uma carga unitária na viga com a finalidade de obter uma solução estática base, que é empregada para montar a matriz de rigidez geométrica. Então é realizada uma análise de estabilidade linear, que consiste na solução de um problema de autovalores e autovetores (no ANSYS esta análise é denominada como *Eigen-Buckling*) a fim de determinar os modos de instabilidade que serão adotados na adição das imperfeições geométricas ao problema.

Após, são adicionadas as irregularidades no perfil, fator que possibilita a captação dos efeitos de instabilidade locais pelo modelo, permitindo a simulação do comportamento de flambagem das vigas. Então, prossegue-se para a análise não linear do problema, onde são aplicadas as cargas definidas pelo usuário. Essa análise é realizada por meio de subpassos, que dependem dos valores escolhidos para o número de subpassos possíveis, de iterações em cada subpasso e tolerâncias para convergência da solução. Destaca-se ainda que caso o usuário opte por não incluir imperfeições iniciais, a solução tem início diretamente na etapa de análise não linear.

Quanto ao método de solução da análise não linear, o padrão definido no *script* é o de Newton-Raphson completo, com solver *Direct Sparse*. Nos casos em que deseja-se analisar o comportamento das vigas pós-flambagem, o método de solução pode ser modificado por meio da técnica *Arc-Lengh*. Segundo o manual do ANSYS (2020), essa técnica pode ser aplicada a soluções estáticas não lineares de problemas envolvendo instabilidades, possibilitando o traçado de curvas complexas de carga x deslocamento em regimes de flambagem e pós flambagem. Nesse caso, são determinados os valores limites para redução e aumento dos raios dos subpassos em relação ao raio inicial, sendo que neste trabalho foram adotados 1/1000 e 10, respectivamente. O número de subpassos usado pelo ANSYS para calcular o raio inicial foi definido como igual a 200. Já o número máximo de subpassos adotado foi 150000, permitindo que o programa diminua significativamente os incrementos de força caso necessário.

5.4.1 Imperfeições geométricas

Considerando a grande tendência de falha por flambagem nas vigas alveolares, optou-se pela aplicação de imperfeições geométricas iniciais. Os primeiros modos obtidos na análise de estabilidade são os que apresentam menor carga crítica e, portanto, tem maior probabilidade de ocorrer. Para avaliar a influência dos modos adotados no comportamento geral das vigas, foi realizada a análise de um modelo com geometria suscetível à flambagem, considerando a aplicação dos 3 primeiros modos de flambagem isoladamente e de combinações entre eles. As curvas carga *versus* deslocamento para essas situações estão ilustradas na Figura 5.15. Já os deslocamentos na direção z de cada caso, considerando um carregamento próximo de 30,5kN/m, podem ser vistos na Figura 5.16.

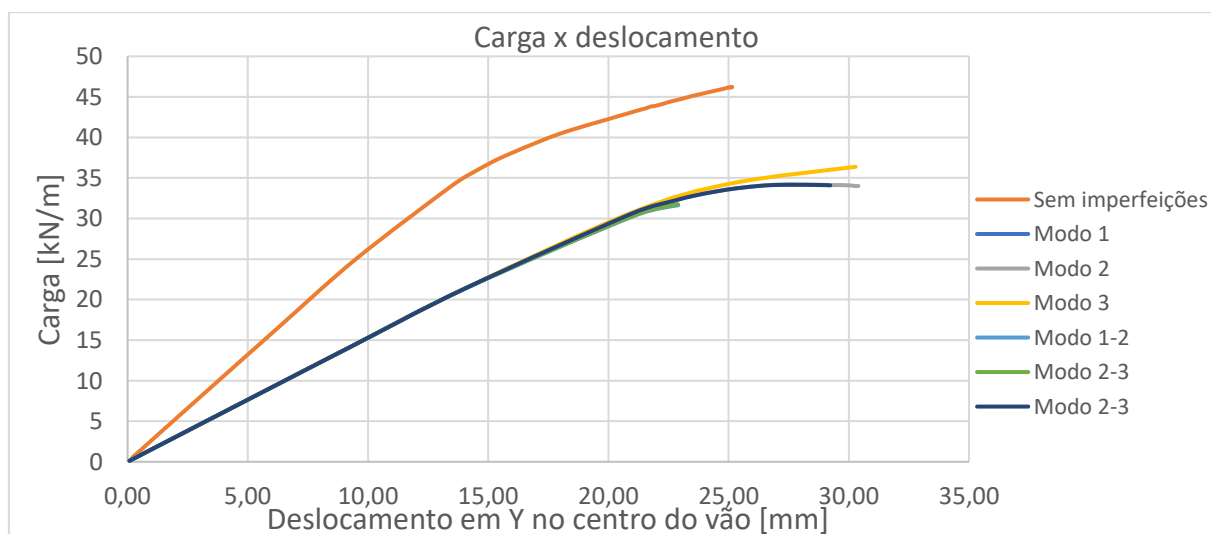


Figura 5.15 - Carga x deslocamento para viga A16 com diferentes modos de instabilidade

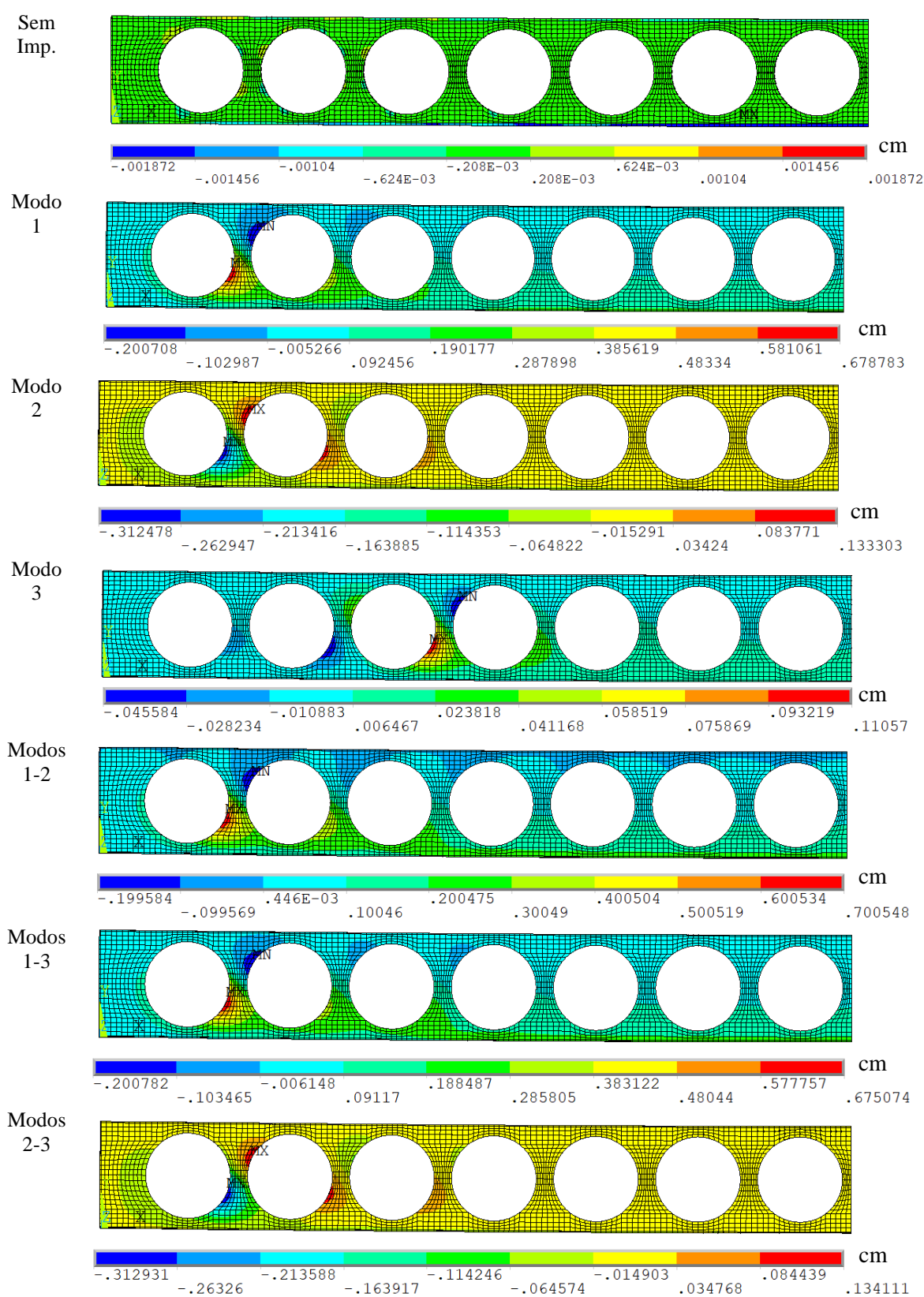


Figura 5.16 - Deslocamentos em Z para viga A16 com diferentes modos de instabilidade

Observando os deslocamentos, percebe-se que sem a adição das imperfeições geométricas o modelo não foi capaz de simular a instabilidade dos montantes da alma do perfil de aço. Nota-

se também que os 2 primeiros modos estão associados à instabilidade dos primeiros montantes, com carga crítica de 35 e 45kN/m, respectivamente. Logo, ambas situações apresentam falha ou estão na iminência desta para o carregamento avaliado. Naturalmente, por ter carga crítica menor, os deslocamentos para o 1º modo são superiores aos do 2º para a mesma carga. Já o modo 3 está associado principalmente à instabilidade do terceiro montante e possui carga crítica bastante superior às dos outros dois modos, tendo menos probabilidade de ocorrer. Assim, neste trabalho optou-se pelo emprego de uma combinação entre os dois primeiros modos apresentados.

Quanto à amplitude das imperfeições geométricas, destaca-se que não há definição padrão para os valores adotados. Para vigas com perfis cheios, o Eurocode 3 (CEN, 2006) recomenda a aplicação de imperfeições geométricas com amplitude igual ao menor valor entre $A/200$ e $B/200$, em que A e B são a largura e altura do painel, respectivamente. Além disso, para casos em que houver combinação de imperfeições, o código sugere a redução da amplitude para 70% nos modos secundários. Uma vez que a amplitude indicada não é específica para vigas alveolares, nesse trabalho optou-se por adotar o valor $dg/600$ sugerido por Bake (2010). Entretanto, a indicação de redução para modos secundários foi aderida.

5.5 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO

A fim de determinar qual modo de falha é o primeiro a ocorrer e o carregamento capaz de gerar esse efeito, foram analisadas as tensões e deformações em cada material para cada passo de carga aplicado. Nos itens a seguir, são apresentados exemplos de comportamento das vigas para as falhas mais comuns. Ressalta-se que para isso foram empregadas vigas geradas para as análises deste trabalho, conforme apresentado no item 7.

5.5.1 Plastificação do tê inferior

Para considerar que o colapso da viga está relacionado à plastificação do tê inferior devido ao momento fletor atuante, foram observadas a deformação plástica equivalente e as tensões de von Mises na alma do perfil e na sua mesa inferior. Admitiu-se esse modo de falha quando houve escoamento do aço da fibra mais afastada da linha neutra, ou seja, quando a plastificação do tê inferior chega até a mesa. Nas figuras 5.17 e 5.18, podem ser visualizados os esforços

atuantes na região próxima ao centro do vão, respectivamente, na mesa inferior e na alma do perfil de uma viga com este modo de falha. Nestas figuras estão apresentados a carga de falha (34,4kN/m) e os passos de carga anterior e posterior a ela. Além disso, na Figura 5.19 está representada a curva carga *versus* deslocamento da viga em questão.

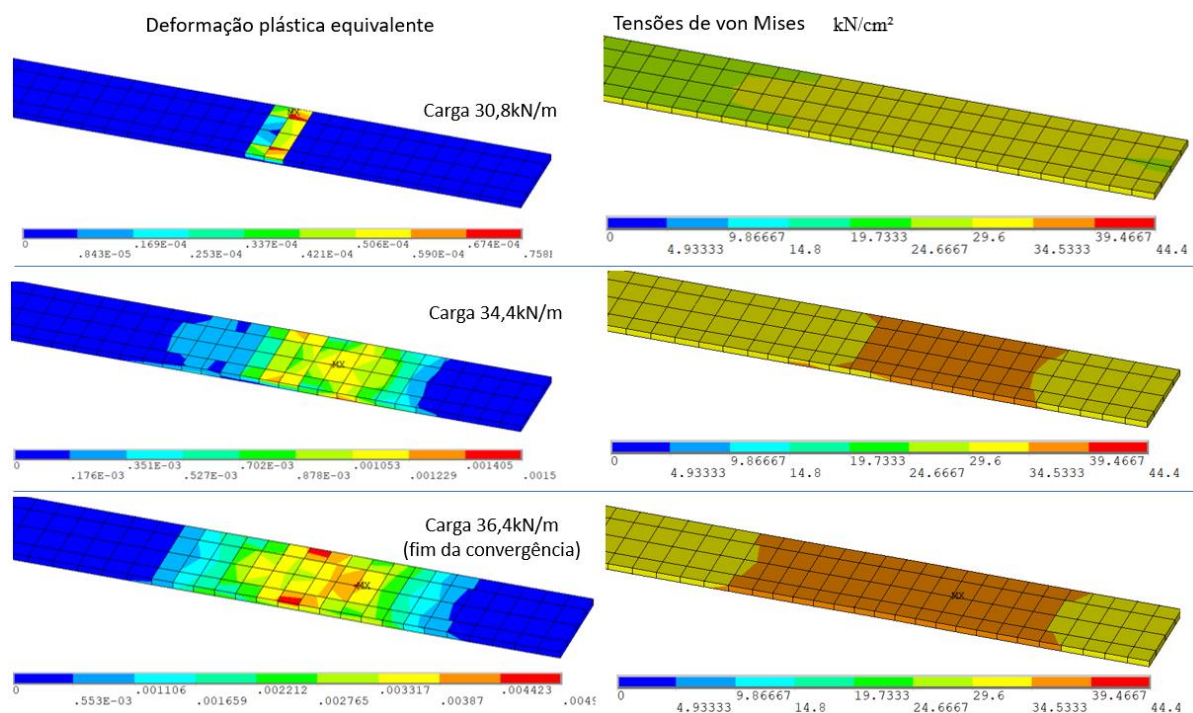


Figura 5.17 - Falha da mesa inferior da viga B18

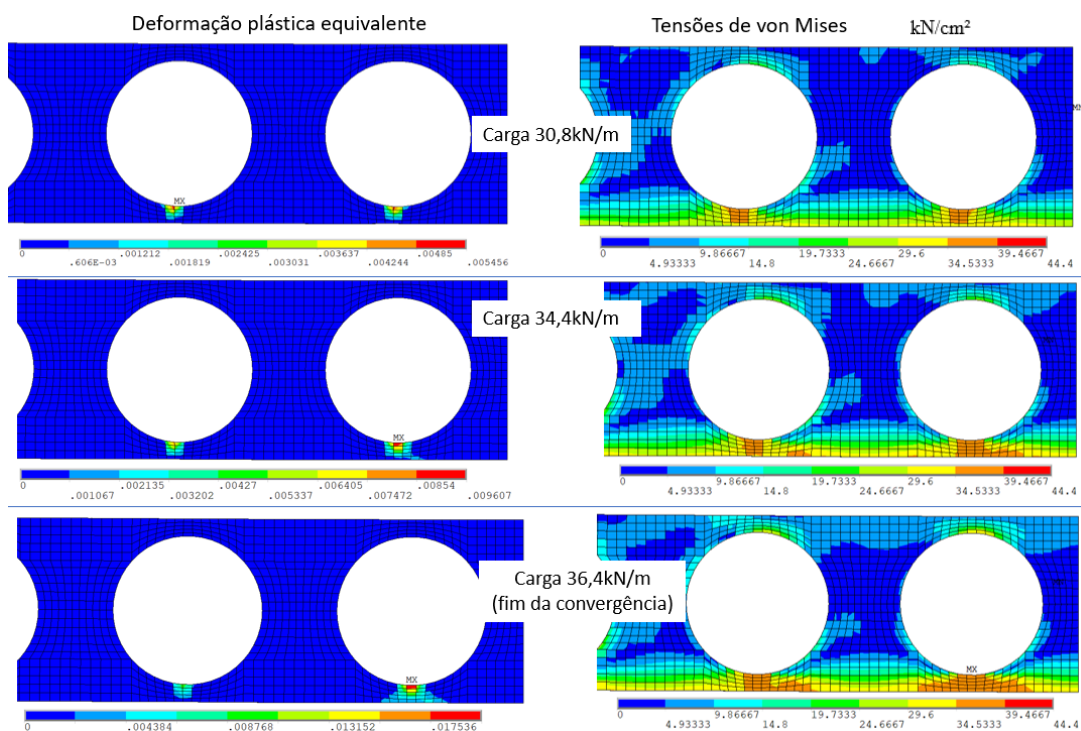


Figura 5.18 - Falha da alma do perfil da viga B18

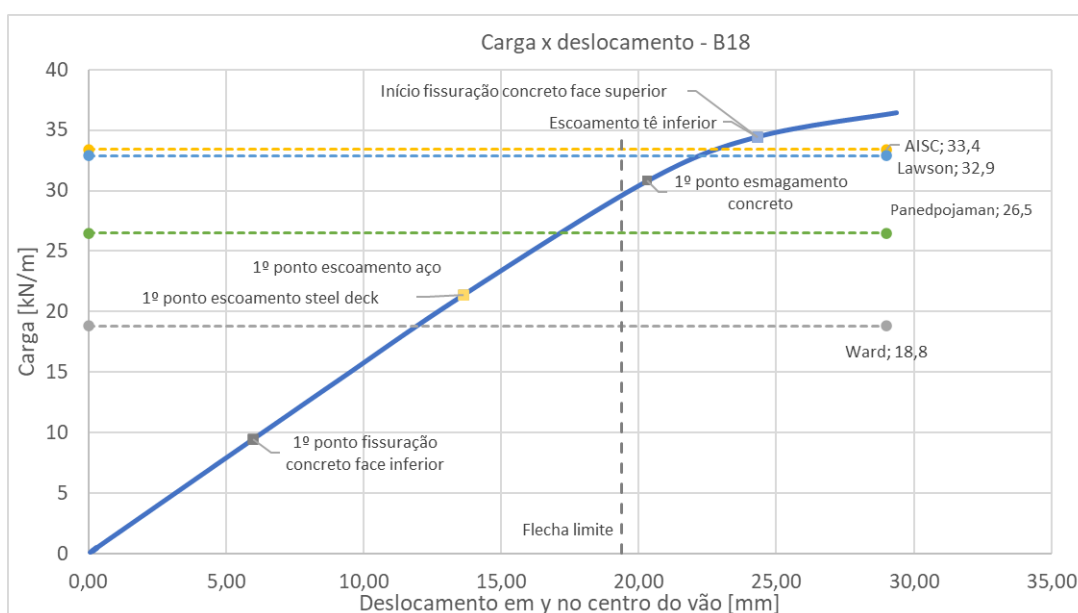


Figura 5.19 - Carga x deslocamento para viga B18

Verificou-se que o limite para flecha no centro do vão é ultrapassado antes da ocorrência do colapso por plastificação do tê inferior, situação comum nas vigas com vãos intermediários ou longos, como é o caso. Ademais, é possível observar que a convergência da solução não para de ocorrer imediatamente após a falha, com o modelo sendo capaz de representar o comportamento da viga para mais alguns incrementos de carga. Além disso, o primeiro ponto de esmagamento do concreto e o início da fissuração na face superior da laje ocorrem com carregamentos próximos ao limite de falha. Tal comportamento foi observado na maior parte das vigas com colapso por escoamento do tê inferior.

5.5.2 Formação do mecanismo Vierendeel

A falha por mecanismo Vierendeel foi admitida quando as rótulas plásticas formadas se espalharam para além dos pontos críticos da abertura. Na Figura 5.20 podem ser vistas a deformação plástica equivalente e as tensões de von Mises em torno das duas primeiras aberturas de uma viga com esse modo de falha, para a carga de falha (94,4kN/m) e para os passos antes e depois desta. Já na Figura 5.21 é exibida a curva carga *versus* deslocamento da viga.

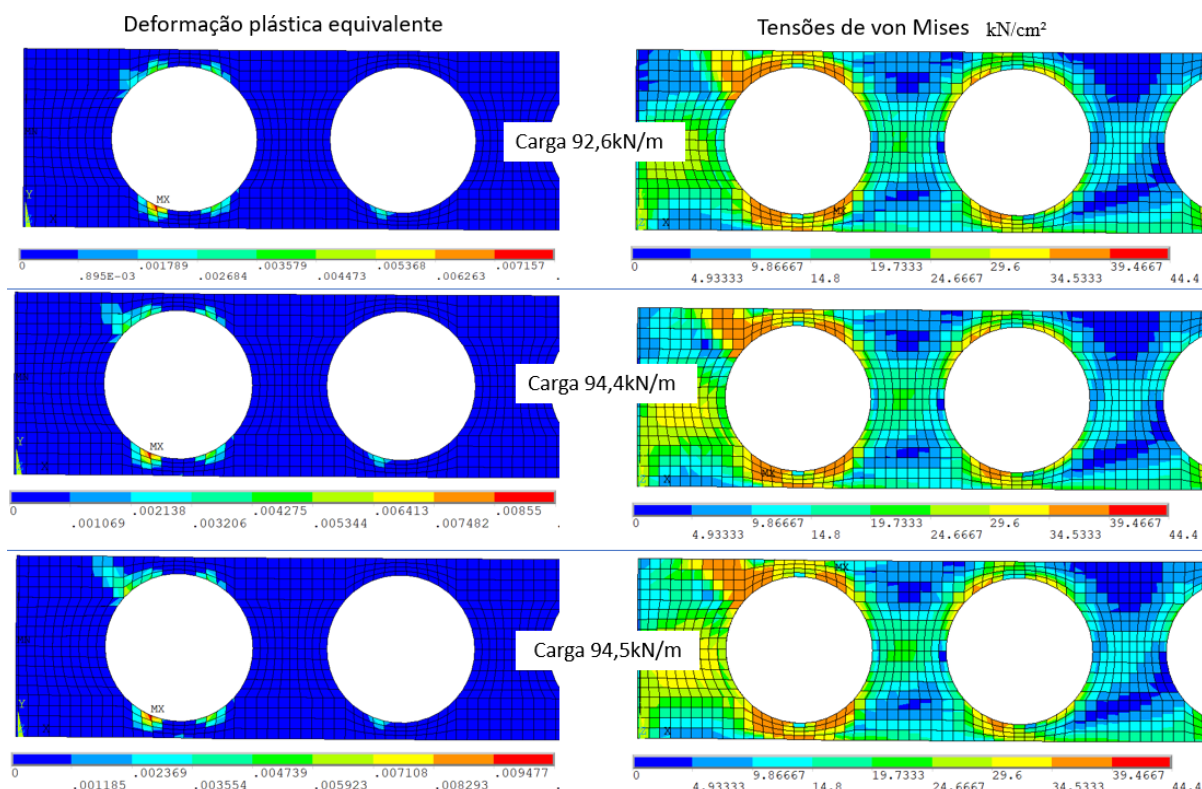


Figura 5.20 - Falha da viga C3

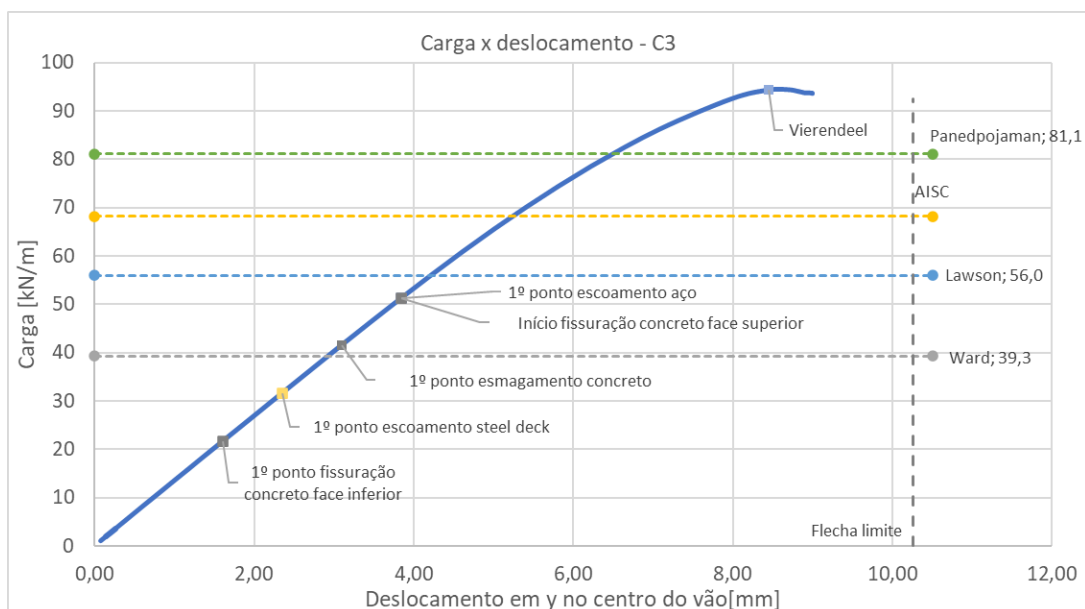


Figura 5.21 - Carga x deslocamento para viga C3

Nota-se que, de modo geral, a convergência da solução para de ocorrer logo após a formação do mecanismo Vierendeel. Além disso, como o exemplo contempla uma viga com vão relativamente curto, o colapso ocorre antes que seja atingida a flecha máxima. Ademais, constatou-se que comportamento do concreto nas seções com esse tipo de falha é variado,

porém frequentemente o início da fissuração da face superior e o primeiro ponto de esmagamento ocorrem com carregamentos notadamente inferiores ao limite da viga.

5.5.3 Instabilidade do montante da alma

Para avaliar o colapso do montante da alma, foram observadas as tensões principais de tração e compressão atuantes em torno das aberturas da alma. Admitiu-se que a flambagem ocorre quando essas tensões deixam de atuar em formato de diagonais regulares. Além disso, foram analisados os deslocamentos em z (perpendiculares à alma) na região, uma vez que com a ocorrência da instabilidade há um grande aumento relativo em seus valores mínimo e máximo com um pequeno incremento de carga. As tensões principais atuantes em uma viga com esta falha no carregamento de falha (67,2kN/m) e nos passos anterior e posterior a este podem ser vistas na Figura 5.22. Enquanto os deslocamentos em z para as mesmas cargas estão ilustrados na Figura 5.23. Por fim, na Figura 5.24 é apresentada a curva carga *versus* deslocamento da viga.

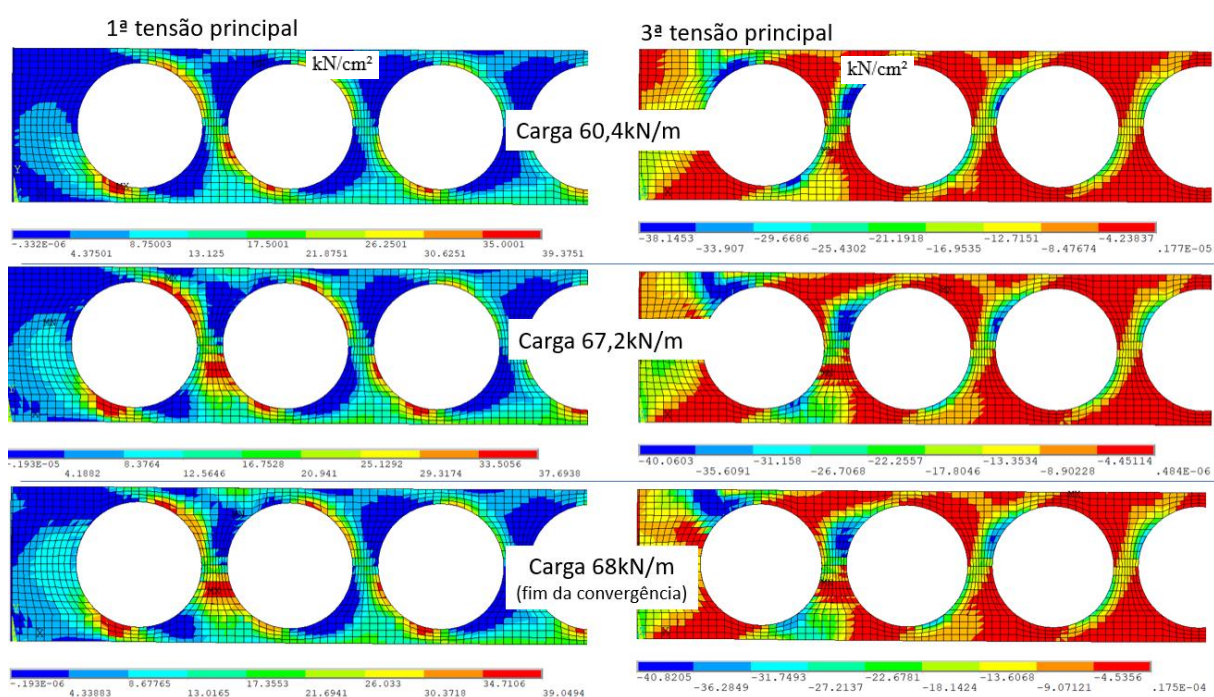


Figura 5.22 - Tensões principais na viga C7

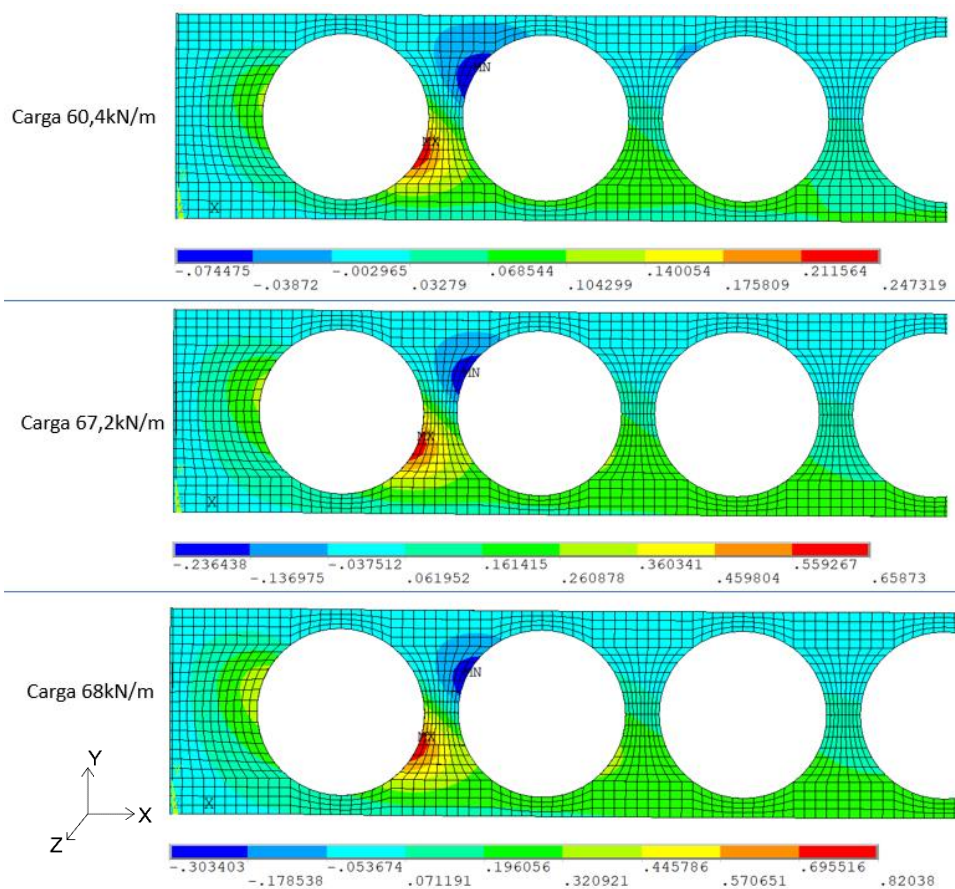


Figura 5.23 - Deslocamento em z na viga C7

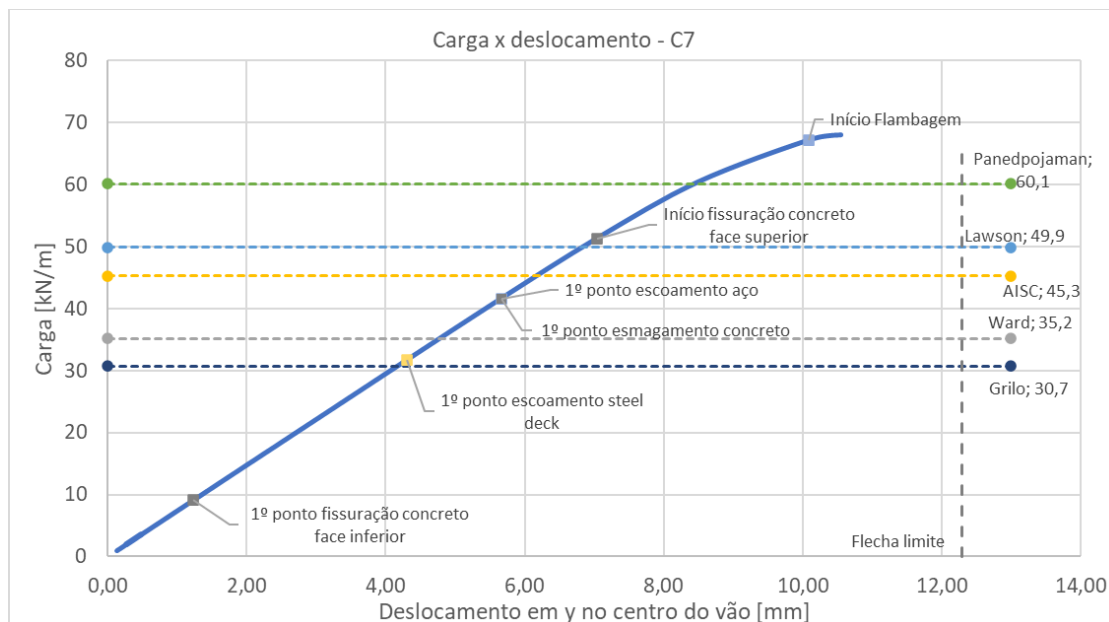


Figura 5.24 - Carga x deslocamento para viga C7

Constatou-se que o comportamento geral da curva para vigas com falha relacionada à instabilidade do montante da alma é similar ao descrito para seções com falha devido à formação do mecanismo Vierendeel.

5.5.4 Falha da Mesa Superior

Para estruturas nas quais foi constatada a falha da mesa superior, considerou-se que esta ocorre no carregamento que leva ao escoamento do aço em toda largura da seção. Na Figura 5.25 podem ser vistas a deformação plástica equivalente e as tensões de von Mises atuantes na mesa de uma viga com esta falha para o carregamento de falha (51kN/m) e no passo anterior (carga 41kN/m). Já na Figura 5.26 está apresentada a curva carga *versus* deslocamento da viga.

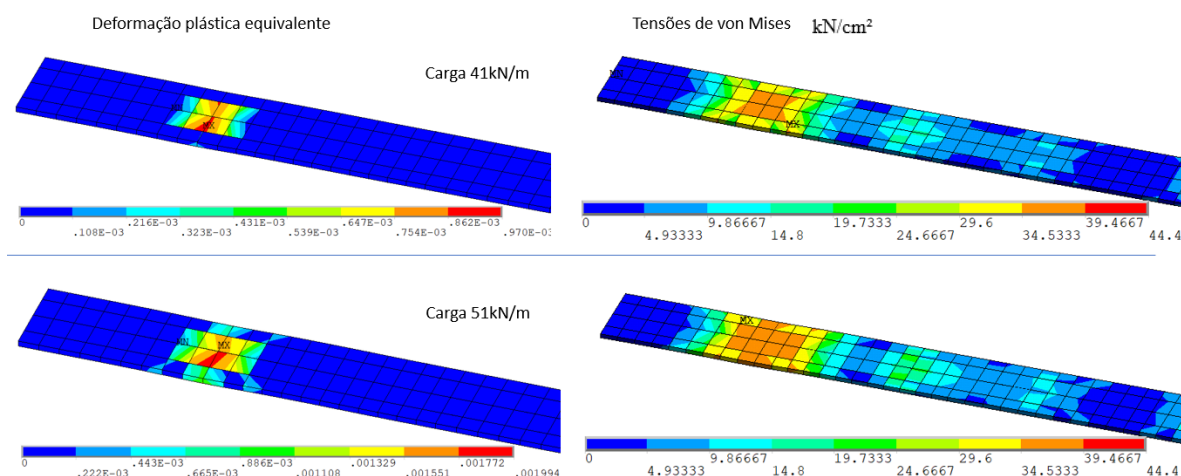


Figura 5.25 - Falha da mesa da viga A3

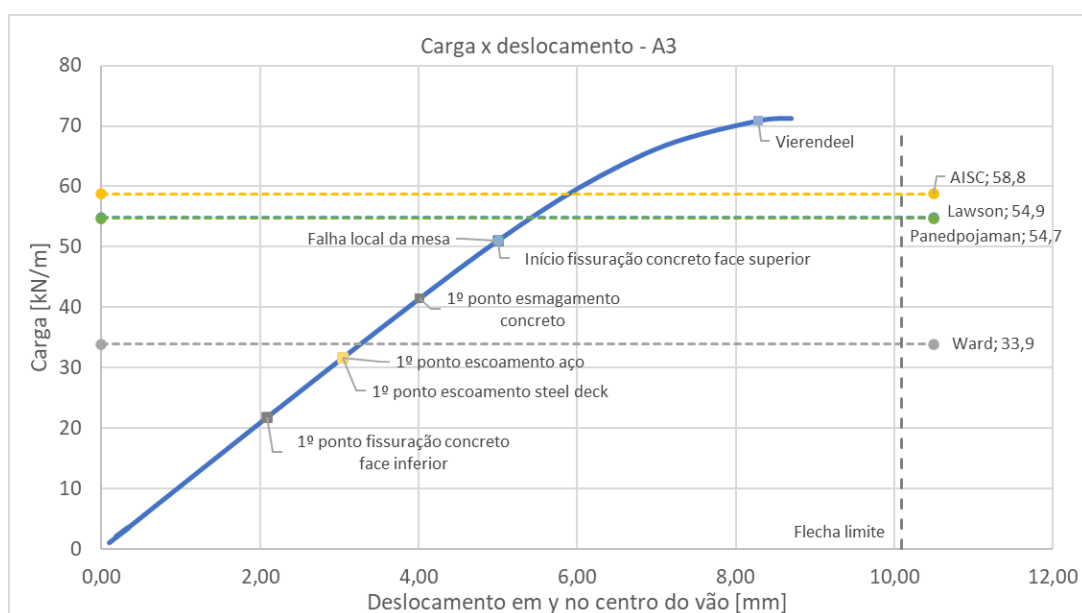


Figura 5.26 - Carga x deslocamento para viga A3

Verifica-se que a convergência do modelo não é afetada pela ocorrência da falha local da mesa, prosseguindo até o colapso por outro critério (neste caso, formação do mecanismo Vierendeel). Além disso, constatou-se que geralmente o início da fissuração da face superior do concreto ou o primeiro ponto de esmagamento ocorrem em conjunto com esse tipo de falha.

5.5.5 Largura efetiva da laje

Os métodos simplificados aplicados na determinação da largura efetiva da laje consideram o valor dos esforços no centro do vão da viga. Dessa forma, para avaliação no modelo de elementos finitos, foram observadas as tensões longitudinais em x na camada média da capa da laje na região da nervura mais próxima ao centro do vão, conforme indicado na Figura 5.27.

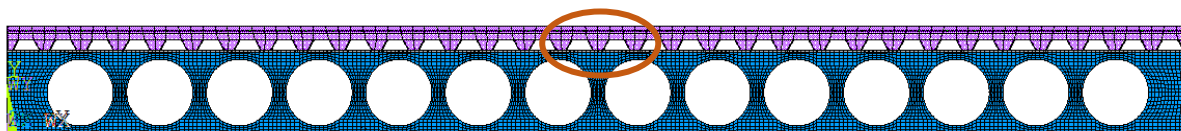


Figura 5.27 - Região de avaliação da largura efetiva da laje

Além disso, como os modelos de cálculo não levam em consideração o carregamento da viga, para fins de comparação todas as seções foram observadas em regime elástico. Um exemplo de distribuição das tensões longitudinais na seção média da capa da laje no centro do vão pode ser visto na Figura 5.28. Ademais, foram inseridas linhas representando as larguras efetivas calculadas por cada método adotado.

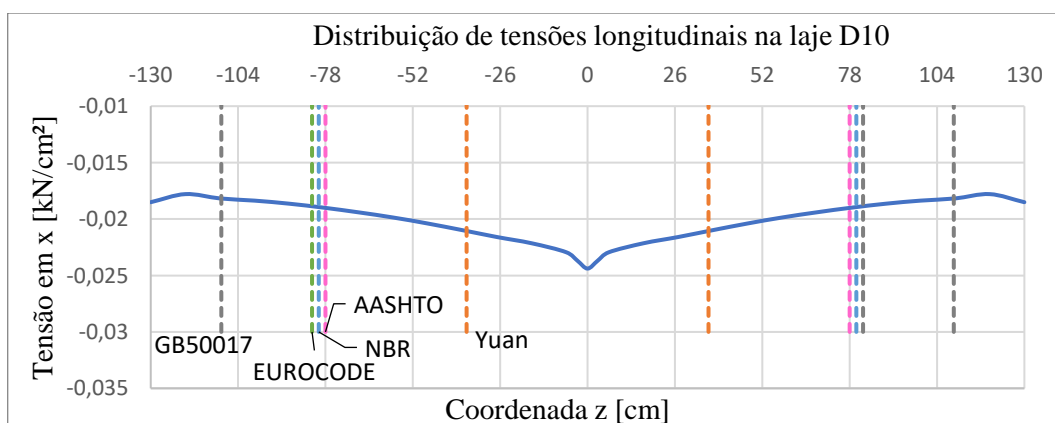


Figura 5.28 - Distribuição de tensões longitudinais na laje D10

Observou-se que a laje está submetida a esforços de compressão que se distribuem de maneira quase simétrica ao longo de seu vão. As tensões atingiram seu valor máximo na região central, com picos onde ocorre a conexão com o perfil de aço, e decrescem conforme se afastam dela.

Na Figura 5.29, pode ser visualizada a distribuição das tensões longitudinais da camada da laje vista em planta.

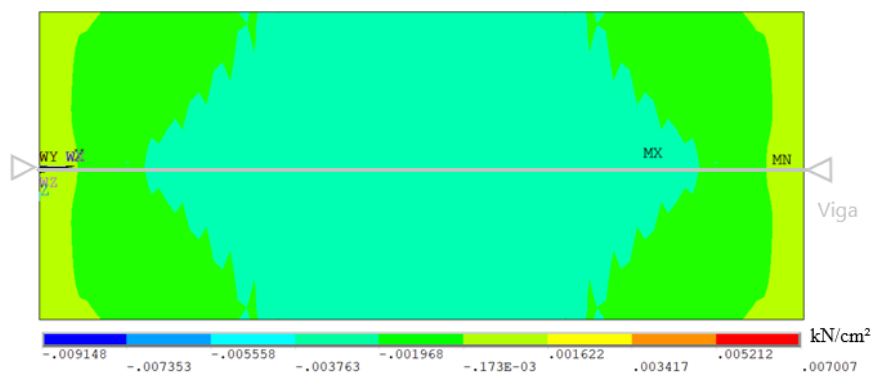


Figura 5.29 – Distribuição de tensões longitudinais na vista superior da laje D10

Nesse caso, é possível constatar que as tensões de compressão são maiores no centro do vão e tendem a zero quando se aproximam do apoio, comportamento esperado para uma viga biapoiada isostática.

6 COMPARAÇÃO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS

Visando a averiguação dos resultados obtidos pela planilha de cálculo em relação a dados experimentais e/ou numéricos, foram estudados os três exemplos de viga apresentados a seguir. Destaca-se que para realizar a comparação de modo mais fiel aos ensaios, os fatores de ponderação dos modelos simplificados foram iguados a 1. Ainda, considerando que a planilha de cálculo verifica cada condição separadamente, definiu-se como carga de falha da viga a menor carga aplicada capaz de gerar uma verificação “não ok”.

6.1 EXEMPLO 1

O primeiro exemplo analisado é o da viga A1, ensaiada experimentalmente por Nadjai *et al.* (2007). Trata-se de uma viga celular mista, biapojada e submetida a duas cargas concentradas aplicadas simetricamente, conforme indicado na Figura 6.1.

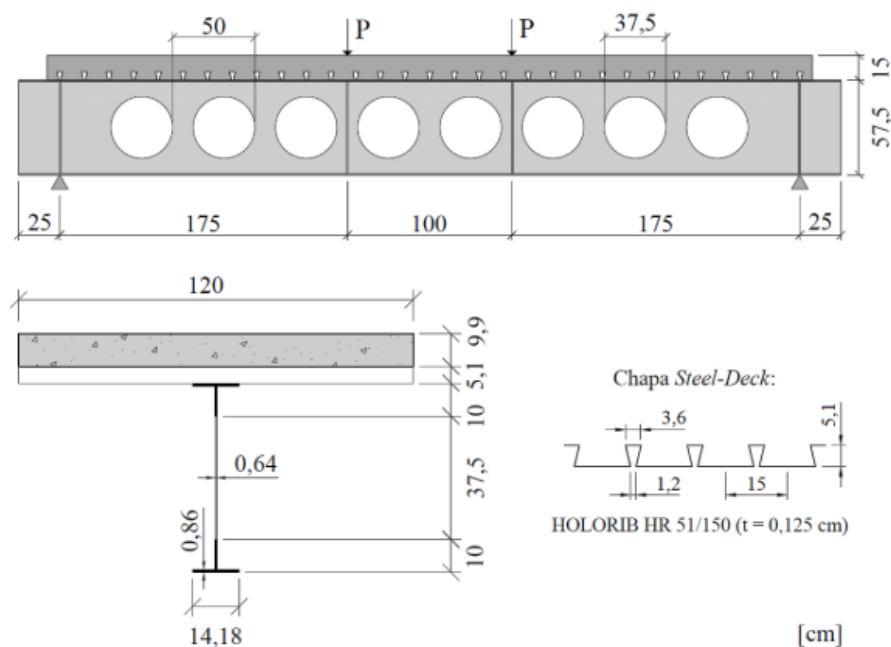


Figura 6.1 - Geometria da viga A1 de Nadjai (Benincá, 2019)

A seção alveolar foi obtida de um perfil UB 406×140×39, aplicando uma razão de expansão de 1,5. A laje de concreto é do tipo *steel deck* e armada com malha de aço A142, que consiste em barras de 6mm de diâmetro espaçadas a cada 20cm. Em cada nervura da laje, foi posicionado

um conector do tipo *stud bolt*, com 19mm de diâmetro e 120mm de altura. Os dados empregados para os parâmetros de resistência do concreto e do aço são exibidos na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Parâmetros de resistência dos materiais utilizados

Material	Parâmetro	Valor
Aço do perfil	Módulo de elasticidade longitudinal (E)	200000 MPa
	Tensão de escoamento (f_y)	312 MPa
	Tensão última (f_u)	438,5 MPa
Concreto	Resistência média à compressão (f_{cm})	35 MPa
	Módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci})	32640 MPa
	Módulo de elasticidade secante (E_c)	27744 MPa

Em razão da presença de cargas concentradas, foi realizada uma adaptação nos dados de entrada da planilha de cálculo, conforme ilustrado na Figura 6.2. Logo, foram aplicadas de forma simultânea duas cargas concentradas iguais nos pontos especificados e uma carga uniformemente distribuída representando o peso próprio da estrutura. Além disso, foi alterado o formato dos diagramas de esforço cortante e momento fletor da viga, alterando os esforços atuantes nas aberturas.

Esforços solicitantes		
Carga concentrada	185	kN
Posição carga 1	1,75	m
Posição carga 2	2,75	m
Carga distribuída (pp laje)	3,735	kN/m

Figura 6.2 - Dados de entrada do carregamento na planilha

As vigas ensaiadas por Nadjai *et al.* (2007) vem sendo utilizadas por diversos estudos numéricos como forma de validação dos modelos propostos. Assim, os resultados obtidos pela planilha de cálculo também foram comparados com os obtidos por Benincá (2019) através de um modelo de elementos finitos. Tanto o ensaio experimental quanto o modelo numérico considerado apresentaram falha por instabilidade do montante da alma. Nos modelos simplificados, esse modo também foi o primeiro a ocorrer, seguido pela formação do mecanismo Vierendeel na medida em que houve aumento da carga aplicada, conforme apresentado na Figura 6.3.

Resumo						
	Lawson e Hicks	Ward	AISC t \hat{e} superior	AISC t \hat{e} inferior	Panedpojaman	Grilo
Esforço cortante na abertura	ok	ok	ok	ok		
Momento fletor	ok	ok				
Esforço cortante longitudinal no montante da alma	ok	ok	ok	ok		
Flambagem do montante da alma	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok
Mecanismo vierendeel	ok	n \hat{a} o ok	ok	n \hat{a} o ok		
Flecha	ok	ok	ok	ok		

Figura 6.3 - Quadro resumo das verificações da viga A1

As cargas de ruptura obtidas e sua diferença em relação aos dados experimentais podem ser visualizadas na

Tabela 6.2. Já na Figura 6.4, estão representadas as curvas do diagrama carga *versus* deslocamento obtidos pelo ensaio de Nadjai *et al.* (2007) e pelo modelo numérico de Benincá (2019). Também foram inseridas linhas marcando as cargas de falha de cada método simplificado empregado. Observa-se que os resultados numéricos apresentam boa correlação com os experimentais, sendo capaz de simular adequadamente o comportamento da viga.

Tabela 6.2 - Carga de falha da viga A1

	Carga de falha (kN)	Modo	Diferença relativa (%)
Experimental	370,12	IMA	
Numérico	351,92	IMA	4,9%
Lawson e Hicks	320,6	IMA	13,4%
Ward	274,4	IMA	25,9%
AISC	272,2	IMA	26,5%
Panedpojaman	281,2	*	24,0%
Grilo	287,8	*	22,2%

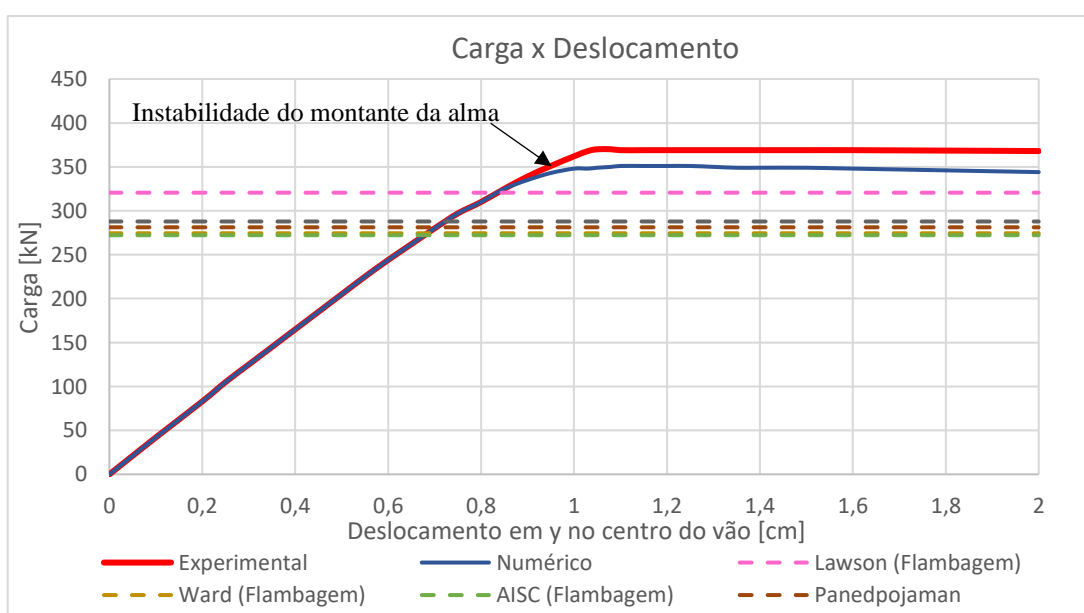


Figura 6.4 - Carga versus deslocamento para viga A1

Por possuir uma relação entre vão e altura menor (7,83), a viga apresenta maior propensão à falha relacionadas ao esforço cortante. Além disso, a combinação entre razão de expansão aplicada (1,5) e a relação entre passo e diâmetro de abertura (1,33) torna os montantes mais esbeltos, e, portanto, mais suscetíveis à instabilidade. Desse modo, é coerente que a viga apresente falha devido à instabilidade do montante da alma por cisalhamento.

Constatou-se que os métodos de cálculo adotados representaram adequadamente o principal modo de falha para viga em questão. Entretanto, salienta-se que todas as formulações empregadas apresentaram resultados conservativos para a carga de ruptura. A formulação de Lawson e Hicks (2011) gerou o valor mais próximo da carga de colapso real e, portanto, pode ser considerada a mais adequada para representar a situação estudada. Observa-se também que apesar de empregarem a mesma formulação para calcular a resistência à instabilidade do montante da alma, os resultados de Ward (1990) e da AISC (2016b) apresentam resultados levemente discrepantes em razão da diferença na determinação dos esforços atuantes nas aberturas em cada método.

6.2 EXEMPLO 2

O segundo exemplo analisado é a viga 1A, ensaiada experimentalmente por Müller *et al.* (2006). Trata-se de uma viga mista celular, biapoiada, submetida a quatro cargas concentradas. Os parâmetros geométricos da viga e a posição dos carregamentos estão indicados na Figura 6.5.

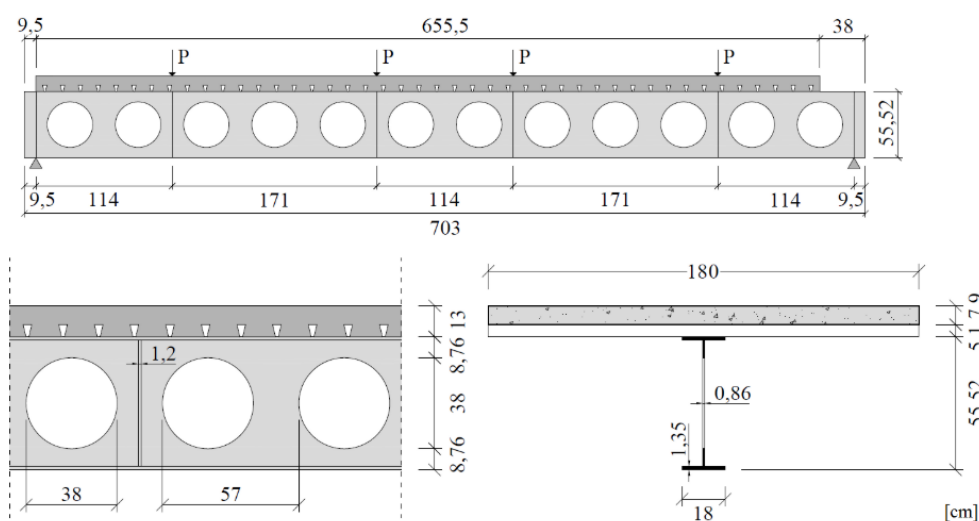


Figura 6.5 - Geometria da Viga 1A de Müller (BENINCÁ, 2019)

A seção alveolar foi obtida com base num perfil IPE 400, utilizando uma razão de expansão de 1,39. A laje possui largura de 1,8m, seção nervurada com perfil *steel deck* igual ao indicado no item 6.1 e taxa de armadura igual a 4% da área da seção. Um conector *stud bolt* com diâmetro de 19mm e altura de 100mm foi posicionado em cada nervura da laje. Os parâmetros de resistência do concreto e do perfil de aço utilizados podem ser vistos na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Parâmetros de resistência dos materiais da viga 1A de Müller

Material	Parâmetro	Valor
Aço do perfil	Módulo de elasticidade longitudinal (E)	200000 MPa
	Tensão de escoamento (f_y)	489 MPa
	Tensão última (f_u)	586,8 MPa
Concreto	Resistência média à compressão (f_{cm})	42 MPa
	Módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci})	34690 MPa
	Módulo de elasticidade secante (E_c)	29486,5 MPa

Devido à presença de cargas concentradas, foi necessário adaptar os dados de entrada dos esforços solicitantes, conforme Figura 6.6 . Além disso, com a mudança nos diagramas de esforço cortante e momento fletor, também foi necessário modificar o cálculo dos esforços em cada abertura da viga.

Esforços solicitantes		
Carga concentrada	228,9	kN
Posição carga 1	1,14	m
Posição carga 2	2,85	m
Posição carga 3	3,99	m
Posição carga 4	5,7	m
Carga distribuída (pp laje)	4,7025	kN/m

Figura 6.6 - Dados de entrada do carregamento na planilha

Assim como no exemplo anterior, as vigas ensaiadas por Müller *et al.* (2006) costumam ser empregadas como exemplos para a validação de modelos numéricos. Dessa forma, os resultados obtidos pelos métodos simplificados escolhidos também foram comparados com os obtidos numericamente por Benincá (2019).

O ensaio experimental e o modelo em elementos finitos apresentaram falha por instabilidade do montante da alma. O método de Lawson e Hicks (2011) foi capaz de representar esta como a principal causa de falha da viga. Entretanto, os métodos de Ward (1990) e da AISC (2016b) demonstraram falha por formação do mecanismo Vierendeel, seguida pela instabilidade do

montante da alma à medida em que houve aumento da carga aplicada, conforme exposto na Figura 6.7.

	Resumo					
	Lawson e Hicks	Ward	AISC t \hat{e} superior)	AISC t \hat{e} inferior)	Panedpojaman	Grilo
Esforço cortante na abertura	ok	ok	ok	ok		
Momento fletor	ok	ok				
Esforço cortante longitudinal no montante da alma	ok	ok	ok	ok		
Flambagem do montante da alma	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok
Mecanismo vierendeel	ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok	n \hat{a} o ok		
Flecha	ok	ok	ok	ok		

Figura 6.7 - Quadro resumo das verificações da viga 1A

Considerando a discrepância entre os modos de falha obtidos pelos métodos simplificados, optou-se por observar as cargas críticas tanto para formação do mecanismo Vierendeel quanto para instabilidade do montante da alma. Os valores das cargas calculadas em cada método e sua diferença em relação ao resultado experimental estão apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Carga de falha da viga 1A

	Carga de falha (kN)	Modo	Diferença relativa (%)
Experimental	806	IMA	
Numérico	771,08	IMA	4,3%
Lawson e Hicks	816,6	IMA	1,3%
	947,8	Vierendeel	17,6%
Ward	490,6	Vierendeel	39,1%
	773,4	IMA	4,0%
AISC	581,4	Vierendeel	27,9%
	767,8	IMA	4,7%
Panedpojaman	576,6	*	28,5%
Grilo	748,16	*	7,2%

Na Figura 6.8 estão ilustradas as curvas de força *versus* deslocamento do ensaio de Müller *et al.* (2006) e do modelo numérico de Benincá (2019). Também foram inseridas linhas marcando as cargas de falha obtidas por cada método simplificado utilizado. Observa-se que o modelo numérico empregado apresenta boa correlação com os dados experimentais e é capaz de representar a instabilidade do montante da alma.

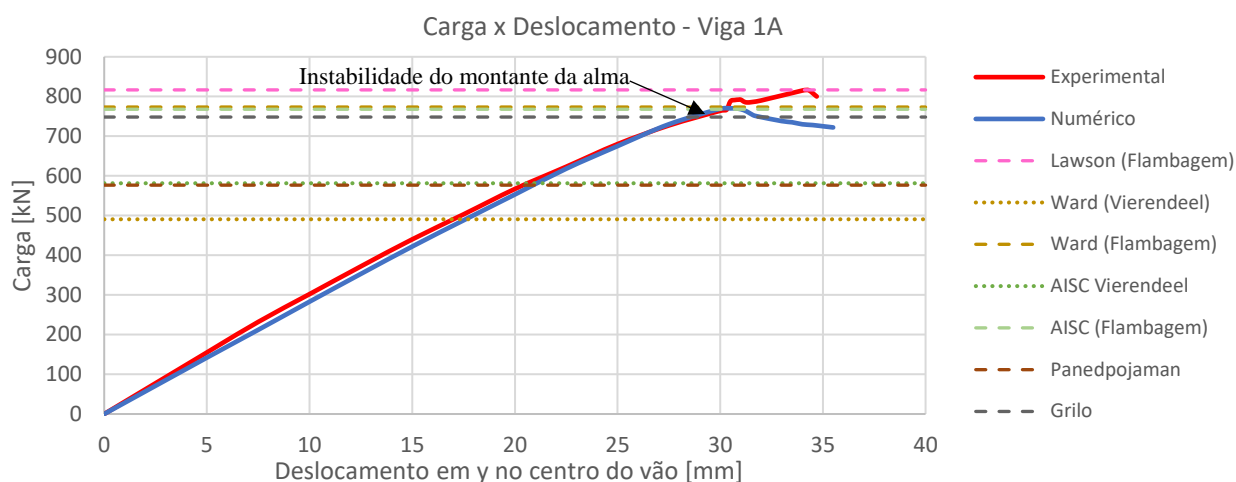


Figura 6.8 - Força x Deslocamento no centro do vão para viga 1A

Ademais, é possível constatar que os métodos de Ward (1990) e da AISC (2016b) apresentaram falha por formação do mecanismo Vierendeel. Isso ocorre porque a viga apresenta uma razão entre passo e diâmetro de abertura igual a 1,5, que pode ser considerado um valor elevado, além de possuir uma razão de expansão menor (1,39). Assim, por possuir um montante menos esbelto, a viga se torna propensa a esse modo de falha. Além disso, por empregarem formulações mais conservativas para esse critério, tais métodos apresentaram colapso com uma carga significativamente inferior à carga de ruptura experimental.

Entretanto, observa-se que os dois métodos mostraram valores adequados para a instabilidade do montante da alma. Já a formulação de Lawson e Hicks (2011) apresentou falha por instabilidade do montante da alma e obteve a carga de ruptura mais próxima à do ensaio, embora nesse caso ela seja superior à experimental. Enquanto os modelos específicos para avaliação da instabilidade do montante da alma propostos por Panedpojan *et al.* (2014) e Grilo (2018) apresentaram os valores mais conservativos dentre os estudados.

6.3 EXEMPLO 3

Para o 3º exemplo analisado, foi adotada a viga CE2, apresentada por Benincá e Morsch (2020). Trata-se de uma viga mista biapoiada, com vão de 11m, simulada numericamente. A estrutura está submetida a um carregamento uniformemente distribuído ao longo de todo seu vão. Os dados do perfil de aço, da laje e dos materiais utilizados são os mesmos empregados na viga 1A ensaiada por Müller *et al.* (2006), apresentada no item 6.2. A geometria da seção transversal e tamanho das aberturas podem ser vistos na Figura 6.9

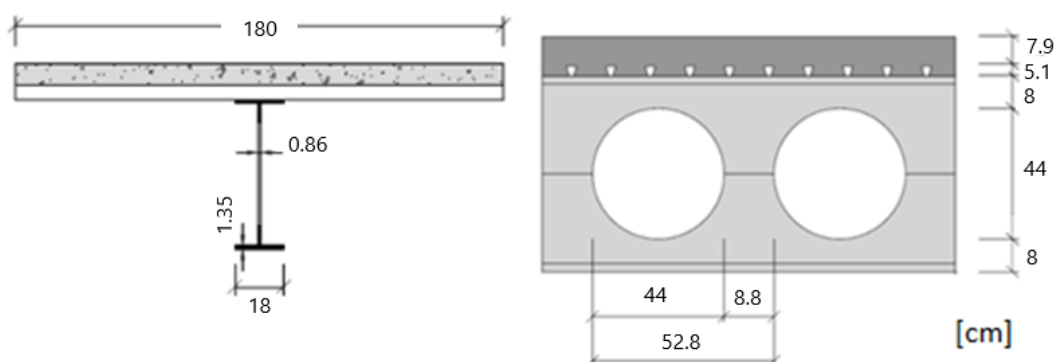


Figura 6.9 - Geometria da viga CE2 (adaptado de BENINCÁ E MORSCH, 2020)

A viga não foi ensaiada experimentalmente, possuindo apenas os resultados numéricos do modelo de Benincá e Morsch (2020). Este apresentou falha por instabilidade do montante da alma por cisalhamento. Como pode ser visto na Figura 6.10, todos métodos de cálculo considerados na planilha também apresentaram esse modo de falha, seguido pela formação do mecanismo Vierendeel conforme houve aumento da carga. Os valores obtidos para os carregamentos em cada método e sua diferença em relação ao modelo numérico podem ser visualizados na Tabela 6.5.

Resumo						
	Lawson e Hicks	Ward	AISC tê superior	AISC tê inferior	Panedpojaman	Grilo
Esforço cortante na abertura	ok	ok	ok	ok		
Momento fletor	ok	ok				
Esforço cortante longitudinal no montante da alma	ok	ok	ok	ok		
Flambagem do montante da alma	não ok	não ok	não ok	não ok	não ok	não ok
Mecanismo vierendeel	ok	não ok	ok	não ok		
Flеча	ok	ok	ok	ok		

Figura 6.10 - Quadro resumo das verificações da viga CE2

Tabela 6.5 - Cargas de falha da viga CE2

	Carga de falha (kN/m)	Modo	Diferença relativa (%)
Numérico	50,0	IMA	
Lawson e Hicks	41,8	IMA	16,4%
Ward	40,0	IMA	20,0%
AISC	39,7	IMA	20,6%
Panedpojaman	49,9	*	0,2%
Grilo	41,8	*	16,4%

Verifica-se que para esse caso os métodos simplificados foram capazes de representar adequadamente qual modo é o principal responsável pela falha da viga. Embora esta apresente uma relação entre vão e altura elevada, fator que poderia tornar a viga mais sensível ao momento fletor, a viga apresenta relação entre passo e diâmetro de abertura mais baixo (1,2) e uma razão

de expansão relativamente alta (1,5). Logo, seu montante é mais esbelto e, portanto, mais suscetível à instabilidade.

Os métodos de Ward (1990), AISC (2016b), Lawson e Hicks (2011) e Grilo (2018) apresentaram valores com pouca diferença entre si, sendo que os dois últimos apresentaram a mesma carga de falha. Já a formulação de Panedpojaman *et al.* (2014) obteve uma carga de ruptura muito próxima à numérica, sendo o modelo mais adequado para representar a falha por instabilidade do montante da alma para a viga em questão.

7 VIGAS ESTUDADAS

Tendo por finalidade a análise de diferentes parâmetros geométricos das vigas celulares mistas, foram definidas primeiramente seções com perfil cheio, a partir das quais são efetuadas as expansões. Destaca-se que todas as vigas estudadas são biapoiadas e estão submetidas a cargas distribuídas uniformemente ao longo de seus vãos. Salienta-se que foi considerado que todo carregamento aplicado atuou como carga de serviço.

A mesma configuração de laje foi adotada em todas as vigas mistas, tratando-se de uma seção do tipo *steel deck*, escolhida de acordo com o catálogo da fabricante ArcelorMittal Perflor apresentado no anexo A. Foi adotada uma chapa com espessura de 1,25mm constituída por aço galvanizado ZAR 280, com f_y 280MPa. A seção de concreto tem altura total de 130mm, com largura de 2,60m, executada sem escoramento. O concreto empregado possui f_{ck} 30MPa. Para efetuar o controle de fissuração na capa da laje, a fabricante indica a utilização de armaduras transversais e longitudinais com seção maior ou igual a 1% da área do capeamento. Para isso, é sugerido o uso de armadura em tela soldada Q75, com barras de aço de 3,8mm de diâmetro posicionadas a cada 15cm nas duas direções. As características geométricas das nervuras podem ser vistas na Figura 7.1.

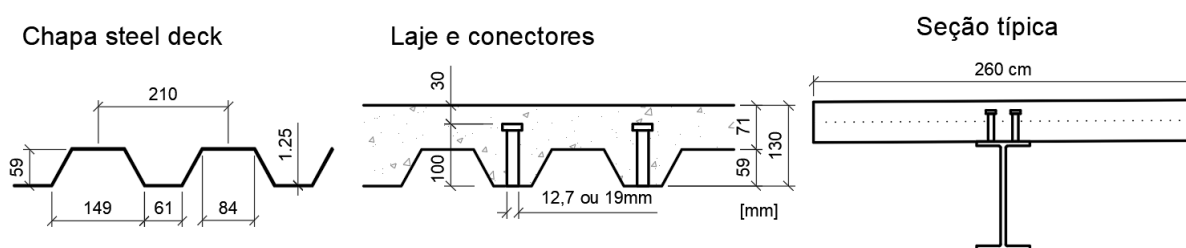


Figura 7.1 - Seções transversais chapa *steel deck*, laje e seção típica perfil

Para as vigas, foram adotados perfis comerciais das famílias W310 e W360, constituídos de aço ASTM A572 – gr 50, com $f_y = 345$ MPa e $f_u = 450$ MPa. Foram estudadas as 3 primeiras almas de cada família, com seções cujas dimensões podem ser vistas na Figura 7.2. Dessa forma, as análises foram divididas em 6 grupos: A - W310x21; B - W310x23,8; C - W310x28,3; D - W360x32,9; E - W360x39 e F - W360x44,6.

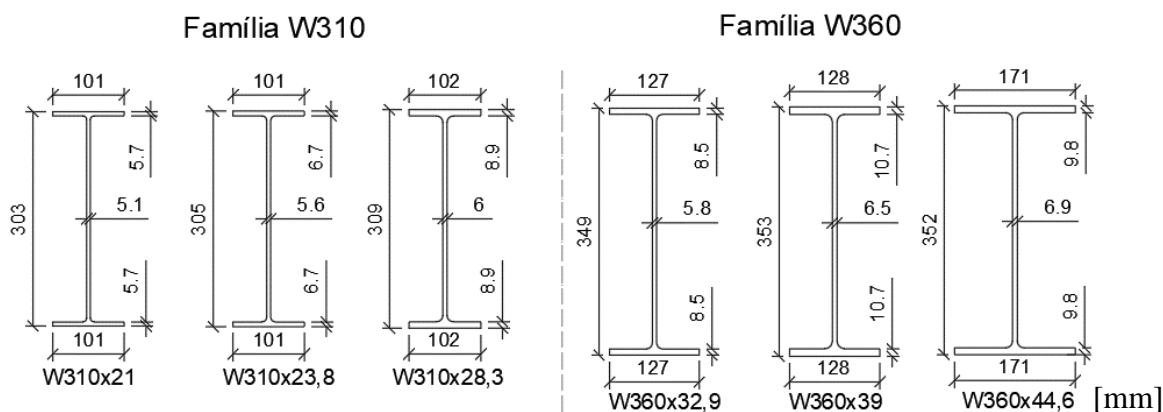


Figura 7.2 - Seções transversais perfis utilizados

Observa-se que, de acordo com a classificação apresentada pela NBR 8800 (ABNT, 2008) para seções submetidas à flexão, todos os perfis apresentam seções compactas tanto para instabilidade local da mesa quanto da alma. Considera-se então que estas são capazes de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica antes do início da flambagem local.

O comportamento misto da seção é assegurado pela colocação de dois conectores do tipo *stud bolt* em cada nervura da laje. Para respeitar a indicação da NBR 8800 (ABNT, 2008) de que os conectores não devem possuir diâmetro superior à 2,5 vezes a espessura da mesa à qual serão soldados, foram empregados conectores com diâmetro 12,7mm para os grupos A e B, enquanto para os demais adotou-se 19mm. Além disso, considerou-se que todos os conectores tem 100mm de altura e são fabricados em aço com resistência à ruptura de 450MPa.

- **Geometria da seção alveolar**

Para obter seções alveolares, cada um dos perfis citados foi submetido a três razões de expansão: 1,3; 1,4 e 1,5. Uma vez que normalmente são almejadas seções com as maiores aberturas possíveis e buscando viabilizar razões de expansão maiores, a altura dos tês foi limitada ao valor mínimo considerado pelos métodos adotados, com uma relação entre altura expandida e diâmetro de abertura (D_0/d_g) igual a 1,25.

Já para avaliar a distribuição dos alvéolos ao longo do vão, foram adotados os limites máximo e mínimo apresentados pelos métodos simplificados para a relação entre passo e diâmetro de abertura (S/D_0), além de um valor intermediário. Essa consideração resultou nas relações 1,2; 1,35 e 1,5. Além disso, fixou-se a largura da extremidade apoiada em 190mm para os Grupos

A, B e C e 215 mm para D, E e F. Dessa forma, garantiu-se que todas as estruturas atendessem a largura mínima sugerida por Lawson e Hicks (2011).

Os vãos adotados dependem da altura total do perfil expandido, do passo utilizado e da largura da extremidade apoiada. Buscou-se então empregar comprimentos que gerassem relações entre vão e altura (L/d_g) próximas às desejadas, sendo elas: 10, 15 e 20. Os valores das principais relações geométricas adotadas para cada grupo de vigas estão reunidos na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Relações geométricas das vigas alveolares

Viga	Razão expansão (k)	D_g/D_0	S/D_0	L/d_g desejada
1	1,3	1,25	1,2	10
2	1,3	1,25	1,35	10
3	1,3	1,25	1,5	10
4	1,4	1,25	1,2	10
5	1,4	1,25	1,35	10
6	1,4	1,25	1,5	10
7	1,5	1,25	1,2	10
8	1,5	1,25	1,35	10
9	1,5	1,25	1,5	10
10	1,3	1,25	1,2	15
11	1,3	1,25	1,35	15
12	1,3	1,25	1,5	15
13	1,4	1,25	1,2	15
14	1,4	1,25	1,35	15
15	1,4	1,25	1,5	15
16	1,5	1,25	1,2	15
17	1,5	1,25	1,35	15
18	1,5	1,25	1,5	15
19	1,3	1,25	1,2	20
20	1,3	1,25	1,35	20
21	1,3	1,25	1,5	20
22	1,4	1,25	1,2	20
23	1,4	1,25	1,35	20
24	1,4	1,25	1,5	20
25	1,5	1,25	1,2	20
26	1,5	1,25	1,35	20
27	1,5	1,25	1,5	20

As variações descritas nesse item resultam em 27 vigas para cada grupo indicado. Além disso, cada perfil de aço utilizado como base para as seções alveolares foi dimensionado considerando alma cheia e seção mista após a cura do concreto. Para essa avaliação, foram adotados vãos iguais aos calculados para as vigas 1, 10 e 19 de cada grupo.

- **Estudos adicionais**

Os grupos intermediários de cada família de perfis (B e E) também foram estudados considerando conexão parcial com a laje tanto no modelo numérico quanto nos simplificados. Para garantir que todos os métodos de dimensionamento adotados apresentem essa classificação de comportamento em todas as vigas, optou-se por posicionar apenas um conector em nervuras intercaladas. Ademais, as dimensões dos conectores foram mantidas, entretanto, simulou-se a utilização de aço com tensão de ruptura de 300 MPa para os mesmos.

Além disso, visando avaliar a influência do tipo de aço empregado nos modos de falha dominantes de cada seção, as vigas da família W310 com conexão total também foram verificadas pelos métodos simplificados considerando o uso de diferentes aços no perfil. Para isso, foram empregados os aços ASTM A36, com $f_y = 250$ MPa e $f_u = 400$ MPa e ASTM A572-gr42, que apresenta $f_y = 290$ MPa e $f_u = 415$ MPa.

Ademais, as vigas da família W310 com aço ASTM A572-gr50 e conexão total também foram estudadas simplificadaamente considerando o uso de um concreto com resistência característica à compressão de 40MPa na laje. Dessa forma, um total de 216 vigas foram simuladas numericamente e 459 foram verificadas pelas formulações simplificadas.

7.1 ESTUDO COMPARATIVO

Os valores dos carregamentos limites para os critérios de dimensionamento empregados pelos métodos simplificados foram obtidos através da aplicação de diferentes cargas distribuídas sobre elas, até constatar quais os critérios com menor carregamento limite em cada modelo de cálculo apresentado. O segundo critério de dimensionamento foi considerado relevante quando ocorre com carga até 10% superior à do predominante. O resumo de tais resultados para cada viga está apresentado no Apêndice B.

Na Tabela 7.2, podem ser vistos como exemplo os resultados da Viga A14, em que CV representa a falha por esforço cortante vertical, MF por plastificação do tê inferior devido ao momento fletor, VRD por formação do mecanismo Vierendeel, IMA por instabilidade do montante da alma e FCH está ligado ao critério de dimensionamento do ELS para a flecha no centro do vão.

Tabela 7.2 – Resultados para Viga A14

		1º Critério	2º Critério
ANSYS	Carga limite [kN/m]	29,0	36,3
	Critério	FCH	MF
AISC	Carga limite [kN/m]	32,8	33
	Critério	CV	MF/VRD
Ward	Carga limite [kN/m]	18,4	26,3
	Critério	VRD	FCH
Lawson	Carga limite [kN/m]	30,4	32
	Critério	IMA	MF
Panedpojaman	Carga limite [kN/m]	26,5	

Na análise das vigas pelo modelo de elementos finitos, extraiu-se o gráfico da relação entre a carga aplicada e deslocamento do perfil no centro do vão. Nesse gráfico, foram inseridas linhas representando o carregamento associado ao critério de dimensionamento preponderante para cada método simplificado considerado. Ademais, foram sinalizados pontos significativos, como primeiro escoamento do aço ou esmagamento do concreto, além dos modos de falha observados no modelo em questão. Como exemplo, pode-se visualizar a Figura 7.3, que representa o comportamento da viga F20.

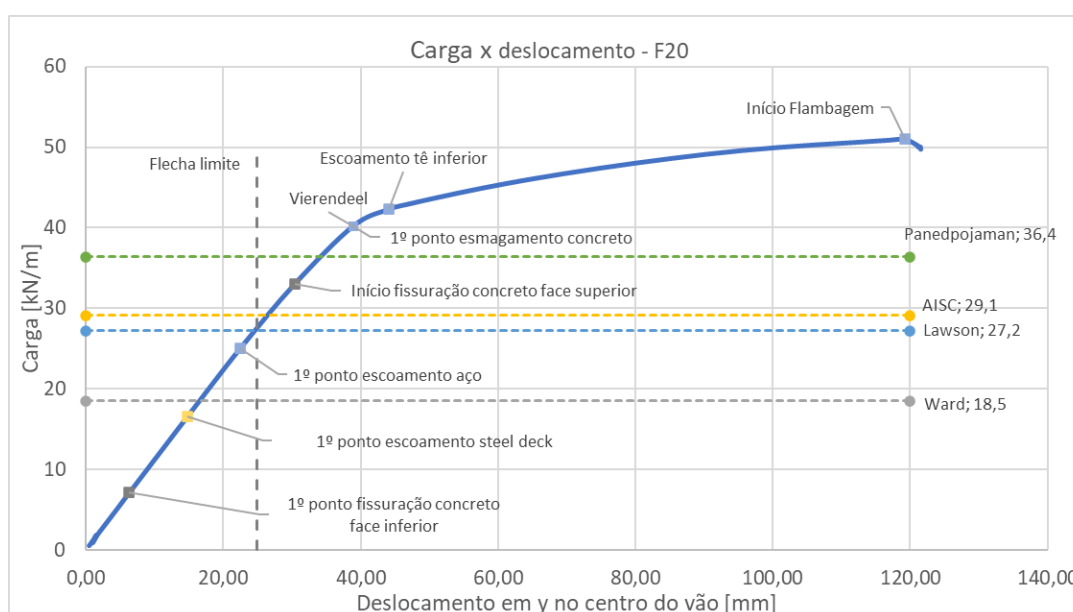


Figura 7.3 - Carga x deslocamento para viga F20

É possível verificar que a fissuração da face inferior do concreto tem início com um carregamento de baixa magnitude, com 7kN/m . Observou-se que as tensões de tração nesse ponto se concentram em torno dos conectores de cisalhamento, conforme Figura 7.4, enquanto o restante da seção foi comprimido.

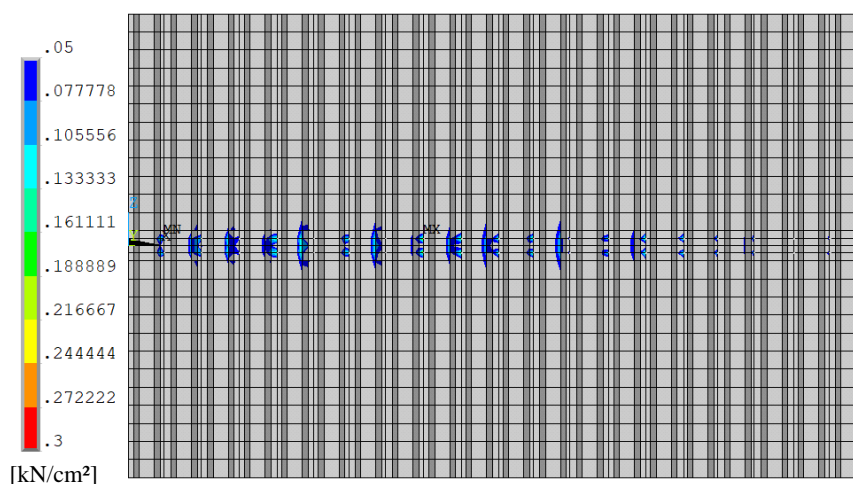


Figura 7.4 - Tensões de tração na face inferior da laje F20

Assim, constatou-se que o início da fissuração da face inferior do concreto ocorreu em função da movimentação dos conectores com a aplicação do carregamento. Uma situação similar aconteceu com a chapa *steel deck*, que teve suas tensões máximas concentradas na região da conexão. Ressalta-se que tal comportamento foi observado em diferentes graus para todas as vigas avaliadas.

7.1.1 Vigas de alma cheia

Para verificar quando a realização da expansão das seções mistas é vantajosa, estas foram dimensionadas considerando a seção base de alma cheia. Todos os perfis empregados possuem esbeltez inferior ao limite da NBR 8800 (ABNT, 2008), sendo classificados como compactos e, portanto, podem ser verificados considerando plastificação da seção. Os critérios de dimensionamento dominantes obtidos para estas seções de acordo com a norma brasileira e seus carregamentos associados estão apresentados na Tabela 7.3.

Nota-se que todos os casos tiveram seus carregamentos limitados pelo ELS relacionado ao deslocamento no centro do vão. Tal comportamento está de acordo com o esperado para esse tipo de perfil, considerando os vãos e modelo de carregamento empregados.

Tabela 7.3 – Critérios de dimensionamento dominantes das vigas de alma cheia

Viga mista cheia			Critério 1	
Viga	Perfil	Vão [mm]	Carga [kN/m]	Modo de falha
Ac1	W 310x21	3719	111,5	FCH
Ac2	W 310x21	5609	36,7	FCH
Ac3	W 310x21	7877	14,4	FCH
Bc1	W 310x23,8	3740	120,5	FCH
Bc2	W 310x23,8	5642	39,9	FCH
Bc3	W 310x23,8	7925	15,7	FCH
Cc1	W 310x28,3	3783	135,1	FCH
Cc2	W 310x28,3	5709	44,9	FCH
Cc3	W 310x28,3	8020	17,8	FCH
Dc1	W 360x32,9	4267	130,9	FCH
Dc2	W 360x32,9	6439	43,4	FCH
Dc3	W 360x32,9	9046	17,2	FCH
Ec1	W 360x39	4320	145,5	FCH
Ec2	W 360x39	6522	48,4	FCH
Ec3	W 360x39	9165	19,3	FCH
Fc1	W 360x44,6	4310	162	FCH
Fc2	W 360x44,6	6506	54,1	FCH
Fc3	W 360x44,6	9141	21,6	FCH

Ao comparar os carregamentos limites calculados para cada vão com os obtidos para as seções alveolares, constatou-se que a expansão se mostrou bastante desfavorável para vãos menores, uma vez que as seções com furos passaram a apresentar outros modos de colapso predominantes, com carregamentos limites próximos a 40% dos determinados para almas cheias. Já para os vãos intermediários, com relação L/d_g próximas a 15, a expansão da seção foi menos onerosa, com redução média de cerca de 20% na resistência da seção. Para vãos longos, a utilização de seções alveolares se mostrou vantajosa em alguns casos e em outros não, havendo uma variação nos carregamentos limites de -30% (instabilidade do montante) a +40% (flecha). Dessa forma concluiu-se que o emprego das seções expandidas é proveitoso para vigas com relação entre vão e altura da seção iguais ou superiores a 20, nas situações em que o ELS para flecha atua a principal limitação da seção alveolares.

7.1.2 Família do perfil

Um dos parâmetros avaliados nas seções alveolares foi o efeito da mudança da família de perfis W310 (grupos A, B e C) para W360 (D, E, F) nos critérios de dimensionamento predominantes das vigas e em seus carregamentos associados. Ressalta-se que foram mantidas as mesmas relações entre vão e altura do perfil para os dois casos. Nos itens a seguir, são apresentadas as principais constatações realizadas para cada método de dimensionamento aplicado.

- **ANSYS**

Do ponto de vista numérico, a maior diferença de resultados na comparação entre W310 e W360 se deu entre as vigas com vãos curtos dos dois primeiros grupos de cada família (A, B, D e E). Nos perfis W310, a limitação de carregamento esteve ligada à falha da mesa. Enquanto nas seções W360, estes elementos são menos esbeltos, de forma que a falha passou a ser relacionada à alma, com predomínio de instabilidade do montante ou a formação do mecanismo Vierendeel. Nos Grupos C e F predominaram os mesmos critérios de dimensionamento principais, similares aos dos grupos D e E. Na comparação entre as famílias W310 e W360, houve um aumento relativo próximo de 25% na resistência das vigas com vãos curtos, conforme exemplificado na Figura 7.5 para os grupos A e D.

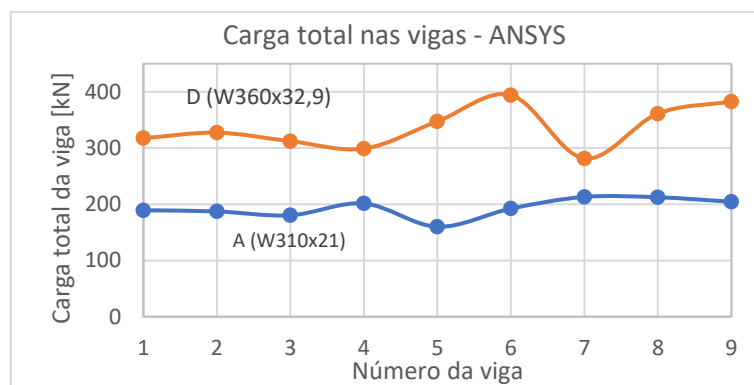


Figura 7.5 - Carga de ruptura para as vigas 1 a 9 para os grupos A e D

Nos demais vãos, o dimensionamento se deu preponderantemente pelo ELS para deslocamentos em todos os grupos estudados, tanto para a família W310 quanto para W360. Nesses casos, observou-se um aumento de resistência variando entre 40 e 50% na comparação entre famílias, mesmo com as seções maiores possuindo vãos mais longos em função da relação com a altura do perfil.

- **Formulação da AISC**

No dimensionamento realizado de acordo com as indicações do guia da AISC (2016b), a principal alteração nos critérios dominantes na comparação entre W310 e W360 se deu nas vigas curtas e intermediárias dos grupos A, B, D e E. Nelas, a falha devido ao esforço cortante vertical foi substituída pela formação do mecanismo Vierendeel. Entretanto, observou-se que em diversas situações os dois critérios apresentaram carregamentos associados com valores próximos, o que torna ambos relevantes para o dimensionamento das seções. Para ilustrar tal

comportamento, na Tabela 7.4 estão apresentados os critérios principais e seus carregamentos associados para as vigas com vãos curtos (1 a 9) dos grupos B e E. Estão destacados apenas os carregamentos secundários cujos valores são até 10% superiores aos dos principais. Já nos grupos C e F foram observados os mesmos critérios dominantes, havendo apenas um aumento de resistência médio próximo a 21% entre eles.

Tabela 7.4 - Cargas e critérios de falha para vigas 1 a 9 dos grupos B e E para AISC

Viga	Critério 1 [kN]		Critério 2 [kN]		Viga	Critério [kN]		Critério 2 [kN]	
B1	170,2	IMA	226,7	CV	E1	221,2	IMA	269,6	VRD
B2	227,5	CV	232,3	VRD	E2	270,4	VRD	304,5	CV
B3	229,7	CV	234,7	VRD	E3	273,1	VRD	307,1	CV
B4	173,0	IMA	238,1	VRD	E4	225,3	IMA	278,4	VRD
B5	239,0	VRD	244,1	CV	E5	279,4	VRD	326,3	CV
B6	241,0	VRD	246,4	CV	E6	281,6	VRD	328,9	CV
B7	174,6	IMA	243,2	VRD	E7	228,0	IMA	287,5	VRD
B8	243,9	VRD	258,2	CV	E8	288,1	VRD	347,8	CV
B9	246,0	VRD	260,2	CV	E9	283,3	VRD	342,0	CV

Para vãos maiores, o ELS para flecha foi preponderante no dimensionamento da família W310, com instabilidade do montante da alma atuando secundariamente em alguns casos. Em comparação, a mudança pelos perfis W360 não alterou a importância do critério de instabilidade, porém houve ganhos de até 67% na resistência total das vigas nessa situação. Além destes, a família W360 também apresentou predominância de falha por mecanismo Vierendeel.

- **Formulação de Ward**

A formulação proposta por Ward (1990) resultou em valores conservativos para a formação do mecanismo Vierendeel. Assim, esse critério de dimensionamento predominou nas 18 primeiras vigas (vãos curtos e intermediários) de todos os grupos analisados. Na comparação entre as famílias W310 e W360, observou-se um aumento de cerca de 30% na resistência das seções. Para vãos longos, prevaleceu o ELS para flecha em todos os casos dos grupos A e B, enquanto nos demais grupos esse modo se alternou com a formação do mecanismo Vierendeel, que teve maior incidência nos perfis W360. Independente do critério principal observado, a variação média da resistência das seções chegou até 50%.

- **Formulação de Lawson e Hicks**

Nas seções dimensionadas conforme metodologia de Lawson e Hicks (2011), as duas famílias estudadas apresentaram os mesmos critérios de dimensionamento dominantes para vigas com

vãos curtos (1 a 9), havendo um aumento médio de 16% nos carregamentos limites na comparação entre seções. Ademais, em todos os vãos, a ocorrência da instabilidade do montante da alma não foi afetada pela mudança na família dos perfis, apresentando apenas uma variação de resistência de cerca de 25%.

De modo geral, nos vãos intermediários e longos o colapso devido ao momento fletor atuante nos perfis W310 foi substituído pela formação do mecanismo Vierendeel na família W360, com ganho médio de 28% na resistência das seções. Além disso, constatou-se que nos perfis W310 o ELS para flecha teve maior relevância em comparação com a família W360, conforme exemplificado na Tabela 7.5 para as vigas com vãos longos dos grupos A e D.

Tabela 7.5 -Cargas e critérios de falha para vigas 19 a 27 dos grupos A e D para Lawson e Hicks

Viga	Critério 1 [kN]		Critério 2 [kN]		Viga	Critério 1 [kN]		Critério 2 [kN]	
A19	133,9	IMA	138,6	FCH	D19	167,3	IMA	189,9	FCH
A20	151,5	MF	155,2	FCH	D20	200,6	VRD	212,7	FCH
A21	146,3	MF	147,9	FCH	D21	200,2	VRD	202,9	FCH
A22	122,5	IMA	141,9	FCH	D22	153,4	IMA	194,2	FCH
A23	153,6	MF	158,4	FCH	D23	196,4	FCH	212,0	VRD
A24	147,7	MF	151,1	FCH	D24	207,2	FCH	212,0	VRD
A25	112,7	IMA	144,3	FCH	D25	141,1	IMA	198,2	FCH
A26	147,0	FCH	147,9	MF	D26	200,5	FCH	204,6	IMA
A27	150,6	MF	155,0	FCH	D27	211,2	FCH	223,5	VRD

- **Outras formulações**

Nos resultados obtidos pela metodologia de Panedpojaman *et al.* (2014) para verificação da instabilidade do montante da alma, observou-se a família W360 apresentou carregamentos limites em média 27% superiores à W310. A metodologia de Grilo (2018) para o mesmo critério de falha obteve resultados similares, com aumento médio na resistência de 32%.

Analisando todos os métodos de dimensionamento empregados e levando em conta a relação entre resistência da viga e peso dos perfis, verificou-se que o uso do W360 pode ser vantajoso nas vigas com vãos longos, nas quais o dimensionamento se deu predominantemente pelo limite de flecha e o ganho de resistência foi mais significativo. Nos casos em que predominaram outros critérios, o aumento da espessura das chapas não foi suficiente para que o acréscimo na resistência compensasse o aumento na quantidade de material empregada. Assim, conclui-se que para as situações estudadas, a família W310 apresentou melhor relação entre carregamento limite e peso de material utilizado.

7.1.3 Alma do perfil

Além das diferenças entre as famílias de perfis, também foram observadas as variações das falhas e carregamentos na comparação entre as três primeiras seções de cada conjunto. Para isso, foram verificados os perfis W310x21 (A), W310x23,8 (B), W310x28,3 (C), W360x32,9 (D), W360x39 (E) e W360x44,6 (F). Nos itens a seguir são apresentadas as observações realizadas para cada método de dimensionamento utilizado.

- **ANSYS**

Com base nos resultados obtidos no modelo de elementos finitos, constatou-se que as duas primeiras almas da família W310 apresentaram comportamentos similares, com mesmos critérios de falha predominantes e pouca variação na resistência total das vigas. Nas vigas com vãos curtos desses grupos, predominou a falha da mesa. Já a terceira seção (grupo C) possui mesa com espessura mais elevada, com menor probabilidade de falha local nessa região, de modo que o critério principal deixou de ser ligado à mesa e passou a se localizar na alma da seção, com instabilidade do montante e formação do mecanismo Vierendeel. Nesse caso houve um aumento médio de 35% no carregamento limite das vigas em comparação com o grupo anterior. Para os vãos intermediários e longos, todos os grupos tiveram flecha atuando como principal critério de dimensionamento, com menor variação de resistência na comparação entre perfis. Na Figura 7.6 estão ilustradas as cargas limites para as vigas dos grupos A, B e C.

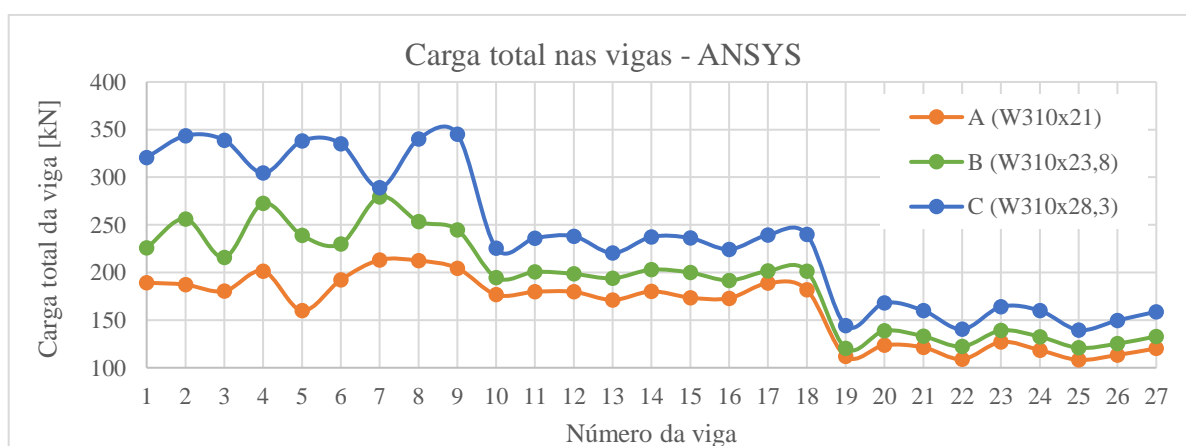


Figura 7.6 - Carga de ruptura para os grupos A, B e C

Observou-se também que enquanto no perfil W310x21 os critérios secundários foram pouco relevantes, o W310x23,8 exibiu casos de formação do mecanismo Vierendeel (vãos curtos), escoamento do tê inferior (intermediários e longos) e instabilidade do montante da alma (seções com montantes estreitos em todos os vãos).

Já os perfis da família W360 exibiram os mesmos critérios de dimensionamento predominantes nos 3 grupos. A instabilidade do montante da alma e a formação do mecanismo Vierendeel dominaram nos vãos mais curtos, enquanto o limite de flecha foi mais relevante para vãos intermediários e longos. A comparação entre diferentes perfis da mesma família ocasionou ganhos médios de resistência próximos à 12%. Notou-se também que no perfil W360x39 os critérios secundários foram mais significativos que nos demais.

- **Formulação da AISC**

No dimensionamento realizado aplicando as recomendações da AISC (2016b), constatou-se que a principal diferença entre os critérios de dimensionamento preponderantes para a família W310 ocorreu nos vãos curtos e intermediários. Nestes, a formação do mecanismo Vierendeel e o esforço cortante vertical se alternaram como modo de falha principal e secundário, uma vez que apresentaram carregamentos limites similares entre si. Além disso, ressalta-se que algumas seções dos grupos A e B apresentaram falha devido ao momento fletor com o mesmo carregamento associado à formação do mecanismo Vierendeel, enquanto no C esse critério não foi relevante. Na comparação entre grupos consecutivos, foram observados ganhos médios próximos a 9% nos carregamentos limites. Para vãos longos, todos os grupos W310 apresentaram o ELS para flecha como critério de dimensionamento principal. Nesses casos, o ganho de resistência foi maior na comparação entre os perfis W310x23,8 e W310x28,3, com média de 23%.

Já na família W360 todos os grupos exibiram os mesmos critérios predominantes para as vigas com vãos curtos e intermediários (1 a 19). Na comparação entre perfis consecutivos, observou-se que nas situações com predomínio da falha por instabilidade do montante da alma houve um ganho maior de resistência entre o W360x32,9 e W360x39, com valores próximos a 19%. Já para formação do mecanismo Vierendeel e esforço cortante vertical, o incremento médio de carga foi 5% nas duas comparações. Para vãos longos, algumas seções do grupo F exibiram formação do mecanismo Vierendeel como principal critério de falha, enquanto os demais perfis tiveram seus carregamentos limitados pela flecha, com maior variação entre os perfis. Na Figura 7.7 é possível observar a carga limite das vigas de cada grupo da família W360.

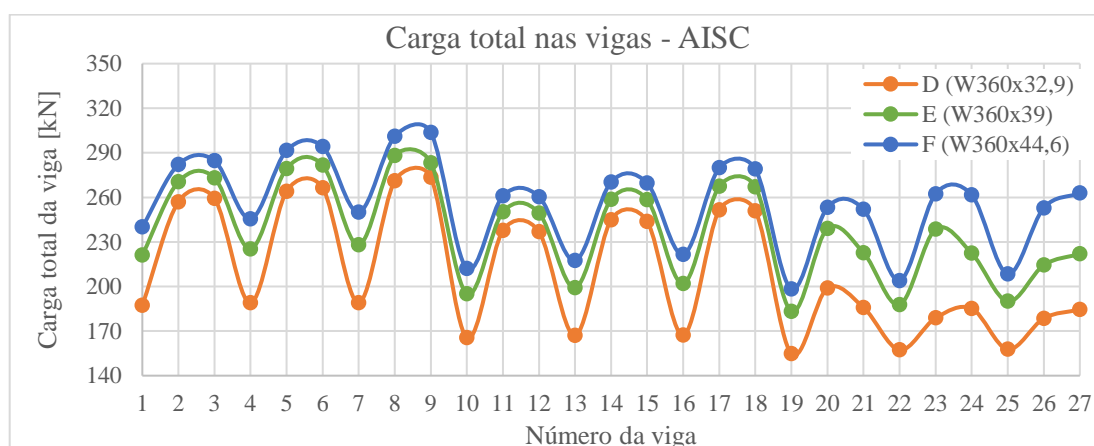


Figura 7.7 - Carga de ruptura das vigas para os grupos D, E e F

- **Formulação de Ward**

Conforme citado anteriormente, na metodologia de Ward (1990) predominou o colapso por formação do mecanismo Vierendeel em todas as vigas com vãos curtos e intermediários, tanto para os perfis W310 quanto W360. Ademais, verificou-se que instabilidade do montante da alma, colapso devido ao esforço cortante vertical e limite para flecha se alternaram como critérios secundários, apresentando carregamentos significativamente superiores aos principais. Esse comportamento está exemplificado na Tabela 7.6 para as vigas intermediárias do grupo E.

Tabela 7.6 – Cargas e critérios de falha das vigas E10 a E18 para Ward

Viga	Critério 1 [kN]		Critério 2 [kN]	
E10	154,6	VRD	196,3	IMA
E11	153,7	VRD	280,5	CV
E12	153,5	VRD	280,3	CV
E13	163,5	VRD	200,5	IMA
E14	162,5	VRD	302,0	CV
E15	162,3	VRD	301,0	CV
E16	172,1	VRD	203,4	IMA
E17	171,1	VRD	314,4	FCH
E18	170,7	VRD	305,5	FCH

Já nos vãos longos, o principal critério de dimensionamento para a família W310 foi o ELS para deslocamento no centro do vão, enquanto na W360 o mecanismo Vierendeel permaneceu tendo maior importância, com flecha predominando apenas no grupo D. A maior diferença relativa entre carregamentos limites se deu entre os grupos B e C.

- **Formulação de Lawson e Hicks**

Nas seções dimensionadas conforme a metodologia de Lawson e Hicks (2011), verificou-se que as seções W310 tiveram comportamento variado com o uso de diferentes perfis da mesma

família. Para vãos curtos e intermediários, constatou-se que o uso de perfis mais robustos aumentou a tendência à formação do mecanismo Vierendeel, com este substituindo a instabilidade do montante da alma e o momento fletor como principal critério de dimensionamento em alguns casos. Além disso, em algumas seções o esforço cortante vertical exibiu carregamentos limites próximos aos dos critérios predominantes, tornando-se relevante na verificação da seção. Já para vãos longos, o perfil W310x23,8 exibiu como critério predominante o deslocamento limite no centro do vão, enquanto nos demais ele atuou de forma secundária, com carregamentos limites próximos aos da formação do mecanismo Vierendeel. Os carregamentos obtidos para cada perfil podem ser vistos na Figura 7.8.

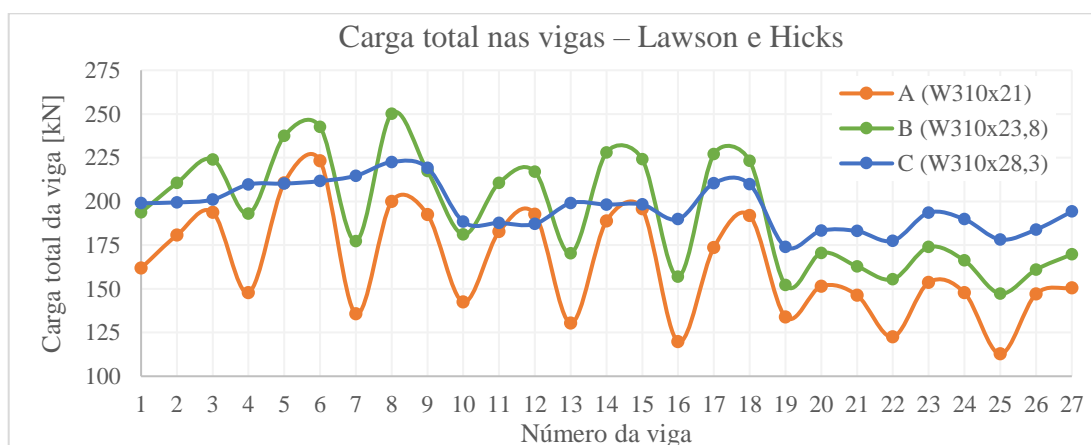


Figura 7.8 - Carga total nas vigas para os grupos A, B e C

Na avaliação dos perfis da família W360, constatou-se que a variação nos critérios dominantes foi menos significativa que no W310, porém o aumento da seção também ocasionou maior incidência de falha por formação do mecanismo Vierendeel. A maior diferença relativa entre carregamentos limites se deu nas entre os grupos D e E, principalmente nos casos em que houve predomínio da instabilidade do montante da alma no primeiro grupo. Para o segundo perfil, os carregamentos limites para cortante vertical foram próximos aos dos critérios principais, tornando-o relevante no dimensionamento das seções. Ademais, nos vãos mais longos a flecha passou a ter importância em todas as vigas, seja de forma primária ou secundária, enquanto no primeiro perfil isso não ocorreu.

- **Outras formulações**

Na verificação da instabilidade do montante da alma realizada conforme a formulação de Panedpojaman *et al.* (2014), observou-se que o ganho de resistência na comparação entre dois grupos consecutivos foi maior na comparação entre os dois primeiros de cada família (A e B,

D e E). O método de Grilo (2018) para verificação do mesmo modo de falha obteve resultados similares, com maior variação de resistência ocorrendo entre as duas primeiras almas de família W360 e a menor entre os perfis W360x39 e W360x44,6.

De modo geral, verificou-se que os maiores ganhos relativos na resistência das seções se deram na comparação entre a 1ª e 2ª almas de cada família. Entretanto, as relações entre resistência da viga e peso de material utilizado foram bastante próximas para os dois casos. Assim, dependendo da magnitude dos carregamentos aplicados, pode ser mais vantajoso empregar a primeira alma por ser mais leve. Além disso, nos segundos perfis (grupos B e E), os critérios de dimensionamento predominantes foram menos claros, com grande parte das seções apresentando critérios secundários com carregamentos similares aos principais. Já na comparação com os perfis mais robustos (grupos C e F), os ganhos de resistência foram menos significativos. Deste modo, estas seções exibiram valores menores para a razão entre resistência total da seção e peso de material, tornando seu uso menos proveitoso.

7.1.4 Vão da viga

Outro ponto avaliado foi a influência do comprimento dos vãos nos critérios de dimensionamento predominantes de cada viga e nos carregamentos a eles associados. Todas as seções foram dimensionadas com relações entre vão e altura (L/d_g) próximas de 10, 15 e 20. Nos itens a seguir estão descritas as principais constatações realizadas para cada método aplicado.

- **ANSYS**

Nos resultados obtidos pelo modelo de elementos finitos, observou-se que a alteração na relação entre vão e altura da viga (L/d_g) de 10 para 15 afetou os critérios de dimensionamento dominantes em todos os grupos estudados, com falha local da mesa, instabilidade do montante da alma e formação do mecanismo Vierendeel sendo substituídos pelo critério limite de flecha na maioria das vigas. Em todos os casos, houve redução na resistência média das seções, porém a variação para os grupos A e B foi menor que a dos demais, uma vez que eles já apresentavam carregamentos relativamente baixos. Enquanto as maiores alterações nos carregamentos limites ocorreram no grupo C, cujos valores para cada vão podem ser vistos na Figura 7.9.

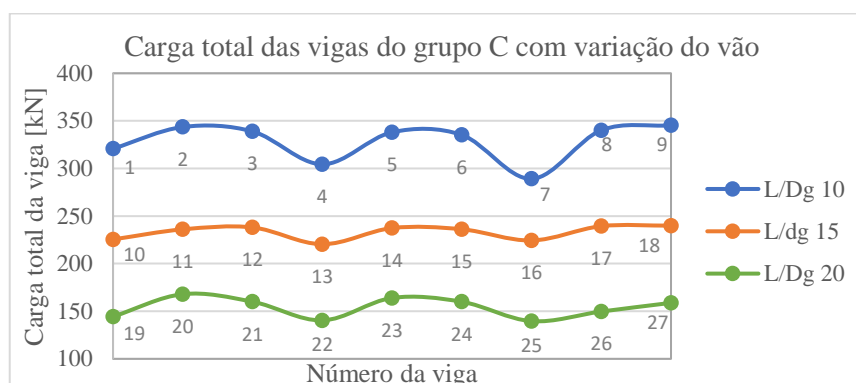


Figura 7.9 - Carga total das vigas do grupo C com variação do vão no ANSYS

Já na comparação entre vãos intermediários e longos (L/D_g 15 e 20), o ELS permaneceu predominante nas seções onde já atuava como principal critério de dimensionamento, além de substituir a instabilidade do montante da alma em alguns casos. Nessa situação, a redução média na resistência das vigas foi similar para todos os grupos avaliados.

- **Formulação da AISC**

Nas seções dimensionadas de acordo com as formulações da AISC (2016b), foram observadas poucas alterações nos critérios de dimensionamento dominantes com a mudança de vãos curtos para intermediários. A principal diferença se deu para o grupo A, em que a formação do mecanismo Vierendeel se tornou secundária em relação ao ELS para deslocamentos. Em todos os grupos houve redução média de aproximadamente 10% nos carregamentos limites para todos os critérios dominantes.

Já na comparação entre vigas com $L/d_g = 15$ e $L/d_g = 20$, verificou-se que o aumento do vão gerou maior incidência do critério limite da flecha em todos os grupos. A instabilidade do montante da alma permaneceu relevante para vigas com aberturas próximas, havendo uma redução até 16% em seus carregamentos limites. Ao passo que nas situações em que o esforço cortante vertical e a formação do mecanismo Vierendeel eram preponderantes ou onde a flecha já prevalecia, essa redução variou de 4 a 44%.

- **Formulação de Ward**

As seções verificadas seguindo a metodologia de Ward (1990) apresentaram formação do mecanismo Vierendeel como critério predominante para todas as vigas com vãos curtos e

intermediários. O aumento da razão L/d_g de 10 para 15 acarretou numa redução média de 8% na carga resistente para todos os grupos analisados.

Já na comparação entre vãos intermediários e longos, a limitação por flecha passou a predominar em todas as vigas dos grupos A e B. Nos demais grupos, esse critério dominou apenas em alguns casos, atuando também de forma secundária em diversos casos, conforme exemplificado na Tabela 7.7 para vigas longas dos grupos C e D.

Tabela 7.7 - Cargas e modos de falha para as vigas 19 a 27 dos grupos C e D para Ward

Viga	Critério 1 [kN]		Critério 2 [kN]		Viga	Critério 1 [kN]		Critério 2 [kN]	
C19	124,3	VRD	129,1	FCH	D19	136,6	VRD	145,6	FCH
C20	125,2	VRD	142,0	FCH	D20	136,9	VRD	159,3	FCH
C21	124,4	VRD	132,3	FCH	D21	136,7	VRD	148,4	FCH
C22	128,4	FCH	130,9	VRD	D22	143,7	VRD	144,7	FCH
C23	131,2	VRD	141,0	FCH	D23	142,6	FCH	143,6	VRD
C24	131,1	VRD	131,9	FCH	D24	143,9	VRD	147,8	FCH
C25	128,6	FCH	136,9	VRD	D25	144,3	FCH	149,4	VRD
C26	127,5	FCH	136,8	VRD	D26	143,0	FCH	150,4	VRD
C27	131,6	FCH	137,0	VRD	D27	147,6	FCH	149,7	VRD

- **Formulação de Lawson e Hicks**

Com a mudança de vãos curtos para médios, as vigas verificadas pelo método de cálculo proposto por Lawson e Hicks (2011) exibiram alterações nos critérios de dimensionamento dos grupos A e B, em que a formação do mecanismo Vierendeel e plastificação por momento fletor se alternaram como critério principal e secundário na verificação das seções. Os demais grupos mantiveram seus critérios dominantes originais, com redução média de 6,5% na resistência à formação do mecanismo Vierendeel. Em todos os grupos, a instabilidade do montante da alma permaneceu ocorrendo nas seções em que já predominava, com uma redução de cerca de 12% na carga total resistente.

Na comparação entre vãos intermediários e longos, observou-se que a formação do mecanismo Vierendeel foi substituída pela atuação do momento fletor ou pelo limite de flecha como principal critério de dimensionamento. Em diversos casos os carregamentos limites obtidos para esses modos foram próximos, de forma que eles se alternaram como critérios de dimensionamento principal e secundário, conforme exemplificado na Tabela 7.8 para o grupo A. Já a instabilidade do montante da alma não teve sua atuação afetada pelo aumento do vão, havendo apenas uma redução média de 6% na resistência total da viga.

Tabela 7.8 - Falhas e carregamentos para as vigas A10 a A27 para Lawson e Hicks

Viga	Critério 1 [kN]		Critério 2 [kN]		Viga	Critério 1 [kN]		Critério 2 [kN]	
A10	142,5	IMA	166,6	VRD	A19	133,9	IMA	138,6	FCH
A11	182,6	VRD	195,4	MF	A20	151,5	MF	155,2	FCH
A12	192,7	MF	195,0	VRD	A21	146,3	MF	147,9	FCH
A13	130,4	IMA	183,8	CV	A22	122,5	IMA	141,9	FCH
A14	188,8	IMA	198,7	MF	A23	153,6	MF	158,4	FCH
A15	195,7	MF	214,6	VRD	A24	147,7	MF	151,1	FCH
A16	119,8	IMA	186,4	CV	A25	112,7	IMA	144,3	FCH
A17	173,5	IMA	201,4	MF	A26	147,0	FCH	147,9	MF
A18	191,9	VRD	198,6	MF	A27	150,6	MF	155,0	FCH

- **Outras Formulações**

Por fim, a metodologia de cálculo da instabilidade do montante da alma de Panedpojaman *et al.* (2014) apresentou comportamento similar para todos os grupos de viga estudados. Constatou-se que a redução na resistência da seção foi maior quando o vão passou de $L/d_g = 10$ para 15. Já o método de Grilo (2018) exibiu a mesma carga resistente total para vigas com mesmas seções e vãos diferentes.

Avaliando os resultados de todos os métodos de dimensionamento aplicados, concluiu-se que os grupos A e B foram os mais afetados pela alteração do comprimento da viga, particularmente na variação de vãos intermediários para longos. Os demais grupos exibiram maior diferença de carregamentos quando os vãos passaram de curtos para médios. Ademais, verificou-se que as vigas em que houve predominância da instabilidade do montante da alma usualmente não tiveram seu critério e carga de falha afetados significativamente pelo aumento do vão. A maior diferença de carregamento limite se deu nas situações em que houve aumento do comprimento de vigas cujo principal critério de dimensionamento era a flecha.

7.1.5 Razão de expansão

Outro ponto avaliado foi a influência da variação na razão de expansão das seções alveolares, para a qual foram utilizados os valores 1,3, 1,4 e 1,5. Nos itens a seguir são apresentadas as observações realizadas para cada método de dimensionamento adotado.

- **ANSYS**

Do ponto de vista numérico, o aumento na razão de expansão não acarretou em mudanças nos critérios de dimensionamento predominantes das vigas. Ademais, as alterações nos carregamentos limites de cada seção foram pouco relevantes. Entretanto, observou-se que vigas

com razão 1,5 exibiram maior tendência à instabilidade do montante da alma, que atuou de forma secundária em um número maior de casos, porém ainda assim pouco significativos.

- **Formulação da AISC**

Para seções verificadas conforme a metodologia de cálculo apresentada pela AISC (2016b), a alteração da razão de expansão teve como principal efeito a alternância entre esforço cortante vertical e formação do mecanismo Vierendeel como critério principal de dimensionamento. Na comparação entre as razões de expansão 1,3 e 1,4 e entre 1,4 e 1,5, observou-se um pequeno aumento no carregamento limite das vigas, com valores geralmente próximos à 5%.

- **Formulação de Ward**

Nas seções calculadas de acordo com as formulações de Ward (1990), os critérios de dimensionamento preponderantes dos grupos A, B, E e F não sofreram alteração com o aumento da razão de expansão. Já nos grupos C e D, a flecha passou a ter mais relevância. Independentemente do critério predominante, observou-se um ganho médio próximo a 5% na carga limite das vigas com o aumento da altura da seção.

- **Formulação de Lawson e Hicks**

As vigas dimensionadas de acordo com a metodologia de Lawson e Hicks (2011), apresentaram comportamento variável com o aumento da razão de expansão. Para os grupos A e B, houve maior incidência de instabilidade do montante da alma, enquanto o momento fletor passou a atuar secundariamente. Nos demais grupos, o critério limite de flecha passou a atuar de forma um pouco mais relevante nas seções com expansão maior.

A variação no carregamento limite de cada viga está relacionada ao critério de dimensionamento preponderante. Nas seções com predomínio da instabilidade do montante de alma, houve uma redução média de 8%, enquanto para formação do mecanismo Vierendeel e flecha, os valores variaram de -13 a +18%. Na Figura 7.10 podem ser vistos os valores obtidos para vigas do grupo D considerando cada razão de expansão empregada.

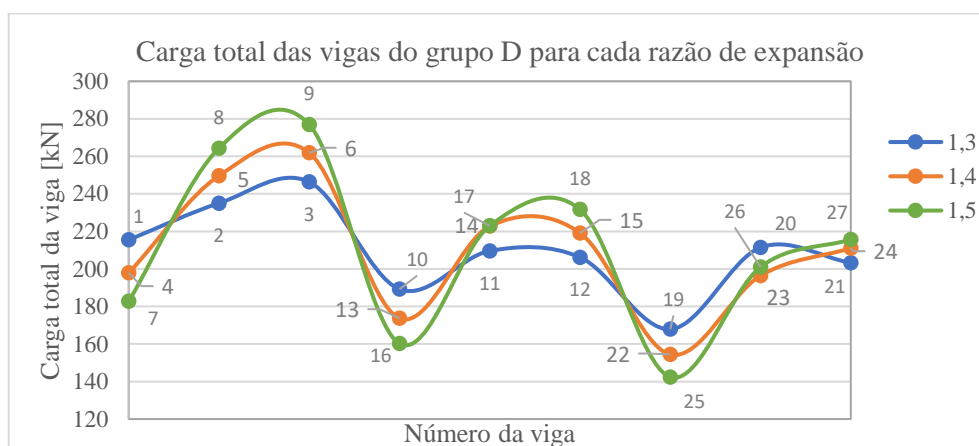


Figura 7.10 -Carga total das vigas do grupo D para cada razão de expansão para Lawson e Hicks

- **Outras formulações**

Na verificação da instabilidade do montante da alma por meio da formulação proposta por Panedpojaman *et al.* (2014), constatou-se que a alteração da razão de expansão ocasionou uma redução média de 5% na resistência de todos os grupos de vigas. Enquanto pela metodologia de Grilo (2018), a alteração no carregamento limite variou conforme o perfil utilizado, com valores de -7% a +4%.

Analisando os resultados de todos os métodos de dimensionamento adotados, constatou-se que o emprego de razões de expansão mais altas foi desfavorável para vigas com aberturas próximas entre si, uma vez que isso tornou os montantes da alma mais esbeltos, aumentando a probabilidade de instabilidade. Nas demais situações, o aumento da razão de expansão foi vantajoso, pois ocasionou pequenos ganhos na carga total resistida pelas seções, de forma que as vigas apresentaram maior resistência com um peso de material similar.

7.1.6 Distância entre aberturas

Ainda em relação aos aspectos geométricos da seção alveolar, avaliou-se a influência do espaçamento horizontal entre aberturas (largura do montante da alma) no comportamento das vigas. Para isso, foram adotadas as relações entre passo e diâmetro de abertura 1,2, 1,35 e 1,5. Nos itens a seguir, são apresentadas as observações feitas para cada método de dimensionamento empregado.

- ANSYS

Analisando os resultados numéricos, notou-se que a variação na distância entre as aberturas não afetou os critérios de dimensionamento principais nos grupos A e B, já que houve predominância de falha ligada à mesa ou ao limite para flecha, critérios que sofrem pouca influência da largura do montante. Entretanto, nas seções com vãos curtos e aberturas mais próximas, a instabilidade do montante da alma atuou como critério secundário, enquanto nas vigas com montantes mais largos isso não ocorreu.

Nas vigas com vãos curtos dos demais grupos, o aumento na relação entre passo e diâmetro da abertura (S/D_o) de 1,2 para 1,35 fez com que a instabilidade do montante da alma deixasse de atuar como principal critério de falha, sendo substituída pela formação do mecanismo Vierendeel. Nesses casos, as seções exibiram ganhos na resistência com valores variando de 3 a 20%. Nos vãos intermediários e longos o critério de dimensionamento predominante foi a flecha, independentemente da largura adotada para o montante. Entretanto, para seções com relação S/D_o igual a 1,2, a falha por instabilidade atuou como critério secundário, enquanto isso não ocorreu nos casos com aberturas mais espaçadas.

Observou-se ainda que a alteração de $S/D_o = 1,35$ para 1,5 não afetou os critérios de dimensionamento predominantes das seções, causando apenas uma variação de -6% a +13% em sua resistência. Na Figura 7.11 estão ilustrados os carregamentos limites para as vigas do grupo C, considerando as diferentes relações S/D_o .

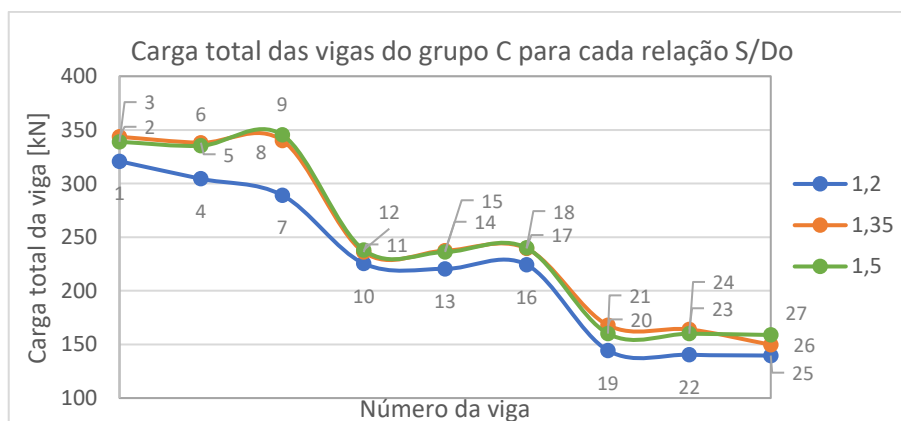


Figura 7.11 - Carga total das vigas do grupo C para cada relação S/D_o

- **Formulação da AISC**

Nas seções dimensionadas segundo as indicações da AISC (2016b), constatou-se que a alteração da largura do montante da alma de uma relação S/D_o de 1,2 para 1,35 teve grande impacto nos principais critérios de dimensionamento das vigas. As vigas com razão 1,2 apresentaram falha predominante relacionada à instabilidade do montante da alma para todos os vãos considerados. Enquanto para 1,35 a instabilidade do montante da alma foi substituída por falha devido ao esforço cortante vertical ou formação do mecanismo Vierendeel para vãos curtos e intermediários, com ganho médio de 41% na resistência das seções. Nos vãos longos a instabilidade também foi substituída pela flecha, com variação de carregamento menos significativa.

Já a alteração de $S/D_o = 1,35$ para 1,5 não afetou significativamente os critérios de dimensionamento predominantes e seus carregamentos associados, com resistência das seções variando de -7 a +4%.

- **Formulação de Ward**

Nas vigas verificadas pela metodologia de Ward (1990), observou-se que a variação na largura do montante das seções não alterou seus critérios de dimensionamento principais. Para situações com predominância da formação do mecanismo Vierendeel, o aumento da relação S/D_o gerou ganhos de até 3% na resistência das seções. Já nos casos em que o ELS para flecha foi mais relevante, a variação na resistência da seção foi de -7 a +10%.

- **Formulação de Lawson e Hicks**

Nas seções dimensionadas seguindo as formulações de Lawson e Hicks (2011), o aumento na distância entre as aberturas afetou seus critérios de dimensionamento principais. Nas situações com relação $S/D_o = 1,2$, predominou a instabilidade do montante da alma, enquanto para relações 1,35 e 1,5 houve maior incidência de formação do mecanismo Vierendeel, além do aparecimento de falha devido ao momento fletor. Para os grupos A, B e D, cujas seções possuem almas mais finas, a alteração de 1,2 para 1,35 acarretou num aumento médio de 28% nas cargas limites das vigas. Nos demais grupos esse ganho foi menos relevante, com valor médio de 5%. Na Figura 7.12 podem ser vistos os carregamentos limites das vigas do grupo D para cada relação S/D_o adotada.

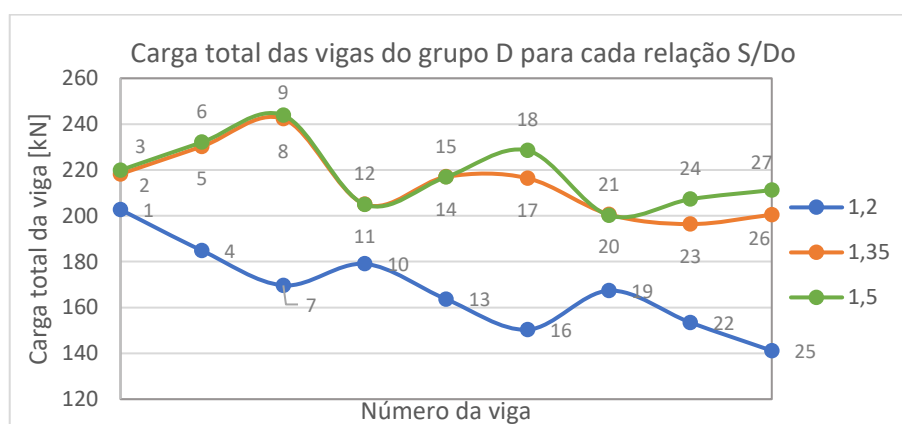


Figura 7.12 - Carga total das vigas do grupo D para cada relação S/Do

Ademais, na comparação entre $S/D_o = 1,35$ e $1,5$, observou-se que as alterações nos critérios de falha principais e seus carregamentos associados foram menos significativas, apresentando variação de -13 a +11% na resistência total das vigas.

- **Outras formulações**

Para as seções nas quais foi aplicado o método proposto por Panedpojaman *et al.* (2014) para verificação da instabilidade do montante da alma, geralmente o aumento da largura do montante do valor mínimo para o intermediário acarretou pequenos ganhos na resistência das seções, com média de 4%. Já na comparação entre $S/D_o = 1,35$ e $1,5$, os carregamentos limites das vigas sofreram redução média de 7%.

A metodologia proposta por Grilo (2018) para avaliar esse modo de colapso considerando a relação D_o/d_g adotada é válida apenas para $S/D_o = 1,2$, de modo que não puderam ser feitas comparações nesse caso.

De modo geral, concluiu-se que embora haja um maior consumo de material, o emprego de uma distância intermediária entre as aberturas é mais vantajoso que mantê-las próximas, já que o colapso por instabilidade do montante da alma ocorre com carregamentos relativamente baixos. Entretanto, uma vez evitada essa falha do montante, o aumento do passo entre aberturas é menos favorável, pois o acréscimo na quantidade de material utilizado não é compensado pelo ganho de resistência obtido.

7.1.7 Conexão parcial

Além da variação na geometria das seções, também foi avaliado o grau de conexão entre viga e laje. Nesse caso, dois grupos de vigas (B e E) foram analisados considerando o uso de conectores de cisalhamento menos resistentes e com maior espaçamento entre si, com a finalidade de simular situações com conexão parcial. Na Figura 7.13 está representada a relação entre força cortante atuante e o deslizamento relativo entre viga e laje para o conector mais próximo ao apoio das vigas B10 e E10, com conexão total e parcial. Já nos itens seguintes são apresentadas as observações realizadas para cada método de dimensionamento adotado.

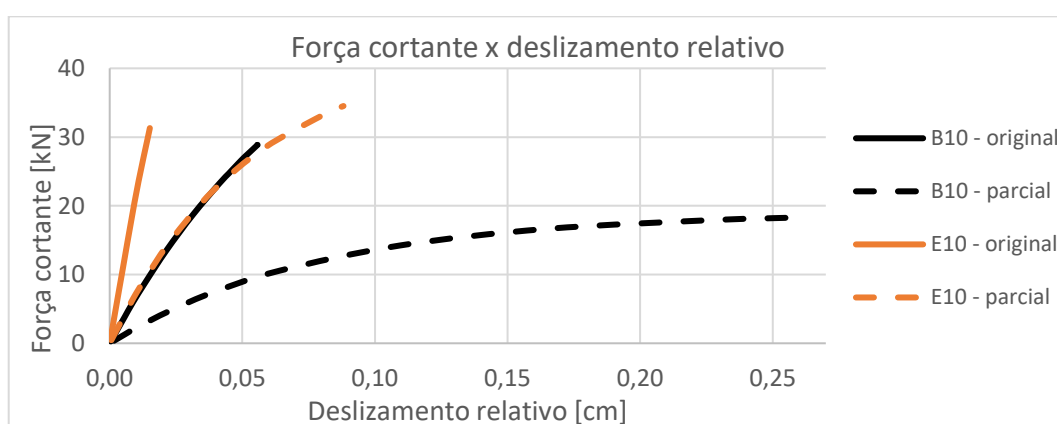


Figura 7.13 - Força cortante x deslizamento relativo nos conectores

- ANSYS

Para os resultados obtidos pelo modelo em elementos finitos, constatou-se que a maior alteração nos critérios de dimensionamento ocorreu nas vigas com vãos curtos, onde seções com conexão parcial passaram a exibir o limite de flecha como critério principal, fato que não ocorreu na conexão total. Independente dos critérios dominantes, foram observadas reduções de até 18% nos carregamentos limite das vigas com conexão parcial.

Nos vãos intermediários e longos, não houve alteração no critério de dimensionamento predominante, que se deu por limite de flecha em todos os casos. Já em relação aos carregamentos limites, ocorreram reduções de 8 a 26% nos casos com conexão parcial. Ademais, constatou-se que seções com conexão parcial se tornaram menos rígidas, conforme exemplificado na curva carga *versus* deslocamento apresentada na Figura 7.14.

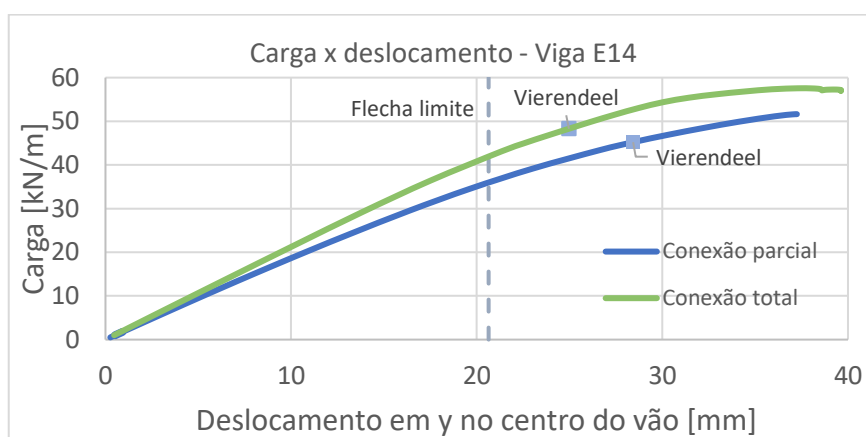


Figura 7.14 - Carga x deslocamento na viga E14 com conexão total e parcial

- **Formulação da AISC**

As seções dimensionadas segundo as indicações da AISC (2016b) tiveram seus resultados pouco afetados pela alteração na conexão entre viga e laje. Foram observados os mesmos critérios de dimensionamento preponderantes para conexão total e parcial nos dois grupos considerados. Houve variação nos carregamentos limites apenas para vãos curtos e médios do Grupo B, indo de -18 a +10%.

- **Formulação de Ward**

Nos resultados obtidos pela metodologia de Ward (1990), o grau de interação entre laje e perfil metálico não alterou o critério de dimensionamento predominante em nenhuma seção. Além disso, os carregamentos associados à cada falha também não foram afetados.

- **Formulação de Lawson e Hicks**

As vigas cujo dimensionamento foi realizado conforme as formulações de Lawson e Hicks (2011) sofreram leve variação de comportamento com a mudança no grau de interação da conexão entre viga e laje. Para o grupo B, houve um aumento na incidência de formação do mecanismo Vierendeel, substituindo a falha por instabilidade do montante da alma e o limite de flecha em alguns casos. A redução média nos carregamentos limites foi de 25% para o primeiro critério e 10% para o segundo. Já no grupo E não ocorreram mudanças significativas nos critérios principais nem em seus carregamentos associados.

- **Outras formulações**

As formulações propostas tanto por Panedpojaman *et al.* (2014) quanto por Grilo (2018) para verificação da instabilidade do montante da alma não consideram o grau de conexão entre viga e laje. Assim, foram obtidos os mesmos carregamentos para conexão total e parcial em todas as seções avaliadas.

De modo geral, observou-se que o perfil W310 foi mais impactado pela variação na interação entre aço e concreto. Além disso, vãos menores se mostraram mais suscetíveis a mudanças de comportamento, uma vez que há domínio dos esforços cortantes e o grau de conexão costuma ser menor que nas vigas mais longas. Destaca-se que as verificações para alguns modos de falha não consideram a contribuição da laje e, portanto, não foram afetadas pela mudança na ligação.

7.1.8 Tipos de aço

Além das variações na geometria e na conexão das seções, foi estudada a influência do tipo de aço empregado no comportamento das vigas da família W310 com conexão total. Para isso, foram considerados os aços ASTM A572-gr 50, A572-gr42 e A36. As constatações realizadas para cada método estão apresentadas nos itens a seguir.

- **Formulação da AISC**

Para vigas verificadas segundo o método de cálculo apresentado no guia da AISC (2016b), a alteração no tipo de aço dos perfis teve mais impacto nos casos com vãos longos. Nessas situações, o ELS para flecha atuou como critério dominante para o aço ASTM A572-gr 50, porém com a redução da resistência do material, com os aços A572-gr42 e A36, as vigas se tornaram mais suscetíveis aos critérios do ELU. Destaca-se que nas situações em que o ELS se manteve predominante, os carregamentos não sofreram alterações, uma vez que esse critério de falha não é afetado pela resistência do aço, e sim pela sua rigidez.

Para vãos curtos e intermediários, a mudança do aço A572 gr 50 para A572-gr 42 e A36 gerou uma alternância no domínio do esforço cortante vertical e da formação do mecanismo Vierendeel. A redução de resistência na comparação entre seções similares com diferentes tipos de aço foi variável, com valores próximos a 15% para instabilidade do montante da alma e 7% para os demais critérios do ELU.

- **Formulação de Ward**

Para seções verificadas seguindo a metodologia de Ward (1990), a alteração no tipo de aço empregado não gerou mudança nos critérios de dimensionamento principais nos vãos curtos e intermediários, em que houve predomínio da formação do mecanismo Vierendeel. Para esse modo, redução média nos carregamentos limites na comparação entre A572-gr50 e gr42, e entre gr42 e A36 foi próxima a 10%. Observou-se que nos vãos médios o limite de flecha teve menos relevância como critério secundário, sendo substituído pelo esforço cortante vertical. Para vãos longos a redução na resistência do aço diminuiu a incidência do ELS para flecha, que em alguns casos se tornou secundário em relação ao mecanismo Vierendeel.

- **Formulação de Lawson e Hicks**

Nas vigas dimensionadas de acordo com a metodologia de Lawson e Hicks (2011), observou-se que o uso de aços com menor resistência aumentou a tendência à formação do mecanismo Vierendeel nos vãos curtos e médios. A alteração nos carregamentos limites das das seções enquanto foi variável. Na Figura 7.15 podem ser vistas as cargas limites para as vigas do grupo A com os diferentes aços empregados.

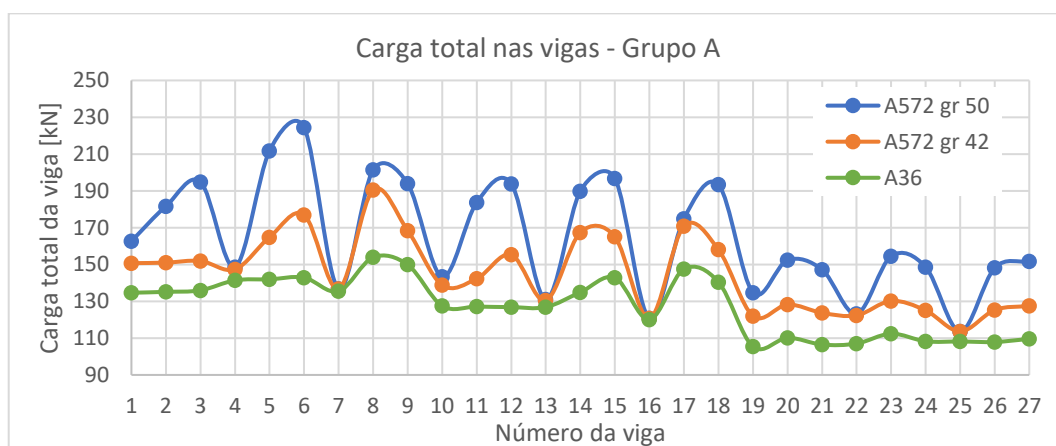


Figura 7.15 - Carga total das vigas do grupo A para diferentes aços

Nos vãos mais longos, o momento fletor se tornou o principal critério de dimensionamento, substituindo alguns casos de instabilidade do montante da alma e o limite de flecha nos grupos A e B. No grupo C, também houve atuação do mecanismo Vierendeel como modo de falha predominante. Salienta-se que a limitação de carregamento devido à flecha ocorreu apenas nas seções com o aço A572 gr50, enquanto nos demais predominou o ELU.

- **Outras formulações**

As vigas cujas resistências à instabilidade do montante da alma foram determinadas de acordo com a formulação proposta por Panedpojaman *et al.* (2014) apresentaram redução média de 5% na comparação entre os aços ASTM A572 gr 50 e gr 42. A mesma diminuição foi observada em relação aos aços gr 42 e A36. Já pela metodologia de Grilo, a variação observada foi próxima de 11% para as mesmas situações.

De modo geral, concluiu-se que seções com os aços A572-gr42 e A36 exibiram critérios de dimensionamento dominantes similares entre si, com variação próxima a 10% nos carregamentos limites. Uma vez que eles possuem menor resistência ao escoamento, o emprego destes materiais fez com que as seções passassem a apresentar predominância dos critérios de dimensionamento para o ELU, enquanto para o aço ASTM A572-gr50 (o mais resistente dentre os empregados) foi limitado pelo ELS nos vãos longos. A viabilidade de uso de aços mais ou menos resistentes está ligada à disponibilidade e preço dos materiais em cada região.

7.1.9 Resistência do concreto

Além da alteração do tipo de aço empregado, foi avaliada a influência da resistência do concreto da laje no comportamento das seções. Para isso, as seções da família W310 com aço ASTM A572-gr50 foram verificadas considerando o uso de concreto com $f_{ck} = 30\text{MPa}$ e 40MPa . As averiguações realizadas para cada método de dimensionamento simplificado adotado estão apresentadas nos itens a seguir. Ressalta-se que para essa situação as metodologias de Panedpojaman *et al.* (2014) e de Grilo (2018) para verificação da instabilidade do montante da alma não foram consideradas, uma vez que não levam em consideração a contribuição da laje na resistência global.

- **Formulação da AISC**

Nas seções dimensionadas de acordo com o guia da AISC (2016b), a principal alteração observada nos critérios de dimensionamento preponderantes com uma mudança da classe de resistência do concreto se deu nas vigas com vãos curtos e intermediários. As seções tiveram suas resistências ao mecanismo Vierendeel aumentadas em cerca de 7%, de forma que esse modo passou a atuar secundariamente em relação ao esforço cortante vertical, que não leva em consideração a presença da laje e, portanto, não teve suas cargas limites alteradas. Além disso, seções com predomínio da instabilidade do montante da alma mantiveram este comportamento,

uma vez que os carregamentos limites não sofreram alterações e essa falha se deu com carregamentos significativamente menores que os dos demais critérios.

Além disso, com a alteração do f_{ck} do concreto de 30 para 40MPa, houve um aumento no módulo de elasticidade do material, o que gerou acréscimo na rigidez da seção e melhorou ligeiramente seu desempenho em relação ao ELS para flecha. Esse critério de dimensionamento permaneceu predominante nas vigas com vãos longos, apresentando aumento de 1 a 2% nas cargas limites.

- **Formulação de Ward**

As seções dimensionadas pelo método de Ward (1990) não apresentaram alterações em seus critérios de dimensionamento predominantes com o aumento da resistência do concreto. Embora tenha ocorrido um ganho de cerca de 6% na resistência à formação do mecanismo Vierendeel, a formulação obteve resultados conservativos para essa falha, que permaneceu atuando como principal nas vigas curtas e médias. Já nos vãos longos, o principal critério foi o ELS para flecha, havendo apenas um aumento de resistência próximo de 1% para o concreto de 40MPa. Destaca-se que as verificações do colapso devido ao esforço cortante vertical e instabilidade do montante da alma (modos secundários em questão) não consideram a presença da laje e por isso não tiveram seus carregamentos afetados.

- **Formulação de Lawson e Hicks**

Nas vigas verificadas segundo a metodologia de Lawson e Hicks (2011), os critérios de dimensionamento principais dos vãos curtos e médios não sofreram alterações com a mudança da resistência do concreto. Já em alguns casos com vãos longos, o limite de flecha foi substituído pelo momento fletor como critério dominante. De modo geral, houve um aumento de cerca de 4% na resistência das seções. Na verificação da instabilidade do montante da alma não houve diferença nos carregamentos limites, visto que a formulação não considera a presença da laje. Já em relação ao esforço cortante, embora o método leve em conta a contribuição do concreto na resistência da seção, esse valor é limitado por outros critérios, de modo que a alteração desse material não gerou diferenças nos resultados.

Constatou-se então que o uso de concreto com f_{ck} mais altos gera pequenos ganhos (de 1 a 5%) na resistência das seções tanto ao ELU quanto ao ELS, porém esses valores não compensam o aumento no custo do material.

7.1.10 Métodos de dimensionamento

Por fim, foi avaliado o comportamento resultante de cada método de dimensionamento adotado para as vigas estudadas. Ressalta-se que todas as metodologias foram avaliadas com fatores de ponderação unitários. Na Figura 7.16 está ilustrado o número de vigas com conexão total, aço ASTM A572-gr50 e concreto $f_{ck} = 30\text{MPa}$ que apresentaram cada critério dimensionamento dominante para cada metodologia empregada.

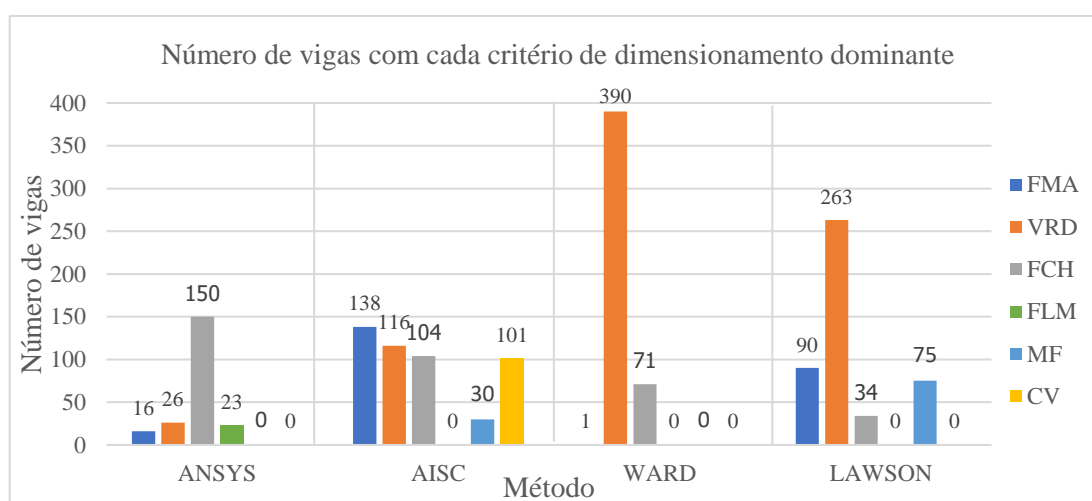


Figura 7.16 - Número de vigas com cada critério de dimensionamento dominante

Observou-se que o modelo numérico apresentou carregamentos limites inferiores aos obtidos pelas formulações sugeridas pela AISC (2016b) e por Lawson e Hicks (2011) para o limite de flecha. Logo, esse critério de dimensionamento predominou em situações nas quais os métodos simplificados apresentaram falha pelo ELU, como no caso das vigas com comprimentos intermediários. Ainda, com exceção dos casos com vãos curtos, a diferença entre o carregamento limite para ELS obtida e o fim da estabilidade numérica variou de 10 a 47%. Salienta-se que todos os modelos simplificados adotados utilizam formulações simplificadas para determinar a flecha das seções, sendo que a AISC (2016b) aplica apenas uma redução de 10% na inércia da seção de alma cheia, Ward (1990) calcula uma inércia reduzida e Lawson e Hicks (2011) utilizam uma deflexão adicional pela presença de aberturas na alma. O segundo método apresentou os resultados mais conservativos, enquanto o último obteve carregamentos limites mais elevados.

Já em relação ao ELU, o modelo numérico apresentou carregamentos inferiores aos obtidos pelos métodos simplificados para os grupos A e B. Isso ocorreu pois o modelo apresentou falha local da mesa, critério que não foi verificado simplificada, uma vez que o elemento foi

classificado como compacto para todos os perfis utilizados. Além disso, considera-se que a conexão com a laje reduz a probabilidade da ocorrência dessa condição, pois parte dos esforços de compressão atuantes na região são absorvidos pelo concreto. Em testes realizados no ANSYS empregando laje lisa no lugar de nervurada, verificou-se que a mesa apresentou o mesmo comportamento. Em todo o caso, sugere-se a realização de um estudo mais aprofundado sobre a distribuição dos conectores de cisalhamento com o objetivo de avaliar sua influência sobre as tensões atuantes na mesa do perfil. Para este critério, a diferença entre o carregamento limite obtido pelo método dos elementos finitos e o fim da estabilidade numérica variou de 0 a 30%.

Nos demais grupos, as cargas consideradas como limites para o modelo em elementos finitos foram superiores às obtidas para os métodos simplificados em todos os critérios observados. Na verificação numérica da instabilidade do montante da alma, observou-se que as cargas de falha adotadas foram próximas às do fim da estabilidade, com valores até 8% inferiores a elas. Já nos cálculos simplificados, AISC (2016b) e Ward (1990) apresentaram carregamentos próximos, uma vez que aplicam a mesma formulação para este critério. De modo geral, a metodologia de Lawson e Hicks (2011) obteve uma resistência superior para esse caso, restringindo a ocorrência deste como modo de falha principal. O dimensionamento proposto por Panedpojaman *et al.* (2014) consiste numa evolução do modelo de Lawson e Hicks (2011) e exibiu os resultados mais arrojados para seções com montantes mais estreitos. Ao passo que a formulação proposta por Grilo (2018) gerou carregamentos limites bastante inferiores aos demais. Tal efeito pode ter ocorrido pois embora as relações geométricas das vigas consideradas estejam dentro da validade do método, a relação entre diâmetro da abertura e altura total da seção está no limite desses valores, tornando seus resultados menos adequados.

Enquanto a instabilidade do montante da alma predominou nas seções com aberturas mais próximas, nas demais vigas a falha com maior incidência foi a formação do mecanismo Vierendeel. Para o método dos elementos finitos, a diferença entre o carregamento limite adotado e o do fim da estabilidade numérica foi de até 25%. Para esse critério, a formulação de Ward (1990) apresentou resultados conservativos, tornando esse o principal modo em todas as seções dimensionadas pelo ELU. Tanto a formulação da AISC (2016b) quanto a de Lawson e Hicks (2011) obtiveram cargas de ruptura significativamente superiores às de Ward, com a primeira geralmente exibindo resultados menos conservativos.

Outro critério de dimensionamento que se mostrou relevante nos métodos simplificados foi o esforço cortante vertical. De modo geral, as seções apresentaram carregamentos limites próximos aos de formação do mecanismo Vierendeel, fazendo com que estes se alternassem como modo de falha principal e secundário. Tanto Ward (1990) quanto a AISC (2016b) desconsideraram a contribuição da laje na resistência ao cisalhamento, obtendo resultados iguais e mais conservativos que os de Lawson e Hicks (2011), que leva em conta a parcela resistente do concreto. A falha por esforço cortante não foi observada isoladamente no modelo de elementos finitos, estando ligada apenas à instabilidade do montante da alma por cisalhamento ou à formação do mecanismo Vierendeel.

Nas vigas com vãos intermediários e longos, além do ELS para flecha, foi observada a falha devido ao momento fletor. No método dos elementos finitos, o carregamento limite adotado para esse critério foi até 14% inferior ao associado ao fim da estabilidade numérica. Já para os modelos simplificados, observou-se que esse modo não foi relevante para as vigas dimensionadas pelo método de Ward (1990). Já na metodologia da AISC (2016b), esse tipo de falha ocorreu apenas secundariamente, com carregamentos limites similares aos calculados para formação do mecanismo Vierendeel. Ao passo que pela formulação de Lawson e Hicks (2011), o momento fletor atuou como principal critério de dimensionamento em algumas situações. Os valores obtidos para os dois últimos métodos citados foram similares, com o segundo usualmente apresentando valores um pouco mais conservativos. Destaca-se que para este critério de falha, os modelos simplificados apresentaram os resultados mais próximos aos determinados pelo método dos elementos finitos.

Dessa forma, concluiu-se que dentre os métodos simplificados empregados para dimensionamento global da seção, o de Ward (1990) foi o menos adequado, pois apresentou resultados conservativos. Já a AISC (2016b) e Lawson e Hicks (2011) obtiveram carregamentos superiores e relativamente próximos entre si, sendo ambos apropriados para verificação das vigas. Entretanto, recomenda-se o uso do último, pois considera a participação da laje na resistência ao esforço cortante vertical e tem resultados mais satisfatórios para instabilidade do montante da alma. Ainda, para esse modo de falha em específico, a metodologia de Panedpojaman et al. (2014) é a mais aconselhada.

7.1.11 Largura efetiva da laje

Os resultados obtidos pelos métodos simplificados para a largura efetiva de cada laje podem ser vistos no Apêndice C. De acordo com as indicações da NBR 8800 (ABNT, 2008), todas lajes apresentaram valor da largura efetiva igual a $\frac{1}{4}$ do vão da viga.

Seguindo as determinações da AASHTO (2017), as lajes de 1 a 17 exibiram resultados iguais aos da NBR. Entretanto, nas vigas com vãos maiores (com relação L/d_g próxima a 20) foi atingido o valor limite máximo para a largura. Nesses casos a razão entre largura efetiva e vão da viga (B_{ef}/L) decresceu até aproximadamente $\frac{1}{6}$.

Pelas indicações do Eurocode 4 (CEN, 2004), o resultado foi próximo a $\frac{1}{4}$ do vão da viga para todas as larguras calculadas. Contatou-se que com exceção dos casos em que se atinge o limite máximo, os valores obtidos foram levemente superiores aos determinados pela NBR 8800 (ABNT, 2008), uma vez que a norma europeia leva em consideração a distância entre as duas fileiras de conectores de cisalhamento.

Já a norma chinesa GB50017 (2017) apresentou os resultados mais arrojadados, com valores de largura efetiva próximos a $\frac{1}{3}$ do vão da viga para os casos de 1 a 18. Enquanto nas vigas com vãos maiores, o limite máximo foi atingido, diminuindo a relação B_{ef}/L para valores entre $\frac{1}{4}$ e $\frac{1}{3}$.

Ao passo que os resultados da formulação proposta por Yuan *et al.* (2016) foram os mais conservativos dentre os examinados, com razão B_{ef}/L variando entre 0,13 (nos vãos menores) e 0,07 (nos maiores). Essa diferença pode ser explicada pelo fato de que são considerações específicas para avaliação da viga no estado limite de serviço, enquanto as normas consideram o estado limite último.

Ressalta-se que a NBR 8800 (ABNT, 2008), o Eurocode 4 (CEN, 1994) e a AASHTO (2017) apresentaram resultados muito similares entre si. Não obstante, a última destoou das demais na determinação do valor máximo para a largura efetiva, obtendo uma largura de 1560mm, enquanto no restante das normas o limite calculado foi 2600mm.

Já para avaliação no âmbito numérico, foi analisada a distribuição de tensões longitudinais na laje de concreto, conforme demonstrado no item 5.5.5. Inicialmente, cada grupo de vigas foi observado considerando a relação L/d_g aplicada. As tensões atuantes na direção x na camada

média da capa da laje de concreto ao longo de sua seção transversal para as subdivisões do grupo A podem ser vistos nas figuras 7.17 a 7.19. Para fins de comparação com os valores simplificados calculados, todos os valores foram coletados em pontos onde a viga apresentava comportamento elástico, antes do início da fissuração ou esmagamento do concreto e do escoamento do aço.

Notou-se que embora haja diferença na magnitude das tensões, ela se deve principalmente a variação de carga aplicada no ponto considerado para cada seção. Foi possível constatar também que a forma com que os esforços se distribuem não foi significativamente afetada pelo aumento da razão de expansão do perfil nem pela distribuição longitudinal dos alvéolos.

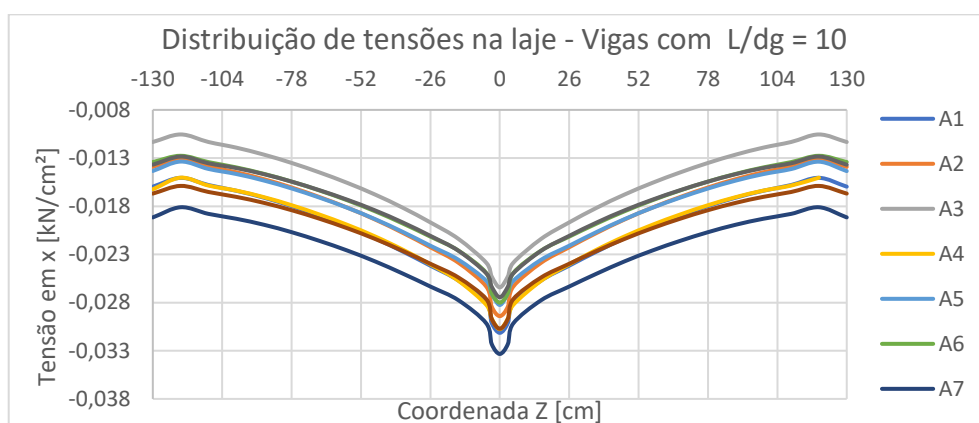


Figura 7.17 - Distribuição de tensões na camada média da capa da laje das vigas A1 a A9

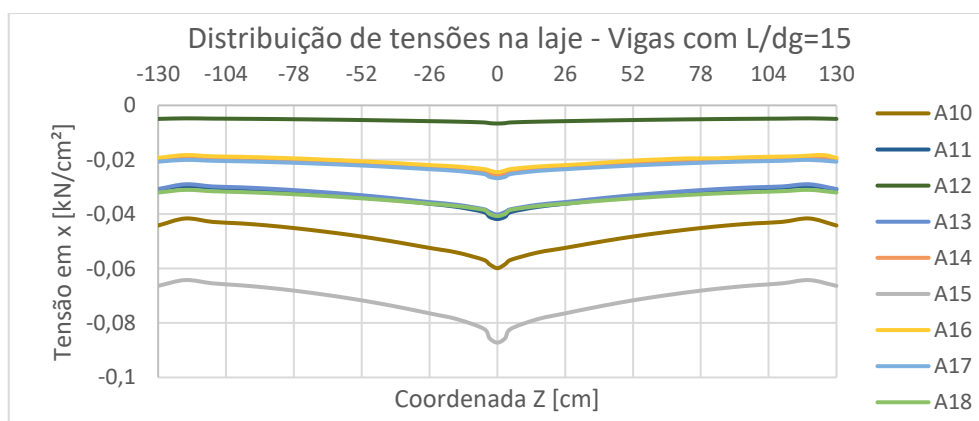


Figura 7.18 - Distribuição de tensões na laje das vigas A10 a A18

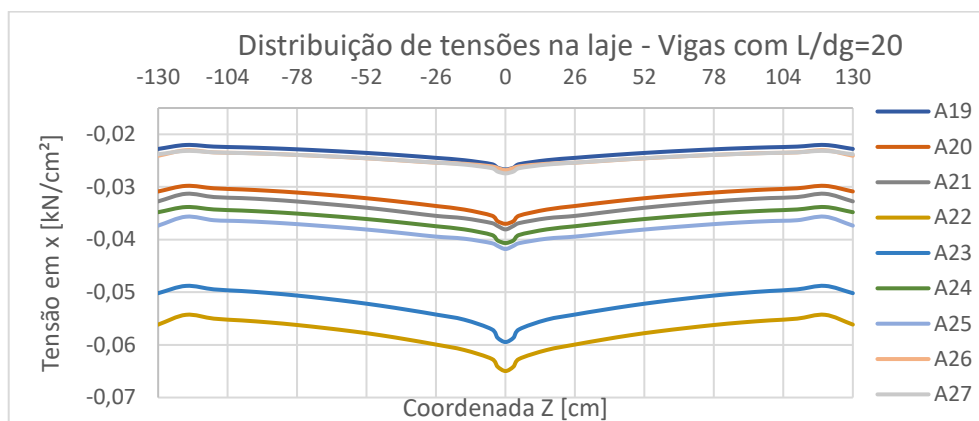


Figura 7.19 - Distribuição de tensões na laje das vigas A19 a A27

Observou-se que nas vigas com relação L/d_g próximas a 10 (A1 a A9), a variação de esforços entre a região de pico e as extremidades foi mais expressiva. Já nas situações com vãos maiores ($L/d_g = 15$ e 20), o formato dos gráficos foi similar entre si, com esforços distribuídos de maneira mais uniforme. Tal comportamento está em conformidade com o considerado pelos métodos simplificados, uma vez que o principal parâmetro empregado para determinação da largura efetiva da laje é o vão da viga.

Já para analisar a influência da presença de alvéolos na distribuição de tensões longitudinais da laje de concreto, foi realizada a comparação entre vigas fictícias com altura e vão iguais aos do perfil alveolar, porém sem aberturas na alma. Uma vez que a distribuição dos alvéolos não afetou consideravelmente os resultados, avaliou-se uma viga para cada relação L/d_g adotada. As seções escolhidas foram as de número 5, 14 e 23, e apresentam razão de expansão 1,4 e relação entre passo e diâmetro da abertura igual a 1,35. Os resultados obtidos para o grupo A podem ser vistos na Figura 7.20

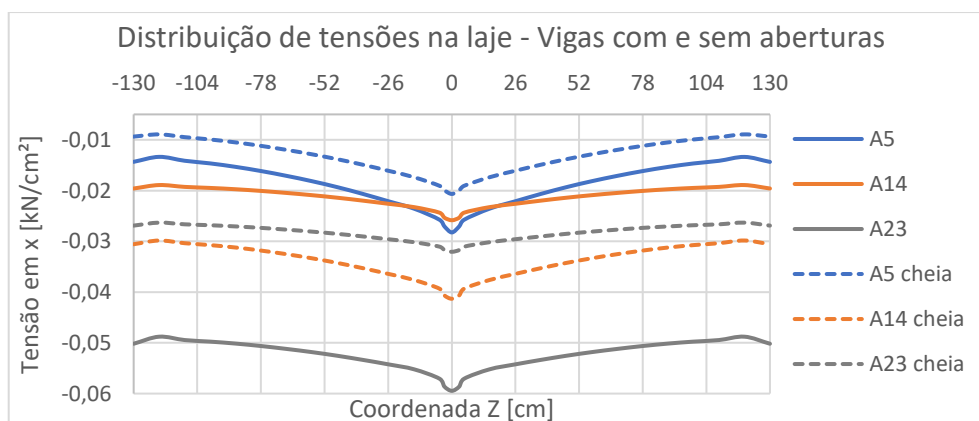


Figura 7.20 - Distribuição de tensões na laje para vigas com e sem aberturas na alma

A principal diferença observada na comparação entre as vigas alveolares e de alma cheia está na magnitude das tensões atuantes. É possível averiguar que para as vigas estudadas a forma com que as tensões se distribuem não foi consideravelmente afetada pela presença de aberturas.

Por fim, também foi estudada a influência do grau de conexão entre a laje e o perfil de aço na distribuição dos esforços na laje. A comparação entre as tensões longitudinais atuantes na laje ao longo de sua largura para conexão total e parcial são apresentadas nas figuras 7.21 para o Grupo B e 7.22 para o Grupo E. Destaca-se que os dados empregados para comparação de cada viga (conexão total x parcial) foram obtidos considerando carregamentos similares entre si.

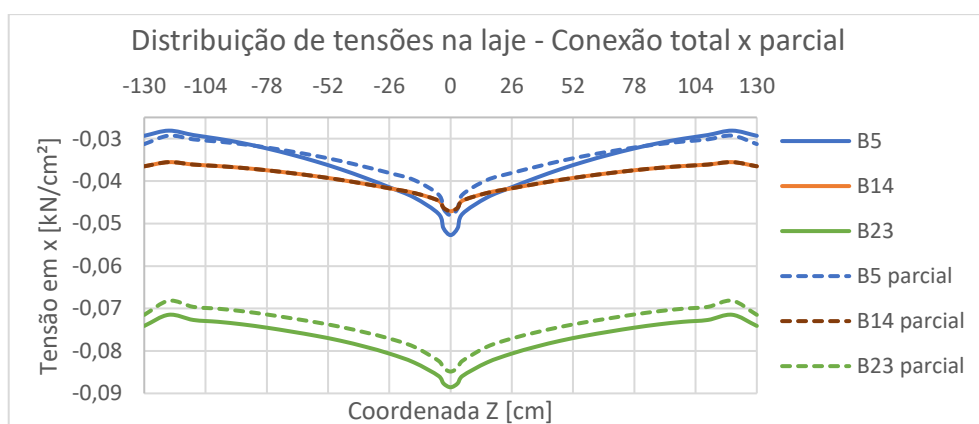


Figura 7.21 - Distribuição de tensões na laje com conexão total e parcial para Grupo B

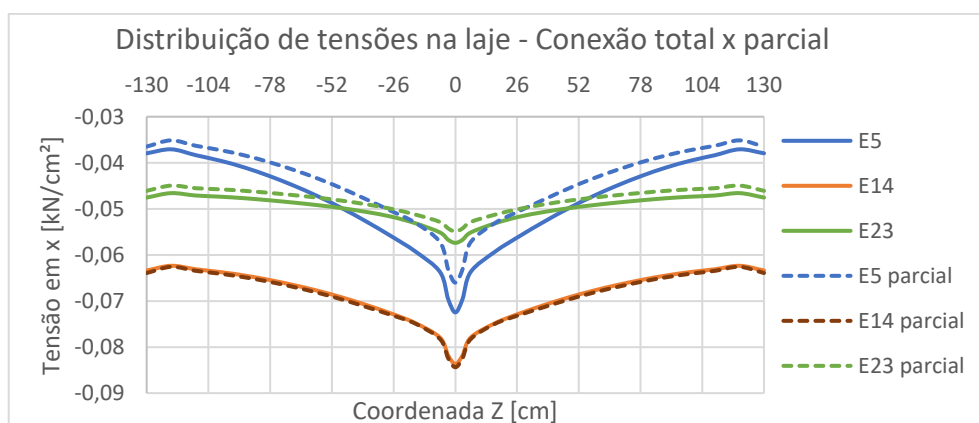


Figura 7.22 - Distribuição de tensões na laje com conexão total e parcial para Grupo E

Constatou-se então que nas vigas com maior vão (B23 e E23), as tensões se distribuíram similarmente para os dois tipos de conexão. Houve uma pequena diferença na magnitude dos esforços, entretanto isso pode ter sua causa ligada às diferenças na convergência da solução numérica, gerando cargas distintas para os subpassos. Nas vigas com vãos intermediários (B14 e E14) o comportamento da laje foi o mesmo para conexão total e parcial, tanto para o grupo B

quanto para o E. Já nas situações com menor vão (B5 e E5), observou-se que o formato da curva foi levemente alterado, com a seção de conexão parcial apresentando um pico de tensões mais concentrado que a situação com conexão total, uma vez que os esforços cortantes predominam em vigas com vãos mais curtos, é coerente que haja uma alteração na largura efetiva da laje com a variação da interação com o aço.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O emprego de vigas alveolares é interessante por elas apresentarem seções mais altas com a mesma quantidade de material que o perfil original, além de possuírem apelo estético e possibilitarem ganhos de pé direito com a passagem de tubulações pelas aberturas na alma. Sua combinação com uma laje de concreto, formando uma viga mista, melhora o desempenho da estrutura, tornando-a mais vantajosa. Entretanto, seu uso é limitado pela ausência de indicações específicas sobre esse tipo de seção na norma brasileira para projeto de estruturas de aço, NBR 8800 (ABNT, 2008).

Assim, este trabalho teve como objetivo a avaliação de diferentes metodologias para dimensionamento de vigas celulares mistas de aço e concreto, apresentando formulações simplificadas presentes na literatura e comparando os resultados com os obtidos através de um modelo em elementos finitos. Observou-se a influência de diversos parâmetros relativos à geometria e materiais das seções nos critérios de dimensionamento dominantes de cada viga. Para isso, foram empregadas as metodologias apresentadas pela AISC (2016b), Ward (1990) e Lawson e Hicks (2011), sendo que nos dois últimos foram aplicadas as adaptações de Badke-Neto (2015). Ressalta-se que os valores adotados para largura efetiva da laje e resistência dos conectores de cisalhamento foram os mesmos para os três métodos citados. Além disso, foram consideradas as formulações específicas para verificação da instabilidade do montante da alma propostas por Panedpojaman *et al.* (2014) e Grilo (2018). Também foi determinada a largura efetiva da laje para cada seção, aplicando as indicações da NBR 8800 (ABNT, 2008), AASHTO (2017), EUROCODE 4 (CEN, 1994), GB50017 (2017) e Yuan *et al.* (2016). Para o modelo numérico, foi utilizado o *script* desenvolvido por Benincá (2019) para o *software* ANSYS.

Na comparação entre seções mistas de alma cheia e alveolares, concluiu-se que o uso da seção com aberturas foi vantajoso nas vigas com relação entre vão e altura igual ou superior a 20, nas quais o estado limite para flecha atuou como critério de dimensionamento dominante. Nos vãos curtos e intermediários, a presença de novos modos de colapso relacionados à presença de aberturas diminuiu a resistência das vigas.

No estudo paramétrico, constatou-se que o uso dos perfis W360 se mostrou vantajoso para vãos mais longos, enquanto nos vãos menores o ganho na resistência não compensou o aumento na quantidade de material empregada. Além disso, observou-se que o emprego da terceira alma de

cada família (W310x28,3 e W360x44,6) não foi vantajoso, uma vez que houve um grande aumento no peso de aço da viga com ganho de resistência menos significativo.

Em relação à variação dos comprimentos das vigas, constatou-se que nos métodos simplificados a principal modificação se deu na comparação entre vãos intermediários e longos, nos quais o critério de dimensionamento dominante passou a ser o estado limite para flecha. Já nos modelos numéricos, as vigas apresentaram maior suscetibilidade ao ELS nas seções com vãos intermediários, fato que não ocorreu pelos métodos simplificados. Verificou-se ainda que a preponderância da instabilidade do montante da alma não foi afetada pela variação dos vãos.

Quanto à geometria da seção alveolar, concluiu-se que o uso de razões mais altas foi vantajoso em grande parte das seções, pois houve pequenos ganhos de resistência com uma quantidade similar de material. Entretanto, nas situações em que o principal critério de dimensionamento foi a instabilidade do montante da alma, esse aumento na altura não foi benéfico, pois tornou esse elemento mais esbelto e suscetível à instabilidade. Já para a distribuição horizontal das aberturas, o uso de uma distância intermediária entre elas se mostrou vantajoso, pois nesses casos a instabilidade do montante deixou de atuar como critério dominante e houve um ganho significativo na resistência das vigas. Porém, uma vez evitada a instabilidade, o aumento do passo não foi proveitoso, pois gerou um aumento no uso de material que não foi compensado pelos ganhos na resistência.

Outro item estudado foi o grau de conexão entre perfil de aço e laje de concreto. Percebeu-se que essa alteração teve maior impacto nas seções com vãos menores, em que houve predomínio do esforço cortante. No modelo de elementos finitos foi possível observar que as seções com conexão parcial apresentaram menor rigidez que as demais. De modo geral, ocorreu uma diminuição na resistência das seções com conexão parcial.

Também se avaliou a influência dos materiais empregados nos critérios de dimensionamento predominantes das seções. Constatou-se que o uso de aços com tensões de escoamento mais baixas tornou as seções mais suscetíveis aos critérios para formação do mecanismo Vierendeel e momento fletor. Ademais, o ELS para flecha foi substituído por critérios do ELU nos vãos mais longos. Já em relação ao concreto da laje, percebeu-se uma ligeira melhora nos carregamentos limites para formação do mecanismo Vierendeel e ao limite de flecha, porém os valores foram baixos e não compensam o aumento no custo do material.

Além da resistência das seções, também foi estudada a largura efetiva da laje para cada viga. Dentre os métodos simplificados considerados, observou-se que as indicações da NBR 8800 (ABNT, 2008), AASHTO (2017) e EUROCODE 4 (CEN, 1994) apresentaram resultados iguais ou muito próximos, destoando apenas nos vãos mais longos em função do limite máximo adotado por cada um. A formulação de Yuan *et al.* (2016) gerou os valores mais conservativos, porém tem como foco o estado limite de serviço, ao passo que os demais modelos abordam o estado limite último. Já a GB50017 (2017) apresentou os resultados mais arrojadados dentre os analisados. Na análise numérica da influência das aberturas da alma na determinação dessa largura, verificou-se que a distribuição das tensões longitudinais ao longo da laje não foi significativamente afetada por sua presença. Enquanto na comparação entre seções com conexão total e parcial, foram observadas alterações nas seções com vãos mais curtos.

Quanto aos métodos de dimensionamento empregados, concluiu-se que a formulação de Ward (1990) para dimensionamento global das vigas celulares mistas e de Grilo (2018) para verificação da instabilidade do montante da alma são as menos recomendadas, pois apresentaram resultados excessivamente conservativos para as vigas estudadas. As formulações da AISC (2016b) e Lawson e Hicks (2011) obtiveram carregamentos limites similares entre si, sendo que o segundo método é mais indicado por levar em consideração a contribuição da laje na resistência ao esforço cortante. Além disso, sugere-se a aplicação da formulação de Panedpojaman *et al.* (2014) para verificação específica da instabilidade do montante, uma vez que esta apresentou carregamentos limites superiores aos demais métodos simplificados e mais próximos aos obtidos numericamente.

8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sequência ao trabalho, sugere-se a expansão do estudo paramétrico de vigas celulares mistas de aço e concreto, abordando o uso de lajes lisas e *steel deck* com diferentes vãos e espessuras. Outra possibilidade é a simulação de vigas com detalhes construtivos específicos, como anéis de reforço em torno das aberturas e fechamento total ou parcial das aberturas próximas aos apoios. Nesse sentido, também podem ser abordadas seções com aberturas senoidais.

Além disso, recomenda-se a avaliação dos efeitos de distintas distribuições de conectores no comportamento da viga como um todo e nas tensões da laje, avaliando sua largura efetiva.

Ainda, sugere-se um estudo mais aprofundado da distribuição de tensões ao longo da seção da laje, observando-a tanto em comportamento elástico quanto plástico.

Uma vez que parte das seções simuladas numericamente apresentaram falha da mesa mesmo possuindo perfis classificados como compactos, recomenda-se a realização de uma análise mais aprofundada das tensões atuantes nessa região, considerando o emprego tanto de seções compactas como esbeltas.

Ademais, considerando que o estado limite de serviço para deformações é um critério de dimensionamento com grande relevância para as vigas com vãos longos, situação em que as vigas alveolares mistas se destacam, indica-se a execução de um estudo mais aprofundado sobre a flecha. Neste caso, pode-se aplicar uma ponderação de ações para elementos em serviço, além de se levar em consideração efeitos de longa duração, como fluência do concreto e verificar a influência da chapa *steel deck* nesses efeitos.

Ainda, tendo em consideração a importância do plano de prevenção e proteção contra incêndio em novas edificações, recomenda-se a avaliação do comportamento desse tipo de viga em situações com altas temperaturas.

REFERÊNCIAS

AASHTO. **LRFD Bridge Design Specifications**, 8th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC, 2017.

ABNT.**NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ABREU, L. M. P.; FAKURY, R. H.; CASTRO E SILVA, A. L. R. Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares. In: Ibero-Latin American Congress On Computational Methods In Engineering, 31., 2010, Buenos Aires. **Mecánica Computacional**. Buenos Aires: AAMC, 2010, v. 29, p. 7255 - 7271.

AISC. **ANSI/AISC 360-16**: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2016a.

AISC. **Steel construction manual**. Fourteenth edition. Chicago, 2011.

AISC. **Steel design guide 31**: Castellated and cellular beams design. Chicago, 2016b.

ANSYS. ANSYS® Academic Research Mechanical, Release 2020 R2 User's Guide & Theory Guide, ANSYS, Inc., Canonsburg, PA (2020)

ASCE. **Specification for structural steel beams with web openings**. Reston: ASCE, 1999.

BADKE-NETO, A. **Estudo de metodologias para o dimensionamento de vigas de aço e vigas mistas de aço e concreto com perfis celulares**. 2015. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

BADKE-NETO, A.; CALENZANI, A. F. G.; FERREIRA, W. G. Estudo de metodologias para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto com perfil celular. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 8, n. 6, p.844-859, nov. 2015. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/riem/v8n6/1983-4195-riem-8-06-00827.pdf>>. Acesso em: 21 mai. 2021.

BAKE, S. **Behaviour of cellular beams and cellular composite floors at ambient and elevated temperatures**. 2010. 261 f. Ph.D. Thesis – PhD Civil Engineering Programme, University of Manchester, Manchester, 2010.

BENINCÁ, M. E. **Simulação numérica de vigas alveolares mistas de aço e concreto: modelo parametrizado de elementos finitos**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BENINCÁ, M. E.; MORSCH, I. B.. Numerical simulation of composite steel-concrete alveolar beams: web-post buckling, Vierendeel and flexural mechanisms. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 17, 2020.

BRINKHUS, R. N. **Análise de vigas casteladas e vigas casteladas mistas**. 2015. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

BSI. **BS 5950-1**: Structural use of steelwork in building – Part 1: Code of practice for design – Rolled and welded sections. London, 2001.

BSI. **BS 5950-3**: Structural use of steelwork in building – Part 3: Design in composite construction. London, 1990.

CASTRO, J. M.; ELGHAZOULI, A. Y.; IZZUDDIN, B. A. Assessment of effective slab widths in composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, [s. l.], v. 63, n. 10, p. 1317–1327, 2007.

CEN. **EN 1993-1-1**: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2005.

CEN. **EN 1993-1-5**: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements. Brussels, 2006.

CEN. **EN 1994-1-1**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

CHIEN, E. Y. L.; RITCHIE, J. Kieth. **Design and construction of composite floor systems**. Canadian Institute of steel construction., 1984.

CHUNG, K. F., LIU, C. H., KO, A. C. H. **Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: an empirical design using moment-shear interaction curve**. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59. 2003.

CIMADEVILLA, F. J. E.; GUTIÉRREZ, E. M.; RODRÍGUEZ, J. A. V. **Vigas alveoladas**. Madrid: Bellisco, 2000.

CLAWSON, William C.; DARWIN, David. Strength of composite beams at web openings. **Journal of the Structural Division**, v. 108, n. 3, p. 623-641, 1982

CODE FOR DESIGN OF STEEL STRUCTURES. **GB50017**. Beijing, 2017

CONSTRUCTALIA. **Centro de Acero ArcelorMittal Flémalle: un ejemplo de construcción sostenible con acero**. 2008. Disponível em:

<http://constructalia.arcelormittal.com/es/casos_practicos/belgica/centro_de_acero_arcelormittal_flemalle>.

CONSTRUCTALIA. **Vigas alveolares**. 2014. Disponível em:

<https://constructalia.arcelormittal.com/files/ACB_ES--f5c4d30c2465dbf0ca3ad6d91c1064a5.pdf>.

DARWIN, D. **Steel and composite beams with web openings**. Steel Design Guide Series, Vol. 2. Chicago: AISC, 1990.

DELESQUES, R. Stabilité des montants des poutres ajourées. **Construction Métallique**, [s.l.], v. 3, p. 26-33, 1968

DEMIRDJIAN, S. **Stability of castellated beam webs**. 1999. 140 f. Msc Dissertation – Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada, 1999.

DIAS, M. M. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos**: Efeitos de longa duração. 2013. 177 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2013.

DOUGHERTY, B. K. Castellated beams: a state of the art report. **Journal of the South African Institution of Civil Engineering**, [s.l.], v. 35, n. 2, p.12-20, 1993.

FERRARI, G. A. **Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto**. 2013. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.

FERREIRA, F. P. V.; MARTINS, C. H.; DE NARDIN, S. Advances in composite beams with web openings and composite cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 172, p. 106182, 2020.

FRANCO, M. I. E. de. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto com protensão aderente e não aderente pelo método dos elementos finitos**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

GIBSON, J. E.; JENKINS, W. M. An investigation of the stresses and deflections in castellated beams. **The Structural Engineer**, [s.l.], v. 35, n. 12, p.467-479, 1957.

GIZEJOWSKI, M.A.; KHALIL, WA. S. Stability and ductility of castellated composite beams subjected to hogging bending. In: **International Conference on Stability and Ductility of Steel Structures, Rio de Janeiro, Brazil**. 2010. p. 839-846.

GIZEJOWSKI, M. A.; SALAH, W. A. Numerical modeling of composite castellated beams. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE, 6., 2008, Colorado, Estados Unidos. **Composite Construction in Steel and Concrete**. Colorado: ASCE, 2011. v. 6, p.554-565.

GONÇALVES, A. B. **Modelo analítico para dimensionamento de vigas alveolares mistas de aço e concreto**. 2015. 185 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2015.

GRILO, L. F. **Formulação para Determinação da Força Cortante Resistente de Flambagem do Montante de Alma em Vigas Celulares de Aço**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE/UFMG. Belo Horizonte, 2018.

GRÜNBAUER, Johann. **What are castellated beams?** Disponível em: <<http://www.grunbauer.nl/eng/wat.htm>>.

HALLEUX, P. **Étude expérimentale et technique du compartement élastique des poutres métalliques à ame évidée**. Revue Française de Mécanique. 1967.

HOFFMAN R., DINEHART D., GROSS S., YOST J.; **Analysis of Stress Distribution and Failure Behavior of Cellular Beams**. Proceedings of the 2006 ANSYS Conference.

HOSAIN, M. U., SPEIRS, W. G. **An experimental investigation of expanded open-web steel beams**. Congres EIC, Ottawa. 1970.

HOSAIN, M. U.; SPEIRS, W. G. Experiments on Castellated Steel Beams. **Welding Research: Supplement to the Welding Journal**, New York, v. 52, n. 8, p.329-342, ago. 1973.

KERDAL, D.; NETHERCOT, D. A. Failure modes for castellated beams. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 4, n. 4, p.295-315, jan. 1984.

LAWSON, R. M., HICKS, S. J. **Design of composite beams with large web openings**. Ascot: The Steel Construction Institute, 2011. 117 p.

LAWSON, R. M.; SAVERIRAJAN, A. H. A. Simplified elasto-plastic analysis of composite beams and cellular beams to Eurocode 4. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 67, n. 10, p.1426-1434, out. 2011

LAWSON, R.M. **Design for openings in the webs of composite beams**. Ascot: The Steel Construction Institute, 1987. 44 p.

LAZZARI, B. M. **Análise de elementos finitos por peças de concreto armado e protendido sob estados planos de tensão**. 2015. 200 f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

LAZZARI, P. M.; FILHO, A. C.; LAZZARI, B. M. Análise não linear tridimensional de viga segmentada com protensão externa utilizando o ANSYS. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, n. 9, 2016, Rio de Janeiro. **Anais**. Rio de Janeiro, 2016. Não paginado. 1 CD.

MCCORMAC, J. C.; CSERNAK, S. F. **Structural Steel Design**. 5th ed. Pearson, 2011.

MCLAUGHLIN & HARVEY. **Altnagelvin hospital multi-storey car park**. 2017. Disponível em: <<https://www.mclh.co.uk/our-projects/altnagelvin-hospital-multi-storey-car-park/>>

MEGHARIEF, J. D. **Behavior of composite castellated beams**. 1997. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, 1997.

MEGHARIEF, J.; REDWOOD, R. Behaviour of composite castellated beams. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 46, p.199-200, 1998.

MIRANDA, M. P. **Análise numérica das etapas construtivas de pontes em estruturas mistas através do método dos elementos finitos**. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MITTELSTADT Jr, L.C. **Estudo sobre a aplicação da não linearidade geométrica na análise de vigas mistas de aço e concreto**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MORENO, J. C. Á. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: modelos para os efeitos de longa duração e protensão interna**. 2016. 181 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

MPIL STEEL STRUCTURES. **Metal Deck & Deck Panels**: mpil decking sheets. MPIL Decking Sheets. Disponível em: <https://www.mpil.in/products/deck-panels-metal-deck.html>. Acesso em: 19 jun. 2021.

MÜLLER, C.; HECHLER, O.; BUREAU, A.; BITAR, D.; JOYEUX, D.; CAJOT, L. G.; DEMARCO, T.; LAWSON, R. M.; HICKS, S.; DEVINE, P.; LAGERQVIST, O.; HEDMAN-PÉTURSSON, E.; UNOSSON, E.; FELDMANN, M. **Large web opening for service integration in composite floors**: final report. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities, 2006.

NADJAI, A.; VASSART, O.; ALI, F.; TALAMONA, D.; ALLAM, A.; HAWES, M. Performance of cellular composite floor beams at elevated temperatures. **Fire Safety Journal**, [s.l.], v. 42, n. 6-7, p.489-497, set. 2007.

OLANDER, Harvey C. A method for calculating stresses in rigid frame corners. In: **Proceedings of the American Society of Civil Engineers**. ASCE, 1953. p. 1-21.

OLIVEIRA, J. P.; CARDOSO, D. C. T; SOTELINO, E. D. Elastic flexural local buckling of Litzka castellated beams: Explicit equations and FE parametric study. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 186, p. 436-445, 2019.

OLIVEIRA, L. B. **Procedimentos para definição das características geométricas de vigas alveolares de aço para sistemas de piso e de cobertura**. 2012. 147f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2012.

PANEDPOJAMAN, P; THEPCHATRI, T; LIMKATANYU, S. Novel design equations for shear strength of local web-post buckling in cellular beams. **Thin-walled structures**, v. 76, p. 92-104, 2014.

PFEIL, W; PFEIL, M. Estruturas de Aço-Dimensionamento Prático de Acordo com a ABNT NBR 8800: 2008. **Editora LTC, 8ª. Edição, Rio de Janeiro**, 2013.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas Mistas**: volume 1. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2012.

REDWOOD, R G., POMBOURAS, G "Analysis of Composite Beams with Web Openings," **ASCE Journal of Structural Engineering**.1984

REDWOOD, R. G. Behaviour of composite castellated beams. **Progress in Structural Engineering and Materials**, [s.l.], v. 2, n. 2, p.164-168, 2000.

REDWOOD, R.; CHO, S. H. Design of steel and composite beams with web openings. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 25, n. 1-2, p.23-41, jan. 1993.

REDWOOD, RG; DEMIRDJIAN, S. Castellated beam web buckling in shear. **Journal of Structural Engineering**, [s.l.], v. 124, n. 10, p.1202-1207, 1998.

REGINATO, L. H. **Estudo da largura efetiva de vigas mistas de aço-concreto em carregamento de serviço: método dos elementos finitos versus códigos de projeto**.2017.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

SAHMEL, P. The design construction and approximate calculation of welded transverse beams and torsion bars having pronounced web clearance. **Schweissen und Schneiden**, n. 4.

SCHMITZ, R. J. **Estrutura mista aço-concreto: análise de uma ponte composta por vigas de alma cheia**. 2017. 212 f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

SILVEIRA, E. G. **Avaliação do comportamento de vigas alveolares de aço com ênfase nos modos de colapso por plastificação**. 2011. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

SOLTANI M. R., BOUCHAÏR A., MIMOUNE M.; Nonlinear FE analysis of the ultimate behavior of steel castellated beams. **Journal of Constructional Steel Research** **70** (2012) 101-114.

TAMAYO, J. L. P. **Análise numérica de vigas mistas pelo método dos elementos finitos**. 2011. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2011.

TOPRAC, A. A.; COOKE, B. R. An experimental investigation of open-web beams. **Welding Research Council Bulletin**, New York, v. 47, p.1-16, 1959.

TSAVDARIDIS, K. D.; D'MELLO, C. Web buckling study of the behaviour and strength of perforated steel beams with different novel web opening shapes. **Journal of constructional steel research**, v. 67, n. 10, p. 1605-1620, 2011.

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. 316 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

VERÍSSIMO, G. S., VIEIRA, W. B., SILVEIRA, E. G., RIBEIRO, J. C. L., PAES, J. L. R., BEZERRA, E. M., SILVA, A. L. R. C., FAKURY, R. H. **Dimensionamento de vigas alveolares de aço**. Construmetal, Congresso Latinoamericano da construção Metálica, 2012.

VERÍSSIMO, G.S.; FAKURY, R. H.; RIBEIRO, J. C. L. **Design Aids for Unreinforced Web Openings in Steel and Composite Beams with W-Shapes**, AISC Engineering Journal, Third Quarter 2006, pp. 163-172, American Institute for Steel Construction, Chicago, 2006.

WARD, J. K. **Design of composite and non-composite cellular beams**. Ascot: The Steel Construction Institute, 1990.

WAYAR, A. M. M. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: Protensão externa**. 2016. 124 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

YUAN, H.; DENG, H.; YANG, Y.; WEIJIAN, Y.; ZHENGGENG, Z. Element-based effective width for deflection calculation of steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 121, p. 163–172, 2016.

ZAAROUR, W. J.; REDWOOD, R. G. **Web buckling in thin webbed castellated beams.** **Journal of Structural Engineering**, [s.l], v. 122, n. 8, p.860-866, 1996.

APÊNDICE A – EXEMPLOS PARA VALIDAÇÃO DA PLANILHA DE CÁLCULO

A planilha de cálculo desenvolvida para este trabalho baseou-se nas formulações abordadas no capítulo 3. Os resultados obtidos por meio dela foram aferidos através dos exemplos indicados a seguir. Para os métodos de Lawson e Hicks (2011) e Ward (1990), foram empregadas as vigas apresentadas por Badke Neto (2015), uma vez que a planilha adotou as adaptações do autor para essas formulações. Já em relação às metodologias da AISC (2016b), Grilo (2018) e Panedpojaman *et al* (2014), foram escolhidos exemplos presentes nos próprios textos.

A.1 AISC

Para aplicar a metodologia presente no Steel Design Guide 31 (AISC, 2016b), foi escolhido o exemplo número 4 do próprio guia. Este consiste numa viga celular mista, biapoiada e submetida a uma carga uniformemente distribuída. A seção é assimétrica e a laje empregada é do tipo *steel deck*. Os parâmetros dos materiais, conectores e cargas encontram-se na Figura A. 1, enquanto informações relativas à geometria estão na Figura A. 2,. Por seguir o padrão americano, os valores do guia estão no sistema de unidades imperial. Assim, os dados do exemplo foram convertidos para as unidades empregadas na planilha.

Dados de entrada		
Materiais		
fck do concreto	20,6827	MPa
Calcular Módulo de elasticidade Ec? (sim ou não)	sim	
γ_c	1,4	
Tensão de escoamento do aço (fy)	344,738	MPa
Tensão última do aço (fu)	448,1594	MPa
γ_a1	1,1	
Módulo de elasticidade longitudinal do aço (E)	199947,9615	MPa
Conectores tipo stud bolt		
Diâmetro do conector (dcs)	19,05	mm
Altura do conector (hcs)	101,6	mm
Espaçamento entre conectores	264,16	mm
Número de conectores por nervura	1	
Resistência à ruptura do aço do conector (fucs)	448,1594	Mpa
Coefficiente Rg	1	um conector soldado em uma nervura
Coefficiente Rp	0,75	conector soldado em laje mista emh> 50mm
coeficiente ponderação γ_{cs}	1,25	combinações normais
Esforços solicitantes		
Carga de cálculo	30,0554	kN/m
Carga para flecha (antes da cura do concreto)	6,42092	kN/m
Carga para flecha (curta duração)	11,6744	kN/m
Carga para flecha (longa duração)	2,3348	kN/m

Figura A. 1 – Dados dos materiais, conectores e esforços solicitantes

Dados de entrada		
Parâmetros da viga		
Vão	15240	mm
Distância entre vigas	2438,4	mm
Distância entre aberturas (S)	731,52	mm
Diâmetro da abertura (D0)	528,32	mm
Largura do montante (bw)	203,2	mm
Largura da extremidade apoiada (a)	406,4	mm
Simétrico (sim ou não)	não	
Perfil do tê superior (para AISC)		
Perfil já expandido (sim ou não)	não	
Altura do perfil	525,78	mm
Espessura da alma (tw)	8,89	mm
Espessura da mesa (tf)	11,43	mm
Largura da mesa (bf)	165,1	mm
Perfil do tê inferior (para AISC)		
Altura do perfil original (d)	535,94	mm
Espessura da alma (tw)	10,287	mm
Espessura da mesa (tf)	16,51	mm
Largura da mesa (bf)	166,624	mm
Laje		
Altura da capa da laje de concreto(tc)	76,2	mm
Altura total da laje (ht)	127	mm
Largura entre duas nervuras consecutivas (bn)	264,16	mm
Largura base nervura	150	mm
Largura superior nervura (Lsup)	200	mm

Figura A. 2 – Dados geométricos da viga e laje

Os principais resultados obtidos na planilha foram comparados com os do exemplo, conforme Tabela A. 1. Observa-se que a diferença entre os valores apresentados é pequena, e se devem principalmente aos arredondamentos utilizados na conversão de unidades, além da diferença no número de casas decimais empregados em cada caso.

Tabela A. 1 – Comparação de resultados

Critério		Esforço	AISC	Planilha	Diferença
Esforço cortante na abertura [kN]	tê superior	Vu-top	91,1885	91,26	-0,1%
		Vc-top	221,97	221,86	0,1%
	tê inferior	Vu-bot	123,22	123,72	-0,4%
		Vc-bot	267,34	267,53	-0,1%
Esforço cortante longitudinal [kN]	tê com menor tw	Vuh	173,04	173,01	0,0%
		Vc	373,65	373,65	0,0%
Mecanismo Vierendeel	tê superior	Imax	0,631	0,62	1,2%
	tê inferior	Imax	0,861	0,86	0,1%
Flambagem do montante da alma [kN.m]	tê com menor tw	Mu	41,01	41,13	-0,3%
		Mn	53,55	50,38	5,9%
Flambagem local das hastes dos tês na seção crítica [kN.m]	tê superior	Mvr-top	10,44	10,28	1,5%
		Mc-top	16,6	16,50	0,6%
	tê inferior	Mvr-bot	13,78	13,77	0,1%
		Mc-bot	20,45	20,31	0,7%
Flecha [mm]			25,65	25,76	-0,4%

A maior variação ocorreu na determinação da resistência do montante à instabilidade da alma, com 5,9%. Entretanto, observou-se que tal discrepância se deve a um equívoco dos autores do Steel Design Guide 31 (AISC, 2016) na determinação dos coeficientes de cálculo (apresentados nas equações (3.27) a (3.31)), conforme indicado a seguir:

$$C1 = 5,097 + 0,1464 \left(\frac{20,8in}{0,350in} \right) - 0,00174 \left(\frac{20,8in}{0,350in} \right)^2 = 7,65$$

$$C2 = 1,441 + 0,0625 \left(\frac{20,8in}{0,350in} \right) - 0,000683 \left(\frac{20,8in}{0,350in} \right)^2 = 2,74$$

$$C3 = 3,645 + 0,0853 \left(\frac{20,8in}{0,350in} \right) - 0,00108 \left(\frac{20,8in}{0,350in} \right)^2 = 4,90$$

$$\frac{M_{allow}}{M_e} = 7,65 \left(\frac{28,8in}{20,8in} \right) - 2,74 \left(\frac{28,8in}{20,8in} \right)^2 - 4,90 = 0,439$$

sendo que os valores apresentados pelos autores para os mesmos coeficientes foram, respectivamente, 7,68; 2,75; 4,91 e 0,466. Aplicando os coeficientes revisados, o momento resistente será igual a 446,46 kip-in, ou seja, aproximadamente 50,44 kNm. Desse modo, a diferença entre o resultado do exemplo e da planilha será 0,1%, valor condizente com os demais.

A.2 WARD

Para verificar a implementação do método de Ward (1990), empregou-se como base o exemplo apresentado pelo autor no SCI P100. Entretanto, foram aplicadas as adaptações de cálculo apresentadas por Badke Neto (2015), uma vez que as mesmas foram adotadas na elaboração da planilha.

A viga estudada é do tipo celular mista, biapoiada, com laje *steel deck* e está submetida a um carregamento uniformemente distribuído. A seção alveolar é simétrica, com t_e superior e inferior obtidos a partir de um perfil UB 457x191x67. Valores relacionados a geometria do perfil e da laje estão apresentados na Figura A. 3, enquanto os parâmetros dos materiais, conectores e carregamentos se encontram na Figura A. 4.

Dados de entrada		
Parâmetros da viga		
Vão	10000	mm
Distância entre vigas	3000	mm
Distância entre aberturas (S)	600	mm
Diâmetro da abertura (D0)	400	mm
Largura do montante (bw)	200	mm
Largura da extremidade apoiada (a)	300	mm
Simétrico (sim ou não)	sim	
Perfil expandido (para LH e Ward)		
Altura do perfil expandido (dg)	626,8	mm
Espessura da alma (tw)	8,5	mm
Espessura da mesa (tf)	12,7	mm
Largura da mesa (bf)	189,9	mm
Área do perfil expandido	9935,36	mm ²
Inércia do perfil expandido	608892706,1	mm ⁴
Laje		
Altura da capa da laje de concreto(tc)	80	mm
Altura total da laje (ht)	130	mm
Largura entre duas nervuras consecutivas (bn)	300	mm
Largura base nervura	120	mm
Largura superior nervura (Lsup)	276	mm

Figura A. 3 - Dados geométricos da viga e laje

Dados de entrada		
Materiais		
fck do concreto	30	MPa
Calcular Módulo de elasticidade Ec? (sim ou não)	sim	
Se não, preencher valor de Ec		MPa
Massa específica concreto (pc)	2400	kg/m ³
Área armadura tração (as)	0	mm ² /m
γ_c	1,4	
Tensão de escoamento do aço (fy)	355	MPa
Tensão última do aço (fu)	490	MPa
γ_{a1}	1,1	
Módulo de elasticidade longitudinal do aço (E)	200000	MPa
Módulo de elasticidade transversal do aço (G)	77000	MPa
Conectores tipo stud bolt		
Diâmetro do conector (dcs)	19	mm
Altura do conector (hcs)	95	mm
Espaçamento entre conectores	300	mm
Número de conectores por nervura	1	
Resistência à ruptura do aço do conector (fucs)	450	Mpa
Coeficiente Rg	1	um conector soldado em uma nervura
Coeficiente Rp	0,75	conector soldado em laje mista emh > 50mm
coeficiente ponderação γ_{cs}	1,25	combinações normais
Esforços solicitantes		
Carga de cálculo	38,1	kN/m
Carga para flecha (antes da cura do concreto)	7,14	kN/m
Carga para flecha (curta duração)	19,5	kN/m
Carga para flecha (longa duração)	0	kN/m

Figura A. 4 - Dados dos materiais, conectores e esforços solicitantes

Realizou-se então a comparação entre os resultados do exemplo e da planilha para os principais esforços solicitantes e resistentes, conforme apresentado na Tabela A. 2. Nesta, é possível avaliar que a diferença relativa entre eles é baixa, com valores próximos a 0%. Essa diferença

está relacionada principalmente ao número de casas decimais utilizados em cada caso. Esse ponto pode ser visto principalmente no caso da verificação do mecanismo Vierendeel, onde houve o acúmulo de uma série de arredondamentos feitos pelo autor do exemplo, culminando numa diferença de 2,2% entre os resultados.

Tabela A. 2 – Comparação de resultados

Critério	Esforço	Badke-Neto	Planilha	Diferença
Momento fletor na abertura [kNm]	Msd	474,54	476,25	-0,4%
	Mrd	720,08	719,43	0,1%
Esforço cortante no apoio [kN]	Vsd	190,5	190,50	0,0%
	Vrd	1031,7	1031,66	0,0%
Esforço cortante na abertura [kN]	Vsd	171,45	171,45	0,0%
	Vrd	373,29	373,29	0,0%
Mecanismo Vierendeel		0,94	0,96	-2,2%
Esforço cortante longitudinal [kN]	Vwp,sd	131,14	131,24	-0,1%
	Vwp,rd	329,18	329,18	0,0%
Instabilidade do montante da alma [kN.m]	Maa	23,61	23,62	-0,1%
	Mmáx	41,02	39,38	4,0%
Flecha [mm]		20,23	20,24	-0,1%

Observa-se ainda que a maior diferença entre a planilha e o exemplo ocorre na determinação da resistência à instabilidade do montante da alma, com 4%. Nesse caso, constatou-se que o autor cometeu um equívoco na determinação do coeficiente C1:

$$C1 = 5,097 + 0,1464 \left(\frac{400mm}{8,5mm} \right) - 0,00174 \left(\frac{400mm}{8,5mm} \right)^2 = 8,1331$$

O valor apresentado pelo autor para C1 é 8,1464. Aplicando-se essa correção, o momento máximo admissível calculado é de 39,36kNm, apresentando uma diferença praticamente nula em relação ao valor da planilha.

A.3 LAWSON E HICKS

Para verificar o método de Lawson e Hicks (2011), foi empregado o exemplo numérico de Oliveira (2012), com as adaptações implementadas por Badke Neto (2015). Trata-se de uma viga celular mista, biapoiada e submetida a uma carga uniformemente distribuída. A seção expandida é simétrica. Os parâmetros geométricos do perfil e laje podem ser vistos na Figura A. 5. Enquanto os dados relacionados aos materiais, conectores e cargas solicitantes estão indicados na Figura A. 6.

Dados de entrada		
Parâmetros da viga		
Vão	10000	mm
Distância entre vigas	2000	mm
Distância entre aberturas (S)	550	mm
Diâmetro da abertura (D0)	400	mm
Largura do montante (bw)	150	mm
Largura da extremidade apoiada (a)	400	mm
Simétrico (sim ou não)	sim	
Perfil expandido (para LH e Ward)		
Altura do perfil original (d)	550	mm
Altura do perfil expandido (dg)	550	mm
Espessura da alma (tw)	11,1	mm
Espessura da mesa (tf)	17,2	mm
Largura da mesa (bf)	210	mm
Área do perfil expandido	13400	mm ²
Inércia do perfil expandido	671200000	mm ⁴
Laje		
Altura da capa da laje de concreto(tc)	60	mm
Altura total da laje (ht)	120	mm
Largura entre duas nervuras consecutivas (bn)	200	mm
Largura base nervura	100	mm
Largura superior nervura (Lsup)	140	mm

Figura A. 5 - Dados geométricos da viga e laje

Dados de entrada		
Materiais		
fck do concreto	30	MPa
Calcular Módulo de elasticidade Ec? (sim ou não)	sim	
Massa específica concreto (pc)	2400	kg/m ³
Área armadura tração (as)	0	mm ² /m
γ_c	1,4	
Tensão de escoamento do aço (fy)	235	MPa
Tensão última do aço (fu)	360	MPa
γ_a1	1,1	
Módulo de elasticidade longitudinal do aço (E)	200000	MPa
Módulo de elasticidade transversal do aço (G)	77000	MPa
Conectores tipo stud bolt		
Diâmetro do conector (dcs)	19	mm
Altura do conector (hcs)	100	mm
Espaçamento entre conectores	200	mm
Número de conectores por nervura	2	
Resistência à ruptura do aço do conector (fucs)	450	Mpa
Coeficiente Rg	0,85	dois conectores soldados em uma nervura ▼
Coeficiente Rp	0,6	conector soldado em laje mista emh < 50mm ▼
coeficiente ponderação γ_{cs}	1,25	combinações normais ▼
Esforços solicitantes		
Carga de cálculo	36,15	kN/m
Carga para flecha (antes da cura do concreto)	7,35	kN/m
Carga para flecha (curta duração)	15	kN/m
Carga para flecha (longa duração)	3	kN/m

Figura A. 6 - Dados dos materiais, conectores e carregamentos

A comparação entre os principais resultados do exemplo e da planilha estão indicados na Tabela A. 3. É possível constatar que a diferença relativa entre os valores obtidos na maioria dos casos

é nula. A maior diferença está na determinação da resistência a formação do mecanismo Vierendeel, com 1,8%. Isso se deve principalmente ao acúmulo de uma série de arredondamentos adotados pelo autor, estando relacionado ao número de casas decimais utilizados nas etapas de cálculo de cada método.

Tabela A. 3 - Comparação de resultados

Critério	Esforço	Badke-Neto	Planilha	Diferença
Momento fletor na abertura [kNm]	Msd	451,88	451,88	0,0%
	Mrd	625,05	625,05	0,0%
	Nsd	726,21	726,21	0,0%
	Nrd	1004,52	1004,52	0,0%
Esforço cortante na abertura [kN]	Vsd	162,31	162,31	0,0%
	Vrd	282,47	282,54	0,0%
Mecanismo Vierendeel [kNm]	Mv,sd	29,22	29,22	0,0%
	Mv,rd	55,11	56,11	-1,8%
Esforço cortante longitudinal [kN]	Vwp,sd	131,81	131,81	0,0%
	Vwp,rd	213,42	213,42	0,0%
Flexão do montante da alma [kN]	Mwp,sd	0	0,00	0,0%
	Mwp,rd	8,89	8,89	0,0%
Instabilidade do montante da alma [kN]	Nwp,sd	131,81	131,81	0,0%
	Nwp,rd	284,56	283,74	0,3%
Flecha [mm]		18,2	18,19	0,1%

A.4 PANEDPOJAMAN

A verificação da planilha para a formulação de Panedpojaman *et al* (2014) foi realizada utilizando exemplos expostos pelos autores. Dentre as vigas apresentadas, foram escolhidas a CB1 e a CB3, visto que ambas são celulares mistas e possuem seções transversais simétricas. Os dados de entrada utilizados podem ser vistos na Figura A. 7.

Nesse caso, determinou-se apenas o esforço vertical resistente da seção de cada viga. A comparação entre os resultados obtidos está exibida na Tabela A. 4. Nela, é possível observar que os valores são muito próximos, com uma diferença relacionada ao número de casas decimais adotado em cada caso.

Dados de entrada			
	CB1	CB3	
Parâmetros da viga			
Vão	6840	4500	mm
Distância entre aberturas (S)	570	500	mm
Diâmetro da abertura (D0)	380	375	mm
Largura do montante (bw)	190	125	mm
Largura da extremidade apoiada (a)	380	312,5	mm
Simétrico (sim ou não)	sim	sim	
Perfil expandido (para LH e Ward)			
Altura do perfil original (d)	400	398	mm
Altura do perfil expandido (dg)	555	574,8	mm
Espessura da alma (tw)	8,6	6,4	mm
Espessura da mesa (tf)	13,5	8,6	mm
Largura da mesa (bf)	180	141,8	mm
Laje			
Altura total da laje (ht)	130	150	mm
Materiais			
fck do concreto	42	35	MPa
Calcular Módulo de elasticidade Ec? (sim ou não)	sim	sim	
γ_c	1	1	
Tensão de escoamento do aço (fy)	489	303	MPa
γ_a1	1	1	
Módulo de elasticidade longitudinal do aço (E)	200000	200000	MPa

Figura A. 7 - Dados de geometria e materiais

Tabela A. 4 - Comparação de resultados

Esforço	Viga	Exemplo	Planilha	Diferença
Cortante vertical resistente [kN]	CB1	259	258,9	0,0%
	CB3	107	107,3	-0,3%

A.5 GRILO

A formulação de Grilo (2018) foi aferida utilizando um exemplo apresentado pelo próprio autor. Trata-se de uma viga celular com perfil simétrico obtido a partir de um W410x38,8. Os dados de entrada do problema estão ilustrados na Figura A. 8.

Dados de entrada		
Parâmetros da viga		
Distância entre aberturas (S)	500	mm
Diâmetro da abertura (D0)	375	mm
Largura do montante (bw)	125	mm
Largura da extremidade apoiada (a)	312,5	mm
Simétrico (sim ou não)	sim	
Perfil expandido (para LH e Ward)		
Altura do perfil original (d)	349	mm
Altura do perfil expandido (dg)	453,7	mm
Espessura da alma (tw)	5,8	mm
Espessura da mesa (tf)	8,5	mm
Largura da mesa (bf)	127	mm
Tensão de escoamento do aço (fy)	345	MPa
γ_{a1}	1	
Módulo de elasticidade longitudinal do aço (E)	200000	MPa

Figura A. 8 - Dados geométricos e dos materiais

Para esse caso, foi avaliado o esforço cortante horizontal resistente da viga. Os valores obtidos no exemplo e pela planilha podem ser vistos na Tabela A. 5. É possível observar que a diferença entre eles é muito baixa, estando relacionada aos arredondamentos adotados pelo autor nas etapas do cálculo.

Tabela A. 5 - Comparação de resultados

Esforço	Exemplo	Planilha	Diferença
Cortante horizontal resistente [kN]	84,36	84,44	0,1%

APÊNDICE B – RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

Neste item são apresentadas as cargas últimas e os modos de falha associados a elas para cada uma das vigas estudadas.

B.1 Grupo A

Tabela B. 1 – Resultados Grupo A

A	Critério 1 [kN/m]										Critério 2 [kN/m]							
	ANSYS		AISC		WARD		Lawson		Pandepojaman	Grilo	ANSYS		AISC		WARD		Lawson	
Viga	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
A1	50,9	FLM	40	IMA	31,8	VRD	43,5	IMA	51,5	25,6	65,2	VRD	55,1	CV	40,3	IMA	46,2	VRD
A2	51	FLM	56	CV	32,3	VRD	49,2	VRD	55,1		66,4	VRD	60,5	VRD	56	CV	65,3	IMA
A3	51,1	FLM	58,8	CV	33,9	VRD	54,9	VRD	54,7		70,8	VRD	63,5	VRD	58,8	CV	75,2	CV
A4	50,7	FLM	37,7	IMA	31	VRD	37,2	IMA	47,3	24,3	58,3	VRD/IMA	55,3	CV	38	IMA	49	VRD
A5	40,8	FLM	56,2	CV	31,5	VRD	53,7	VRD	48,5		57	CV/VRD	58	VRD	56,2	CV	55,6	IMA
A6	51	FLM	59	CV	33,1	VRD	59,2	VRD	47,6		66,2	VRD	60,9	VRD	59	CV	69,3	IMA
A7	50,4	FLM	35,4	IMA	30,3	VRD	32,1	IMA	42,6	22,2	53,8	IMA	55	VRD	35,8	IMA	49,5	CV
A8	50,9	FLM	55,9	VRD	30,8	VRD	47,9	IMA	42,9		60,2	CV/VRD	56,4	CV	56,4	CV	55,8	VRD
A9	51	FLM	58,6	VRD	32,4	VRD	48	VRD	41,8		61,4	VRD	59,2	CV	59,2	CV	59,7	IMA
A10	31,5	FCH	23,4	IMA	19,6	VRD	25,4	IMA	30,1	17	38,2	FLM	34	CV	23,6	IMA	29,7	VRD
A11	31	FCH	32,7	CV	18,9	VRD	31,5	VRD	30,1		37,4	FLM/MF	34,9	MF/VRD	28,4	FCH	33,7	MF
A12	30,5	FCH	32,1	CV	18,5	VRD	32,7	MF	27,4		34,9	FLM	33,8	MF/VRD	27,1	FCH	33,1	VRD
A13	28,5	FCH	22	IMA	19,1	VRD	21,7	IMA	27,6	16,1	35,4	IMA	34,1	CV	22,2	IMA	30,6	CV
A14	29	FCH	32,8	CV	18,4	VRD	30,4	IMA	26,5		36,3	MF	33	MF/VRD	26,3	FCH	32	MF
A15	27,5	FCH	31,7	FCH	18,1	VRD	31	MF	23,8		30,4	FLM	32	MF/VRD	25,3	FCH	34	VRD
A16	27	FCH	20,7	IMA	18,7	VRD	18,7	IMA	24,9	14,7	30,4	IMA	33,6	MF/VRD	20,9	IMA	29,1	CV
A17	28,5	FCH	31,2	FCH	18	VRD	26,2	IMA	23,4		33,1	MF	31,4	MF/VRD	25	FCH	30,4	MF
A18	27	FCH	29,8	FCH	17,7	VRD	28,5	VRD	20,9		32,4	MF	30,4	MF/VRD	23,8	FCH	29,5	MF
A19	14,2	FCH	14,7	FCH	11,6	FCH	17	IMA	20,1	12,1	20,3	MF	15,6	IMA	13,4	VRD	17,6	FCH
A20	16,5	FCH	16,9	FCH	13,4	FCH	20,2	MF	22,1		22,8	MF	20,9	MF/VRD	14,2	VRD	20,7	FCH

A21	15,6	FCH	15,2	FCH	12	FCH	18,8	MF	19,6		21	MF	19,4	MF/VRD	13,6	VRD	19	FCH
A22	12,9	FCH	13,6	FCH	10,8	FCH	14,5	IMA	18,4	11,5	19,4	MF	14,7	IMA	13,1	VRD	16,8	FCH
A23	15,8	FCH	15,7	FCH	12,5	FCH	19,1	MF	19,4		20,4	MF	19,8	MF/VRD	13,8	VRD	19,7	FCH
A24	14,2	FCH	14,1	FCH	11,2	FCH	17,7	MF	17		19,4	MF	18,3	MF/VRD	13,3	VRD	18,1	FCH
A25	12	FCH	12,7	FCH	10,1	FCH	12,5	IMA	16,6	10,4	18,4	MF	13,8	IMA	12,8	VRD	16	FCH
A26	12,5	FCH	12,5	FCH	9,9	FCH	16,2	FCH	16,1		16,9	MF	16,8	MF/VRD	12,7	VRD	16,3	MF
A27	13,5	FCH	13,2	FCH	10,5	FCH	16,9	MF	15		18,1	MF	17,4	MF/VRD	13	VRD	17,4	FCH

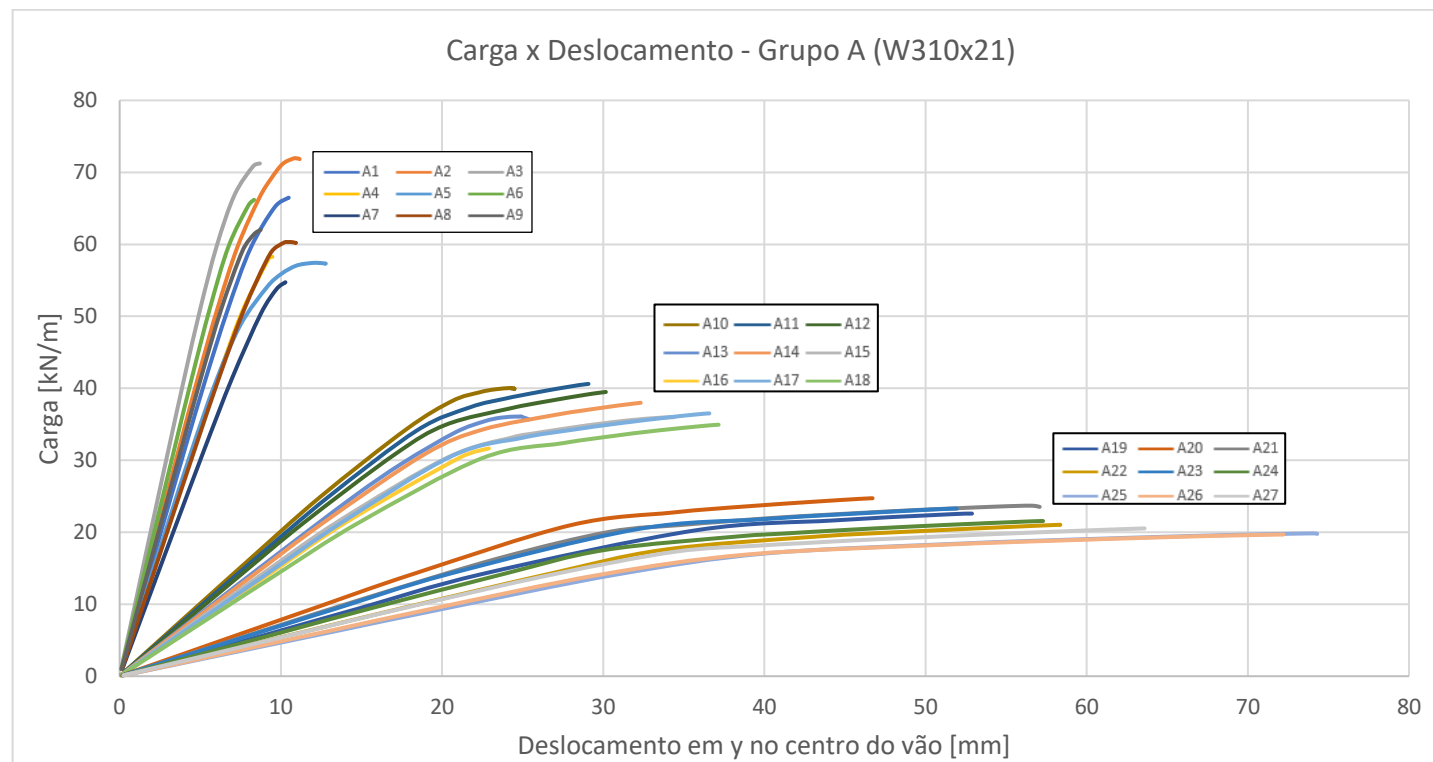


Gráfico B. 1 – Carga x Deslocamento para Grupo A

B.2 Grupo B

Tabela B. 2 - Resultados Grupo B

B	Critério 1 [kN/m]										Critério 2 [kN/m]							
	ANSYS		AISC		WARD		Lawson		Pandep.	Grilo	ANSYS		AISC		WARD		Lawson	
Viga	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
B1	60,4	FLM	45,5	IMA	34,2	VRD	51,8	VRD	62,5	29,6	78,8	VRD/IMA	60,6	CV	45,9	IMA	55	IMA
B2	69,4	FLM	61,6	CV	34,7	VRD	57	VRD	68,8		83,1	VRD	62,9	VRD	61,6	CV	77,6	CV
B3	60,8	FLM	64,7	CV	36,5	VRD	63,1	VRD	69,2		84	VRD	66,1	VRD	64,7	CV	89,9	CV
B4	68,2	FLM	43,3	IMA	33,4	VRD	48,3	IMA	57,7	28,6	72,9	VRD/IMA	59,6	VRD	43,7	IMA	56,8	VRD
B5	60,6	FLM	60,6	VRD	33,9	VRD	60,2	VRD	60,9		74,9	VRD	61,9	CV	61,9	CV	72,4	CV
B6	60,7	FLM	63,6	VRD	35,6	VRD	64	VRD	60,6		81,5	VRD	65	CV	65	CV	82,9	CV
B7	65,6	FLM/IMA/VRD	41	IMA	32,3	VRD	41,6	IMA	52,2	27,3			57,1	VRD	41,4	IMA	56,8	CV
B8	60,3	FLM	58	VRD	32,8	VRD	59,5	VRD	53,8		74,6	VRD	61,4	CV	61,4	CV	62,2	IMA
B9	60,6	FLM	60,9	VRD	34,5	VRD	53,8	VRD	53		75,4	VRD	64,4	CV	64,5	CV	76,1	CV
B10	34,5	FCH	26,6	IMA	21,1	VRD	32,1	IMA	36,5	19,6	46,4	IMA/MF	37,3	CV	26,8	IMA	34,5	VRD
B11	34,4	FCH	35,9	CV	20,3	VRD	36,1	VRD	37,6		42	MF	36,9	VRD	32,1	FCH	38,5	MF
B12	33,5	FCH	35,3	CV	19,9	VRD	36,6	VRD	34,6		41,7	MF	36,2	VRD	30,6	FCH	37,3	MF
B13	32,1	FCH	25,3	IMA	20,6	VRD	28,2	IMA	33,7	18,9	41,3	IMA	36,9	VRD	25,6	IMA	35,7	CV
B14	32,5	FCH	35,5	VRD	19,8	VRD	36,5	MF/VRD	33,3		40,2	MF	36,1	CV	30,1	FCH	39,7	IMA
B15	31,5	FCH	34,9	VRD	19,5	VRD	35,3	MF	30,3		38,1	MF	35,5	CV	28,7	FCH	36,4	VRD
B16	29,7	FCH	24	IMA	19,9	VRD	24,3	IMA	30,5	18,1	36,8	IMA	35,3	VRD	24,2	IMA	33,3	CV
B17	30,2	FCH	34	VRD	19,2	VRD	34	IMA	29,4		36,6	MF	35	FCH	28	FCH	34,5	MF
B18	29,7	FCH	33,4	VRD/FCH	18,8	VRD	32,9	VRD	26,5		34,4	MF	34,4	MF	26,7	FCH	33,4	MF
B19	15,2	FCH	16,5	FCH	13,1	FCH	19,2	FCH	24,3	14	23	MF	17,8	IMA	14,4	VRD	20,9	MF
B20	18,4	FCH	19,1	FCH	15,2	VRD/FCH	22,6	FCH	27,6		24,9	MF	23,8	MF/VRD	27	CV	23	MF/VRD
B21	17	FCH	17,1	FCH	13,6	FCH	20,8	FCH	24,8		23,3	MF	22,1	MF/VRD	14,6	VRD	21,4	MF
B22	14,4	FCH	15,4	FCH	12,2	FCH	18,3	FCH	22,5	13,5	22,1	MF	16,9	IMA	14,1	VRD	18,8	IMA
B23	17,2	FCH	17,7	FCH	14,1	FCH	21,5	FCH	24,4		23,7	MF	22,5	MF/VRD	14,9	VRD	21,8	MF
B24	15,8	FCH	15,9	FCH	12,7	FCH	19,8	FCH	21,7		22,2	MF	20,9	MF/VRD	14,3	VRD	20,2	MF
B25	13,3	FCH	14,3	FCH	11,4	FCH	16,2	IMA	20,3	12,8	19,7	MF	16	IMA	13,6	VRD	17,4	FCH
B26	13,7	FCH	14	FCH	11,2	FCH	17,6	FCH	20,2		19,5	MF	19	MF/VRD	13,5	VRD	18,4	MF
B27	14,8	FCH	14,8	FCH	11,8	FCH	18,9	FCH	19		19,9	MF	19,7	MF/VRD	13,8	VRD	19,1	MF

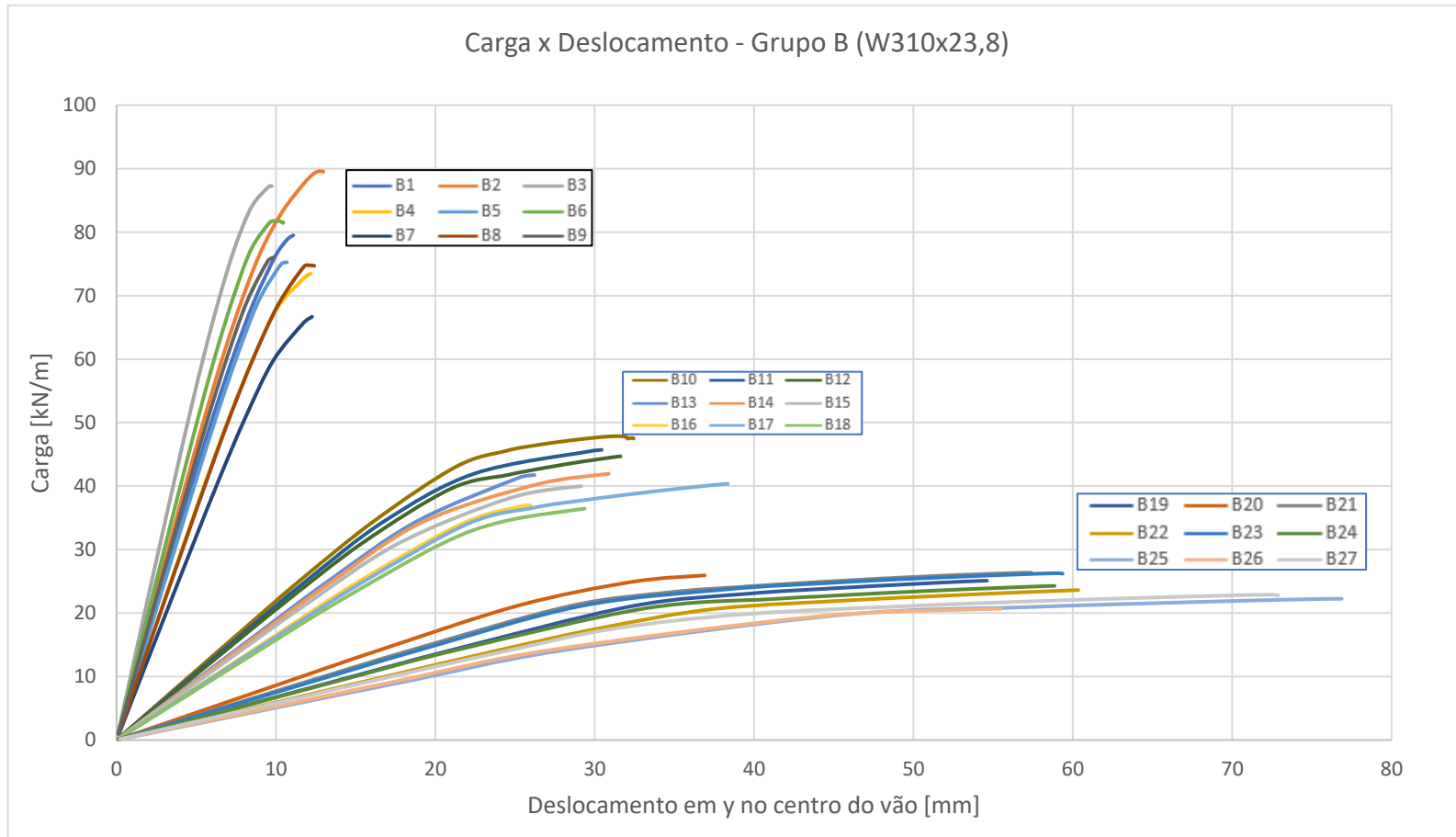


Gráfico B. 2 - Carga x Deslocamento para Grupo B

B.3 Grupo C

Tabela B. 3 - Resultados Grupo C

C	Critério 1 [kN/m]										Critério 2 [kN/m]							
	ANSYS		AISC		WARD		Lawson		Pandepojaman	Grilo	ANSYS		AISC		WARD		Lawson	
Viga	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
C1	84,8	IMA	49,7	IMA	36,8	VRD	52,6	VRD	70,9	32	84,3	VRD	64	VRD	50	IMA	63,8	IMA
C2	92	VRD	65	VRD	37,4	VRD	53,4	VRD	79,8		95,2	FCH	66,1	CV	66,1	CV	92	CV
C3	94,4	VRD	68,2	VRD	39,3	VRD	56	VRD	81,1		94,5	CV	69,4	CV	69,4	CV	102,1	CV
C4	75,2	IMA	47,4	IMA	35,9	VRD	51,8	VRD	65,5	31,6			61,2	VRD	47,7	IMA	56,4	IMA
C5	84,6	VRD	62,2	VRD	36,5	VRD	52,6	VRD	70,6		88,5	FCH	65,8	CV	65,8	CV	84,9	CV
C6	87,3	VRD	65,3	VRD	38,3	VRD	55,1	VRD	70,8				69,1	CV	69,1	CV	98,5	CV
C7	67,2	IMA	45,3	IMA	35,2	VRD	49,9	IMA	60,1	30,7			59,4	VRD	45,7	IMA	51,6	VRD
C8	80,1	VRD	60,4	VRD	35,8	VRD	52,4	VRD	63,2				66,5	CV	66,5	CV	74,9	IMA
C9	74,5	VRD	54,4	VRD	32,2	VRD	47,3	VRD	52,2				59,8	CV	59,8	CV	76,3	CV
C10	39,5	FCH	29,1	IMA	22,7	VRD	33	VRD	41,4	21,2	46,6	IMA	39,5	VRD	29,3	IMA	37,2	IMA
C11	40	FCH	38	VRD	21,8	VRD	31,8	VRD	43,6		51,1	MF	38,6	CV	38,6	CV	45,9	MF
C12	39,7	FCH	37,3	VRD	21,4	VRD	31,2	VRD	40,6		49,6	MF	37,9	CV	37,6	FCH	44,4	MF
C13	36	FCH	27,7	IMA	22,1	VRD	32,5	VRD	38,3	20,9	41,5	IMA	37,8	VRD	27,9	IMA	32,9	IMA
C14	37,5	FCH	36,4	VRD	21,3	VRD	31,3	VRD	38,5		48,1	MF	38,4	CV	36,6	FCH	43,2	MF
C15	36,7	FCH	35,7	VRD	20,9	VRD	30,8	VRD	35,4		45,4	MF	37,7	CV	34,9	FCH	41,9	MF
C16	34,4	FCH	26,5	IMA	21,7	VRD	29,1	IMA	35,1	20,2	37,4	IMA	36,6	VRD	26,7	IMA	32,3	VRD
C17	35,5	FCH	35,3	VRD	20,9	VRD	31,2	VRD	34,5		46,1	MF	38,8	CV	34,5	FCH	40,9	IMA
C18	35	FCH	34,7	VRD	20,5	VRD	30,6	VRD	31,4		42,1	MF	38,1	CV	32,9	FCH	39,9	MF
C19	18	FCH	19,4	IMA	15,5	VRD	21,7	FCH	27,6	15,1	28,6	MF	20,2	FCH	16,1	FCH	22,8	VRD
C20	22	FCH	23,3	FCH	16,4	VRD	24	VRD	32		31,7	MF	28,5	VRD	18,6	FCH	25,5	FCH
C21	20,2	FCH	20,9	FCH	15,7	VRD	23,1	VRD	29		28,8	MF	27,3	MF/VRD	16,7	FCH	23,5	FCH
C22	16,3	FCH	18,5	IMA	14,9	FCH	20,6	FCH	25,5	14,9	24,9	VRD/IMA	18,7	FCH	15,2	VRD	22	IMA
C23	20	FCH	21,5	FCH	16	VRD	23,6	VRD	28,3		27,3	MF	27,3	VRD	17,2	FCH	24,2	FCH
C24	18,8	FCH	19,3	FCH	15,4	VRD	22,3	FCH	25,3		26,1	MF	25,6	MF/VRD	15,5	FCH	22,7	VRD
C25	15,2	FCH	17,5	FCH	14	FCH	19,4	IMA	23,4	14,4	23	IMA	17,7	IMA	14,9	VRD	19,7	FCH
C26	16,2	FCH	17,2	FCH	13,8	FCH	19,9	FCH	23,7		23,3	MF	23,4	MF/VRD	14,8	VRD	22	MF
C27	17,5	FCH	18,2	FCH	14,5	FCH	21,4	FCH	22,4		24,4	MF	24,3	MF/VRD	15,1	VRD	22,6	VRD

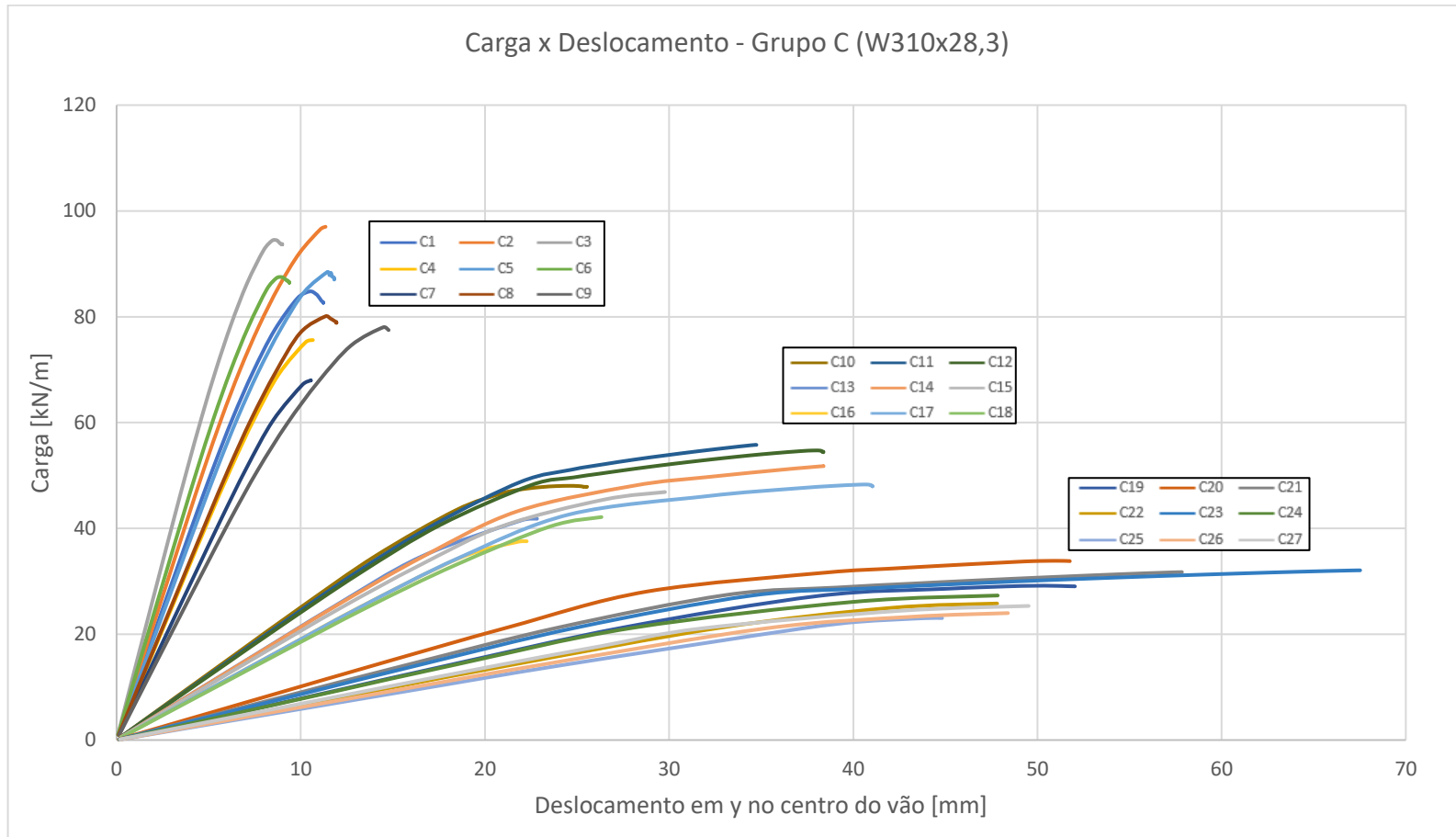


Gráfico B. 3 - Carga x Deslocamento para Grupo C

B.4 Grupo D

Tabela B. 4 - Resultados Grupo D

D	Critério 1 [kN/m]										Critério 2 [kN/m]							
	ANSYS		AISC		WARD		Lawson		Pandepojaman	Grilo	ANSYS		AISC		WARD		Lawson	
Viga	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
D1	74,4	IMA	43,9	IMA	35,7	VRD	47,5	IMA	57	29,1			60	VRD	44,2	IMA	51,1	VRD
D2	77,7	VRD	61	VRD	36,2	VRD	51,8	VRD	60,4				64,4	CV	64,4	CV	71,2	IMA
D3	77,1	VRD	64	VRD	38,2	VRD	54,3	VRD	59,8				67,6	CV	67,6	CV	88,8	IMA
D4	65,5	IMA	41,4	IMA	35	VRD	40,5	IMA	51,9	27,4			57,7	VRD	41,7	IMA	50,4	VRD
D5	77,1	VRD	58,6	VRD	35,5	VRD	51,1	VRD	53				64,3	CV	64,3	CV	60,5	IMA
D6	91	VRD	61,5	VRD	37,3	VRD	53,6	VRD	52				67,5	CV	67,5	CV	75,5	IMA
D7	57,9	IMA	38,9	IMA	34,2	VRD	34,9	IMA	46,7	24,9			58	VRD	39,2	IMA	49,8	VRD
D8	75,3	VRD	56,5	VRD	34,8	VRD	50,5	VRD	46,8				63,9	IMA	64,2	CV	52,1	IMA
D9	83	VRD	59,3	VRD	36,5	VRD	52,9	VRD	45,6				67,4	CV	67,4	CV	64,9	IMA
D10	37	FCH	25,7	IMA	22	VRD	27,8	IMA	33,2	19,3	40,7	IMA	37	VRD	25,8	IMA	32	VRD
D11	39	FCH	35,7	VRD	21,2	VRD	30,8	VRD	32,9		47,7	VRD	37,6	CV	37,6	CV	38,9	IMA
D12	38,6	FCH	35	VRD	20,8	VRD	30,3	VRD	29,9		47,1	VRD	36,9	CV	36,9	CV	44,4	IMA
D13	34,6	FCH	24,2	IMA	21,5	VRD	23,7	IMA	30,3	18,1	35,8	IMA	35,6	VRD	24,4	IMA	31,6	VRD
D14	36,7	FCH	34,3	VRD	20,7	VRD	30,4	VRD	28,9		46	VRD	37,5	CV	36,6	FCH	33	IMA
D15	36,4	FCH	33,6	VRD	20,4	VRD	29,9	VRD	26		45,4	MF/VRD	36,8	CV	34,9	FCH	37,8	IMA
D16	32,1	FCH/IMA	22,7	IMA	21,1	VRD	20,4	IMA	27,3	16,5			34,3	VRD	22,9	IMA	31,2	VRD
D17	35	FCH	33	VRD	20,3	VRD	28,4	IMA	25,6		40,3	IMA	35	IMA	34,3	FCH	30,1	VRD
D18	34	FCH	32,4	VRD	19,9	VRD	29,5	VRD	22,8		40,4	VRD	36,8	CV	32,7	FCH	32,5	IMA
D19	17,3	FCH	17,1	IMA	15,1	VRD	18,5	IMA	22,2	13,8	25,5	IMA	20,1	FCH	16,1	FCH	21	FCH
D20	21	FCH	23,1	FCH	15,9	VRD	23,3	VRD	24,2		30	MF	26,8	VRD	18,5	FCH	24,7	FCH
D21	19,7	FCH	20,8	FCH	15,3	VRD	22,4	VRD	21,4		28,7	MF	25,7	VRD	16,6	FCH	22,7	FCH
D22	16	FCH	16,2	IMA	14,8	VRD	15,8	IMA	20,2	12,9	22,3	IMA	18,6	FCH	14,9	FCH	20	FCH
D23	17	FCH	18,3	FCH	14,6	FCH	20,1	FCH	19,9		25,5	MF	24,2	VRD	14,7	VRD	21,7	VRD
D24	18,3	FCH	19,3	FCH	15	VRD	21,6	FCH	18,6		26	MF	24,7	VRD	15,4	FCH	22,1	VRD
D25	15,1	FCH	15,2	IMA	13,9	FCH	13,6	IMA	18,2	11,7	20,5	IMA	17,4	FCH	14,4	VRD	19,1	FCH
D26	16	FCH	17,1	FCH	13,7	FCH	19,2	FCH	17,6		23,6	MF	23,4	VRD	14,4	VRD	19,6	IMA
D27	17,2	FCH	18	FCH	14,4	FCH	20,6	FCH	16,3		24,2	MF	23,8	VRD	14,6	VRD	21,8	VRD

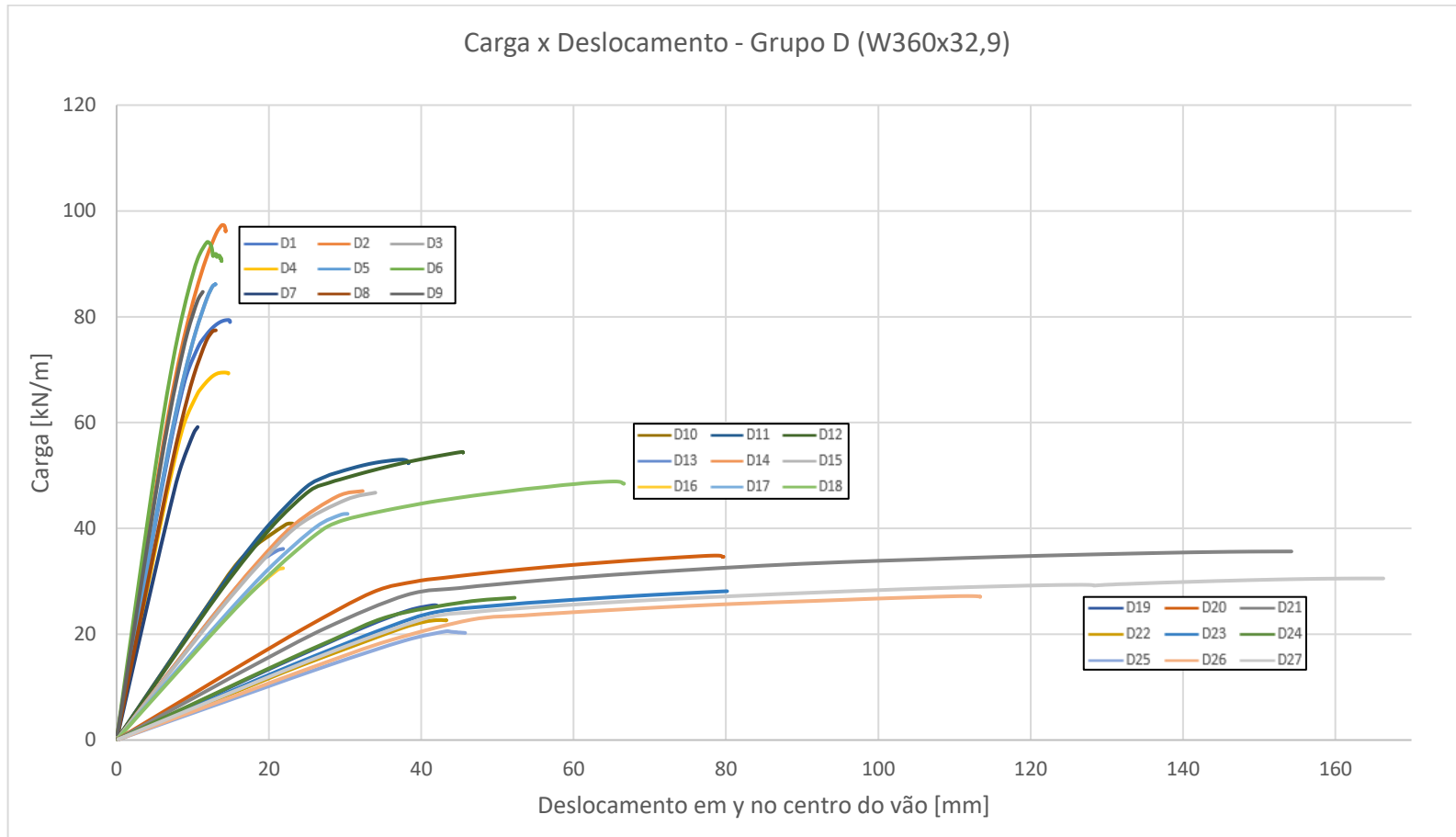


Gráfico B. 4 - Carga x Deslocamento para Grupo D

B.5 Grupo E

Tabela B. 5 - Resultados Grupo E

E	Critério 1 [kN/m]										Critério 2 [kN/m]							
	ANSYS		AISC		WARD		Lawson		Pandepojaman	Grilo	ANSYS		AISC		WARD		Lawson	
Viga	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
E1	85,3	IMA	51,2	IMA	38,5	VRD	55,7	VRD	70,9	34,5			62,4	VRD	51,5	IMA	62,5	IMA
E2	93	VRD	63,4	VRD	39,1	VRD	56,5	VRD	78,2				71,4	CV	71,4	CV	94,1	CV
E3	93,3	VRD	66,6	VRD	41,1	VRD	59,2	VRD	78,7				74,9	CV	74,9	CV	108,9	CV
E4	75,1	IMA	48,8	IMA	37,9	VRD	54,9	IMA	65,6	33,4			60,3	VRD	49,1	IMA	55,1	VRD
E5	84,9	VRD	61,3	VRD	38,5	VRD	56	VRD	69,3				71,6	CV	71,6	CV	82,7	IMA
E6	92,6	VRD	64,3	VRD	40,5	VRD	58,6	VRD	68,9				75,1	CV	75,1	CV	99,8	CV
E7	69,8	IMA	46,4	IMA	37,4	VRD	47,8	IMA	59,7	32			58,5	VRD	46,8	IMA	54,7	VRD
E8	84,7	VRD	59,4	VRD	38	VRD	55,5	VRD	61,7				71,7	CV	71,7	CV	71,4	IMA
E9	77,7	VRD	53,5	VRD	34,2	VRD	50,2	VRD	50,6				64,6	CV	64,6	CV	74,2	IMA
E10	42,2	FCH	29,9	IMA	23,7	VRD	34,9	VRD	41,4	22,8	47,7	IMA	38,5	VRD	30,1	IMA	36,5	IMA
E11	44	FCH	37,1	VRD	22,8	VRD	33,6	VRD	42,7		50,2	VRD	41,6	CV	41,6	CV	51,6	CV
E12	43,8	FCH	36,4	VRD	22,4	VRD	33	VRD	39,4		53,5	VRD	40,9	CV	40,9	CV	54,7	MF
E13	39,3	FCH	28,5	IMA	23,4	VRD	32,1	IMA	38,3	22,1	42	IMA	37,2	VRD	28,7	IMA	34,6	VRD
E14	41,7	FCH	35,8	VRD	22,5	VRD	33,3	VRD	37,8		48,3	VRD	41,8	CV	41,8	CV	45,1	IMA
E15	41	FCH	35,2	VRD	22,1	VRD	32,7	VRD	34,5		49,6	VRD	41	CV	41	CV	50,3	CV
E16	36,5	FCH	27,1	IMA	23,1	VRD	27,9	IMA	34,9	21,1	38,9	IMA	36,1	VRD	27,3	IMA	34,3	VRD
E17	39,3	FCH	34,7	VRD	22,2	VRD	33	VRD	33,7		48,6	VRD	41,9	CV	40,8	FCH	39	IMA
E18	39,5	FCH	34,1	VRD	21,8	VRD	32,5	VRD	30,4		47,5	VRD	41,2	CV	39	FCH	44,5	IMA
E19	19,7	FCH	20	IMA	16,2	VRD	23,6	FCH	27,6	16,3	30,1	IMA	23,7	FCH	19,1	FCH	24,1	VRD
E20	24,2	FCH	27,4	FCH	17,1	VRD	25,4	VRD	31,3		35,9	MF	27,8	VRD	22	FCH	27,7	FCH
E21	22,5	FCH	24,6	FCH	16,5	VRD	24,4	VRD	28,1		33,8	VRD	26,7	VRD	19,7	FCH	25,5	FCH
E22	18,4	FCH	19,1	IMA	16	VRD	21,4	IMA	25,5	15,7	26,5	IMA	22,1	FCH	17,7	FCH	22,5	FCH
E23	22,6	FCH	25,5	FCH	16,9	VRD	25,2	VRD	27,7		32,9	MF	26,9	VRD	20,5	FCH	26,4	FCH
E24	18,3	FCH	22,9	FCH	16,2	VRD	24,2	VRD	24,6		26,5	IMA	25,8	VRD	18,4	FCH	24,3	FCH
E25	17,5	FCH	18,1	IMA	15,8	VRD	18,6	IMA	23,3	15	24,7	IMA	20,7	FCH	16,6	FCH	21,5	FCH
E26	18,6	FCH	20,3	FCH	15,7	VRD	21,6	FCH	23,2		27,6	MF	24,5	VRD	16,3	FCH	23,5	VRD
E27	20	FCH	21,4	FCH	16	VRD	23,3	FCH	21,7		29,4	MF	25	VRD	17,2	FCH	24	VRD

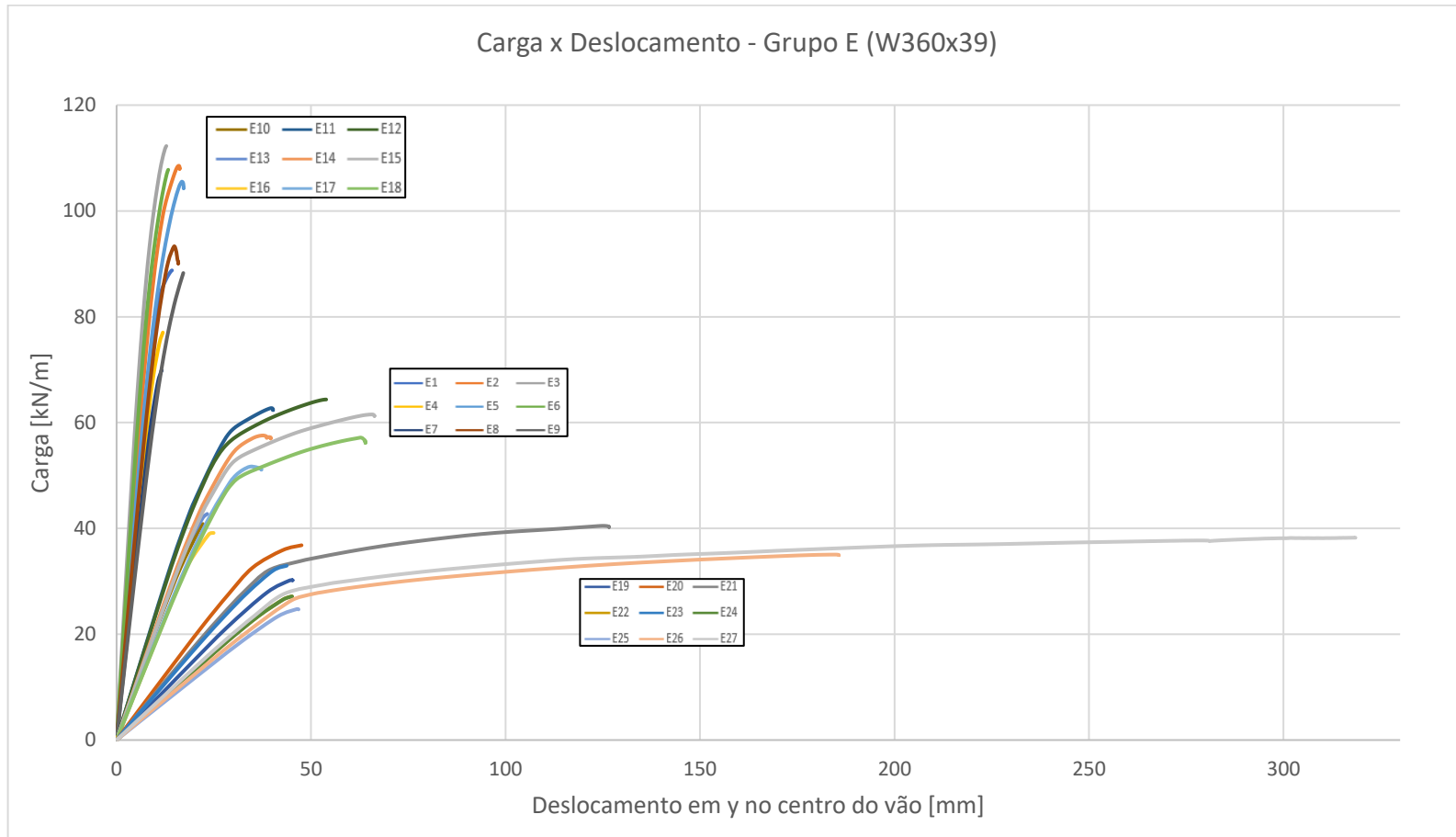


Gráfico B. 5 - Carga x Deslocamento para Grupo E

B.6 Grupo F

Tabela B. 6 - Resultados Grupo F

F	Critério 1 [kN/m]										Critério 2 [kN/m]							
	ANSYS		AISC		WARD		Lawson		Pandepojaman	Grilo	ANSYS		AISC		WARD		Lawson	
Viga	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
F1	91,2	IMA	55,7	IMA	41,7	VRD	59,7	VRD	80,4	36,9	94	FCH	65,3	VRD	56	IMA	72,6	IMA
F2	94,9	VRD	66,3	VRD	42,3	VRD	60,6	VRD	90,9		109	FCH	75,7	CV	75,7	CV	106,5	CV
F3	103,2	VRD	69,6	VRD	44,4	VRD	63,5	VRD	92,5				79,5	CV	79,5	CV	116,4	CV
F4	83	IMA	53,3	IMA	40,9	VRD	59,1	VRD	74,8	36,8			63,1	VRD	53,7	IMA	64,6	IMA
F5	86,7	VRD	64,1	VRD	41,5	VRD	60	VRD	80,9				75,9	CV	75,9	CV	98,1	IMA
F6	94,7	VRD	67,3	VRD	43,6	VRD	62,8	VRD	81,2				79,6	CV	79,6	CV	114,3	CV
F7	75,6	IMA	51	IMA	40,3	VRD	57,2	IMA	68,5	35,6			61,3	VRD	51,3	IMA	58,5	VRD
F8	93,3	VRD	62,2	VRD	40,9	VRD	59,4	VRD	72,2				76	CV	76	CV	86	IMA
F9	94,3	VRD	65,3	VRD	42,9	VRD	62,3	VRD	71,7				79,8	CV	79,8	CV	105,3	CV
F10	46,4	FCH	32,6	IMA	25,7	VRD	37,4	VRD	46,9	24,5	52	IMA	40,3	VRD	32,7	IMA	42,4	IMA
F11	49,6	FCH	38,8	VRD	24,7	VRD	36,1	VRD	49,6		50,4	VRD	44,2	CV	44,2	CV	58,4	CV
F12	48,5	FCH	38,1	VRD	24,3	VRD	35,4	VRD	46,3		53,8	VRD	43,4	CV	43,4	CV	60,8	FCH
F13	43,2	FCH	31,2	IMA	25,2	VRD	37	VRD	43,6	24,3	47	IMA	38,9	VRD	31,4	IMA	37,7	IMA
F14	46,8	FCH	37,5	VRD	24,2	VRD	35,7	VRD	44,1		55,6	VRD	44,3	CV	44,3	CV	53,5	IMA
F15	46	FCH	36,8	VRD	23,8	VRD	35,1	VRD	40,6		49,4	VRD	43,5	CV	43,5	CV	57,5	CV
F16	41	FCH	29,8	IMA	24,8	VRD	33,4	IMA	40	23,5	42,3	FCH	37,8	VRD	30	IMA	37,9	VRD
F17	44,5	FCH	36,4	VRD	23,9	VRD	35,4	VRD	39,4		55	VRD	44,3	CV	44,3	CV	46,9	IMA
F18	44	FCH	35,7	VRD	23,4	VRD	34,7	VRD	35,9		48,2	VRD	43,5	CV	43,5	CV	53	CV
F19	22,4	FCH	21,7	IMA	17,6	VRD	25,8	VRD	31,3	17,4	32,9	IMA	27,6	VRD	21,9	IMA	26,4	FCH
F20	27,5	FCH	29,1	VRD	18,5	VRD	27,2	VRD	36,4		40,2	VRD	32,5	FCH	26,1	FCH	31	FCH
F21	26	FCH	27,9	VRD	17,8	VRD	26,2	VRD	33,1		39	MF/VRD	29,2	FCH	23,5	FCH	28,6	FCH
F22	21	FCH	20,8	IMA	17,2	VRD	25,2	IMA/FCH		17,3	29,2	IMA	26,2	FCH	21	IMA	25,6	VRD
F23	26	FCH	28,1	VRD	18,2	VRD	27	VRD	32,4		39,1	MF/VRD	30,2	FCH	24,3	FCH	29,5	FCH
F24	24,5	FCH	27	VRD	17,5	VRD	25,9	VRD	29		36,6	MF	27,1	FCH	21,8	FCH	27,2	FCH
F25	19,9	FCH	19,9	IMA	17	VRD	22,3	IMA	26,7	16,7	27,4	IMA	24,5	FCH	19,7	FCH	24	FCH
F26	21,3	FCH	24	FCH	16,9	VRD	24,2	FCH	27,1		33,1	MF	25,7	VRD	19,3	FCH	25,2	VRD
F27	23	FCH	25,4	FCH	17,2	VRD	25,7	VRD	25,6		34,7	MF	26,2	VRD	20,4	FCH	26	FCH

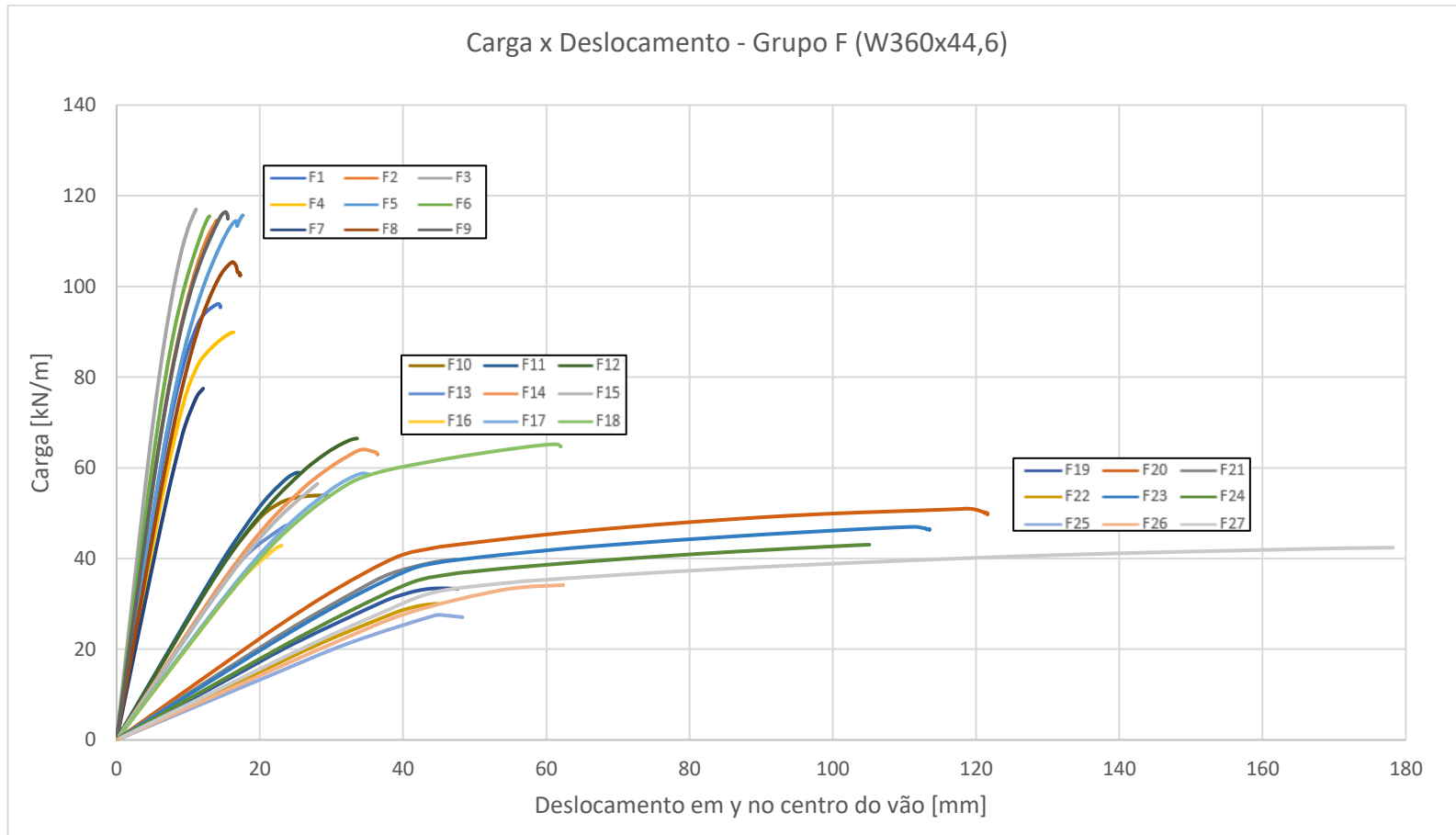


Gráfico B. 6 - Carga x Deslocamento para Grupo E

B.7 Conexão parcial

Tabela B. 7 - Resultados Grupo B com conexão parcial

B	Critério 1 [kN/m]										Critério 2 [kN/m]							
	ANSYS		AISC		WARD		Lawson		Pandepojaman	Grilo	ANSYS		AISC		WARD		Lawson	
Viga	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
B1	61,4	FLM	42,9	IMA	34,2	VRD	41	VRD	62,5	29,6	61,5	FCH	60,6	CV	45,8	IMA	50,8	IMA
B2	64	FLM	61,6	CV	34,7	VRD	41,5	VRD	68,8		61,8	VRD	61,6	CV	65,3	CV		
B3	58,8	FLM	64,7	CV	36,5	VRD	43,4	VRD	69,2		74	FCH	64,8	VRD	64,7	CV	75,4	CV
B4	56,8	FCH	41,6	IMA	33,4	VRD	40,5	VRD	57,7	28,6	63	IMA/FLM	58,7	VRD	43,6	IMA	45,1	IMA
B5	59,7	FLM	59,5	VRD	33,9	VRD	41,1	VRD	60,9		63	FCH	61,9	CV	61,9	CV	61,7	CV
B6	66,6	FLM	62,5	VRD	35,6	VRD	43	VRD	60,6		71	FCH	65	CV	65	CV	70,3	CV
B7	53,6	IMA	39,2	IMA	32,3	VRD	39,4	IMA	52,2	27,3	54,2	FCH	56,2	VRD	41,4	IMA	39,5	VRD
B8	60,5	FCH	57,1	VRD	32,8	VRD	40	VRD	53,8		61,4	FLM	61,4	CV	61,4	CV	55,3	IMA
B9	66,1	FLM	59,9	VRD	34,5	VRD	41,8	VRD	53		68	FCH	64,4	CV	64,5	CV	65,3	CV
B10	26,2	FCH	24,9	IMA	21,1	VRD	25,7	VRD	36,5	19,6	38,9	IMA	37,3	CV	26,8	IMA	29,7	IMA
B11	25,5	FCH	35,9	CV	20,3	VRD	24,7	VRD	37,6				36,3	VRD	32,1	FCH	35,5	MF
B12	24,7	FCH	35,3	CV	19,9	VRD	24,2	VRD	34,6		32,9	FLM	35,6	VRD	30,6	FCH	34,4	MF
B13	24,5	FCH	23,9	IMA	20,6	VRD	25,4	VRD	33,7	18,9	36,1	IMA	36,3	VRD	25,5	IMA	26,3	IMA
B14	24,2	FCH	34,9	VRD	19,8	VRD	24,4	VRD	33,3		35,6	MF	35,3	IMA	30,1	FCH	33,8	CV
B15	23,8	FCH	34,3	MF/VRD	19,5	VRD	24	VRD	30,3		34,7	MF	35,5	CV	28,7	FCH	33	MF
B16	23,2	FCH	22,9	IMA	19,9	VRD	23	IMA	30,5	18,1	32,5	IMA	34,7	VRD	24,2	IMA	25,1	VRD
B17	23	FCH	33,4	IMA	19,2	VRD	23,8	VRD	29,4		33,6	MF	33,5	VRD	28	FCH	30,2	IMA
B18	22,5	FCH	33,4	VRD/FCH	18,8	VRD	23,3	VRD	26,5		32	MF	33,8	MF	26,7	FCH	31,5	MF
B19	12,4	FCH	16,5	FCH	13,1	FCH	17,7	VRD	24,3	14	21,5	MF	16,7	IMA	14,4	VRD	19,2	FCH
B20	14,4	FCH	19,1	FCH	15,2	VRD/FCH	18,7	VRD	27,6		23,4	MF	23,4	MF	23,2	MF	22,6	FCH
B21	13,5	FCH	17,1	FCH	13,6	FCH	17,9	VRD	24,8		22,7	MF	21,8	MF	14,6	VRD	20,8	FCH
B22	11,7	FCH	15,4	FCH	12,2	FCH	17,5	VRD		13,5	20,8	MF	16	IMA	14,1	VRD	17,6	IMA
B23	13,7	FCH	17,7	FCH	14,1	FCH	18,5	VRD			22,8	MF	22,2	MF	14,9	VRD	21,5	FCH
B24	13	FCH	15,9	FCH	12,7	FCH	17,7	VRD	21,7		20,9	MF	20,6	MF	14,3	VRD	19,8	FCH
B25	11,1	FCH	14,3	FCH	11,4	FCH	15,3	IMA	20,3	12,8	18,7	MF	15,4	IMA	13,6	VRD	17,1	VRD
B26	11,3	FCH	14	FCH	11,2	FCH	16,9	VRD	20,2		19,2	MF	18,7	MF	13,5	VRD	17,6	FCH
B27	12,2	FCH	14,8	FCH	11,8	FCH	17,2	VRD	19		18,9	MF	19,4	MF	13,8	VRD	18,9	FCH

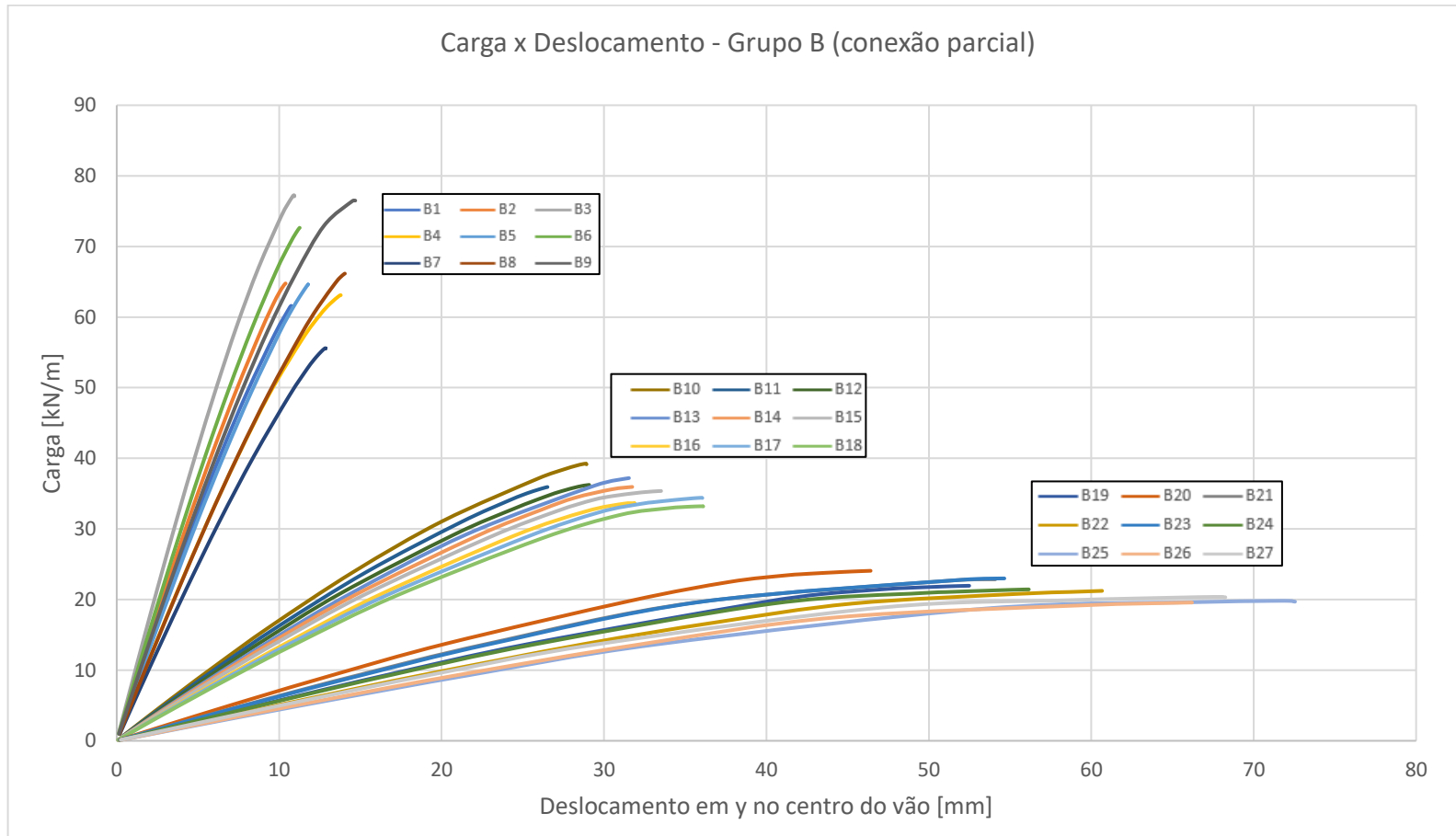


Gráfico B. 7 - Carga x Deslocamento para Grupo B com conexão parcial

Tabela B. 8 - Resultados Grupo E com conexão parcial

E	Critério 1 [kN/m]										Critério 2 [kN/m]							
	ANSYS		AISC		WARD		Lawson		Pandepojaman	Grilo	ANSYS		AISC		WARD		Lawson	
	Viga	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga			Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga
E1	72,7	VRD/IMA	51,2	IMA	38,5	VRD	56,3	VRD	70,9	34,5	74	FCH	62,4	VRD	51,5	VRD	62,5	IMA
E2	85	FCH	63,4	VRD	39,1	VRD	57,2	VRD	78,2		88,7	VRD	71,4	CV	71,4	CV	82,7	CV
E3	88,8	VRD	66,5	VRD	41,1	VRD	59,9	VRD	78,7		94	FCH	74,9	CV	74,9	CV	94,9	CV
E4	64,4	IMA	48,8	IMA	37,9	VRD	54,9	IMA	65,6	33,4	69,4	VRD	60,3	VRD	49,1	IMA	55	VRD
E5	81	FCH	61,3	VRD	38,5	VRD	55,8	VRD	69,3		82	VRD	71,6	CV	71,6	CV	77,5	CV
E6	87,6	VRD	64,3	VRD	40,5	VRD	58,5	VRD	68,9		90	FCH	75,1	CV	75,1	CV	88	CV
E7	63,8	IMA	46,4	IMA	37,4	VRD	47,8	IMA	59,7	32			58,5	VRD	46,8	IMA	53,9	VRD
E8	79,5	FCH	59,4	VRD	38	VRD	54,7	VRD	61,7		82,7	VRD	71,7	CV	71,7	CV	68,1	IMA
E9	70,7	FCH	53,5	VRD	34,2	VRD	49,2	VRD	50,6		72,3	VRD	64,6	CV	64,6	CV	74,2	IMA
E10	36	FCH	29,9	IMA	23,7	VRD	35,3	VRD	41,4	22,8	40,8	IMA	38,5	VRD	30,1	IMA	36,5	IMA
E11	37,2	FCH	37,1	VRD	22,8	VRD	34,1	VRD	42,7		43,5	VRD	41,6	CV	41,6	CV	45,3	CV
E12	37,2	FCH	36,4	VRD	22,4	VRD	33,5	VRD	39,4		46,7	VRD	40,9	CV	40,9	CV	47,7	CV
E13	34,4	FCH	28,5	IMA	23,4	VRD	32,1	IMA	38,3	22,1	38,6	IMA	37,2	VRD	28,7	IMA	34,5	VRD
E14	36	FCH	35,8	VRD	22,5	VRD	33,3	VRD	37,8		45,2	VRD	41,8	CV	41,8	CV	42,4	CV
E15	35,3	FCH	35,2	VRD	22,1	VRD	32,7	VRD	34,5		44,4	VRD	41	CV	41	CV	44,3	CV
E16	33,2	FCH	27,1	IMA	23,1	VRD	27,9	IMA	34,9	21,1	34,3	IMA	36,1	VRD	27,3	IMA	33,8	VRD
E17	34,2	FCH	34,7	VRD	22,2	VRD	32,6	VRD	33,7		44,1	VRD	41,9	CV	40,8	FCH	37,2	IMA
E18	34,3	FCH	34,1	VRD	21,8	VRD	31,9	VRD	30,4		43,6	VRD	41,1	CV	39	FCH	44,5	IMA
E19	17,8	FCH	20	IMA	16,2	VRD	23,6	FCH	27,6	16,3	*Conv	IMA	23,7	FCH	19,1	FCH	24,3	IMA
E20	21,6	FCH	27,4	FCH	17,1	VRD	25,7	VRD	31,3		34	MF/VRD	27,8	VRD	22	FCH	27,7	FCH
E21	20	FCH	24,6	FCH	16,5	VRD	24,7	VRD	28,1		31,5	MF	26,7	VRD	19,7	FCH	25,5	FCH
E22	16,7	FCH	19,1	IMA	16	VRD	21,4	IMA	25,5	15,7	25,3	IMA	22,1	FCH	17,7	FCH	22,5	FCH
E23	18,2	FCH	25,5	FCH	16,9	VRD	25,1	VRD	27,7		29,9	MF	26,9	VRD	20,5	FCH	26,4	FCH
E24	18,9	FCH	22,9	FCH	16,2	VRD	24,2	VRD	24,6		29,9	MF	25,8	VRD	18,4	FCH	24,3	FCH
E25	16,1	FCH	18,1	IMA	15,8	VRD	18,6	IMA	23,3	15	23,2	IMA	20,7	FCH	16,6	FCH	21,5	FCH
E26	17	FCH	20,3	FCH	15,7	VRD	21,6	FCH	23,2		27,2	MF	24,5	VRD	16,3	FCH	23,2	VRD
E27	18,2	FCH	21,4	FCH	16	VRD	23,3	FCH	21,7		27,8	MF	25	VRD	17,2	FCH	23,6	VRD

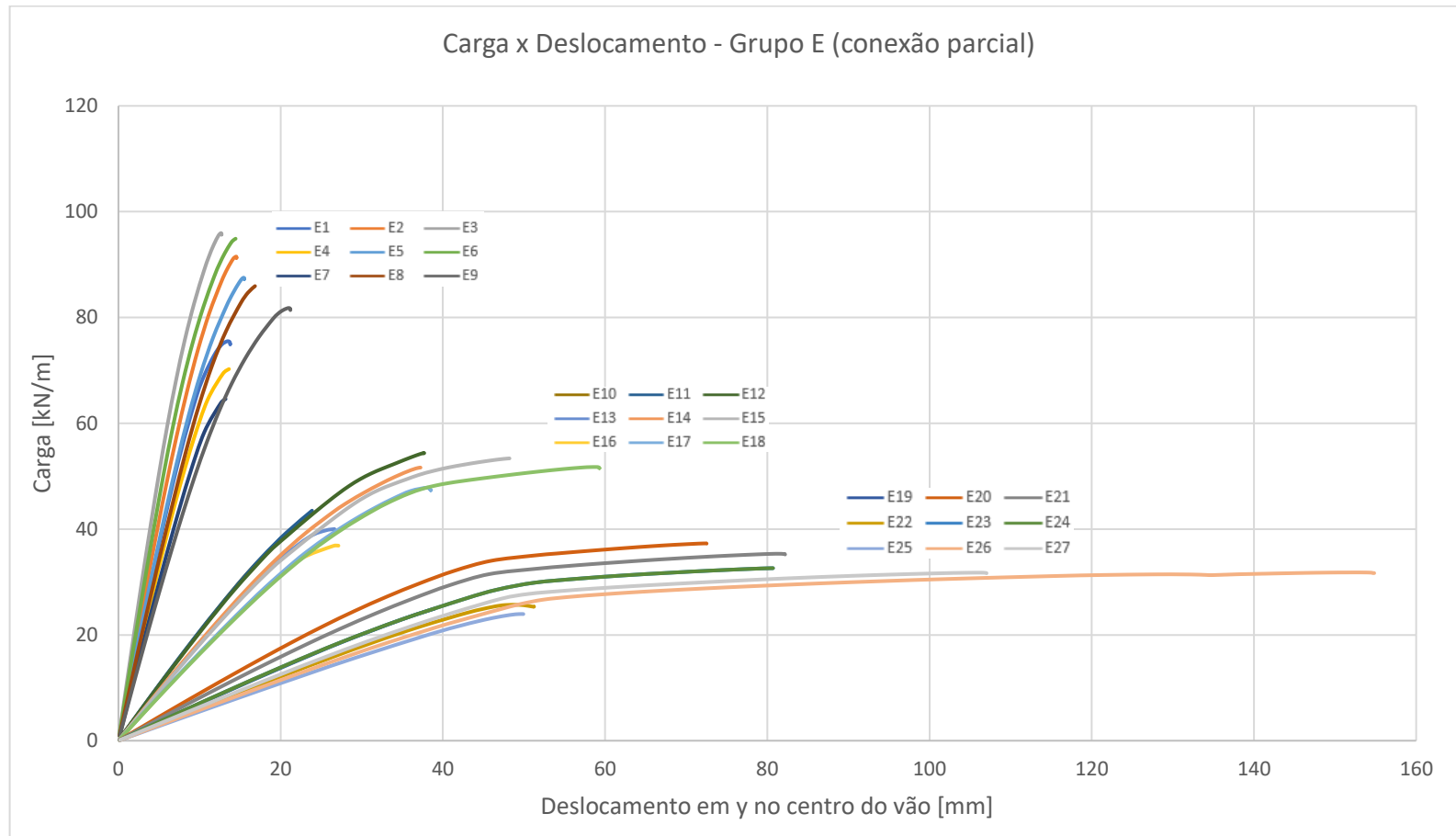


Gráfico B. 8 - Carga x Deslocamento para Grupo B com conexão parcial

B.8 Aço ASTM A36

Tabela B. 9 - Resultados Grupo A com aço ASTM A36

Viga	Critério 1 [kN/m]								Critério 2 [kN/m]					
	AISC		Ward		Lawson		Paned.	Grilo	AISC		Ward		Lawson	
Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga			Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga
A1	29	IMA	25,8	VRD	36	VRD	44,5	19,7	40	CV	29,2	IMA	40,3	VRD
A2	40,6	CV	26,2	VRD	36,6	VRD	50,5		49,1	IMA	40,6	CV	56	CV
A3	42,6	CV	27,5	VRD	38,3	VRD	51,5		55,9	VRD	42,6	CV	65,9	MF
A4	27,4	IMA	25	VRD	35,4	VRD	41,4	19,7	40,1	CV	27,6	IMA	35,9	IMA
A5	40,7	CV	25,4	VRD	36	VRD	44,9		45,8	IMA	40,7	CV	52,3	CV
A6	42,8	CV	26,6	VRD	37,7	VRD	45,1		53,3	VRD	42,8	CV	61	CV
A7	25,7	IMA	24,3	VRD	31,8	IMA	37,9	19,1	40,2	CV	26	IMA	34,9	VRD
A8	40,9	CV	24,7	VRD	36,6	VRD	40		42,4	VRD	40,9	CV	47,9	IMA
A9	42,9	CV	25,9	VRD	37,1	VRD	39,8		50,9	VRD	42,9	CV	56,4	CV
A10	17	IMA	15,9	VRD	22,6	VRD	26	13,1	24,6	CV	17,1	IMA	23,5	IMA
A11	23,7	CV	15,3	VRD	21,8	VRD	27,6		25,4	MF/VRD	23,7	CV	24,5	MF
A12	23,3	CV	15	VRD	21,4	VRD	25,8		24,5	MF/VRD	23,3	CV	23,7	MF
A13	16	IMA	15,4	VRD	21	IMA	24,1	13	24,7	CV	16,1	IMA	22,2	VRD
A14	23,8	CV	14,8	VRD	21,6	VRD	24,5		24	MF/VRD	23,8	CV	23,2	MF
A15	23,2	MF/VRD	14,6	VRD	22,5	MF	22,6		23,4	CV	23,4	CV	23,1	VRD
A16	15	IMA	15	VRD	18,6	IMA	22,1	12,6	24,4	MF/VRD	15,2	IMA	22	VRD
A17	22,8	MF/VRD	14,4	VRD	22,1	MF	21,9		23,2	IMA	23,4	IMA	23,5	VRD
A18	22,1	MF/VRD	14,2	VRD	20,7	VRD	19,9		23,4	CV	23,4	CV	21,4	MF
A19	11,3	IMA	10,9	VRD	13,3	MF	17,3	9,3	13,8	MF/VRD	11,4	IMA	15,6	VRD
A20	15,2	MF/VRD	11,5	VRD	14,6	MF	20,2		16,9	FCH	13,4	FCH	16,4	VRD
A21	14,1	MF/VRD	11	VRD	13,6	MF	18,4		15,2	FCH	12	FCH	16,1	VRD
A22	10,7	IMA	10,5	VRD	12,6	MF	16,1	9,3	13	MF/VRD	10,8	IMA/FCH	14	IMA/FCH
A23	14,3	MF/VRD	11,1	VRD	13,9	MF	18		15,7	FCH	12,5	FCH	16,8	VRD
A24	13,3	MF/VRD	10,7	VRD	12,9	MF	16,1		14,1	FCH	11,2	FCH	17,6	VRD
A25	10	IMA	10,1	IMA/FCH	11,9	MF	14,8	9	12,3	MF/VRD	10,3	VRD	12,4	IMA
A26	12,2	MF/VRD	9,9	FCH	11,8	MF	15		12,5	FCH	10,2	VRD	16,1	FCH
A27	12,6	MF/VRD	10,4	VRD	12,2	MF	14,3		13,2	FCH	10,5	FCH	15,3	VRD

Tabela B. 10 - Resultados Grupo B com aço ASTM A36

Viga	Critério 1 [kN/m]							Critério 2 [kN/m]						
	AISC		Ward		Lawson		Paned.	Grilo	AISC		Ward		Lawson	
Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga			Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga
B1	33	IMA	27,5	VRD	38,6	VRD	52,9	21,6	43,9	CV	33,3	IMA	49	IMA
B2	44,6	CV	27,9	VRD	39,2	VRD	62,1		55	VRD	44,6	CV	62,4	CV
B3	46,9	CV	29,3	VRD	41,1	VRD	64,5		57,7	VRD	46,9	CV	46,9	CV
B4	31,5	IMA	26,7	VRD	38,1	VRD	49,5	21,8	44,2	CV	31,7	IMA	44,4	IMA
B5	44,9	CV	27,1	VRD	38,9	VRD	55,7		52,6	VRD	44,9	CV	58,8	CV
B6	47,1	CV	28,5	VRD	43,6	VRD	56,9		55,2	VRD	47,1	CV	68,9	CV
B7	29,8	IMA	25,7	VRD	38	VRD	45,5	21,9	43,8	CV	30	IMA	39,8	IMA
B8	44,5	CV	26,1	VRD	42	VRD	49,7		49,9	IMA	44,5	CV	54,7	CV
B9	46,7	CV	27,4	VRD	39,7	VRD	50,2		52,6	VRD	46,7	CV	63,6	CV
B10	19,3	IMA	16,9	VRD	24,2	VRD	30,9	14,3	27,1	CV	19,5	IMA	28,6	IMA
B11	26,1	CV	16,3	VRD	23,3	VRD	33,9		28,9	MF/VRD	26,1	CV	27,9	MF
B12	25,6	CV	16	VRD	24,4	VRD	32,3		27,9	MF/VRD	25,6	CV	27	MF
B13	18,4	IMA	16,4	VRD	23,9	VRD	28,9	14,4	27,2	CV	18,5	IMA	25,9	IMA
B14	26,2	CV	15,8	VRD	25	VRD	30,4		27,3	MF/VRD	26,2	CV	26,4	MF
B15	25,7	CV	15,5	VRD	25,6	MF	28,5		26,5	MF/VRD	25,7	CV	26,5	VRD
B16	17,4	IMA	15,9	VRD	23,2	IMA	26,6	14,5		VRD	17,6	IMA	25,4	VRD
B17	25,8	MF/VRD	15,3	VRD	25	MF	27,2		26	CV	26	CV	26,7	VRD
B18	25	MF/VRD	15	VRD	22,1	VRD	25,1		25,5	CV	25,5	CV	24,2	MF
B19	12,9	IMA	11,6	VRD	15,1	MF	20,6	10,2	15,7	MF/VRD	13	IMA	16,7	VRD
B20	17,3	MF/VRD	12,2	VRD	16,7	MF	24,9		19,6	CV	15,2	FCH	17,6	VRD
B21	16,1	MF/VRD	11,7	VRD	15,5	MF	23,1		17,1	FCH	13,6	FCH	18,6	VRD
B22	12,3	IMA	11,3	VRD	14,3	MF	19,3	10,3	14,8	MF/VRD	12,4	IMA	16,7	VRD
B23	16,3	MF/VRD	11,9	VRD	15,8	MF	22,3		17,7	FCH	14,1	FCH	19,4	VRD
B24	15,2	MF/VRD	11,4	VRD	14,7	MF	20,4		15,9	FCH	12,7	FCH	19,8	FCH
B25	11,6	IMA	10,9	VRD	13,5	MF	20,3	10,3	14	MF/VRD	11,4	FCH	15,5	IMA
B26	13,8	MF/VRD	10,8	VRD	13,3	MF	18,7		14	FCH	11,2	FCH	17,6	FCH
B27	14,3	MF/VRD	11	VRD	13,8	MF	17,9		14,8	FCH	11,8	FCH	16,4	VRD

Tabela B. 11 - Resultados Grupo C com aço ASTM A36

Viga	Critério 1 [kN/m]						Critério 2 [kN/m]							
	AISC		Ward		Lawson		Paned.	Grilo	AISC		Ward		Lawson	
Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga			Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga
C1	33	IMA	27,5	VRD	38,6	VRD	52,9	21,6	43,9	CV	33,3	IMA	49	IMA
C2	44,6	CV	27,9	VRD	39,2	VRD	62,1		55	VRD	44,6	CV	62,4	CV
C3	46,9	CV	29,3	VRD	41,1	VRD	64,5		57,7	VRD	46,9	CV	46,9	CV
C4	31,5	IMA	26,7	VRD	38,1	VRD	49,5	21,8	44,2	CV	31,7	IMA	44,4	IMA
C5	44,9	CV	27,1	VRD	38,9	VRD	55,7		52,6	VRD	44,9	CV	58,8	CV
C6	47,1	CV	28,5	VRD	43,6	VRD	56,9		55,2	VRD	47,1	CV	68,9	CV
C7	29,8	IMA	25,7	VRD	38	VRD	45,5	21,9	43,8	CV	30	IMA	39,8	IMA
C8	44,5	CV	26,1	VRD	42	VRD	49,7		49,9	IMA	44,5	CV	54,7	CV
C9	46,7	CV	27,4	VRD	39,7	VRD	50,2		52,6	VRD	46,7	CV	63,6	CV
C10	19,3	IMA	16,9	VRD	24,2	VRD	30,9	14,3	27,1	CV	19,5	IMA	28,6	IMA
C11	26,1	CV	16,3	VRD	23,3	VRD	33,9		28,9	MF/VRD	26,1	CV	27,9	MF
C12	25,6	CV	16	VRD	24,4	VRD	32,3		27,9	MF/VRD	25,6	CV	27	MF
C13	18,4	IMA	16,4	VRD	23,9	VRD	28,9	14,4	27,2	CV	18,5	IMA	25,9	IMA
C14	26,2	CV	15,8	VRD	25	VRD	30,4		27,3	MF/VRD	26,2	CV	26,4	MF
C15	25,7	CV	15,5	VRD	25,6	MF	28,5		26,5	MF/VRD	25,7	CV	26,5	VRD
C16	17,4	IMA	15,9	VRD	23,2	IMA	26,6	14,5		VRD	17,6	IMA	25,4	VRD
C17	25,8	MF/VRD	15,3	VRD	25	MF	27,2		26	CV	26	CV	26,7	VRD
C18	25	MF/VRD	15	VRD	22,1	VRD	25,1		25,5	CV	25,5	CV	24,2	MF
C19	12,9	IMA	11,6	VRD	15,1	MF	20,6	10,2	15,7	MF/VRD	13	IMA	16,7	VRD
C20	17,3	MF/VRD	12,2	VRD	16,7	MF	24,9		19,6	CV	15,2	FCH	17,6	VRD
C21	16,1	MF/VRD	11,7	VRD	15,5	MF	23,1		17,1	FCH	13,6	FCH	18,6	VRD
C22	12,3	IMA	11,3	VRD	14,3	MF	19,3	10,3	14,8	MF/VRD	12,4	IMA	16,7	VRD
C23	16,3	MF/VRD	11,9	VRD	15,8	MF	22,3		17,7	FCH	14,1	FCH	19,4	VRD
C24	15,2	MF/VRD	11,4	VRD	14,7	MF	20,4		15,9	FCH	12,7	FCH	19,8	FCH
C25	11,6	IMA	10,9	VRD	13,5	MF	20,3	10,3	14	MF/VRD	11,4	FCH	15,5	IMA
C26	13,8	MF/VRD	10,8	VRD	13,3	MF	18,7		14	FCH	11,2	FCH	17,6	FCH
C27	14,3	MF/VRD	11	VRD	13,8	MF	17,9		14,8	FCH	11,8	FCH	16,4	VRD

B.9 Aço ASTM A572 – gr 42

Tabela B. 12 - Resultados Grupo A com aço ASTM A572 - gr 42

Viga	Critério 1 [kN/m]							Critério 2 [kN/m]						
	AISC		Ward		Lawson		Paned.	Grilo	AISC		Ward		Lawson	
	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
A1	33,6	IMA	28,3	VRD	40,3	VRD	47,8	22,6	46,4	CV	33,9	IMA	42,2	IMA
A2	47,1	CV	28,8	VRD	40,9	VRD	52,7		56,3	VRD	47,1	CV	59	CV
A3	49,4	CV	30,2	VRD	42,8	VRD	53		59,1	VRD	49,4	CV	68,4	CV
A4	31,7	IMA	27,5	VRD	36,9	IMA	44,2	21,9		CV	32	IMA	39,7	VRD
A5	47,3	CV	28	VRD	41,8	VRD	46,6		53	IMA	47,3	CV	55	CV
A6	49,6	CV	29,4	VRD	46,7	VRD	46,3		56,5	VRD	49,6	CV	63	CV
A7	29,8	IMA	26,9	VRD	32,1	IMA	40,2	21	46,7	CV	30,1	IMA	41,2	VRD
A8	47,4	CV	27,3	VRD	45,3	VRD	41,4		49,2	IMA	47,4	CV	47,9	IMA
A9	49,8	CV	28,6	VRD	41,7	VRD	40,8		54,2	VRD	49,8	CV	58,5	CV
A10	19,7	IMA	17,4	VRD	24,6	IMA	27,9	15	28,5	CV	19,8	IMA	25,2	VRD
A11	27,5	CV	16,8	VRD	24,4	VRD	29,2		29,4	MF/VRD	27,5	CV	28,4	MF
A12	27	CV	16,5	VRD	26,2	VRD	26,5		28,4	MF/VRD	27	CV	27,5	MF
A13	18,5	IMA	17	VRD	21,6	IMA	25,8	14,5	28,6	CV	18,7	IMA	25,2	VRD
A14	27,6	CV	16,3	VRD	26,8	VRD	25,5		27,8	MF/VRD	26,5	FCH	26,9	MF
A15	26,9	MF/VRD	16	VRD	26	MF	23,2		27,1	CV	25,3	FCH	28,2	VRD
A16	17,4	IMA	16,5	VRD	18,7	IMA	23,4	13,9	28,3	MF/VRD	17,6	IMA	25,7	CV
A17	26,4	MF/VRD	15,9	VRD	25,6	MF	22,6		26,9	IMA	25	FCH	26,2	IMA
A18	25,6	MF/VRD	15,6	VRD	23,3	VRD	20,4		27,2	CV	23,8	FCH	24,8	MF
A19	13,1	IMA	11,6	FCH	15,4	MF	18,6	10,7	14,7	FCH	11,9	VRD	16,4	IMA
A20	16,9	FCH	12,6	VRD	17	MF	21,1		17,6	MF/VRD	13,4	FCH	19	VRD
A21	15,2	FCH	12	FCH	15,8	MF	19		16,3	MF/VRD	12,1	VRD	19	FCH
A22	12,4	IMA	10,8	FCH	14,4	IMA	17,2	10,3	13,6	FCH	11,6	VRD	14,6	MF
A23	15,7	FCH	12,3	VRD	16,1	MF	18,7		16,6	MF/VRD	12,5	FCH	19,7	FCH
A24	14,1	FCH	11,2	FCH	14,9	MF	16,6		15,4	MF/VRD	11,8	VRD	18,1	FCH
A25	11,6	IMA	10,1	FCH	12,5	IMA	15,6	9,9	12,7	FCH	11,3	VRD	13,8	MF
A26	12,5	FCH	9,9	FCH	13,7	MF	15,6		12,5	FCH	9,9	FCH	13,7	MF
A27	13,2	FCH	10,5	FCH	14,2	MF	14,6		14,7	MF/VRD	11,5	VRD	17,2	VRD

Tabela B. 13 - Resultados Grupo B com aço ASTM A572 – gr 42

Viga	Critério 1 [kN/m]						Paned.	Grilo	Critério 2 [kN/m]					
	AISC		Ward		Lawson				AISC		Ward		Lawson	
	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
B1	38,3	IMA	30,3	VRD	43,3	VRD	57,4	25,1	51	CV	38,6	IMA	52,1	IMA
B2	51,8	CV	30,8	VRD	44	VRD	65,4		58,3	VRD	51,8	CV	69,2	CV
B3	54,4	CV	32,3	VRD	49,3	VRD	66,8		61,2	VRD	54,4	CV	81,1	CV
B4	36,5	IMA	29,5	VRD	43,9	VRD	53,4	25,2	51,2	CV	36,8	IMA	46,6	IMA
B5	52,1	CV	30	VRD	48,4	VRD	58,2		56	VRD	52,1	CV	64,9	CV
B6	54,7	CV	31,5	VRD	53,6	VRD	58,7		58,7	VRD	54,7	CV	75,3	CV
B7	34,5	IMA	28,5	VRD	41,1	IMA	48,7	24,4	50,8	CV	34,8	IMA	47,4	VRD
B8	51,6	CV	28,9	VRD	51,5	VRD	51,7		53,4	VRD	51,6	CV		CV
B9	54,2	CV	30,4	VRD	44,6	VRD	51,5		56,1	VRD	54,2	CV	69,1	CV
B10	22,4	IMA	18,7	VRD	27,1	VRD	33,5	16,6	31,4	CV	22,6	IMA	30,4	IMA
B11	30,2	CV	18	VRD	28,3	VRD	35,7		33,5	MF/VRD	30,2	CV	32,4	MF
B12	29,7	CV	17,7	VRD	30	VRD	33,4		32,4	MF/VRD	29,7	CV	31,3	MF
B13	21,3	IMA	18,2	VRD	27,2	IMA	31,2	16,7	31,6	CV	21,5	IMA	29,3	VRD
B14	30,4	CV	17,5	VRD	30,7	MF/VRD	31,8		31,7	MF/VRD	30,1	FCH	35,7	CV
B15	29,8	CV	17,2	VRD	29,7	MF	29,4		30,7	MF/VRD	28,7	FCH	32,1	VRD
B16	20,2	IMA	17,6	VRD	24	IMA	28,4	16,1	31,3	CV	20,3	IMA	29,5	CV
B17	29,9	MF/VRD	16,9	VRD	29	MF	28,2		30,1	CV	28	FCH	31,8	VRD
B18	29	MF/VRD	16,6	VRD	25,2	VRD	25,8	26,7	29,6	CV	26,7	FCH	28,1	MF
B19	15	IMA	12,8	VRD	17,5	MF	22,3	11,9	16,5	FCH	13,1	FCH	18,9	VRD
B20	19,1	FCH	13,5	VRD	19,4	MF	26,2		20	MF/VRD	15,2	FCH	21,9	VRD
B21	17,1	FCH	13	VRD	18	MF	23,9		18,6	MF/VRD	13,6	FCH	20,8	FCH
B22	14,2	IMA	12,2	FCH	16,6	MF	20,8	11,9	15,4	FCH	12,5	VRD	18,1	IMA
B23	17,7	FCH	13,1	VRD	18,3	MF	23,3		18,9	MF/VRD	14,1	FCH	21,5	FCH
B24	15,9	FCH	12,6	VRD	17	MF	21		17,6	MF/VRD	12,7	FCH	19,8	FCH
B25	13,5	IMA	11,4	FCH	15,7	MF	19	11,5	14,3	FCH	12	VRD	16	IMA
B26	14	FCH	11,2	FCH	15,5	MF	19,4		16	MF/VRD	11,9	VRD	17,6	FCH
B27	14,8	FCH	11,8	FCH	16	MF	18,4		16,6	MF/VRD	12,2	VRD	18,9	FCH

Tabela B. 14 - Resultados Grupo C com aço ASTM A572 – gr 42

Viga	Critério 1 [kN/m]							Critério 2 [kN/m]						
	AISC	Ward	Lawson	Paned.	Grilo	AISC	Ward	Lawson	AISC	Ward	Lawson	AISC	Ward	Lawson
	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo			Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
C1	41,8	IMA	32,5	VRD	45,7	VRD	64,7	26,9	54,7	CV	42,1	IMA	59,6	CL
C2	55,6	CV	33	VRD	46,4	VRD	75,4		60,4	VRD	55,6	CV	81,7	CV
C3	58,4	CV	34,6	VRD	48,6	VRD	77,9		63,4	VRD	58,4	CV	87,4	CV
C4	39,9	IMA	31,6	VRD	44,9	VRD	60,2	27	54,5	CV	40,2	IMA	53,6	IMA
C5	55,4	CV	32,1	VRD	45,6	VRD	67,2		57,6	VRD	55,4	CV	75,9	CV
C6	58,1	CV	33,7	VRD	47,8	VRD	68,4		60,4	VRD	58,1	CV	86,5	CV
C7	38,1	IMA	30,9	VRD	44,6	VRD	55,7	27,1	54,8	VRD	38,4	IMA	48,3	IMA
C8	55,7	VRD	31,4	VRD	45,3	VRD	60,4		55,9	CV	55,9	CV	71,5	CV
C9	50,2	VRD	28,3	VRD	41	VRD	50,7		50,3	CV	50,3	CV	69,5	CV
C10	24,4	IMA	20	VRD	28,6	VRD	37,7	17,8	33,7	CV	24,6	IMA	34,8	IMA
C11	32,5	CV	19,3	VRD	27,6	VRD	41,1		35,3	VRD	32,5	CV	38,6	MF
C12	31,9	CV	18,9	VRD	27,1	VRD	39		34,7	VRD	31,9	CV	37,4	MF
C13	23,3	IMA	19,5	VRD	28,2	VRD	35,1	17,9	33,6	CV	23,5	IMA	31,3	IMA
C14	32,3	CV	18,8	VRD	27,1	VRD	36,7		33,7	VRD	32,3	CV	36,4	MF
C15	31,7	CV	18,4	VRD	26,7	VRD	34,2		33,1	VRD	31,7	CV	35,2	MF
C16	22,3	IMA	19,1	VRD	28	VRD	32,5	17,9	33,8	VRD	22,5	IMA	28,2	IMA
C17	32,6	CV/VRD	18,3	VRD	27	VRD	33		35,4	IMA	32,6	CV	34,7	MF
C18	32	CV/VRD	18	VRD	26,5	VRD	30,4		35,7	MF	32	CV	33,6	MF
C19	16,3	IMA	13,7	VRD	19,8	VRD	25,2	12,7	20,2	FCH	16,1	FCH	20,9	MF
C20	23,3	FCH	14,5	VRD	20,9	VRD	30,2		24,4	CV	18,6	FCH	23,1	MF
C21	20,9	FCH	13,9	VRD	20	VRD	27,9		23	MF/VRD	16,7	FCH	21,4	MF
C22	15,6	IMA	13,3	VRD	19,4	VRD	23,4	12,7	18,7	FCH	14,9	FCH	19,7	MF
C23	21,5	FCH	14,1	VRD	20,5	VRD	26,9		23,2	MF/VRD	17,2	FCH	21,7	MF
C24	19,3	FCH	13,5	VRD	19,7	VRD	24,5		21,5	MF/VRD	15,5	FCH	20,1	MF
C25	14,9	IMA	13,1	VRD	18,7	MF	21,7	12,7	17,5	FCH	14	FCH	18,8	VRD
C26	17,2	FCH	13	VRD	18,5	MF	21,7		19,7	MF/VRD	13,8	FCH	19,2	VRD
C27	18,2	FCH	13,2	VRD	19,2	MF	21,1		20,4	MF/VRD	14,5	FCH	19,6	VRD

B.10 Concreto f_{ck} 40MPaTabela B. 15 - Resultados Grupo A com concreto f_{ck} 40MPa

Viga	Critério 1 [kN/m]						Critério 2 [kN/m]					
	AISC		WARD		Lawson		AISC		WARD		Lawson	
	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
A1	40	IMA	33,5	VRD	43,5	IMA	55,1	CV	40,3	IMA	47,7	VRD
A2	56	CV	34	VRD	52,4	VRD	64,7	VRD	56	CV	65,3	IMA
A3	58,8	CV	35,7	VRD	58,2	VRD	67,9	VRD	58,8	CV	75,2	CV
A4	37,7	IMA	32,5	VRD	37,2	IMA	55,3	CV	38	IMA	51,9	VRD
A5	56,2	CV	33,1	VRD	55,6	IMA	61,9	VRD	56,2	CV	56,6	VRD
A6	59	CV	34,7	VRD	60,6	VRD	65	VRD	59	CV	69,3	IMA
A7	35,5	IMA	31,8	VRD	32,1	IMA	55,5	CV	35,8	IMA	49,5	CV
A8	56,4	CV	32,3	VRD	47,9	IMA	58,5	IMA	56,4	CV	56,7	VRD
A9	59,2	CV	33,9	VRD	49,4	VRD	62,4	VRD	59,2	CV	59,7	IMA
A10	23,4	IMA	20,6	VRD	25,4	IMA	34	CV	23,6	IMA	31,6	VRD
A11	32,7	CV	19,9	VRD	33,4	VRD	35	MF/VRD	28,7	FCH	34	MF
A12	32,1	CV	19,5	VRD	32,9	MF	33,8	MF/VRD	27,4	FCH	34,8	VRD
A13	22	IMA	20	VRD	21,7	IMA	34,1	CV	22,2	IMA	30,6	CV
A14	32,8	CV	19,3	VRD	30,4	IMA	33,1	MF/VRD	26,8	FCH	32,2	MF
A15	32	MF/VRD	19	VRD	31,2	MF	32,1	FCH	25,6	FCH	34,5	VRD
A16	20,7	IMA	19,6	VRD	18,7	IMA	33,6	MF/VRD	20,9	IMA	29,1	CV
A17	31,5	MF/VRD	18,8	VRD	26,2	IMA	31,6	FCH	25,2	FCH	30,6	MF
A18	30,2	FCH	18,5	VRD	28,5	VRD	30,5	MF/VRD	24	FCH	29,7	MF
A19	14,9	FCH	11,7	FCH	17	IMA	15,6	IMA	14,1	VRD	18,2	FCH
A20	17,1	FCH	13,5	FCH	20,3	MF	20,9	MF/VRD	14,9	VRD	21,4	FCH
A21	15,4	FCH	12,1	FCH	18,9	MF	19,4	MF/VRD	14,3	VRD	19,7	FCH
A22	13,8	FCH	10,9	FCH	14,5	IMA	14,7	IMA	13,2	VRD	17,3	FCH
A23	15,9	FCH	12,6	FCH	19,2	MF	19,8	MF/VRD	14,5	VRD	20,3	FCH
A24	14,3	FCH	11,3	FCH	17,8	MF	18,4	MF/VRD	13,9	VRD	18,7	FCH
A25	12,9	FCH	10,2	FCH	12,5	IMA	13,8	IMA	13,4	VRD	16,5	FCH
A26	12,7	FCH	10	FCH	16,4	MF	16,8	MF/VRD	13,3	VRD	16,7	FCH
A27	13,4	FCH	10,6	FCH	17	MF	17,4	MF/VRD	13,6	VRD	17,9	FCH

Tabela B. 16 - Resultados Grupo B com concreto f_{ck} 40MPa

Viga	Critério 1 [kN/m]						Critério 2 [kN/m]					
	AISC		WARD		Lawson		AISC		WARD		Lawson	
	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
B1	45,6	IMA	35,8	VRD	54,9	VRD	60,6	CV	45,9	IMA	55	IMA
B2	61,6	CV	36,4	VRD	60,2	VRD	67,2	VRD	61,6	CV	77,6	CV
B3	64,7	CV	38,2	VRD	65,2	VRD	70,5	VRD	64,7	CV	89,9	CV
B4	43,3	IMA	34,9	VRD	48,3	IMA	61	VRD	43,7	IMA	59	VRD
B5	61,9	CV	35,5	VRD	61,2	VRD	64,5	VRD	61,9	CV	72,4	CV
B6	65	CV	37,2	VRD	65	VRD	67,7	VRD	65	CV	82,9	CV
B7	41	IMA	33,7	VRD	41,6	IMA	60,4	CV	41,4	IMA	56,8	CV
B8	61,4	CV	34,3	VRD	60,3	VRD	61,6	VRD	61,4	CV	62,2	IMA
B9	64,4	CV	36	VRD	56,7	VRD	64,7	VRD	64,5	CV	76,1	CV
B10	26,6	IMA	22,1	VRD	32,1	IMA	37,3	CV	26,8	IMA	36,4	VRD
B11	35,9	CV	21,3	VRD	37,2	VRD	39,4	VRD	35,9	CV	38,8	MF
B12	35,3	CV	19,9	VRD	37,2	VRD	38,5	MF/VRD	31	FCH	37,5	MF
B13	25,4	IMA	21,5	VRD	28,2	IMA	37,5	CV	25,6	IMA	35,7	CV
B14	36,1	CV	20,7	VRD	36,7	MF	37,7	MF/VRD	30,4	FCH	37	VRD
B15	35,5	CV	20,3	VRD	35,5	MF	36,3	FCH	29	FCH	36,9	VRD
B16	24	IMA	20,8	VRD	24,3	IMA	37,2	CV	24,2	IMA	33,3	CV
B17	35,4	FCH	20	VRD	34	IMA	35,6	MF/VRD	28,3	FCH	34,7	MF
B18	33,8	FCH	19,6	VRD	33,6	MF	34,5	MF/VRD	27	FCH	33,7	VRD
B19	16,8	FCH	13,3	FCH	19,9	FCH	17,8	IMA	15,1	VRD	21	MF
B20	19,3	FCH	15,3	FCH	23,2	MF	23,8	MF/VRD	16	VRD	23,4	FCH
B21	17,4	FCH	13,7	FCH	20,8	FCH	22,1	MF/VRD	15,3	VRD	21,5	MF
B22	15,6	FCH	12,4	FCH	18,8	IMA	16,9	IMA	14,7	VRD	18,9	FCH
B23	18	FCH	14,3	FCH	21,9	MF	22,5	MF/VRD	15,5	VRD	22,3	FCH
B24	16,1	FCH	12,8	FCH	20,3	MF	20,9	MF/VRD	14,9	VRD	20,5	FCH
B25	14,4	FCH	11,5	FCH	16,2	IMA	16	IMA	14,2	VRD	18	FCH
B26	14,2	FCH	11,3	FCH	18,1	FCH	19	MF/VRD	14,1	VRD	18,5	MF
B27	15	FCH	11,9	FCH	19,2	MF	19,7	MF/VRD	14,4	VRD	19,5	FCH

Tabela B. 17 - Resultados Grupo C com concreto f_{ck} 40MPa

Viga	Critério 1 [kN/m]						Critério 2 [kN/m]					
	AISC		WARD		Lawson		AISC		WARD		Lawson	
	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo	Carga	Modo
C1	49,7	IMA	38,4	VRD	54,2	VRD	65,1	CV	50,1	IMA	63,8	IMA
C2	66,1	CV	39	VRD	55	VRD	69,4	VRD	66,1	CV	92	CV
C3	69,4	CV	41	VRD	57,6	VRD	72,9	VRD	69,4	CV	103,8	CV
C4	47,4	IMA	37,4	VRD	53,3	VRD	64,8	CV	47,8	IMA	56,4	IMA
C5	65,8	CV	38	VRD	54,1	VRD	66,3	VRD	65,8	CV	84,9	CV
C6	69,1	CV	39,9	VRD	56,6	VRD	69,6	VRD	69,1	CV	98,5	CV
C7	45,4	IMA	36,6	VRD	49,9	IMA	63,2	VRD	45,7	IMA	52,9	VRD
C8	64,2	VRD	37,2	VRD	53,7	VRD	66,5	CV	66,5	CV	74,9	IMA
C9	57,8	VRD	33,5	VRD	48,6	VRD	59,8	CV	59,8	CV	76,3	CV
C10	29,1	IMA	23,7	VRD	33,9	VRD	40,1	CV	29,3	IMA	37,2	IMA
C11	38,6	CV	22,8	VRD	32,7	VRD	40,6	VRD	38,6	CV	46,5	MF
C12	37,9	CV	22,4	VRD	32,1	VRD	39,9	VRD	37,9	CV	44,9	MF
C13	27,7	IMA	23,1	VRD	32,9	IMA	39,9	CV	27,9	IMA	33,4	VRD
C14	38,4	CV	22,2	VRD	32,2	VRD	38,8	VRD	37	FCH	43,7	MF
C15	37,7	CV	21,8	VRD	31,6	VRD	38,1	VRD	35,3	FCH	42,3	MF
C16	26,5	IMA	22,5	VRD	29,1	IMA	39	VRD	26,7	IMA	33,2	VRD
C17	37,5	VRD	21,7	VRD	32	VRD	38,8	CV	34,9	FCH	40,9	IMA
C18	36,9	VRD	21,3	VRD	31,4	VRD	38,1	CV	33,3	FCH	40,3	MF
C19	19,4	IMA	16,2	VRD	22,5	FCH	20,5	FCH	16,3	FCH	23,4	VRD
C20	23,7	FCH	17,1	VRD	24,7	VRD	29	VRD	18,8	FCH	26,4	FCH
C21	21,2	FCH	16,4	VRD	23,7	VRD	27,3	MF/VRD	16,9	FCH	24,4	FCH
C22	18,5	IMA	15,1	FCH	21,3	FCH	20,5	FCH	15,8	VRD	22	IMA
C23	21,8	FCH	16,7	VRD	24,3	VRD	27,6	MF/VRD	17,4	FCH	25	FCH
C24	19,6	FCH	15,5	FCH	23	FCH	25,6	MF/VRD	16	VRD	23,4	VRD
C25	17,7	IMA	14,2	FCH	19,4	IMA	17,8	FCH	15,4	VRD	20,4	FCH
C26	17,4	FCH	13,9	FCH	20,6	FCH	23,4	MF/VRD	15,3	VRD	22,2	MF
C27	18,4	FCH	14,7	FCH	21,4	FCH	24,3	MF/VRD	15,6	VRD	23	MF

APÊNDICE C – LARGURA EFETIVA DA LAJE

Neste item são apresentados os valores obtidos para a largura efetiva da laje de acordo com cada metodologia de cálculo considerada.

C.1 Grupo A

Tabela C. 1 – Largura efetiva grupo A

Largura efetiva (mm)					
Viga	NBR 8800	AASHTO	Eurocode 4	GB50017	Yuan
A1	929,75	929,75	963,41	1273,33	483,32
A2	918	918	951,67	1257,67	478,51
A3	882,5	882,5	916,17	1210,33	463,8
A4	993,25	993,25	1026,92	1358	508,84
A5	980,75	980,75	1014,42	1341,33	503,88
A6	942,5	942,5	976,17	1290,33	488,51
A7	1057	1057	1090,67	1443	533,66
A8	1043,25	1043,25	1076,92	1424,67	528,38
A9	1002,5	1002,5	1036,17	1370,33	512,495
A10	1402,25	1402,25	1435,92	1903,33	655,16
A11	1449,5	1449,5	1483,17	1966,33	670,22
A12	1473,25	1473,25	1506,92	1998	677,66
A13	1501,75	1501,75	1535,42	2036	686,46
A14	1552,75	1552,75	1586,42	2104	701,91
A15	1578,25	1560	1611,92	2138	709,48
A16	1601,5	1560	1635,17	2169	716,31
A17	1656	1560	1689,67	2241,67	726,4
A18	1683,25	1560	1716,92	2278	726,4
A19	1969,25	1560	2002,92	2600	726,4
A20	1874,75	1560	1908,42	2533,33	726,4
A21	1945,75	1560	1979,42	2628	726,4
A22	2112	1560	2145,67	2600	726,4
A23	2010,25	1560	2043,92	2600	726,4
A24	2086,75	1560	2120,42	2600	726,4
A25	2254,75	1560	2288,42	2600	726,4
A26	2268,5	1560	2302,17	2600	726,4
A27	2227,75	1560	2261,42	2600	726,4

C2. Grupo B

Tabela C. 2 - Largura efetiva grupo B

Largura efetiva (mm)					
Viga	NBR 8800	AASHTO	Eurocode 4	GB50017	Yuan
B1	935	935	968,67	1280,33	485,46
B2	923,25	923,25	956,92	1264,67	480,66
B3	887,5	887,5	921,2	1217	465,89
B4	998,75	998,75	1032,42	1365,33	511,02
B5	985,75	985,75	1019,42	1348	505,87
B6	947,5	947,5	981,17	1297	490,54
B7	1065	1065	1098,67	1453,67	536,72
B8	1051,25	1051,25	1084,92	1435,33	531,46
B9	1010	1010	1043,67	1380,33	515,44
B10	1410,5	1410,5	1444,17	1914,33	657,82
B11	1458	1458	1491,67	1977,67	672,89
B12	1482	1482	1515,67	2009,67	680,37
B13	1510,25	1510,25	1543,92	2047,33	689,06
B14	1561,25	1560	1594,92	2115,33	704,44
B15	1587	1560	1620,67	2149,67	712,06
B16	1614	1560	1647,67	2185,67	719,95
B17	1668,75	1560	1702,42	2258,67	726,4
B18	1696,25	1560	1729,92	2295,33	726,4
B19	1981,25	1560	2014,92	2600	726,4
B20	1886	1560	1919,67	2548,33	726,4
B21	1957,5	1560	1991,17	2600	726,4
B22	2124	1560	2157,67	2600	726,4
B23	2021,75	1560	2055,42	2600	726,4
B24	2098,5	1560	2132,17	2600	726,4
B25	2272,75	1560	2306,42	2600	726,4
B26	2286,5	1560	2320,17	2600	726,4
B27	2245,25	1560	2278,92	2600	726,4

C.3 Grupo C

Tabela C. 3 - Largura efetiva grupo C

Largura efetiva (mm)					
Viga	NBR 8800	AASHTO	Eurocode 4	GB50017	Yuan
C1	945,75	945,75	979,75	1295	489,83
C2	933,5	933,5	967,5	1278,67	484,85
C3	897,5	897,5	931,5	1230,67	470,05
C4	1012	1012	1046	1383,33	516,23
C5	999	999	1033	1366	511,11

C6	960	960	994	1314	495,58
C7	1075,5	1075,5	1109,5	1468	540,72
C8	1061,75	1061,75	1095,75	1449,67	535,48
C9	1158,75	1158,75	1192,75	1579	571,68
C10	1427,25	1475,25	1461,25	1937	663,17
C11	1475,25	1475,25	1509,25	2001	678,28
C12	1499,5	1499,5	1533,5	2033,33	685,77
C13	1531	1531	1565	2075,33	695,37
C14	1608,75	1560	1642,75	2179	718,42
C15	1582,75	1560	1616,75	2144,33	710,82
C16	1630,5	1560	1664,5	2208	724,71
C17	1686	1560	1720	2282	726,4
C18	1713,75	1560	1747,75	2319	726,4
C19	2005	1560	2039	2600	726,4
C20	1908,75	1560	1942,75	2579	726,4
C21	1981	1560	2015	2600	726,4
C22	2153,75	1560	2187,75	2600	726,4
C23	2050	1560	2084	2600	726,4
C24	2127,75	1560	2161,75	2600	726,4
C25	2296,5	1560	2330,5	2600	726,4
C26	2310,5	1560	2344,5	2600	726,4
C27	2268,75	1560	2302,75	2600	726,4

C.4 Grupo D

Tabela C. 4 - Largura efetiva grupo D

Largura efetiva (mm)					
Viga	NBR 8800	AASHTO	Eurocode 4	GB50017	Yuan
D1	1066,75	1066,75	1109,08	1464,67	1066,75
D2	1053,25	1053,25	1095,58	1446,67	1053,25
D3	1012,5	1012,5	1054,83	1392,33	1012,5
D4	1141	1141	1183,33	1563,67	1141
D5	1126,5	1126,5	1168,83	1544,33	1126,5
D6	1082,5	1082,5	1124,83	1485,67	1082,5
D7	1215,25	1215,25	1257,58	1662,67	1215,25
D8	1199,5	1199,5	1241,83	1641,67	1199,5
D9	1152,5	1152,5	1194,83	1579	1152,5
D10	1609,75	1560	1652,08	2188,67	1609,75
D11	1664	1560	1706,33	2261	1664
D12	1691,25	1560	1733,58	2297,33	1691,25
D13	1726	1560	1768,33	2343,67	1726
D14	1784,5	1560	1826,83	2421,67	1784,5
D15	1813,75	1560	1856,08	2460,67	1813,75
D16	1842,25	1560	1884,58	2498,67	1842,25
D17	1905	1560	1947,33	2582,33	1905
D18	1936,25	1560	1978,6	2600	1936,25
D19	2261,5	1560	2303,83	2600	2261,5
D20	2152,75	1560	2195,08	2600	2152,75
D21	2234,25	1560	2276,58	2600	2234,25

D22	2428	1560	2470,33	2600	2428
D23	2442,75	1560	2485,08	2600	2442,75
D24	2398,75	1560	2441,08	2600	2398,75
D25	2594,5	1560	2600	2600	2594,5
D26	2600	1560	2600	2600	2600
D27	2563,25	1560	2600	2600	2563,25

C.5 Grupo E

Tabela C. 5 - Largura efetiva grupo E

Largura efetiva (mm)					
Viga	NBR 8800	AASHTO	Eurocode 4	GB50017	Yuan
E1	1080	1080	1122,67	1482,67	1080
E2	1066,25	1066,25	1108,92	1464,33	1066,25
E3	1025	1025	1067,67	1409,33	1025
E4	1154,25	1154,25	1196,92	1581,67	1154,25
E5	1139,5	1139,5	1182,17	1562	1139,5
E6	1095	1095	1137,67	1502,67	1095
E7	1228,5	1228,5	1271,17	1680,67	1228,5
E8	1212,5	1212,5	1255,16	1659,33	1212,5
E9	1323,75	1323,75	1366,42	1807,67	1323,75
E10	1630,5	1560	1673,17	2216,67	1630,5
E11	1685,5	1560	1728,17	2290	1685,5
E12	1713,25	1560	1755,92	2327	1713,25
E13	1746,75	1560	1789,42	2371,67	1746,75
E14	1806	1560	1848,67	2450,67	1806
E15	1835,75	1560	1878,42	2490,33	1835,75
E16	1863	1560	1905,67	2526,67	1863
E17	1926,5	1560	1969,17	2600	1926,5
E18	1958,25	1560	2000,92	2600	1958,25
E19	2291,25	1560	2333,92	2600	2291,25
E20	2181	1560	2223,67	2600	2181
E21	2263,75	1560	2306,42	2600	2263,75
E22	2457,75	1560	2500,42	2600	2457,75
E23	2339,25	1560	2381,92	2600	2339,25
E24	2428,25	1560	2470,92	2600	2428,25
E25	2600	1560	2600	2600	2600
E26	2600	1560	2600	2600	2600
E27	2592,75	1560	2600	2600	2592,75

C.6 Grupo F

Tabela C. 6 - Largura efetiva grupo F

Largura efetiva (mm)					
Viga	NBR 8800	AASHTO	Eurocode 4	GB50017	Yuan
F1	1077,5	1077,5	1134,5	1493,67	541,48
F2	1063,75	1063,75	1120,75	1475,33	536,25
F3	1022,5	1022,5	1079,5	1420,33	520,33
F4	1151,5	1151,5	1208,5	1592,33	569,03
F5	1136,75	1136,75	1193,75	1572,67	563,62
F6	1092,5	1092,5	1149,5	1513,67	547,15
F7	1225,75	1225,75	1282,75	1691,33	595,67
F8	1210	1210	1267	1670,33	590,1
F9	1162,5	1162,5	1219,5	1607	573,04
F10	1626,5	1560	1683,5	2225,67	723,56
F11	1681,25	1560	1738,25	2298,67	726,4
F12	1708,75	1560	1765,75	2335,33	726,4
F13	1742,5	1560	1799,5	2380,33	726,4
F14	1801,75	1560	1858,75	2459,33	726,4
F15	1831,25	1560	1888,25	2498,67	726,4
F16	1858,75	1560	1915,75	2535,33	726,4
F17	1922	1560	1979	2600	726,4
F18	1953,75	1560	2010,75	2600	726,4
F19	2285,25	1560	2342,25	2600	726,4
F20	2175,5	1560	2232,5	2600	726,4
F21	2257,75	1560	2314,75	2600	726,4
F22	2451,75	1560	2508,75	2600	726,4
F23	2333,5	1560	2390,5	2600	726,4
F24	2422,25	1560	2479,25	2600	726,4
F25	2600	1560	2600	2600	726,4
F26	2600	1560	2600	2600	726,4
F27	2586,75	1560	2600	2600	726,4