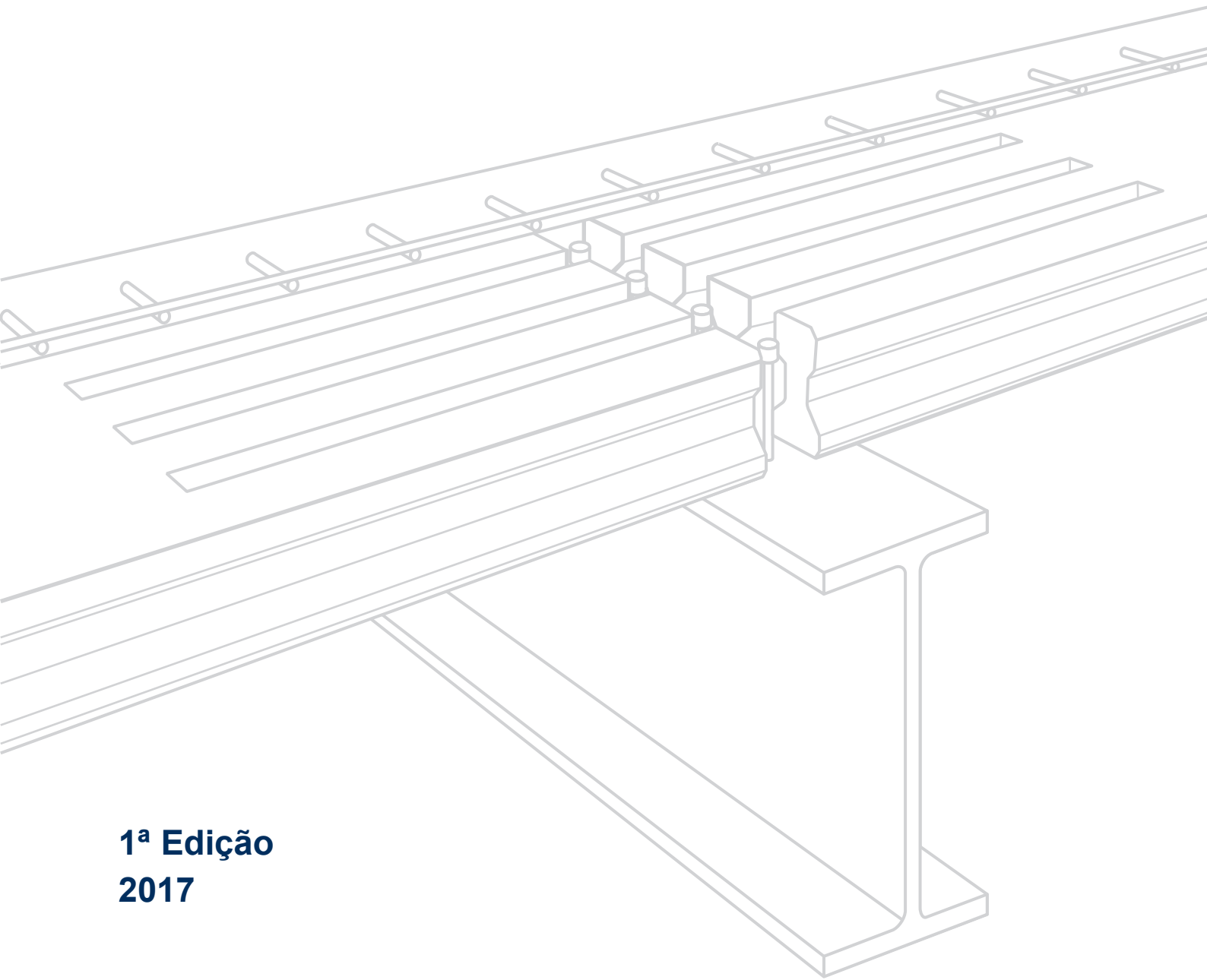


**VIGA MISTA COM LAJE
ALVEOLAR**



VIGA MISTA COM LAJE ALVEOLAR



1ª Edição
2017

Consultoria:
Gilson Queiroz
Francisco Celso Silva Rocha
Oswaldo Teixeira Baião Filho

Estruturas mistas de aço e concreto têm tido sua aplicação cada vez mais difundida na construção predial no Brasil. Utilizando-se das melhores características de cada material, busca-se uma interação adequada dos mesmos, de modo a se obter estruturas de grande desempenho. Entre esses sistemas, as vigas mistas têm seu emprego já consagrado, através da interação do perfil de aço com diversos tipos de laje.

Paralelamente, cresce também a aplicação de painéis pré-fabricados de concreto protendido, notadamente os conhecidos como lajes alveolares. Nesta publicação, a Gerdau apresenta o sistema de viga mista aço-concreto com laje alveolar, no qual o perfil laminado de aço (perfil estrutural Gerdau) trabalha juntamente com a laje alveolar de concreto protendido através do uso de conectores de cisalhamento e armaduras localizadas na junção dos painéis.

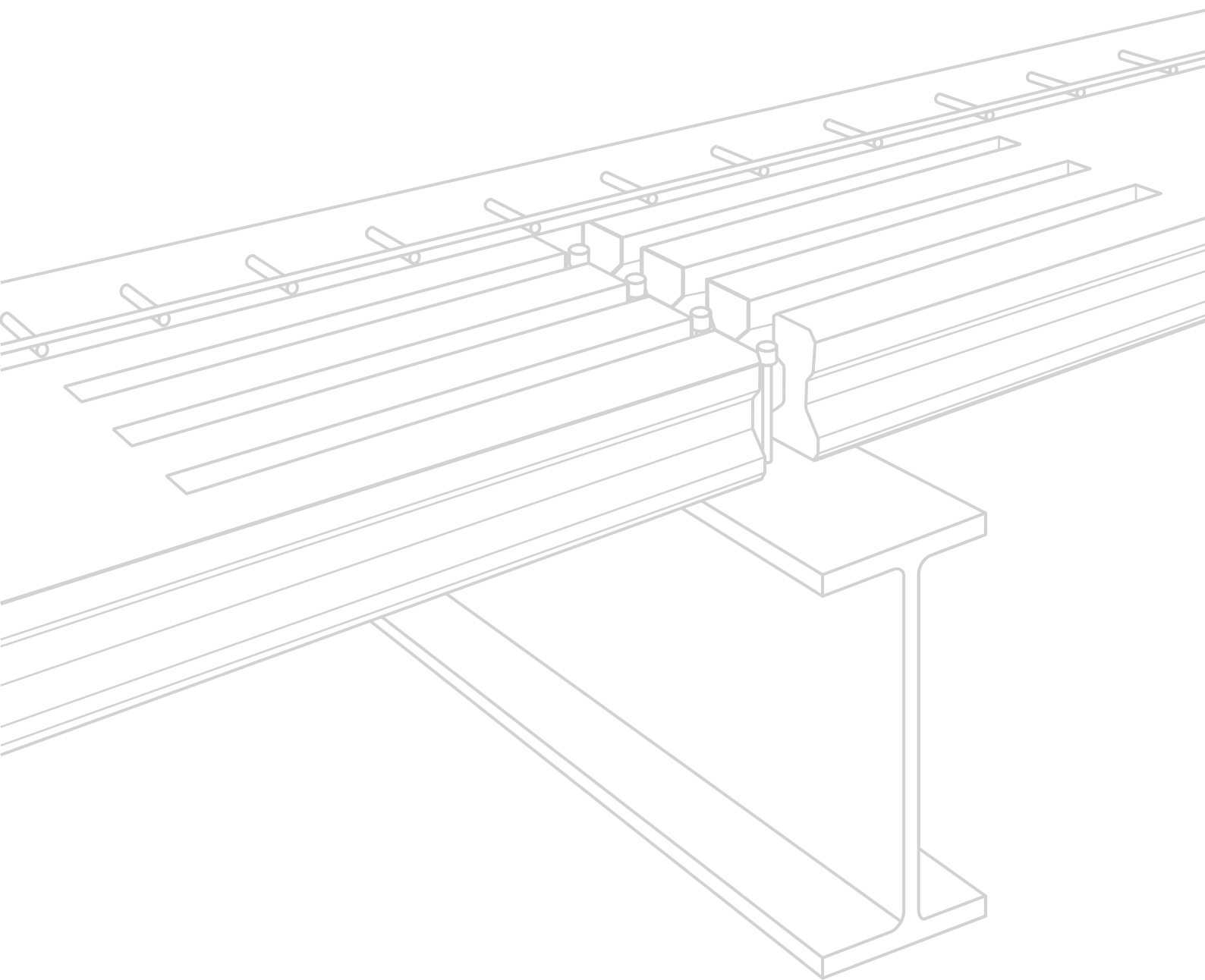
Este manual é fruto de um programa desenvolvido pela Gerdau que envolveu ensaios de protótipos em escala real em laboratório de estruturas de renomado centro de pesquisa, além de profissionais com larga experiência em estruturas mistas açoconcreto e estruturas pré-fabricadas de concreto. Os conceitos aqui aplicados foram extraídos de normas nacionais e internacionais pertinentes e representam a mais recente abordagem disponível sobre o assunto.

Na certeza de que este manual contribuirá para alargar as fronteiras do conhecimento ainda restrito sobre este tipo de aplicação no Brasil, espera-se que contribua também para consolidar e ampliar o uso das estruturas mistas aço-concreto na construção civil de forma geral, apoiando o desenvolvimento da construção industrializada.

1 INTRODUÇÃO	
1.1 Objetivo.....	11
1.2 Responsabilidade pelo projeto e pela execução.....	11
1.3 Vantagens do emprego de viga mista aço-concreto usando lajes alveolares pré-fabricadas	11
1.4 Fundamentos teóricos e práticos	12
1.5 Considerações de projeto e execução	12
1.6 Escopo	12
1.7 Materiais	13
1.8 Faixas de aplicação	13
1.9 Limitações.....	13
1.10 Fora de escopo.....	13
2 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	
2.1 Estudos preliminares	17
2.2 Montagem no canteiro.....	18
2.3 Concretagem e cura do capeamento estrutural.....	22
2.4 Recomendações construtivas de projeto	22
3 CÁLCULO DAS VIGAS DE AÇO NA SITUAÇÃO DE CONSTRUÇÃO (ANTES DA CURA DO CONCRETO POSTO <i>IN LOCO</i>)	
3.1 Vigas intermediárias	31
3.2 Vigas de borda.....	34
4 CÁLCULO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO FINAL (APÓS A CURA DO CONCRETO POSTO <i>IN LOCO</i>) – VIGAS MISTAS	
4.1 Limitações.....	39
4.2 Critérios básicos	43
4.3 Cargas a serem consideradas.....	47
4.4 Estados limites a serem verificados	47
5 RECOMENDAÇÕES GENÉRICAS PARA O PROJETO DO SISTEMA MISTO VIGAS DE AÇO E LAJES ALVEOLARES	
5.1 Cuidados executivos.....	51
5.2 Projeto em situação de incêndio	52
5.3 Proteção à corrosão das cordoalhas das lajes alveolares.....	54
5.4 Vibrações do piso	54
5.5 Ação de diafragma.....	60
5.6 Comportamento térmico e acústico.....	63
5.7 Deformação lenta e retração	63
5.8 Apoio em suportes flexíveis.....	64
5.9 Exemplo de verificação de laje alveolar para resistência ao fogo	64
5.10 Enquadramento nas classes de agressividade conforme NBR 6118:2014 e NBR 9062:2006	65
5.11 Tipos de ligação sugeridos	65

6	EXEMPLO 1	
	CÁLCULO DE VIGAS DE PISO COM PERFIL SIMPLES DE AÇO	
6.1	Escolha da laje (opção com capeamento)	72
6.2	Escolha preliminar do perfil de aço	72
6.3	Escolha preliminar da contenção temporária	73
6.4	Cargas distribuídas na viga V1 (valores nominais)	73
6.5	Fase de construção – Verificações da viga de aço e da contenção temporária	74
6.6	Verificação da viga na fase final (viga mista)	83
6.7	Esforços de cálculo nas ligações	91
7	EXEMPLO 2	
	CÁLCULO DE VIGAS DE PISO COM PERFIL DUPLO DE AÇO	
7.1	Escolha da laje (opção com capeamento)	96
7.2	Escolha preliminar dos perfis de aço	97
7.3	Cargas distribuídas na viga V1 (valores nominais)	98
7.4	Fase de construção - Verificações da viga de aço	99
7.5	Verificação da viga na fase final (viga mista)	104
7.6	Esforços de cálculo nas ligações	113
8	TABELAS PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO	
8.1	Vigas intermediárias com perfil simples	117
8.2	Vigas intermediárias com perfil duplo	119
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125

INTRODUÇÃO



1.1 Objetivo

O aumento da industrialização da construção civil no Brasil teve um grande impulso com a introdução no mercado brasileiro dos perfis laminados da Gerdau, que aumentaram bastante a competitividade das edificações estruturadas em aço, contribuindo para a otimização e viabilização das construções metálicas.

Este manual apresenta recomendações e procedimentos para o cálculo e execução da estrutura metálica suportando lajes alveolares pré-fabricadas em um sistema misto, já muito utilizado em países europeus, considerando duas etapas conforme descrito a seguir:

- etapa construtiva, quando ainda não tiver ocorrido a cura do concreto posto *in loco* (que compreende capeamento, preenchimento de alvéolos e dos espaços entre os painéis e sobre a viga de aço). Nesta situação a viga funciona como viga de aço isolada, para suportar o peso das peças metálicas, das lajes alveolares, do concreto posto *in loco*, (incluindo armaduras) e também uma sobrecarga de 1,0 kN/m² prevista durante a concretagem.
- etapa após a cura do concreto posto *in loco*. Neste caso, a viga metálica, solidarizada a uma laje alveolar, passa a se comportar como uma viga mista aço-concreto, suportando todas as cargas aplicadas antes e depois da cura, inclusive a sobrecarga prevista.

1.2 Responsabilidade pelo projeto e pela execução

Este manual foi elaborado de acordo com princípios de engenharia reconhecidos e consagrados.

Apesar de serem baseadas em normas e tecnologias aceitas pela comunidade técnico-científica internacional, as informações aqui contidas servem exclusivamente como referência e devem ser sempre utilizadas por profissional habilitado e capaz de discernir quanto à sua aplicabilidade em cada situação específica. Tal profissional será o responsável pela verificação, adequação e utilização no projeto final, e na execução, dos conceitos e modelos inseridos no manual.

Nas verificações de resistência, não foram contempladas as referentes aos elementos suportes onde se apoiam as vigas, nem às respectivas ligações. Salienta-se, entretanto, que as verificações dos elementos-suportes e das ligações são indispensáveis e precisam ser realizadas pelo engenheiro responsável.

Também não estão contempladas neste manual as verificações das resistências dos painéis de laje. As resistências desses painéis referentes aos estados limites para resistências ao momento fletor, força cortante e esforços localizados, bem como o atendimento aos estados limites de serviço, devem ser garantidos pelo fabricante da laje.

Este manual também enfatiza a importância do cálculo e projeto da viga de aço na fase antes da cura do concreto, quando podem atuar cargas desbalanceadas durante a montagem dos painéis, além de enfatizar a importância do controle de qualidade da execução dos serviços executados na obra, com atenção especial aos procedimentos de segurança, por estarem envolvidos painéis de laje com peso muito significativo.

1.3 Vantagens do emprego de viga mista aço-concreto usando lajes alveolares pré-fabricadas

A combinação do uso de lajes alveolares pré-fabricadas com a estrutura metálica une dois processos com tecnologia de fabricação industrializada, substituindo atividades executadas na obra, podendo-se usufruir do controle de qualidade, precisão e confiabilidade de uma produção em fábrica.

A seguir estão relacionadas algumas vantagens, dentre outras, deste sistema construtivo

- o peso e a altura dos perfis de aço podem ser reduzidos comparando com os de um sistema não misto, conduzindo a uma economia no custo da estrutura metálica e em outras partes da obra, como a diminuição da altura da edificação;
- o número de vigas secundárias é bastante reduzido em relação a sistemas com outros tipos de laje, conduzindo a uma maior rapidez de fabricação e montagem;
- o mercado atual disponibiliza vários tipos de lajes alveolares e perfis laminados;
- os conectores de cisalhamento podem ser soldados na fábrica antes do transporte, reduzindo o tempo e o número de atividades na obra;
- este sistema construtivo torna-se mais eficiente e competitivo para modulações a partir de aproximadamente 8 m x 8 m, quando a capacidade das lajes alveolares de vencer vãos pode ser maximizada, e as dimensões dos perfis de aço mais adequados passam a ter larguras que fornecem um comprimento de apoio adequado para os painéis de laje.

1.4 Fundamentos teóricos e práticos

Os fundamentos teóricos e práticos utilizados na elaboração deste manual foram baseados principalmente nas normas, procedimentos, catálogos e recomendações relacionados nas referências bibliográficas (Capítulo 9).

1.5 Considerações de projeto e execução

A utilização do sistema misto composto de vigas de aço e lajes alveolares pré-fabricadas requer atenção especial aos seguintes pontos:

- a adequação e compatibilidade das diferentes normas e procedimentos utilizados
- a definição clara das responsabilidades das partes envolvidas nas atividades de cálculo, projeto, fabricação e montagem da estrutura metálica e dos painéis de laje pré-fabricados, conferência das armaduras antes e durante a concretagem, travamento e garantia de segurança na fase de montagem
- a compatibilidade entre os requisitos de proteção contra incêndio da estrutura metálica e da laje
- projetistas e montadores devem ficar focados na garantia de segurança durante a construção através de contínua troca de informações.

1.6 Escopo

O escopo deste manual é o cálculo e projeto de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis laminados de aço solidarizados a lajes alveolares.

Essas lajes, neste manual, são usadas com um capeamento na superfície superior que, acrescido da concretagem sobre os perfis de aço, juntas laterais e partes dos alvéolos, permite a obtenção da ação mista entre os perfis metálicos das vigas e as lajes alveolares que neles ficam apoiadas. Para isso é necessário o uso de conectores soldados nas vigas de aço.

O escopo detalhado está relacionado no índice dos capítulos 1 a 7; o capítulo 8 contém tabelas para pré-dimensionamento e, no capítulo 9, estão relacionadas as referências bibliográficas.

1.7 Materiais

Todos os materiais utilizados neste manual para os elementos estruturais estão de acordo com o anexo A da NBR 8800:2008 e com a NBR 6118:2014 Parte 2 Materiais. Esses materiais são especificados nos capítulos 2 a 8.

1.8 Faixas de aplicação

Este manual contempla apenas as faixas e valores relacionados a seguir

- Vãos das vigas mistas, sempre biapoiadas, que suportam as lajes: 7,5 m a 15,0 m
- Vãos de lajes (com capeamento mínimo de 5 cm) - 7,0 m a 12,0 m
- Espessuras de lajes alveolares: 15 cm, 20 cm, 21,5 cm, 25 cm e 26,5 cm
- Perfis W laminados da GERDAU, com alturas entre 450 mm e 616 mm
- Cargas sobrepostas à laje conforme catálogos dos fabricantes dos painéis alveolares

1.9 Limitações

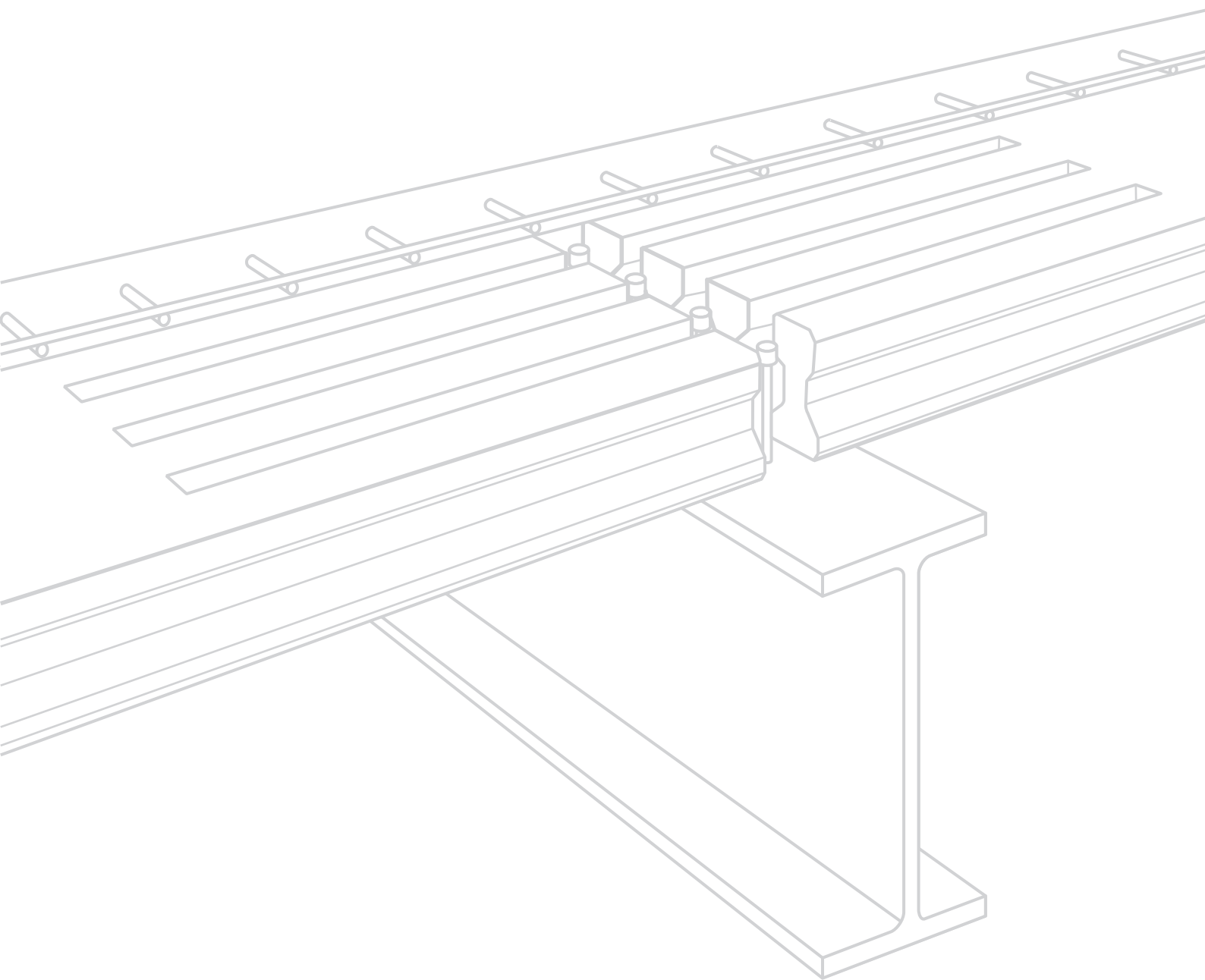
O sistema construtivo objeto deste manual é aplicável basicamente para cargas que possam ser consideradas uniformemente distribuídas sobre a laje. Para cargas concentradas em pequenas regiões, o fabricante das lajes alveolares deve ser consultado.

Os perfis de aço considerados são perfis W, laminados, conforme catálogo da GERDAU. Para outras limitações ver os Capítulos 2 a 7.

1.10 Fora de escopo

Não fazem parte do escopo deste manual

- Cálculo de sistemas sujeitos a cargas que produzem fadiga
- Cálculo das vigas como componentes do sistema de estabilização do edifício
- Cálculo, projeto e dimensionamento das lajes alveolares
- Qualquer item relacionado com a fabricação, estocagem, transporte, manuseio e montagem dos painéis alveolares e das estruturas de aço
- Diretrizes para controle e garantia da qualidade e da segurança nos processos relacionados nos itens anteriores
- Diretrizes para procedimento e segurança durante as atividades de cortes e recortes dos painéis alveolares
- Diretrizes para garantia da qualidade das atividades executadas na obra, tais como:
 - correto posicionamento das armaduras
 - conferência das armaduras
 - verificação da resistência do concreto do capeamento
 - fiscalização da concretagem do capeamento, garganta sobre vigas e juntas laterais



2.1 Estudos Preliminares

Para utilização do sistema construtivo com vigas de aço e lajes alveolares, o projetista da estrutura deve levar em conta parâmetros muito importantes para o bom desempenho do sistema, como listado a seguir

- Definição de dimensões mínimas das mesas dos perfis de aço, tendo em vista os apoios mínimos das lajes alveolares e tipo de conector adotado;
- Definição de folgas de concretagem entre as extremidades das lajes e conectores para descida do concreto e tolerâncias de montagem e de corte no comprimento das lajes;
- Definição da garganta mínima de concretagem - distância entre as extremidades das lajes alveolares em viga de apoio central;
- Definição de rasgos de alvéolos nas lajes alveolares para posicionamento da armadura transversal necessária para absorver os esforços de cisalhamento oriundos do comportamento da viga mista. Usualmente são feitos dois rasgos por painel, tendo em vista minimizar custos no processo fabril e diminuir problemas no transporte das lajes. A *fib:2014* recomenda que sejam adotados três rasgos por painel para vãos das lajes maiores que 10 m. O comprimento destes rasgos tem valor usual de 600 mm, podendo ser aumentado sempre que necessário no dimensionamento da viga mista;
- Sistema de estabilidade temporária para impedir a torção dos perfis de aço no ato da montagem das lajes alveolares e até a cura do concreto posto *in loco*, no caso de utilização de perfis isolados (ver recomendações dos capítulos 1 e 3);
- Plano de montagem da estrutura para que o engenheiro responsável pelo projeto possa definir o avanço da montagem, tendo em vista a deformabilidade da estrutura antes de se atingir a resistência do concreto do capeamento ou de complementos de pilares ou vigas executados no canteiro. Deve haver um intercâmbio entre o projetista e o executor da obra para o caso de haver necessidade de executar travamentos provisórios no intuito de evitar deformações transitórias excessivas;
- Definições das ligações entre vigas e pilares, que podem ser pré-fabricados de concreto, de aço, mistos aço-concreto parcial ou totalmente revestidos ou mesmo moldados no canteiro. A geometria final do conjunto deve ser disponibilizada ao fabricante das lajes alveolares para a execução da paginação das mesmas e a inclusão de recortes de cantos para encaixe junto aos pilares na montagem.

Foto 2.1 - Interface entre vigas de aço e pilares pré-fabricados de concreto



Sempre que possível é interessante uma reunião prévia do projetista da estrutura com o fabricante das lajes alveolares e com a empresa responsável pela fabricação e pela montagem da estrutura de aço, para ajustes relacionados aos itens mencionados.

2.2 Montagem no canteiro

A montagem das vigas deve atender rigorosamente às disposições do projeto executivo e do plano de montagem. Deve ser supervisionada pelo engenheiro de montagem responsável pela obra e levar em conta todos os requisitos de segurança do pessoal envolvido na montagem bem como os requisitos de qualidade para garantia da obra acabada (conforme capítulo 11 da NBR 9062:2006).

No caso do sistema misto de vigas de aço e lajes alveolares é possível o uso de guias em substituição aos guindastes, tendo em vista o peso relativamente baixo dos elementos. Desta forma, esta solução viabiliza a continuidade vertical de obras já existentes, onde seja possível instalar as guias em vazios ou posições favoráveis à posterior desmontagem. Neste caso é feito o estudo de capacidade e raio operacional das guias de modo a contemplar a montagem das peças mais pesadas nos pontos mais desfavoráveis da operação.

Foto 2.2 - Montagem do Shopping Estação BH, com utilização de guias. Ampliação vertical sobre estação de integração de ônibus-metrô que já estava em funcionamento.



De uma maneira geral a montagem é feita baseada nos passos a seguir:

- Execução de plano de *rigging* para contratação dos equipamentos de montagem como guias ou guindastes;
- Conferência topográfica de eixos e níveis de apoio das bases das vigas de aço;
- Colocação das vigas e regulagem das porcas de nivelamento nos chumbadores, torquemento dos parafusos das ligações ou execução das soldas de campo conforme o que for especificado em projeto. No caso de ligação por chumbadores é usual grautear por baixo das chapas de apoio após o nivelamento definitivo. É usual prever furos oblongos, sempre que a ligação permita, para aumentar as tolerâncias de montagem.

É necessário executar o travamento provisório antes da montagem das lajes alveolares para evitar a torção das vigas. Esse travamento pode ser feito em vãos alternados e com um conjunto de elementos suficientes para avanço da montagem no prazo desejado. A retirada de um conjunto de escoras para uma nova posição de montagem depende da cura do concreto da capa das lajes alveolares ou alternativamente do rejuntamento das juntas entre elas e dos extremos dos painéis sobre as vigas. Esse critério é definido em projeto ou plano de montagem, mas recomenda-se que a resistência deste rejuntamento seja de pelo menos $f_{ck} \geq 20$ MPa para a retirada das escoras. É usual especificar a resistência para o rejuntamento e capeamento em $f_{ck} \geq 30$ MPa.

No caso de utilização de perfis de seção dupla o travamento provisório contra torção normalmente não é necessário.

Após a conexão aos pilares e travamento ao giro das vigas inicia-se a colocação das lajes alveolares seguindo a paginação constante do projeto de montagem e a sequência prevista no plano de montagem.

Foto 2.3 - Montagem de lajes alveolares



Para manuseio das lajes alveolares deve-se seguir as recomendações do fabricante quanto aos pontos de apoio e içamento, para evitar fissuração das lajes por esforços não previstos. Em grande parte dos casos os painéis não têm armadura negativa e o apoio deve ser próximo aos extremos da peça. Cuidados devem ser tomados para evitar torção dos painéis na montagem, visto que não são armados transversalmente, e também para evitar que sejam forçados a encaixar entre os conectores das vigas. As folgas previstas em projeto devem ser mantidas para permitir a descida do concreto e para colocação de armaduras previstas em projeto junto aos conectores das vigas sempre que necessárias. Também os apoios mínimos das lajes devem ser respeitados e as lajes substituídas sempre que isso não ocorrer, salvo aprovação do engenheiro responsável pelo projeto.

Na montagem, observar a coincidência dos rasgos de alvéolos entre lajes que sejam contíguas sobre o apoio da viga. Isto é necessário para colocação da armadura transversal prevista no projeto para composição do sistema misto. Caso esses rasgos não estejam totalmente abertos, para evitar fissuração no transporte, será necessário completar a abertura dos mesmos, após o posicionamento definitivo das lajes. O comprimento dos rasgos pode variar e atender não

somente ao desempenho da viga mista, como também, em alguns casos, para aumento da capacidade das lajes ao esforço cortante, ou alojamento de estribos tipo *hair pin* para melhoria de tensões da interface da laje com o capeamento ou mesmo para o cálculo do esforço cortante resistente da laje. Caso haja armadura prevista para a junta entre painéis, as lajes opostas devem ser projetadas com a mesma largura para permitir esta colocação.

Após a montagem das lajes deve-se proceder a uma limpeza rigorosa, de preferência com lavadora de jato de água sob pressão, dos alvéolos que serão preenchidos e das superfícies das lajes. É extremamente importante retirar dos alvéolos todo o material solto proveniente do processo de corte com serra das extremidades da laje. Este resíduo de pó de concreto pode impedir a aderência do concreto a ser lançado na concretagem dos alvéolos. As lajes devem estar na condição saturada seca (saturadas mas sem filme de água superficial) e completamente limpas antes do processo de rejuntamento e capeamento.

Recomenda-se que os alvéolos sejam limpos antes da colocação das telas de capeamento e armações complementares de ligação como negativos e transversais da viga mista que dificultam o acesso aos mesmos para limpeza. A limpeza da superfície das lajes é de fundamental importância para que não haja deslocamento da capa quando o conjunto estiver sujeito às tensões tangenciais previstas em projeto na interface entre a laje pré-fabricada e o capeamento estrutural. Para a colocação das armaduras adicionais de ligação das lajes alveolares deve ser seguido o projeto estrutural fornecido pelo projetista ou pelo fabricante das lajes alveolares.

Alguns itens que devem ser observados:

- Armaduras negativas sobre os apoios;
- Armadura tangencial, ou para cortante, em alvéolos preenchidos;
- Armadura complementar de suspensão para resistência a incêndio se existente;
- Armadura longitudinal sobre as vigas e nas juntas dos painéis para efeito diafragma, se previsto;
- Tela para retração especificada em projeto;
- Armaduras de reforços localizados de vazios, se existentes;
- Armaduras de bordas e de retração localizadas em volta de pilares passantes.

Foto 2.4 - Detalhe de armação de capeamento em sistema misto de aço e lajes alveolares



2.3 Concretagem e cura do capeamento estrutural

Para a fase de concretagem e cura do capeamento devem ser seguidas as recomendações do capítulo 9 da NBR 14861:2011.

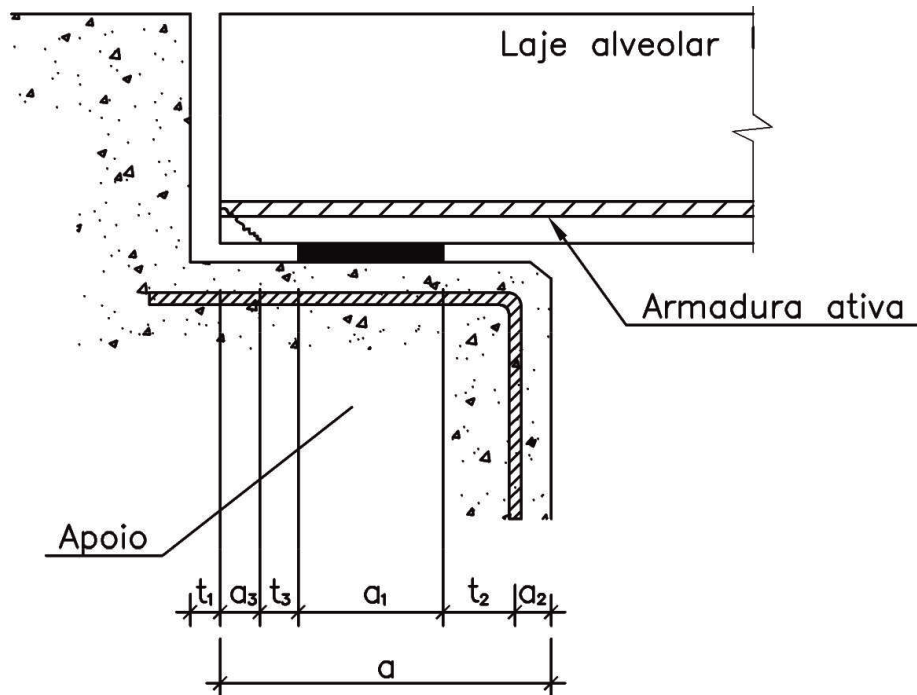
É importante também observar os cuidados com a drenagem dos alvéolos para que não fique água acumulada dentro dos mesmos, conforme descrito no item 8.10 da NBR 14861:2011.

2.4 Recomendações construtivas de projeto

Para apoio mínimo das lajes alveolares deve-se seguir o que recomenda a NBR 14861:2011 – Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido, item 7.8.2, ou publicações internacionais específicas para as lajes alveolares apoiando em vigas de aço.

De acordo com a NBR 14861:2011 e a figura 2.1, tem-se:

Figura 2.1 - Apoio nominal conforme NBR 14861:2011



a = apoio nominal

$a = a_1 + a_2 + a_3 + (t_2^2 + t_3^2)^{1/2}$ sendo:

$a_1 = V_{sd} / (b_n \sigma_{Rd}) \geq 40 \text{ mm}$

onde

V_{sd} é o valor solicitante de cálculo da reação de apoio;

b_n é a largura do apoio não se tomando mais que 50% da largura da laje;

com $\sigma_{Rd} \leq 0,8 f_{cd}$ para o caso de apoio sobre viga de aço sendo σ_{Rd} o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto;

f_{cd} é a resistência à compressão do concreto;

$a_2 = 0$ no caso de apoio sobre viga de aço (o *fib Model Code for Concrete Structures:2010* considera $a_2 = 10 \text{ mm}$ para $\sigma_{Sd} > 0,4 f_{cd}$);

a_3 é o comprimento da possível ruptura da extremidade da laje alveolar para $\sigma_{Sd} > 0,4 f_{cd}$;

toma-se $a_3 = 0$ no caso de fios ou cordoalhas expostos no extremo da laje (caso usual de lajes alveolares protendidas);

t_2 é a tolerância para a distância entre os elementos de suporte onde se toma $t_2 = 15 \text{ mm}$ para apoio em vigas de aço;

t_3 é a tolerância para o vão das lajes alveolares onde se toma $t_3 = l_n / 2500$ sendo l_n o vão livre da laje alveolar entre os apoios, em mm;

t_1 é a máxima tolerância dimensional de fabricação do comprimento da laje (conforme tabela 1 da NBR 14861:2011, onde l é o comprimento da laje).

Tabela 1 – (extrato)

$l \leq 5$ m.....tolerância ± 10 mm

$5 \text{ m} < l \leq 10$ mtolerância ± 15 mm

$l > 10$ mtolerância ± 20 mm

A definição de apoio mínimo da NBR 14861:2011 é adaptada do *Eurocode* - veja o *fib Model Code for Concrete Structures:2010* em seu item 7.13.6.2, e recomenda que o apoio mínimo seja tomado como $h/2$, sendo h a altura da laje alveolar.

De acordo com o *fib Bulletin 74 – Planning and Design Handbook on Precast Building Structure:2014* deve-se ter os seguintes apoios nominais mínimos

Laje alveolar de altura h suportada em vigas de concreto ou aço

$h \leq 250$ mmlargura nominal mínima do suporte 60 - 70 mm

$h > 250$ mmlargura nominal mínima do suporte 100 - 130 mm

Estes valores são usualmente tomados para o dimensionamento das larguras das mesas das vigas de aço.

A publicação P401 do SCI (Couchman:2014) estabelece que o apoio nominal mínimo deve ser de 75 mm, valor que leva em conta um mínimo efetivo de 40 mm para o apoio das lajes, tolerância de 12 mm para o comprimento das mesmas, e tolerância de construção de 15 mm ou 3 mm para cada metro de comprimento, tomando o que for maior.

A mesma publicação estabelece uma garganta de concretagem mínima de 85 mm para conectores soldados no campo ou 70 mm para conectores soldados na fábrica.

Para esta publicação foram considerados os seguintes valores mínimos, medidos após instalação das lajes alveolares:

- Garganta de concretagem para perfis de aço simples
Para lajes com altura inferior a 200 mm: mínimo de 80 mm;
Para lajes com altura igual ou superior a 200 mm: mínimo de 100 mm.
- Garganta de concretagem no caso de perfis de aço duplos
Mínimo de 160 mm para qualquer altura de laje.

Em função dos dados anteriores ficam estabelecidas as larguras mínimas das mesas dos perfis de aço. Valores de cálculo das larguras das mesas b_{min} , das gargantas e apoios conforme a tabela 4.1 do capítulo 4.

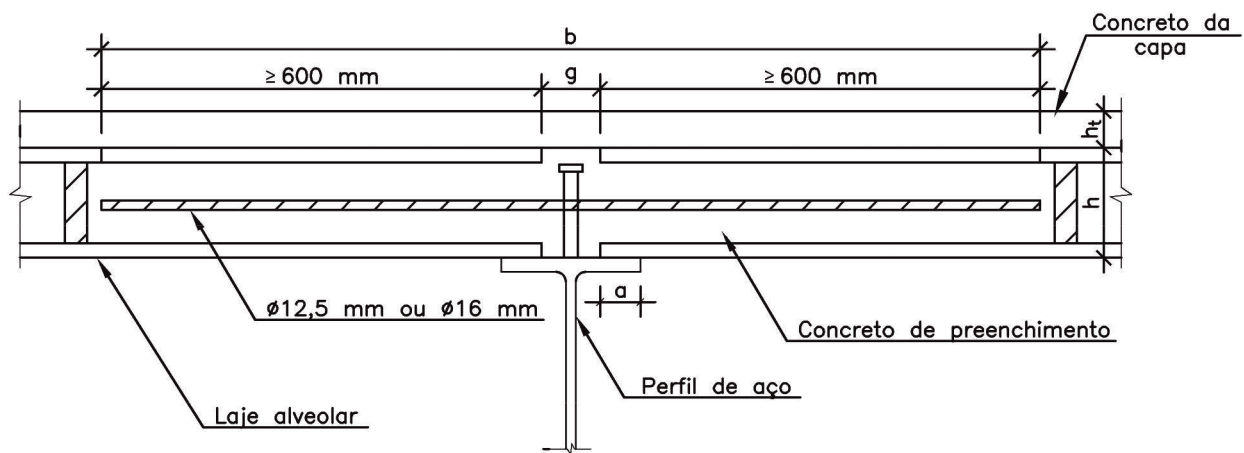
Sabendo que a resistência ao cortante das lajes alveolares é influenciada pelos apoios mínimos adotados deve-se cuidar para que os valores mínimos sejam efetivamente respeitados após a instalação na obra. Em função disto, não devem ser aceitos apoios mínimos menores que 60 mm para lajes de até 200 mm de altura e menores que 80 mm para lajes de maior altura.

Os cortes típicos passando pela seção de alvéolos preenchidos, e sem preenchimento, são conforme figura 2.2 onde se mostra que neste último caso os tampões (geralmente de isopor) devem ser afastados das extremidades das lajes alveolares de cerca de 10 cm (mínimo de 5 cm), para melhoria de resistência ao esforço cortante e de seção maciça para o desempenho da viga mista.

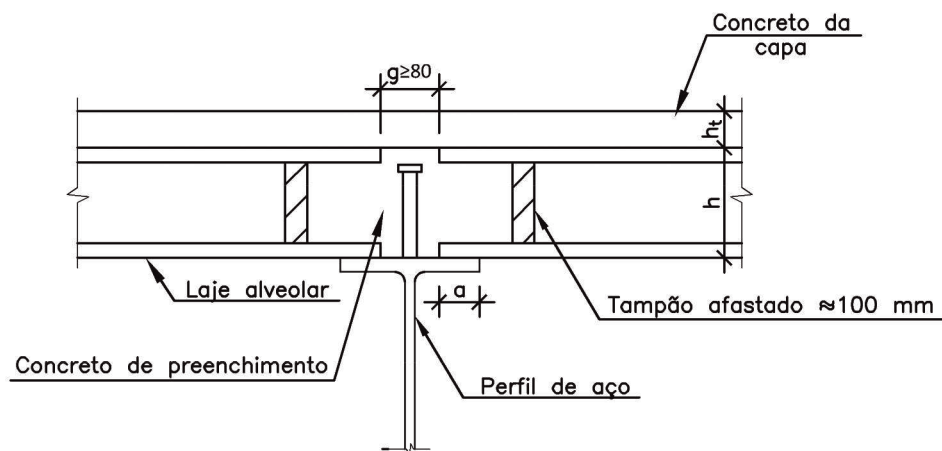
No desenho não foram mostradas as armaduras de negativos, tela de retração, usuais do capeamento, e estribos de suspensão adicionais aos conectores que podem ser necessários para o dimensionamento da viga mista. Exemplo destas armaduras conforme figura 2.3.

Adicionalmente à armadura transversal deixada nos alvéolos, preenchidos com bitolas de 12,5 ou 16 mm, são colocadas nas juntas dos painéis barras de 12,5 mm. Deve ser observado que a altura de colocação deve possibilitar o envolvimento da barra pela argamassa de grauteamento ou concreto e também que as mesmas não estejam acima das cabeças dos conectores das vigas de aço . Ver figura 2.4.

Figura 2.2 - Seções típicas junto aos alvéolos preenchidos e sem preenchimento, mostrando o recuo dos tampões de alvéolos para melhoria da seção mista. Detalhe da garganta de concretagem mínima e de colocação da armadura transversal.

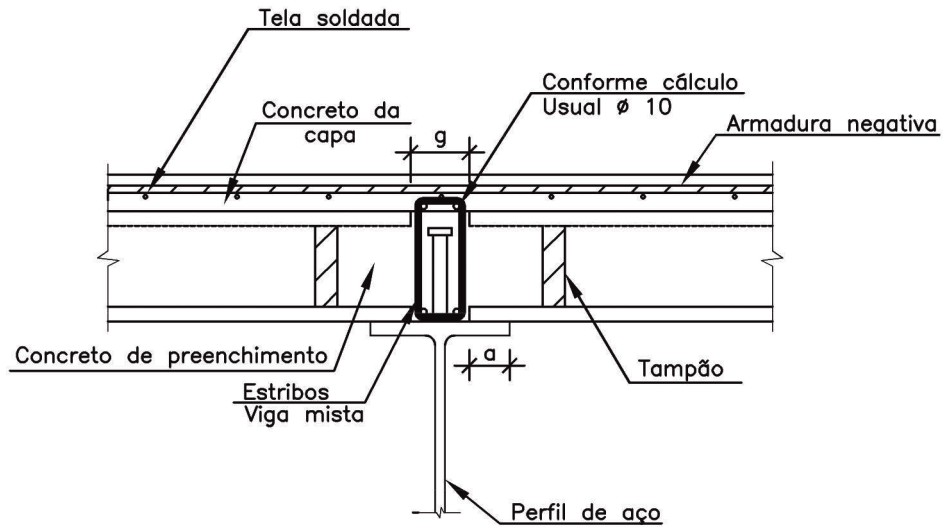


Seção alvéolo preenchido



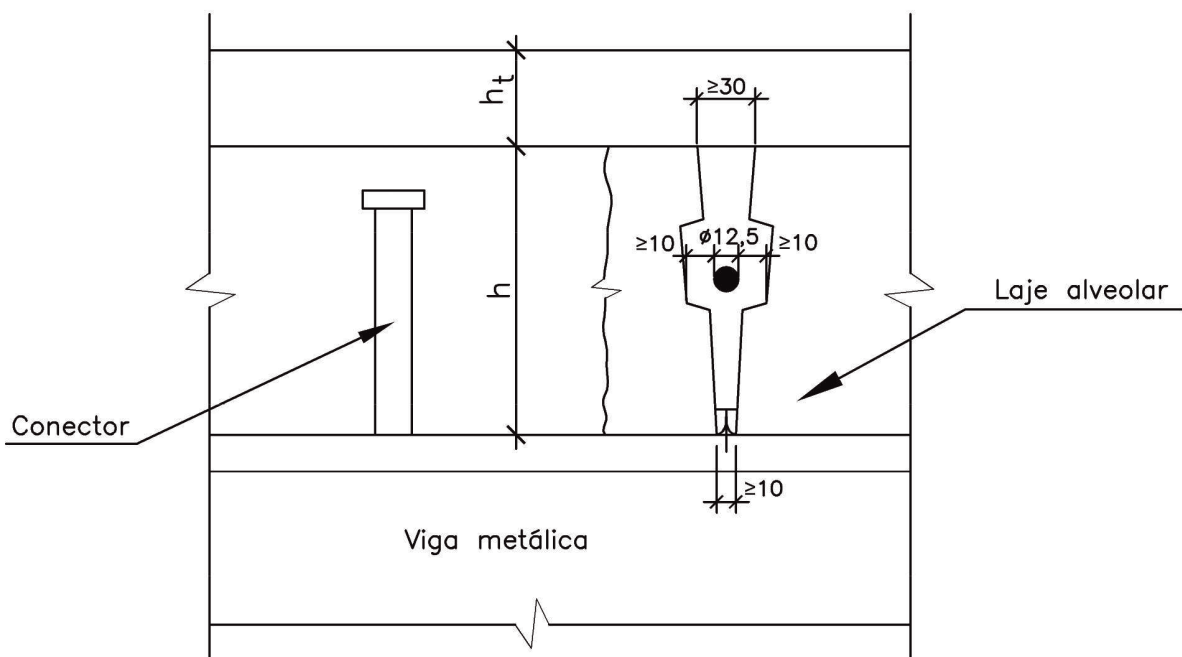
Seção sem preenchimento

Figura 2.3 - Detalhe de colocação de estribos junto aos conectores e armação de capeamento



g – garganta de concretagem – mínimos 80/100 mm
 a – apoio mínimo – 60/80 mm

Figura 2.4 - Vista lateral da viga de aço, mostrando colocação de barras ϕ 12,5 mm nas juntas das lajes alveolares, cobrimentos mínimos e posição relativa aos conectores (as barras devem estar pelo menos 15 mm abaixo da cabeça dos conectores). Dimensões mínimas da seção da junta.



Para as barras colocadas nas juntas, a *fib* recomenda um comprimento de ancoragem total aumentado devido à fissuração da junta ou à outras incertezas, de 100ϕ para ancoragem reta ou 75ϕ se houver ganchos.

Também recomenda que se limite a 80 kN a capacidade a tração em cada junta.

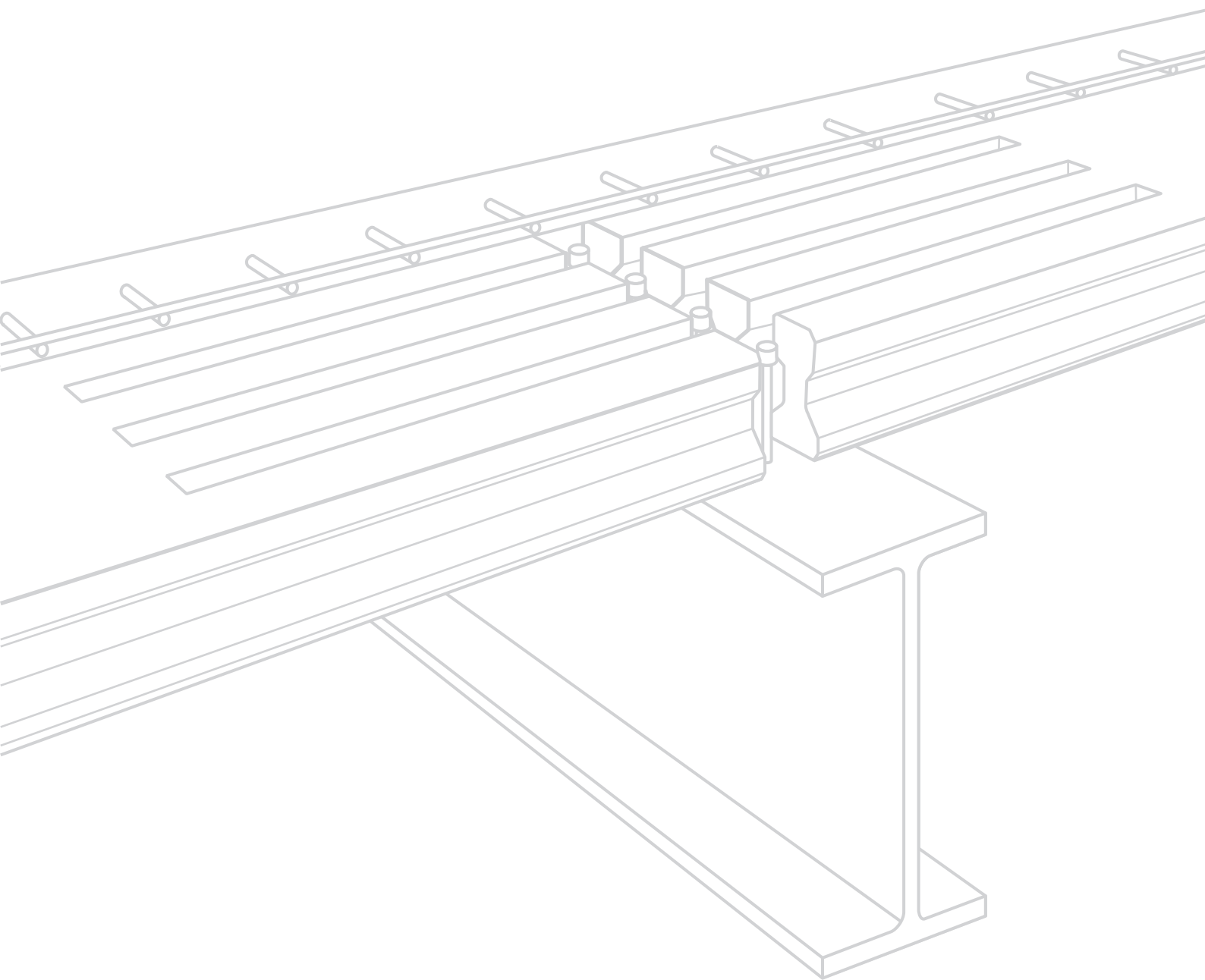
$F_{yk} A_s \leq 80 \text{ kN}$ (em geral se usa uma barra de $\phi 12,5 \text{ mm}$ por junta).

Foto 2.5 Armação de capeamento em sistema misto vigas de aço e lajes alveolares. Colocação de tela de retração, negativos e armação de alvéolos preenchidos dentro dos rasgos deixados nos painéis. Uso de pilar misto aço-concreto.



CÁLCULO DAS VIGAS DE AÇO NA SITUAÇÃO DE CONSTRUÇÃO (ANTES DA CURA DO CONCRETO POSTO *IN LOCO*)

3



CÁLCULO DAS VIGAS DE AÇO NA SITUAÇÃO DE CONSTRUÇÃO (ANTES DA CURA DO CONCRETO POSTO *IN LOCO*)

Devem ser consideradas as vigas intermediárias, com painéis só de um lado e dos dois lados, e as vigas de borda. Neste trabalho são previstas vigas de aço com perfil simples, contidas lateralmente durante a construção, e vigas de aço com perfil duplo.

3.1 Vigas intermediárias

3.1.1 Painéis só de um lado da viga

3.1.1.1 Cargas a serem consideradas e excentricidades

- carga permanente = peso próprio dos perfis de aço, incluindo a viga de contenção, e peso próprio dos painéis alveolares
- sobrecarga de construção = 1 kN/m² (NBR 8800:2008, Anexo B)

Para se determinar a excentricidade da reação dos painéis colocados de um lado da viga, no caso de vigas com perfil simples, utiliza-se a tabela 4.1 do capítulo 4. As dimensões nominais mínimas de *g* (garganta de concretagem) e de *a* (largura de contato entre os painéis e o perfil) devem ser obedecidas no projeto; os valores mínimos reais de *g* e de *a* (*as built*) devem ser estritamente observados na obra. Considerando o valor mínimo real (*as built*) de *a*, a excentricidade é dada por:

$$e = b_f/2 - a/2$$

Observação

No caso de vigas com perfil duplo, é possível usar para *a* um valor maior do que o mínimo real dado na tabela 4.2 do capítulo 4. Para isto, é necessário considerar para a garganta o valor nominal dado na tabela (usado no projeto), acrescido das tolerâncias, e calcular o que resta para o apoio dos painéis (ver exemplo 2, capítulo 7).

3.1.1.2 Verificações de cálculo

a) Vigas com perfil simples (ver exemplo 1, capítulo 6)

De maneira geral, no caso de vigas com perfil simples, é necessário usar uma treliça de contenção interligando as seções centrais de duas vigas consecutivas, na fase de construção (não é necessário que uma viga tenha contenção dos dois lados). A retirada das treliças de contenção temporária deve ser feita sem aplicar impactos na estrutura.

Devem ser verificados o perfil da viga e a treliça de contenção temporária.

Para levar em conta os efeitos da torção causada pela excentricidade do apoio dos painéis alveolares, admite-se uma rotação máxima de 2° da mesa superior da viga, causada pelas ações de cálculo, verificada posteriormente com inclusão de efeitos de segunda ordem. São obtidas cargas aproximadas (com direções opostas) nos planos das mesas, iguais a

$$\text{na mesa superior} - q_{\text{sup,Sd}} = (q_d e/d_o) + q_d \text{tg}2^\circ$$

$$\text{na mesa inferior} - q_{\text{inf,Sd}} = (q_d e/d_o)$$

sendo q_d , e , d_o a carga distribuída de cálculo, a excentricidade, e a distância entre os centros das mesas, respectivamente.

As verificações básicas do perfil da viga são:

a1) Flexão com torção do perfil W

Utiliza-se a fórmula de interação baseada em Nethercot et al:1989

$$M_{Sd}/M_{Rd} + [\sigma_{sup,Sd}/(f_y/\gamma_{a1})] [1 + 0,5M_{Sd}/M_{Rd}] \leq 1,0$$

Nesta expressão, a determinação de M_{Rd} é feita conforme a NBR 8800:2008. O comprimento destravado é multiplicado por 1,2 devido à carga ser desestabilizante e $\sigma_{sup,Sd}$ resulta do momento causado por $q_{sup,Sd}$.

Considera-se que a seção utilizada consiga se plastificar para os estados limites FLM e FLA.

a2) Escoamento por tensões normais - Perfil W (na maioria dos casos não é predominante)

$$M_{Sd}/W_x + [\sigma_{sup,Sd}] [1 + 0,5M_{Sd}/M_{Rd}] \leq f_y/\gamma_{a1}$$

a3) Escoamento por cisalhamento na extremidade do Perfil W (na maioria dos casos não é predominante)

$$\tau_{b,Sd} + \tau_{sup,Sd} + \tau_{t,Sd} \leq 0,6f_y/\gamma_{a1}$$

As três tensões de cisalhamento de cálculo são devidas à força cortante de cálculo no plano vertical, à força cortante de cálculo no plano da mesa superior e ao momento de torção de cálculo, respectivamente.

a4) Tensão local na alma e rotação da mesa superior - Perfil W

A tensão local na alma provém dos efeitos da carga distribuída de cálculo e do momento de cálculo devido à excentricidade.

A rotação da mesa superior é obtida pela superposição da rotação local da mesa superior, causada pela deformação da alma, e da rotação causada pela torção, incluindo efeito de segunda ordem. Ambas as rotações devem ser calculadas com ações de cálculo e sua soma deve ser igual ou inferior ao valor de 2° , previamente assumido.

a5) Efeito de recalques diferenciais entre extremidades das treliças de contenção temporária (na maioria dos casos não é predominante)

Consiste na avaliação dos efeitos de recalques diferenciais entre duas vigas, interligadas pela treliça de contenção suposta rígida - ver exemplo 1, capítulo 6.

a6) Verificação das treliças de contenção temporária

A verificação para o caso de painéis só de um lado das vigas, causando torção destas, é feita pelos procedimentos usuais para treliças, utilizando-se os esforços de cálculo oriundos de $q_{sup,Sd}$ e $q_{inf,Sd}$ aplicados na viga, conforme exemplo 1, capítulo 6.

A única observação é que foi usada a revisão de 1986 da NBR 8800 para o travejamento das cordas nos planos horizontais (esta solução não é contemplada pela revisão de 2008).

Observação

As verificações de resistência e rigidez, necessárias para a contenção lateral dos perfis W durante a construção, são feitas para a situação em que todos os painéis alveolares estejam montados (item 3.1.2).

b) Vigas com perfil duplo (ver exemplo 2, capítulo 7)

São muito mais resistentes à torção do que as vigas com perfil simples, não sendo necessária a treliça de contenção temporária. A carga excêntrica produz uma flexão local da mesa superior para ser transferida para as almas dos perfis. A partir daí ela pode ser decomposta em parcelas produzindo flexão, torção e distorção. Para levar em conta todos os efeitos, admite-se uma rotação máxima de 1° da mesa superior da viga, causada pelas ações de cálculo, verificada posteriormente com inclusão de efeitos de segunda ordem.

Obtém-se uma carga de cálculo no apoio dos painéis alveolares, tangente à mesa superior, igual a:

$$q_{h,Sd} = q_d \operatorname{tg} 1^\circ$$

As verificações básicas são:

b1) Flexão com torção da viga de aço

Utiliza-se a fórmula de interação baseada em Nethercot et al:1989

$$M_{x,Sd}/M_{x,Rd} + [M_{y,Sd}/M_{y,Rd} + M_{t,Sd}/M_{t,Rd}] [1 + 0,5M_{x,Sd}/M_{x,Rd}] \leq 1,0$$

Nesta expressão, as determinações de $M_{x,Rd}$, $M_{y,Rd}$ e $M_{t,Rd}$ (momento de torção resistente de cálculo) são feitas conforme a NBR 8800:2008, com algumas adaptações, conforme exemplo 2, capítulo 7. O comprimento destravado é multiplicado por 1,2 devido à carga ser desestabilizante e no momento de inércia à torção I_t considera-se só o caixão fechado da seção.

b2) Verificação da rotação máxima de cálculo

São superpostas as rotações da mesa superior causadas por efeitos locais, distorção e torção, levando em conta efeito de segunda ordem. As rotações devem ser calculadas com ações de cálculo e sua soma deve ser igual ou inferior ao valor de 1°, previamente assumido.

b3) Escoamento por tensões normais na seção de aço (na maioria dos casos não é predominante)

$$M_{x,Sd}/W_x + (M_{y,Sd}/W_y) [1 + 0,5M_{x,Sd}/M_{x,Rd}] \leq f_y/\gamma_{a1}$$

b4) Escoamento por cisalhamento na seção extrema (na maioria dos casos não é predominante)

$$\tau_{b,Sd} + \tau_{tw,Sd} \leq 0,6f_y/\gamma_{a1}$$

$\tau_{b,Sd}$ e $\tau_{tw,Sd}$ são as tensões de cisalhamento nas almas da seção extrema, devidas à força cortante de cálculo e ao momento de torção de cálculo, respectivamente.

b5) Tensões devidas a efeitos locais e distorção (na maioria dos casos não é predominante)

Para detalhes, ver exemplo 2, capítulo 7.

3.1.2 Painéis dos dois lados da viga

3.1.2.1 Cargas a serem consideradas e excentricidades

- carga permanente = peso próprio dos perfis de aço, dos painéis alveolares (incluindo preenchimento dos alvéolos e entre lajes), e do capeamento.
- sobrecarga de construção = 1 kN/m² (NBR 8800:2008, Anexo B)

As verificações podem ser feitas considerando o capeamento de concreto e a sobrecarga de construção em ambos os lados do perfil W (situação balanceada), porque com laje dos dois lados há uma tendência de compensar eventuais excentricidades da carga.

Excentricidade - $e = 0$

3.1.2.2 Verificações de cálculo

a) Vigas com perfil simples (ver exemplo 1, capítulo 6)

a1) Resistência ao momento fletor

Do lado da segurança, porque, no caso de painéis de ambos os lados do perfil, poderia ser considerada alguma contenção lateral proporcionada pelos painéis balanceados, considera-se a mesma resistência de cálculo M_{Rd} do caso desbalanceado, que deve ser superior a M_{Sd} calculado com as novas ações de cálculo.

a2) Efeito de recalques diferenciais entre extremidades das treliças de contenção temporária (na maioria dos casos não é predominante)

Consiste na avaliação dos efeitos de recalques diferenciais entre duas vigas, interligadas pela treliça de contenção suposta rígida - ver exemplo 1, capítulo 6.

a3) Verificação da treliça de contenção temporária quanto à capacidade de conter dois perfis W, no centro.

Com base na NBR 8800:2008, item 4.11.3.7, são determinadas a resistência de cálculo e a rigidez de cálculo da treliça, necessárias para garantir a contenção das vigas. Os valores calculados devem ser inferiores aos valores correspondentes propiciados pela treliça de contenção. Para detalhes, ver exemplo 1, capítulo 6.

b) Vigas com perfil duplo (ver exemplo 2, capítulo 7)

b1) Resistência ao momento fletor

Do lado da segurança, porque, no caso de painéis de ambos os lados do perfil, poderia ser considerada alguma contenção lateral proporcionada pelos painéis balanceados, considera-se a mesma resistência de cálculo M_{Rd} do caso desbalanceado, que deve ser superior a M_{Sd} calculado com as novas ações de cálculo.

b2) Tensões devidas a efeitos locais na mesa (inclusive emenda) e na alma (na maioria dos casos não é predominante, salvo a emenda)

Para detalhes, ver exemplo 2, capítulo 7.

3.2 Vigas de borda

Para as vigas de borda, só há painéis de um lado, mesmo após a concretagem da capa, dos alvéolos e da região sobre a viga de aço. Assim, as cargas a serem consideradas e excentricidades são:

- carga permanente = peso próprio dos perfis de aço, dos painéis alveolares (incluindo preenchimento dos alvéolos e da região sobre a viga de aço), e do capeamento. Observar que todos os alvéolos podem ser preenchidos em 60 cm a partir da borda do painel (capítulo 4).
- sobrecarga de construção = 1 kN/m² (NBR 8800:2008, Anexo B)

As excentricidades a serem consideradas são as mesmas dadas no item 3.1.1.1.

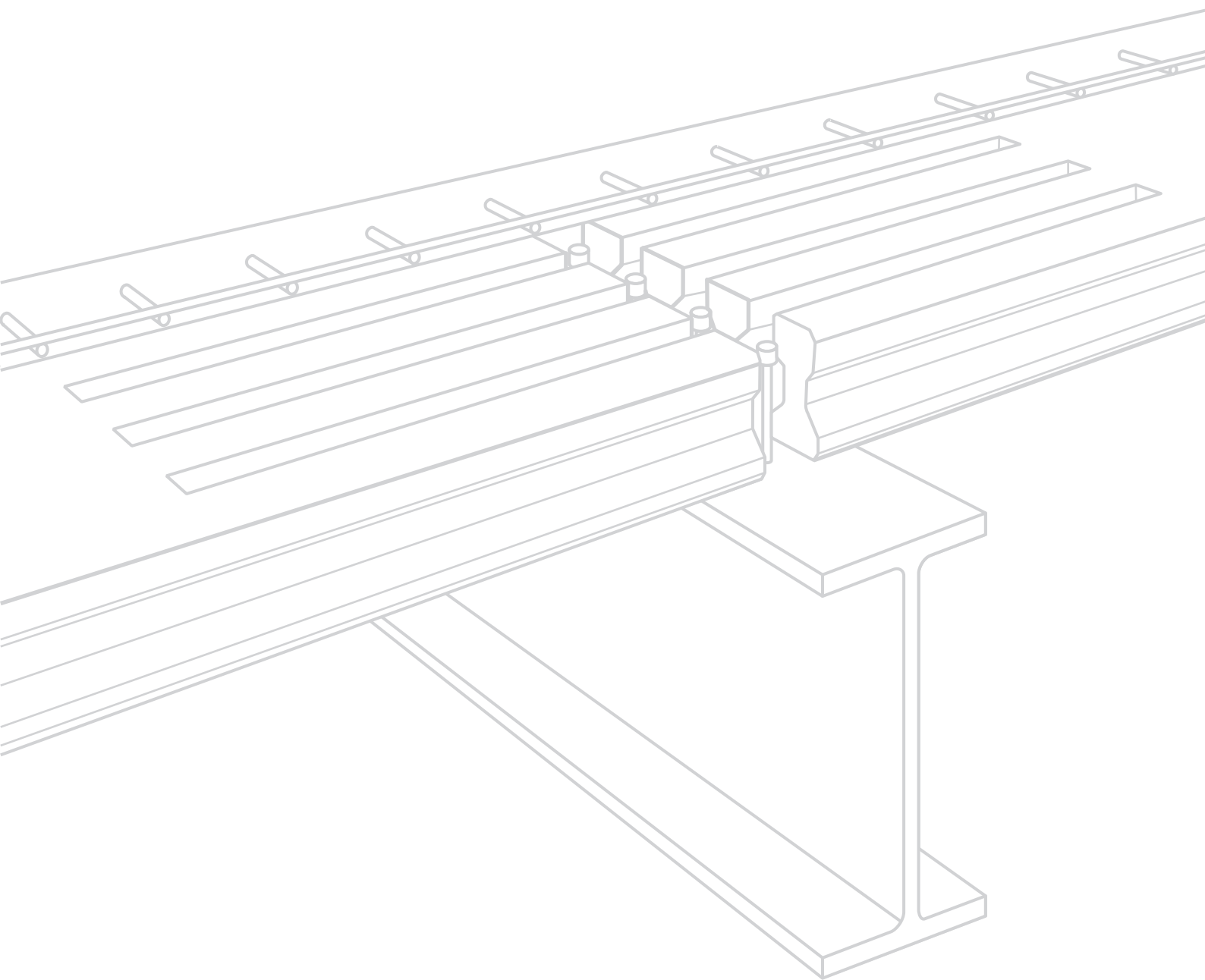
As verificações de cálculo são as mesmas dadas nos itens 3.1.1.2-a e 3.1.1.2-b, para vigas de perfil simples e de perfil duplo, respectivamente (com as novas cargas), complementadas pela verificação da treliça de contenção temporária quanto à capacidade de conter dois perfis W, no centro (item 3.1.2.2-a).

Observação sobre vigas de borda

As vigas de borda podem, alternativamente, ser calculadas como não mistas. Todas as ações permanentes anteriores e posteriores à construção da estrutura, bem como a sobrecarga de utilização, são aplicadas na viga de aço, com a devida consideração da excentricidade. No caso de viga de perfil simples, deve ser usada a treliça de contenção temporária durante a construção. Cuidados especiais devem ser tomados para garantir a contenção lateral da viga após a cura do concreto posto *in loco* e retirada da treliça de contenção temporária.

CÁLCULO DAS VIGAS NA SITUAÇÃO FINAL (APÓS A CURA DO CONCRETO POSTO *IN LOCO*) – VIGAS MISTAS

4



Devem ser consideradas as vigas intermediárias, com painéis dos dois lados, e as vigas de borda. Neste trabalho são previstas vigas de aço com perfil simples, contidas lateralmente durante a construção, e vigas de aço com perfil duplo.

Para aplicar a metodologia de cálculo aqui proposta ao sistema misto formado pelo(s) perfil(s) de aço e pelas lajes alveolares (ver itens 4.2 a 4.4), devem ser respeitadas as limitações dadas no item 4.1. Este capítulo é baseado principalmente na NBR 1481:2011, NBR 8800:2008, em Hicks e Lawson:2003, Way et al:2007, Couchman:2014, e UFRJ:2016.

4.1 Limitações

4.1.1 A dimensão mínima (*as built*) da garganta de concretagem g deve atender ao especificado no capítulo 2 deste Manual, devendo ser aparado o painel se g resultar inferior ao valor especificado. Considera-se laje com borda não chanfrada e conectores instalados no campo.

a) para perfil simples (Figura 4.1)

$g \geq 100$ mm para painéis com altura h igual ou superior a 200 mm e $g \geq 80$ mm para painéis com altura h inferior a 200 mm.

Observação

Com a condição de largura mínima de apoio, também dada no capítulo 2 (60 mm para $h \leq 200$ e 80 mm para $h > 200$, ambos *as built*), obtém-se a Tabela 4.1.

b) para perfil duplo (Figura 4.2)

$g \geq 160$ mm em todos os casos (para instalação de duas linhas de conectores *stud*, espaçados transversalmente de 80 mm, ainda que não fiquem na mesma seção).

Observação

Com a condição de largura mínima de apoio dada no capítulo 2 (60 mm para $h \leq 200$ e 80 mm para $h > 200$, ambos *as built*), obtém-se a Tabela 4.2.

Figura 4.1 - Viga intermediária - Perfil simples

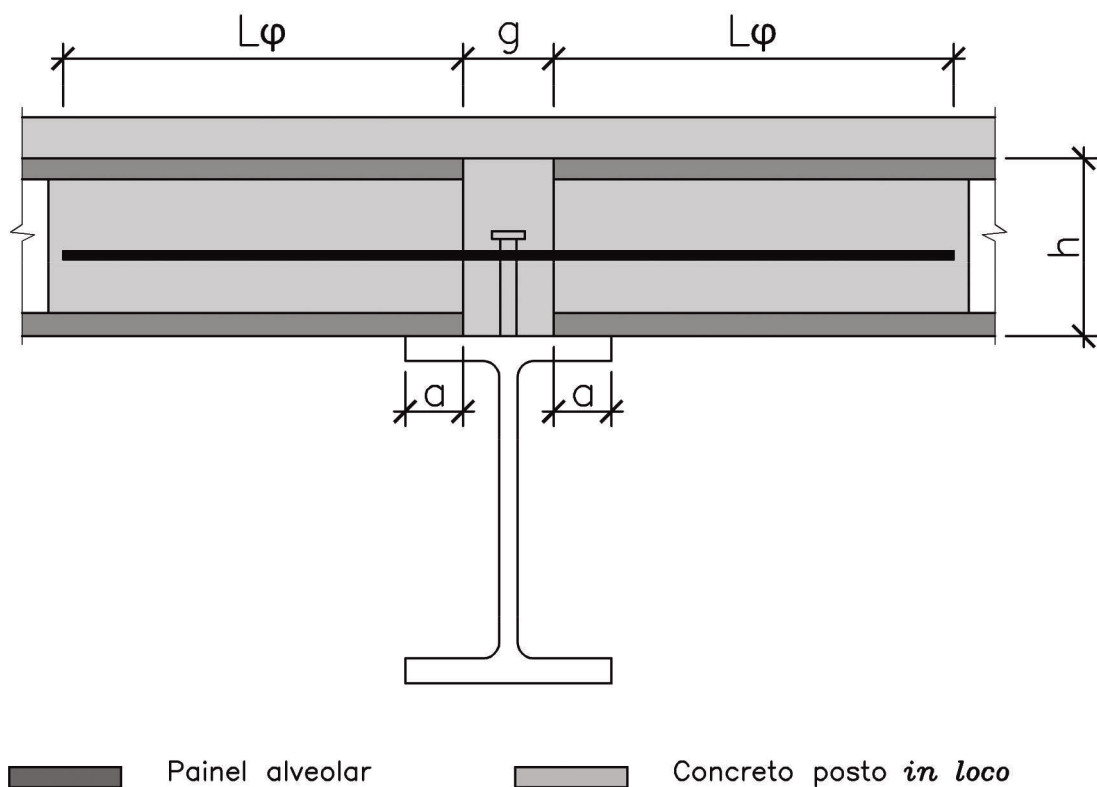


Tabela 4.1 Dimensões mínimas no projeto (nominal) e na obra (*as built*) da garganta g e do apoio a - Perfil simples

L (m)	h (mm)	g_{\min} (mm)		a_{\min}		$b_{f\min}$ (mm)
		nominal (projeto)	real (*) (<i>as built</i>)	nominal (projeto)	real (*) (<i>as built</i>)	
≤ 5	< 200	100	80	70	60	240
	< 200	88 (**)	80	70	60	228
	$h = 200$	120	100	70	60	260
	$200 < h \leq 265$	120	100	90	80	300
$5 < L \leq 10$	< 200	105	80	73	60	251
	< 200	82 (**)	80	73	60	228
	$h = 200$	125	100	73	60	271
	$200 < h \leq 265$	125	100	93	80	311
> 10	< 200	110	80	75	60	260
	$h = 200$	130	100	75	60	280
	$200 < h \leq 265$	130	100	95	80	320

Notas sobre a tabela 4.1

- são consideradas as tolerâncias dadas no capítulo 2 para o comprimento L dos painéis alveolares e uma tolerância de ± 10 mm para a distância entre vigas, somada com as anteriores; supõe-se que os painéis sejam posicionados de forma a obter valores iguais dos apoios a em ambas as extremidades.
- (*) Estritamente necessário observar os valores mínimos *as built*.
- (**) Tolerâncias inferiores às usuais são necessárias.

Figura 4.2 - Viga intermediária - Perfil duplo

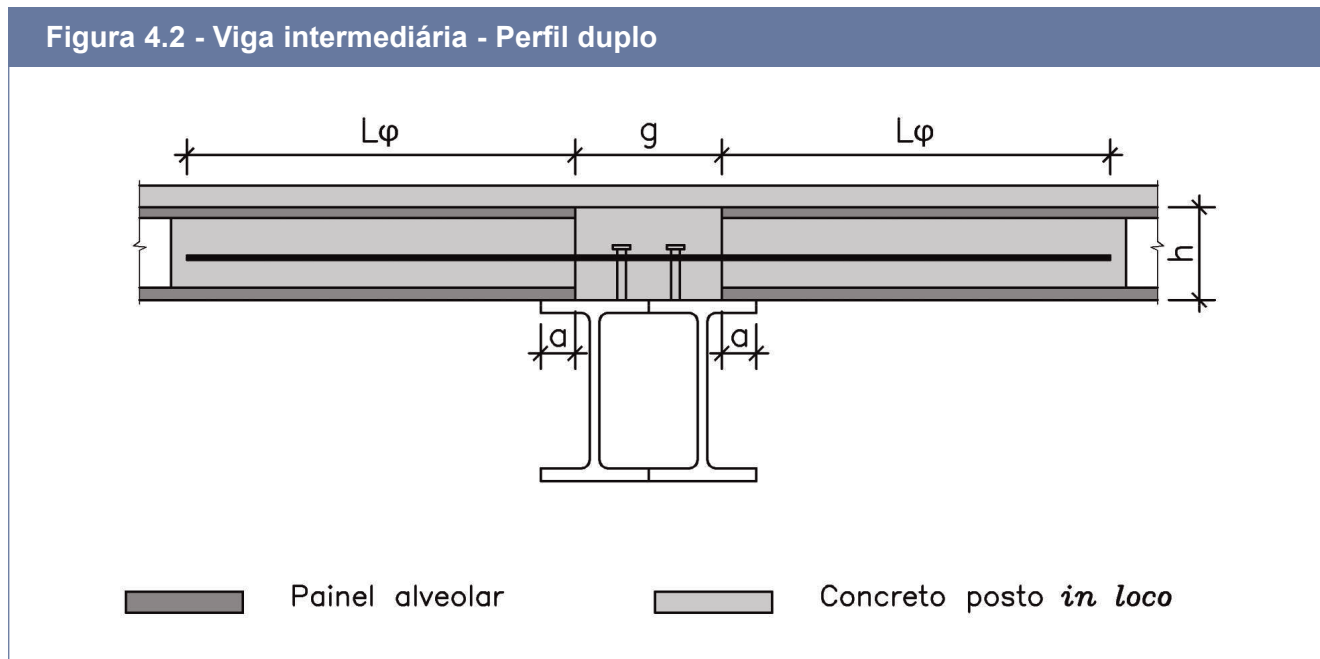


Tabela 4.2 - Dimensões mínimas no projeto (nominal) e na obra (*as built*) da garganta g e do apoio a - Perfil duplo

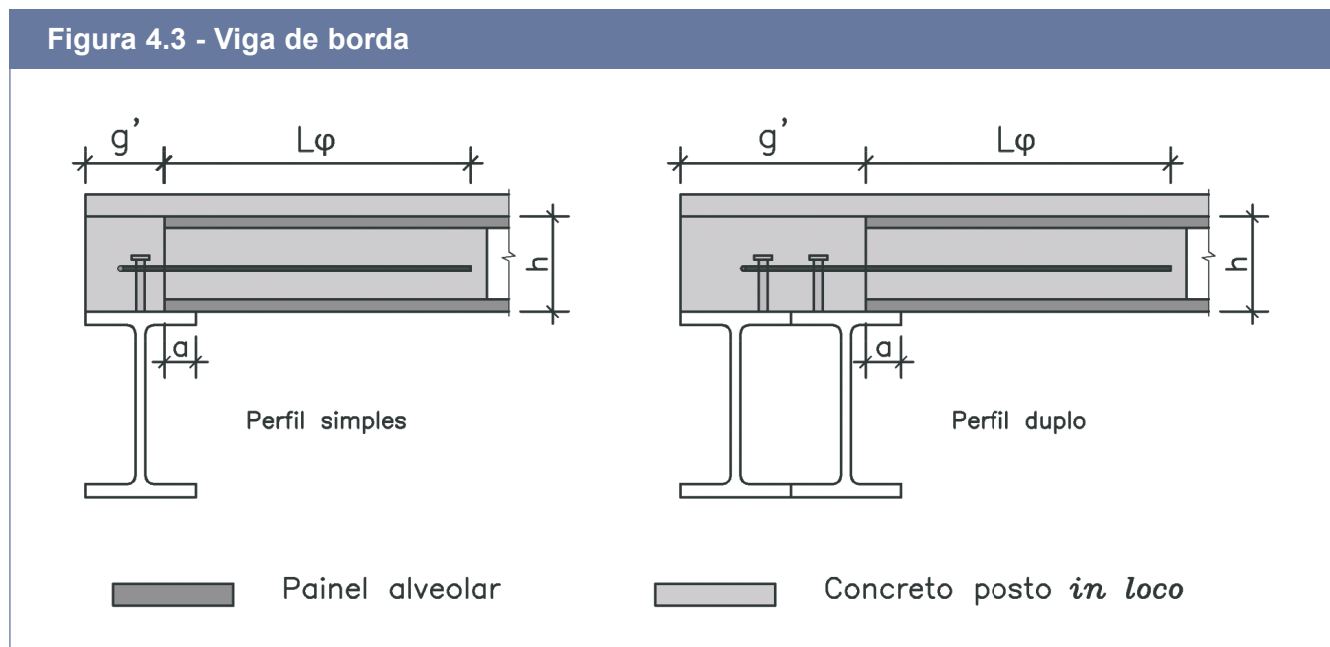
L (m)	h (mm)	g_{\min} (mm)		a_{\min}		$b_{f\min}$ (mm) (**)
		nominal (projeto)	real (*) (<i>as built</i>)	nominal (projeto)	real (*) (<i>as built</i>)	
≤ 5	≤ 200	180	160	70	60	160
	200 < h ≤ 265	180	160	90	80	180
5 < L ≤ 10	≤ 200	185	160	73	60	166
	200 < h ≤ 265	185	160	93	80	186
> 10	≤ 200	190	160	75	60	170
	200 < h ≤ 265	190	160	95	80	190

Notas sobre a tabela 4.2

- **são consideradas as tolerâncias dadas no capítulo 2** para o comprimento L dos painéis alveolares e uma tolerância de ± 10 mm para a distância entre vigas, somada com as anteriores; supõe-se que os painéis sejam posicionados de forma a obter valores iguais dos apoios a em ambas as extremidades.
- (*) Estritamente necessário observar os valores mínimos *as built*.
- (**) Para cada um dos dois perfis

Observação

No caso de vigas de borda, são válidos os mesmos valores de a_{min} (nominal e real) das Tabelas 4.1 e 4.2. O concreto posto *in loco* deve cobrir toda a largura da mesa da viga de aço, externamente aos painéis alveolares (Figura 4.3).



4.1.2 Deve haver sempre a capa de concreto, com espessura igual ou superior a 50 mm, acima dos painéis alveolares, armada conforme capítulo 2 deste Manual. Usar área mínima de 0,02 cm²/cm de estribos verticais, devidamente ancorados na capa e na base da garganta.

4.1.3 Deve haver alvéolos preenchidos com concreto e com armadura ϕ 16, (admite-se ϕ 12,5 para painéis com 150 mm de altura) transversal ao perfil de aço, conforme capítulo 2 deste Manual, respeitando as seguintes limitações:

- a) Pelo menos dois alvéolos preenchidos por painel (UFRJ:2016), alinhados com os alvéolos preenchidos correspondentes, do painel frontal. No caso de vigas de borda deve haver pelo menos dois pares de alvéolos adjacentes, preenchidos, por painel.
- b) A distância entre os centros dos painéis preenchidos não pode ser superior a 1/12 do vão da viga e nem a 600 mm, no mesmo painel ou em dois painéis paralelos adjacentes;

c) O comprimento da barra transversal, a partir da face do painel, deve ser ≥ 600 mm, e ela deve ser posicionada abaixo da cabeça dos conectores. No caso de vigas de borda, as barras devem ter forma de U, contornando os conectores e penetrando no mínimo 600 mm nos pares de alvéolos preenchidos (Figura 4.3)

4.1.4 O concreto posto *in loco* deve preencher os alvéolos não preenchidos com concreto e barra de armadura, em uma extensão de aproximadamente 100 mm.

4.1.5 Deve haver sempre armadura entre dois painéis paralelos adjacentes, proporcionando a interligação entre esses e os painéis frontais, conforme capítulo 2 deste Manual. Essa armadura, caso esteja convenientemente ancorada conforme capítulo 2, e seja posicionada abaixo da cabeça dos conectores, pode ser considerada para atender o item 4.1.3-b. Notar que a resistência característica à tração não pode ser tomada superior a 80 kN.

4.1.6 A resistência de cálculo dos conectores instalados na metade do vão da viga deve ser inferior à resistência de cálculo do perfil de aço à tração, para que haja uma linha neutra plástica cortando a alma ou a mesa superior do perfil, com sua face superior ficando comprimida. O grau mínimo de interação parcial deve respeitar a NBR 8800:2008, item O.2.3.1.1.2.

4.1.7 Os conectores deverão ter sempre diâmetro de 19 mm, comprimento mínimo de 127 mm, e serem espaçados entre si de 120 a 300 mm.

4.1.8 A maior altura de painel alveolar prevista é de 265 mm.

4.2 Critérios básicos

4.2.1 Seção de concreto

Para verificação de estados limites últimos, a espessura da seção de concreto deve ser tomada igual à soma das espessuras da capa e da parte do painel acima dos alvéolos, em suas respectivas posições, podendo a espessura efetiva ser menor, devido à interação parcial. No caso de vigas de borda considera-se o prolongamento da capa e da parte do painel acima dos alvéolos, na região do concreto posto *in loco* acima da mesa da viga.

Observação

Para incluir a capa de concreto é necessário usar estribos para transmitir o fluxo de cisalhamento introduzido pelos conectores. No ensaio da UFRJ:2016 em que a capa foi instrumentada, ficou evidenciado que a capa foi pouco solicitada na região acima da garganta. Daí, a exigência apresentada no item 4.1.2.

Para verificação de estados limites de serviço, pode-se tomar a espessura igual à espessura total da laje, incluindo a capa, desprezando-se eventual região tracionada.

A largura efetiva da seção de concreto, tanto para estados limites últimos quanto de serviço, para vigas intermediárias, é igual ao menor dos três valores a seguir:

$$b_{ef} = \text{menor de } [(2L_{\phi} + g); L_{\text{viga}}/4; e]$$

L_{ϕ} = comprimento da barra de armadura transversal, dentro do concreto de um alvéolo (= 600 mm) - Figuras 4.1 e 4.2

g = garganta de concretagem

e = distância entre as vigas

Para vigas de borda, a largura efetiva da seção de concreto, tanto para estados limites últimos quanto de serviço, é igual ao menor dos três valores a seguir:

$$b_{ef} = \text{menor de } [(L_{\phi} + g'); L_{\text{viga}}/8; e/2]$$

g' = largura da região concretada *in loco* acima da mesa da viga de borda (Figura 4.3)

O valor de f_{ck} do concreto posto *in loco* deve ser usado nos cálculos, tanto para estados limites últimos quanto de serviço, mesmo para as partes da seção efetiva constituídas de concreto dos painéis, assumindo-se que para o concreto dos painéis a resistência à compressão é sempre maior que a do concreto posto *in loco*.

A Figura 4.4 ilustra as seções efetivas de concreto para estados limites últimos e de serviço (vigas intermediárias).

Observação

Somente para determinação do número mínimo de conectores que atendam ao menor grau de interação permitido pela NBR 8800:2008, deve-se considerar uma seção efetiva formada pela seção não preenchida dos painéis alveolares, pela capa, pela garganta de concretagem, mais 100 mm de concreto preenchendo os dois alvéolos (um em cada painel). Deve ser usado o valor de f_{ck} correspondente ao concreto (dos painéis e posto *in loco*) e a largura efetiva b_{ef} já definida.

Entretanto, a resistência de cálculo dos conectores entre o apoio e a seção de M_{max} não pode ser inferior a 25% da menor resistência de cálculo entre a seção de concreto usada para estados limites de serviço (com f_{ck} do concreto posto *in loco*) e a seção do perfil de aço.

4.2.2 Resistência dos conectores

Resistência característica pela NBR 8800:2008

$$Q_{Rk} = \text{menor de } [0,5A_{cs}(f_{ck}E_c)^{1/2}; R_g R_p A_{cs} f_{ucs}]$$

Nos ensaios da UFRJ:2016:

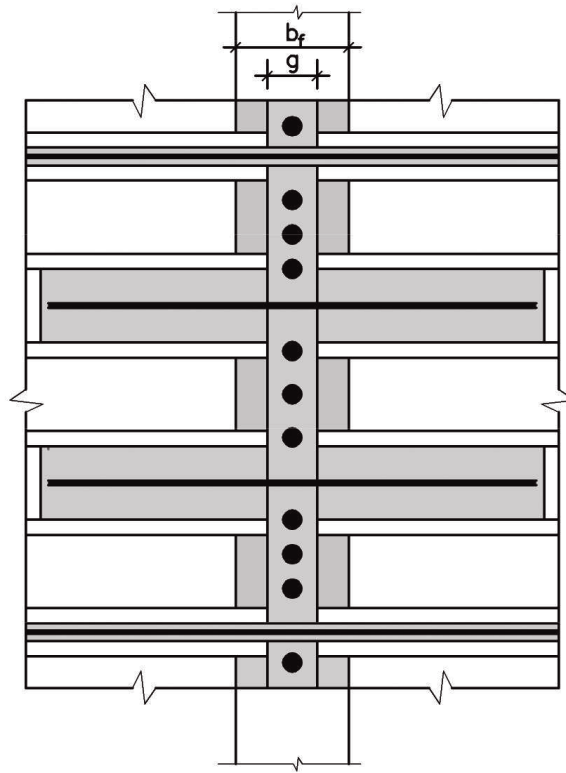
$$f_{ck} = 30 \text{ MPa } E_c = 4760(f_{ck})^{1/2} = 26072 \text{ MPa}$$

$$f_{ucs} = 415 \text{ MPa } A_{cs} = 2,84 \text{ cm}^2 \text{ (conector de 19 mm)} \quad A_{cs} = 3,80 \text{ cm}^2 \text{ (conector de 22 mm)}$$

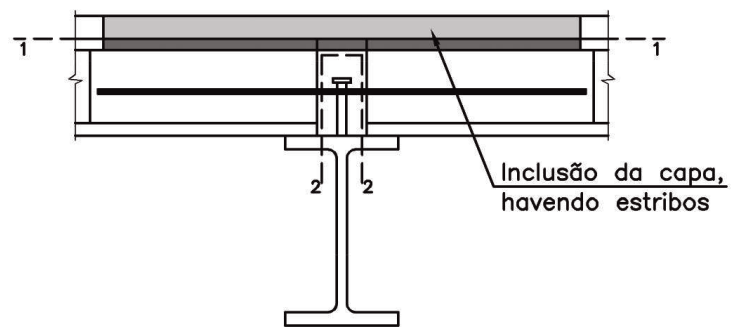
Para $R_g = R_p = 1$, resulta

$$Q_{Rk} = 117,9 \text{ kN (conector de 19 mm)} \quad Q_{Rk} = 157,7 \text{ kN (conector de 22 mm)}$$

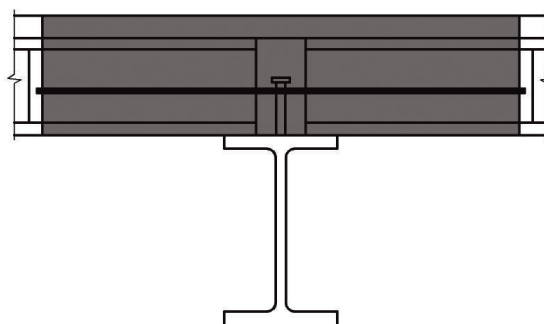
Figura 4.4 - Seções de concreto e superfícies de falha por cisalhamento - Vigas intermediárias



Vista em planta, cortando no centro dos alvéolos



Seção - Estados limites últimos



Seção - Estados limites de serviço

Como a NBR 8800:2008 não se aplica ao caso de vigas mistas com lajes alveolares, utiliza-se a prescrição dada em Couchman:2014, que sugere usar um fator de redução de 0,9 aplicado à resistência de cálculo dos conectores aplicável a lajes maciças. Com esta prescrição, obtém-se, para conectores de 19 mm e concreto com $f_{ck} = 30$ MPa:

$$Q_{Rk} = 0,9 \times 117,9 = 106,11 \text{ kN}$$

$$Q_{Rd} = 106,11/1,25 = 84,9 \text{ kN}$$

Com esta redução, os ensaios da UFRJ:2016 dão respaldo para uso das resistências característica e de cálculo acima, no caso do conector de 19 mm. O mesmo não acontece no caso do conector de 22 mm.

Assim, para o sistema construtivo objeto deste Manual, propõe-se que os conectores tenham sempre diâmetro de 19 mm e comprimento mínimo de

127 mm (usado nos ensaios), e que seja utilizada a resistência de cálculo

$Q_{Rd} = 84,9$ kN (para $f_{ck} = 30$ MPa). Com base no item O.4.4.1 da NBR 8800:2008, no caso de perfil duplo a espessura da mesa deve ser $\geq 19/2,5 = 7,6$ mm.

4.2.3 Cisalhamento longitudinal

Conforme a NBR 8800:2008, a resistência de cálculo ao cisalhamento longitudinal, proporcionada pelo concreto e pelas barras de armadura transversais, deve ser igual ou superior à soma das resistências de cálculo dos conectores, no mesmo comprimento de referência. Na unidade de comprimento ao longo da viga tem-se:

$V_{Sd} = Q_{Rd}/s_{con}$, sendo s_{con} o espaçamento entre os conectores ao longo da viga

(dobrar Q_{Rd} caso haja dois conectores por seção)

$V_{Rd} = 0,6A_{cv} f_{ctk,inf}/\gamma_c + 0,2\beta A'_s f_{ctk,inf}/\gamma_c + f_{sd} \Sigma(A_s L_\phi/L_{anc}) \leq 0,2A_{cv} f_{cd}$, por plano de cisalhamento, com $L_\phi/L_{anc} \leq 1,0$

Observações

- A relação L_ϕ/L_{anc} leva em conta a possibilidade de L_ϕ ser inferior a L_{anc} (comprimento de ancoragem conforme a NBR 6118:2014) e não pode ser tomada maior do que 1,0.
- A_{cv} é a área total por unidade de comprimento das seções do concreto posto *in loco*, situadas na superfície de falha por cisalhamento analisada.
- A'_s é a área total por unidade de comprimento das superfícies de contato entre o concreto dos painéis e o concreto posto *in loco*, situadas na superfície de falha por cisalhamento analisada; a resistência de cálculo $0,2\beta A'_s f_{ctk,inf}/\gamma_c$ é baseada na publicação *Composite floor structures*, da CEB - FIP:1998, sendo β uma reserva da resistência de cálculo ao cisalhamento para o cálculo da laje. Do lado da segurança, essa resistência deve ser desprezada, fazendo $\beta = 0$.
- A_s é a área por unidade de comprimento das seções das barras de armadura transversais (horizontais e verticais) situadas na superfície de falha por cisalhamento analisada.
- Significado dos demais termos conforme NBR 8800:2008.
- Deve-se ter $V_{Rd} \geq V_{Sd}$
- As superfícies de falha por cisalhamento previstas são mostradas na Figura 4.4

4.3 Cargas a serem consideradas

- carga permanente na fase de construção = peso próprio dos perfis, dos painéis alveolares (incluindo preenchimento dos alvéolos e entre lajes), capeamento de concreto *in loco*. No caso de vigas de bordas, atenção para o peso do concreto posto *in loco* sobre a mesa da viga de aço e para a maior quantidade de alvéolos preenchidos com concreto.
- carga permanente aplicada na estrutura concluída
- sobrecarga de utilização

A excentricidade pode ser considerada nula devido à estabilização proporcionada pela construção mista.

Observação

Caso as vigas de borda não sejam mistas, a excentricidade deve ser considerada de forma adequada (ver item 3.2 do capítulo 3).

4.4 Estados limites a serem verificados

Além dos estados limites últimos aplicáveis, é também necessário verificar alguns estados limites de serviço, como flecha excessiva e vibrações excessivas.

4.4.1 Estados limites últimos (ver exemplo 1 – capítulo 6 e exemplo 2 – capítulo 7)

a) Efeitos de cargas locais na alma - NBR 8800:2008 - item 5.7

Normalmente, para perfis W, os estados limites associados a cargas locais na alma só se aplicam para cargas com comprimentos relativamente pequenos de distribuição, não contempladas neste manual. Para maiores detalhes ver o item 5.7 da NBR 8800:2008.

b) Resistência à força cortante (só a alma do perfil) - NBR 8800:2008

Notar que, no caso de viga de aço com perfil duplo, há duas almas resistindo à força cortante.

c) Resistência ao momento fletor NBR 8800:2008

Caso a relação h/t_w entre altura e espessura da alma seja igual ou inferior a $3,76\sqrt{(E/f_y)}$, a seção mista consegue se plastificar sob ação de momento fletor. Sempre haverá interação parcial, devido à prescrição 4.1.6 deste capítulo. Para seção efetiva de concreto e número de conectores, ver itens 4.2.1 e 4.2.2 deste capítulo.

d) Verificação do cisalhamento longitudinal

Deve ser baseada na NBR 8800:2008 e no item 4.2.3 deste capítulo

e) Verificação de flexibilidade do apoio da laje

Conforme as recomendações dadas no capítulo 5, para evitar colapso dos painéis alveolares por cisalhamento transversal, a curvatura da viga não pode ser superior a 0,027 rad/m. Para se calcular a curvatura de uma viga mista no regime plástico, pode ser usada a expressão a seguir, extraída de Li et al:1996:

$$\Phi(M) = M/(EI) + [5,7(d/h_c)^{0,2}M_y/(EI) - M/(EI)][(M - M_y)/(M_{pl} - M_y)]^2$$

M = momento atuando no ponto onde se calcula a curvatura ($M_y \leq M \leq M_{pl}$)

d = altura da viga de aço

h_c = altura total da mesa de concreto

M_y = momento correspondente ao início de escoamento da viga mista

M_{pl} = momento de plastificação da seção da viga mista

f) Verificação em incêndio

Ver as recomendações dadas no capítulo 5.

g) Solda de ligação entre os dois perfis

Deve ser verificada no caso de viga de aço com perfil duplo. Ver detalhes no exemplo 2, capítulo 7.

4.4.2 Estados limites de serviço (ver exemplo 1 – capítulo 6 e exemplo 2 – capítulo 7)

a) Flecha excessiva (NBR 8800:2008)

A flecha devida a todas as ações, considerando a combinação rara de serviço, deve ser inferior a $L/350$, sendo L o vão teórico da viga. Normalmente é necessário dar uma contra-flecha aproximadamente igual à flecha do perfil de aço isolado para as cargas permanentes aplicadas antes da cura do concreto, para que a flecha fique inferior a esse valor.

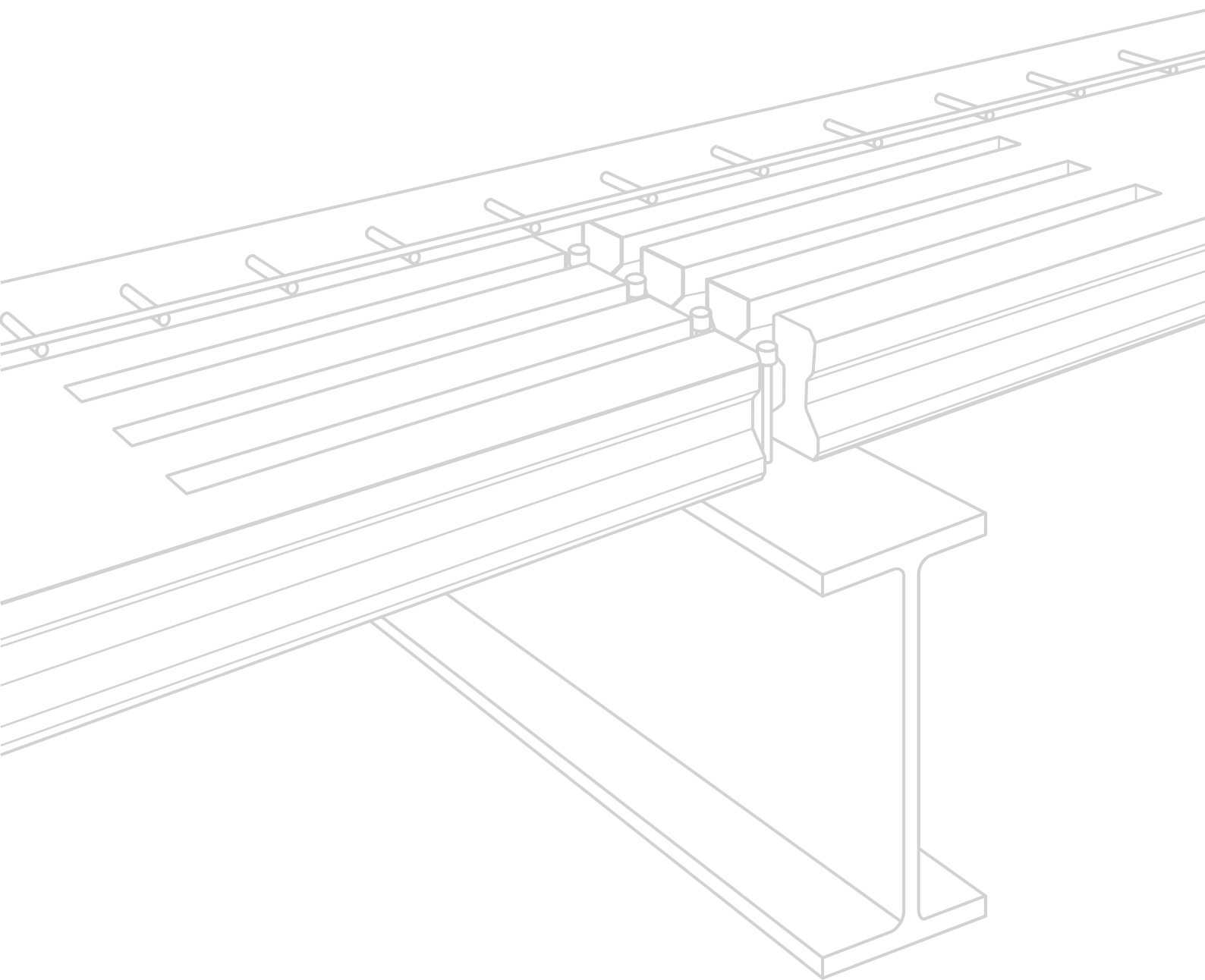
A seção efetiva é determinada conforme item 4.2.1 deste capítulo. Devem ser consideradas a retração e a deformação lenta, dividindo-se o módulo de elasticidade do concreto por 3, para ações de longa duração, na determinação da largura transformada de concreto. Para calcular a flecha no regime elástico, é necessário que a tensão máxima de tração na viga mista, calculada com as mesmas ações e propriedades usadas para o cálculo da flecha, seja inferior ao limite de escoamento do aço do perfil.

b) Vibrações excessivas

A verificação do piso quanto ao estado limite de vibrações excessivas pode ser feita conforme recomendações dadas no capítulo 5. O comportamento depende do tipo de atividade exercido no edifício, da existência de divisórias entre o piso e o teto, etc. Valores mais elevados do que os usados no cálculo da flecha, para o módulo de elasticidade do concreto e o momento de inércia da viga mista, podem ser usados. Ver exemplo 1 – capítulo 6 e exemplo 2 – capítulo 7.

RECOMENDAÇÕES GENÉRICAS PARA O PROJETO DO SISTEMA MISTO VIGAS DE AÇO E LAJES ALVEOLARES

5



5.1 Cuidados executivos

Nos apoios das vigas metálicas em pilares de concreto é usual que o mesmo seja feito em consolos deixados na produção dos pilares juntamente com chumbadores com extremos rosqueados para ligação aparafusada.

Na parte rosqueada do chumbador ficam posicionadas a porca e a porca de regulagem para ajuste de nível na montagem.

Os extremos das vigas de aço têm uma chapa de distribuição da carga no concreto com a furação adequada para a fixação nos chumbadores.

Estes furos podem ser oblongos para permitir maior tolerância na montagem.

Após os ajustes e conferências da montagem é feito o grauteamento (sob as chapas de apoio) que é responsável por transmitir a carga das vigas para os consolos e garantir a distribuição adequada de esforços entre as duas superfícies.

Cuidados devem ser tomados para que o preenchimento pelo graute seja completo.

Cuidados devem ser tomados para evitar fendilhamento dos consolos por carregamento desbalanceado e excessivo dos chumbadores antes do grauteamento.

Isto pode ocorrer em vigas de borda, sujeitas a carregamento por um só lado e torção, ou em vigas intermediárias, na fase de construção, desde que o carregamento das vigas não seja alternado.

Nestes casos pode ser necessário grautar as vigas antes da montagem das lajes alveolares, e aguardar pela resistência do graute.

Fotografia 5.1 – Montagem das vigas de aço nos chumbadores dos consolos



Quando as lajes alveolares são recortadas para encaixe junto aos pilares, que prosseguem no nível do pavimento que está sendo montado, deve ser avaliada a necessidade de colocação de cantoneiras de apoio ou consolos sob o trecho recortado.

Quando o pilar tem dimensão máxima de 40 cm e o recorte da laje fica limitado a 20 cm (montagem no eixo) pode ser dispensada a colocação das cantoneiras de apoio, desde que não existam cargas concentradas na laje no pavimento acima das mesmas e as sobrecargas dos pisos sejam as usuais de utilização. Quando existem cargas concentradas, pontuais ou distribuídas, como alvenarias dispostas nos eixos dos pilares, é imprescindível a colocação do apoio sob o trecho desapoiado para evitar fendilhamento longitudinal das lajes por corte localizado nas regiões dos recortes. Nesses casos o efeito favorável de acunhamento nas juntas das lajes, e a transmissão de carga entre elas pela junta, pode ser excedido pela ação do carregamento concentrado. Essa verificação pode ser feita de acordo com a NBR 14861:2011 – veja item 7.5. As providências mencionadas devem ser sempre avaliadas pelo departamento técnico do fornecedor das lajes alveolares ou pelo responsável pelo projeto, tendo em vista as cargas atuantes em cada caso.

As cantoneiras podem ser fixadas aos pilares de concreto através de chumbadores químicos ou especiais, na obra, ou soldadas a chapas pré-ancoradas durante a produção dos pilares.

No caso de pilares de aço a ligação das cantoneiras é simplificada pela facilidade de solda das mesmas ou pelo uso de ligação parafusada.

5.2 Projeto em situação de incêndio

Os perfis metálicos devem ser protegidos para atender as exigências do projeto, quanto ao Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), conforme NBR 14323:2013 e NBR 14432:2001. Esta proteção é definida na fase de projeto utilizando-se as técnicas mais adequadas a cada caso. É muito comum o uso de argamassa projetada composta de aglomerantes de cimento e gesso, pintura intumescente para tempos de resistência de até 90 minutos que podem ser fornecidas em diferentes cores, e materiais à base de lã de rocha ou lã de vidro. A proteção aplicada aos perfis deve atender não somente à situação de incêndio como atuar na prevenção à corrosão do aço.

Para os materiais de proteção que usam a técnica de encapsulamento dos perfis existem também lãs cerâmicas, produtos à base de gesso, produtos à base de silicatos de cálcio e vermiculita além das lãs minerais.

No projeto da estrutura em situação de incêndio devem ser avaliados, além da resistência estrutural, os aspectos de isolamento térmico e estanqueidade à passagem de gases devido às chamas. Para avaliação da resistência em situação de incêndio é usual considerar as ações variáveis bastante reduzidas. Já o critério de isolamento remete às espessuras mínimas das lajes para cada tempo de resistência ao fogo.

O *Planning and Design Handbook on Precast Building Structures:2014* da *fib* fornece a seguinte tabela (5.1) para espessuras mínimas de lajes alveolares, correspondente à tabela 5.8 da EN 1992-1-2:2004 de lajes maciças, (a espessura do capeamento e de camadas não combustíveis de regularização podem ser consideradas no cálculo da altura de isolamento):

Tabela 5.1 - Alturas mínimas de lajes alveolares para isolamento ao fogo de acordo com as classes de resistência TRRF

Dimensões mínimas	Classe de resistência ao fogo			
	TRRF 60	TRRF 90	TRRF 120	TRRF 180
Espessura da laje (mm)	130	160	200	250

Para as lajes alveolares, as alturas mínimas equivalentes para entrada na tabela foram calculadas tomando-se a seguinte equação de conversão das alturas:

$$t_e = h(A_c/bh)^{1/2}$$

onde:

t_e é a espessura equivalente;

h é a espessura da laje;

A_c é a área de concreto da seção;

b é a largura da laje.

Foi considerado nesta tabela que as lajes alveolares têm uma área A_c de concreto de pelo menos $0,4 bh$.

Já para a resistência ao cortante e ancoragem, a EN 1168:2005+A3:2011 fornece a tabela abaixo (5.2), que relaciona a porcentagem de resistência das lajes alveolares em situação de incêndio comparadas à resistência em condições ambientes:

Tabela 5.2 – Redução do cortante em situação de incêndio

$V_{Rd \text{ incêndio}}/V_{Rd} (\%)$	Espessura das lajes (mm)				
Resistência ao fogo	160	200	240-280	320	360-400
TRRF 60	70	65	60	60	55
TRRF 90	65	60	60	55	50
TRRF 120	60	60	55	50	50
TRRF 180	45	50	50	45	45

Essa tabela leva em conta as seguintes premissas:

- Apoio mínimo de 70 mm;
- Armadura transversal mínima, em juntas das lajes ou alvéolos de $1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- Cálculo do cortante pela expressão simplificada da EN 1168:2005 sem levar em conta a influência do concreto nos alvéolos preenchidos com armadura transversal.

Para garantia da estanqueidade à passagem de gases ou chamas devem ser cuidadas as juntas e integridade das concretagens. As juntas entre lajes alveolares geralmente não necessitam de nenhuma proteção especial. As juntas perimetrais devem ter armaduras de bordo para garantia de estanqueidade.

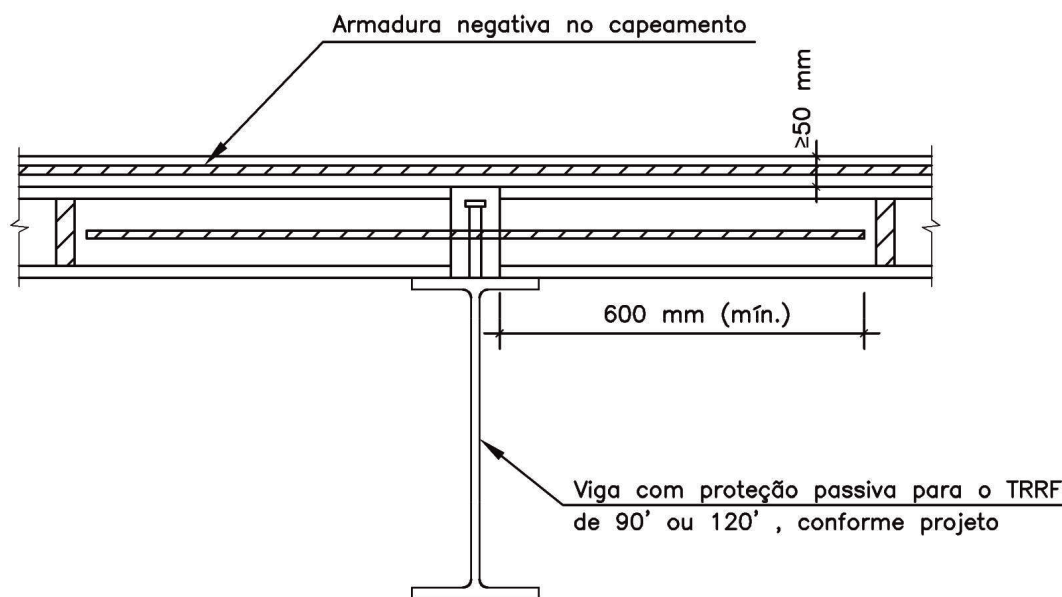
Para a verificação de incêndio dos elementos estruturais de concreto, pilares e vigas, deve-se seguir as normas NBR 14432:2001 e NBR 15200:2012.

Para as lajes alveolares o projeto de revisão da NBR 9062:2006 estabelece parâmetros e requisitos para o cálculo dos tempos de resistência ao fogo (veja itens 5.3.1.5 até 5.3.1.5.9). Também pode ser consultada a norma européia EN 1168:2005+A3:2011, específica para lajes alveolares, que também trata em seu anexo G da resistência ao fogo.

Segundo o SCI P401, para vigas de aço suportando lajes alveolares no flange superior, a armadura transversal usada para garantia de comportamento misto é suficiente para segurança em situação de incêndio de até 60 minutos. O comprimento das barras de cada lado das lajes alveolares deve ser de no mínimo 600 mm. A viga de aço deve ser protegida para garantia deste tempo de fogo. Para este TRRF as lajes podem ser detalhadas sem capeamento estrutural.

Para tempos de incêndio entre 90 e 120 minutos é necessário a adição de capeamento estrutural de pelo menos 50 mm. Deve-se atender aos requisitos necessários para a viga mista e armadura negativa da capa estrutural (Figura 5.1).

Figura 5.1 - Requisitos para resistência ao fogo de 90 a 120 minutos de acordo com SCI P401. Viga mista com capeamento estrutural e armadura negativa na capa



5.3 Proteção à corrosão das cordoalhas das lajes alveolares

Para proteção à corrosão das armaduras das lajes alveolares a EN 13369:2004 estabelece os cobrimentos mínimos das cordoalhas, em função das classes de agressividade ambiental dada pela tabela 5.3 abaixo (extrato relativo às lajes alveolares)

Tabela 5.3 - Cobrimento mínimo das cordoalhas das lajes alveolares (mm) em função das classes de agressividade e de resistência do concreto

Cobrimentos em mm:				
C_{min}	C_0	Condição ambiental	$\geq C_0$	$< C_0$
C30/37	C40/50	Normal	25	30
C30/37	C40/50	Alta	30	35
C30/37	C40/50	Muito alta	35	40
C35/45	C45/55	Extrema	40	45

C_{min} é a classe mínima de resistência do concreto para a classe de exposição considerada;
 C_0 é a classe de concreto que deve ser tomada duas classes acima de C_{min} .

5.4 Vibrações do piso

O procedimento tradicional para determinar a sensibilidade de um piso às vibrações consiste na determinação da frequência natural do sistema estrutural, incluindo os pilares, se necessário. Se a frequência encontrada for maior que 4 Hz considera-se que o piso é aceitável para utilização normal, como por exemplo, em escritórios.

Utiliza-se para o cálculo da frequência fundamental dos elementos do piso a expressão:

$$f_0 = 18/(\delta)^{1/2}$$

onde f_0 é a frequência fundamental e δ (em mm) a máxima flecha do sistema estrutural.

Para considerar no cálculo da frequência fundamental a contribuição da laje alveolar e vigamento, desprezando-se a flexibilidade dos pilares, pode-se usar a seguinte expressão:

$$1/f_0^2 = 1/f_s^2 + 1/f_b^2$$

Onde f_s e f_b são as frequências respectivamente da laje e da viga suporte.

O manual do CPCI – *Canadian Precast and Prestressed Concrete Institute*: 2004 apresenta em seu item 6.4 dados para avaliação de sistemas estruturais com lajes alveolares sujeitos a atividades rítmicas:

As vibrações são geralmente expressas em função do pico de aceleração dividido pela aceleração da gravidade a/g onde $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Para escritórios o desconforto aparece quando $a/g \geq 0,5\%$. Para ambientes de estádios este valor é geralmente aceito até 18% ou até mais para participantes de atividades rítmicas.

A tabela 5.4 apresenta valores recomendados pelo CPCI para estes limites.

Tabela 5.4 - valores de limites de aceleração a/g – conforme *CPCI Design Manual 4*

Ambientes afetados pela vibração	Limites de aceleração (%g)
Residências e escritórios	0,4 a 0,7
Salão de festas e de levantamento de peso	1,5 a 2,5
Áreas isoladas de atividades rítmicas Dentro de residências e escritórios Estádios ou arenas	4,0 a 7,0 10 a 18

Para verificação de vibrações devidas ao caminhar em pisos de grandes vãos e frequência natural abaixo de 9 Hz , baseado no modelo de ressonância, tem-se:

$$a_p = \text{aceleração de pico} = \text{força senoidal} / (\text{massa} \times 2\beta)$$

sendo β a taxa de amortecimento considerada.

$$a_p/g \leq a_0/g$$

a_p é a aceleração de pico devida aos passos em m/s^2

a_0 é a aceleração limite em m/s^2

considerando a_p no modo de ressonância tem-se:

$$a_p/g = P_0(e^x)/(\beta W), \text{ com } x = -0,35f_n$$

onde a parcela $P_0(e^x)$ representa a força harmônica representativa do passo para a frequência f_n ;

P_0 = força constante representativa da pessoa em kN;

f_n é a frequência natural da estrutura de piso em Hz;

$W = wBL$ é o peso do piso , onde w é a parcela do carregamento permanente do piso por m^2 , e L e B são as dimensões (em m) relativas ao comprimento e largura do painel respectivamente. Para painéis alveolares é recomendado tomar $B = L$. Para vãos contínuos W pode ser aumentado em 50%. Em vãos extremos de baixa rigidez o valor de B para cálculo de W deve ser reduzido à metade. No cálculo de w é usual considerar além do peso próprio da laje e dos revestimentos um acréscimo de 10% das parcelas acidentais (para representar a parte de natureza permanente das cargas acidentais). Valores são em serviço e não majorados.

Deve-se calcular a_p/g e comparar com os limites da tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Valores recomendados para vibrações do caminhar

	Força P_0 (kN)	Taxa de amortecimento β	Aceleração limite a_0/g
Escritórios, residências, igrejas	0,29	0,02 a 0,05*	0,5%
Shopping Centers	0,29	0,02	1,5%
Passarelas			
Internas	0,41	0,01**	1,5%
Ao ar livre	0,41	0,01	5,0%

* 0,02: para pisos com poucos componentes não estruturais e mobiliários, como escritórios com pouco papel ou automatizados, espaços de trabalho abertos ou igrejas;

0,03: para pisos com componentes não estruturais mas somente pequenos elementos desmontáveis;

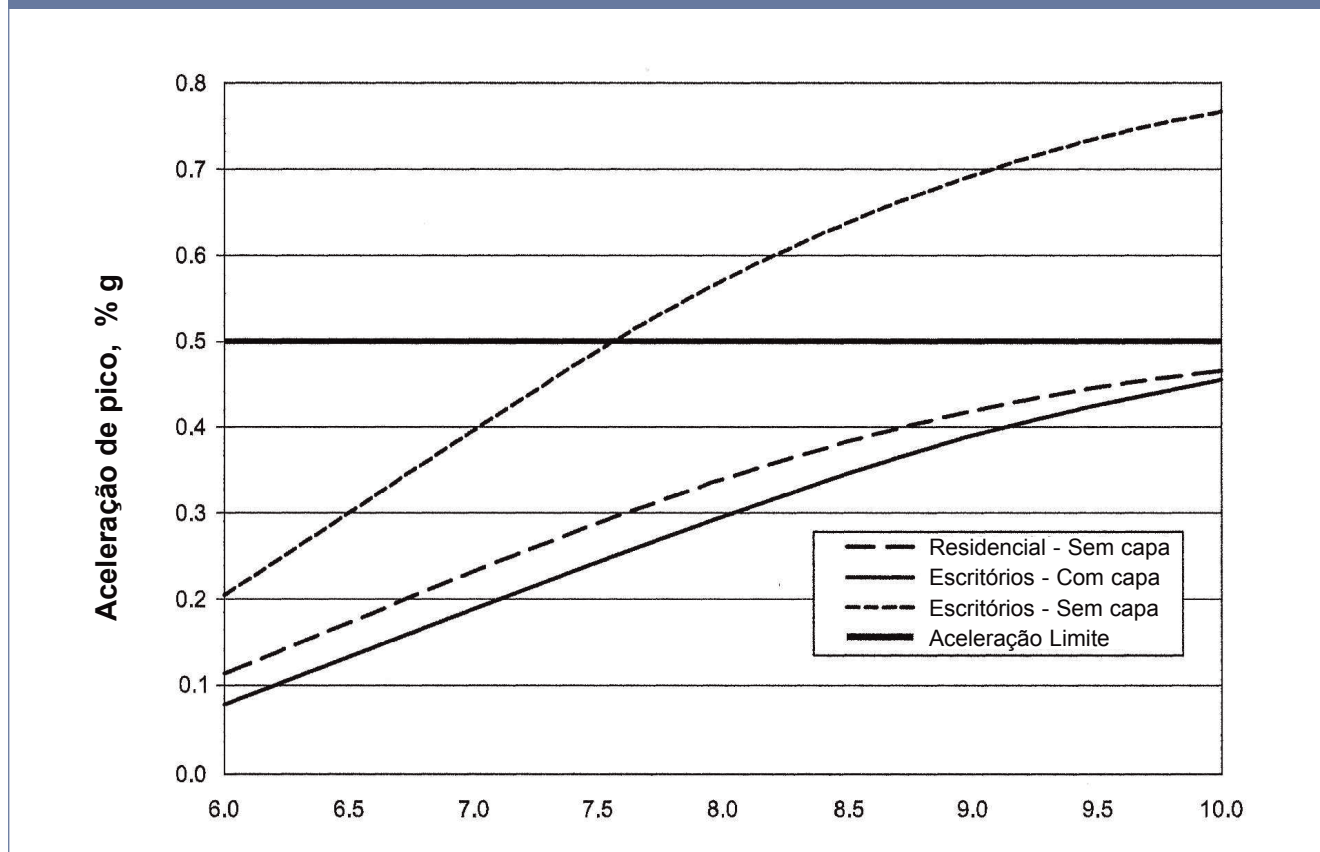
0,05: para compartimentação em toda altura entre pisos.

** 0,02: para um teto de *dry-wall* bem ligado ao piso da passarela.

Veja no CPCI, 4ª edição, pag 6-44 o exemplo 6.10 que demonstra a utilização destes conceitos para o cálculo de vibrações devidas ao passo em painel alveolar de 200 mm, sem capeamento, apoiado em vigas rígidas.

O gráfico 5.1 é representativo do exemplo 6.10, onde se verifica que os efeitos de vibração só representam desconforto para vão acima de 7,5m em lajes para escritórios sem capeamento quando se utiliza altura de 200 mm (vigas rígidas).

Gráfico 5.1 - Painéis alveolares de 200 mm em suportes rígidos – vibração devida ao passo



Para o projeto do piso sujeito a atividades rítmicas deve-se garantir que a frequência natural do piso seja maior que a frequência de excitação de acordo com a seguinte expressão:

$$f_n \geq f_i (1 + (k/(a_0/g))(\alpha_i w_p/w_t))^{1/2}$$

a_0/g = aceleração limite dada na tabela 5.4

w_t = peso total suportado pelo piso (participantes + peso próprio do piso)

w_p = peso dos participantes expresso como um carregamento equivalente distribuído. Conforme tabela 5.6

f = frequência de excitação correspondente ao harmônico i conforme tabela 5.6

Para atividades aeróbicas os três primeiros harmônicos devem ser considerados. Para concertos ao vivo, eventos esportivos ou salão de festas o segundo harmônico na tabela 5.6 leva em conta os impactos das batidas do pé.

α_i = coeficiente dinâmico para o harmônico i conforme tabela 5.6

$K = 1,7$ para eventos esportivos, concertos ao vivo ou salão de festas; $2,0$ para atividades aeróbicas.

No cálculo de f_n toma-se o harmônico f_i mais desfavorável, para evitar ressonância. Se o carregamento $\alpha_i w_p$ for pequeno comparado com w_t , a ressonância pode ser aceitável e neste caso adota-se o segundo harmônico.

A frequência natural calculada para o piso deve ser igual ou superior ao valor encontrado pela expressão acima.

Para o cálculo da aceleração de pico para atividades rítmicas tem-se:

$$a_p/g = [(1,3/(2\beta))] \times (\alpha_i w_p / w_t)$$

onde β pode tomar valores entre $0,04$ e $0,06$, sendo maior para pisos com mais pessoas.

Tabela 5.6 – Carregamentos dinâmicos para atividades rítmicas

Atividade	Frequência de excitação f_i (Hz)	w_p (KPa)	α_i
Salão de Festas			
1º harmônico	1,5 a 2,7	0,6 (2,5 m ² por casal)	0,50
2º harmônico	3,0 a 5,0	0,6 (2,5 m ² por casal)	0,05
Concertos ao vivo / Eventos esportivos			
1º harmônico	1,5 a 2,7	1,5(0,5m ² por casal)	0,25
2º harmônico	3,0 a 5,0	1,5(0,5 m ² por casal)	0,05
Atividades aeróbicas			
1º harmônico	2,0 a 2,75	0,2(3,5 m ² por pessoa)	1,50
2º harmônico	4,0 a 5,5	0,2(3,5 m ² por pessoa)	0,60
3º harmônico	6,0 a 8,25	0,2 (3,5 m ² por pessoa)	0,10

Para verificação do comportamento do sistema misto formado por lajes de concreto e vigas de aço a publicação do SCI P354 apresenta um procedimento alternativo, utilizado para vigamentos mistos de aço com lajes *steel deck*.

Este procedimento pode também ser usado quando as lajes são alveolares e engloba os seguintes passos:

- Determinação da frequência natural;
- Determinação da massa modal para o piso;
- Verificação da resposta do piso;
- Comparação da resposta do piso com os critérios de aceitação em função da utilização desejada.

A seguir estão algumas considerações retiradas do SCI P354 que apresenta o desenvolvimento completo da análise de vibrações em pisos com vigamentos de aço.

Para evitar que o efeito de atividades sobre o piso possa levar o mesmo à ressonância, ou próximo dela, é recomendado que a frequência fundamental da estrutura, ou de elemento isolado dela, não seja menor que 3 Hz.

É ressaltada a necessidade de que as lajes sejam ligadas adequadamente às vigas pelos conectores e que exista uma capa estrutural para consolidação do conjunto, evitando que parte do mesmo possa vibrar de maneira independente resultando em baixa mobilização de massa e altas vibrações.

Para o cálculo das frequências naturais deve-se utilizar para o concreto o módulo de elasticidade majorado (E_c dinâmico = $1,2 E_c$) sendo sugerido o valor de 38 kN/mm^2 (já majorado) para concreto de densidade normal.

Para o cálculo do momento de inércia I da seção composta trabalha-se com a seção homogeneizada, como se fosse de aço, e neste caso a relação entre os módulos do aço/concreto é tomada como 5,4. O concreto é considerado com a seção bruta não fissurada para efeito do cálculo dinâmico.

Na avaliação dos pisos para efeito de vibração deve ser considerado que os níveis de tensões e deformações gerados pela resposta dinâmica, dentro dos limites de tolerância, são muito menores que os valores obtidos no cálculo estático. Nestas condições é importante notar que a premissa de que vigas e lajes são isoladas, como considerado na análise estrutural, pode não ser válida para o modelo dinâmico. Se as deformações impostas forem insuficientes para vencer o atrito nas ligações das vigas elas podem funcionar como contínuas na análise dinâmica mesmo que tenham sido consideradas isoladas no modelo estrutural.

Como exemplo, no caso usual de um vigamento formado por vigas secundárias que recebem lajes e se apoiam em vigas principais são considerados dois modos de vibração

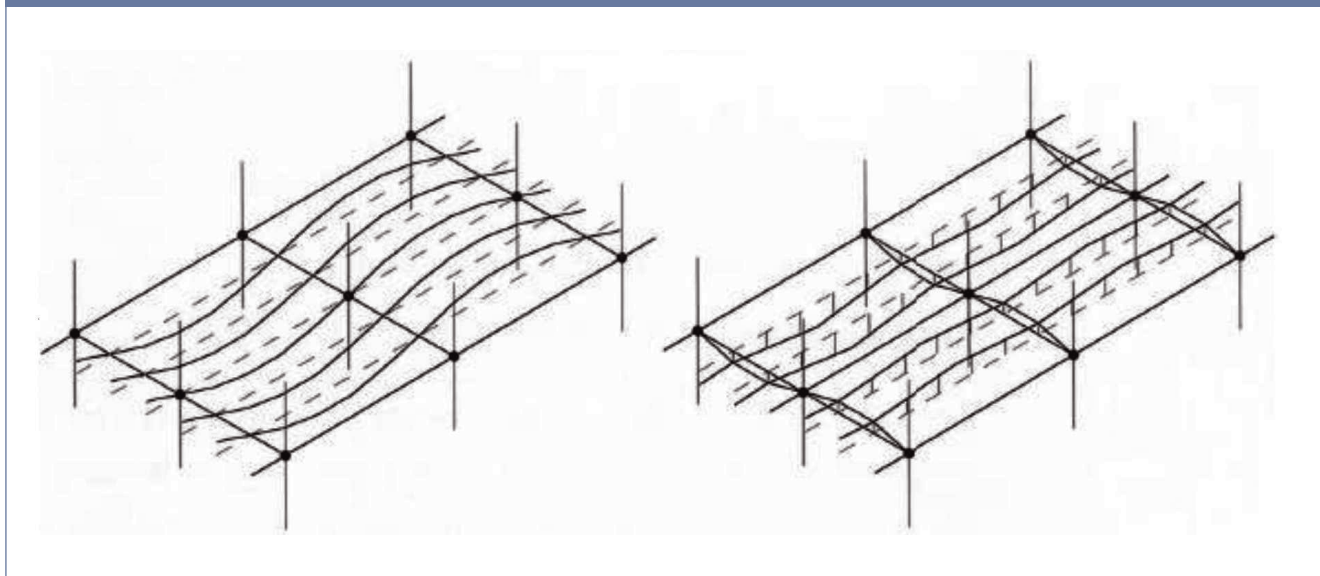
No primeiro modo as vigas secundárias, isoladas, vibram para cima e para baixo associadas às lajes consideradas contínuas enquanto as vigas principais permanecem indeformadas (figura 5.2a)

No segundo modo o vigamento principal considerado isolado vibra para cima e para baixo em relação aos pilares enquanto as vigas secundárias e lajes são consideradas contínuas. Neste caso a deformação do conjunto é a soma de três contribuições, dos vigamentos e das lajes (figura 5.2b)

A menor frequência obtida na avaliação dos dois modelos é considerada como sendo a frequência fundamental do piso.

No caso dos pisos com lajes alveolares aplica-se o primeiro caso, já que as vigas de apoio se ligam diretamente aos pilares.

Figuras 5.2a e 5.2b - Modos de vibração



5.5 Ação de diafragma

Uma importante parte da análise dos pisos é relativa ao trabalho como diafragma rígido para transmissão de cargas horizontais como vento, expansão térmica, ou outros carregamentos laterais.

Também é importante o estudo dos contraventamentos ou núcleos de rigidez, se necessários para controle de deslocamentos da estrutura (estabilidade global).

Neste sentido devem ser observados os seguintes cuidados:

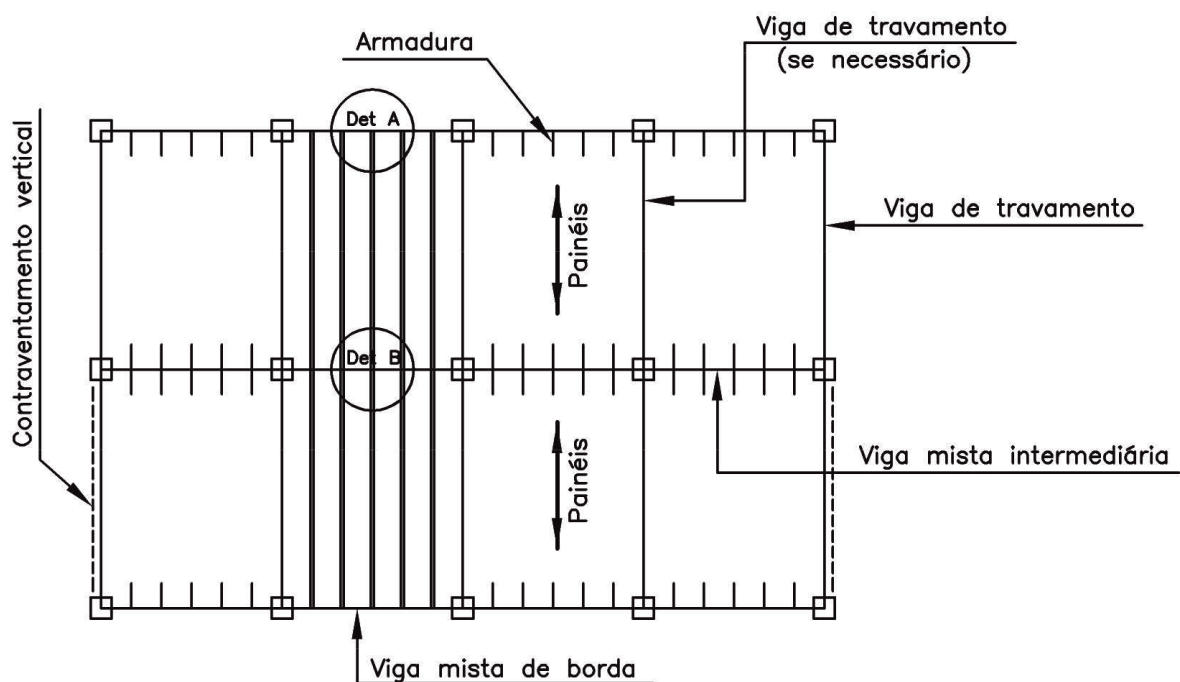
- Desejável o capeamento estrutural para transmissão de esforços nas duas direções;
- Ligações dos pisos com os conectores das vigas de bordo. Estas ligações devem ser feitas tanto com vigas de borda de suporte dos painéis como as de travamento e suporte de fechamentos ;
- Ligações dos pisos com elementos de rigidez quando existentes;
- Vigas longitudinais intermediárias de travamento se necessárias no modelo estrutural;
- Contraventamentos verticais de fachada, usualmente em X, V ou delta (V invertido), posicionados estrategicamente, para controlar os deslocamentos do edifício.

Fotografia 5.7 - Utilização de contraventamentos verticais em delta (V invertido) posicionados conforme definido na análise estrutural



A figura 5.3 abaixo ilustra as principais ligações:

Figura 5.3 - Planta esquemática mostrando as ligações no piso, para transmissão de esforços horizontais



Det B – vigas centrais - conforme figuras 2.2 e 2.3

Det A – vigas de borda - conforme figuras 5.4 (corte) e figura 5.5

Figura 5.4 - Corte de viga de borda – ligações com as lajes alveolares

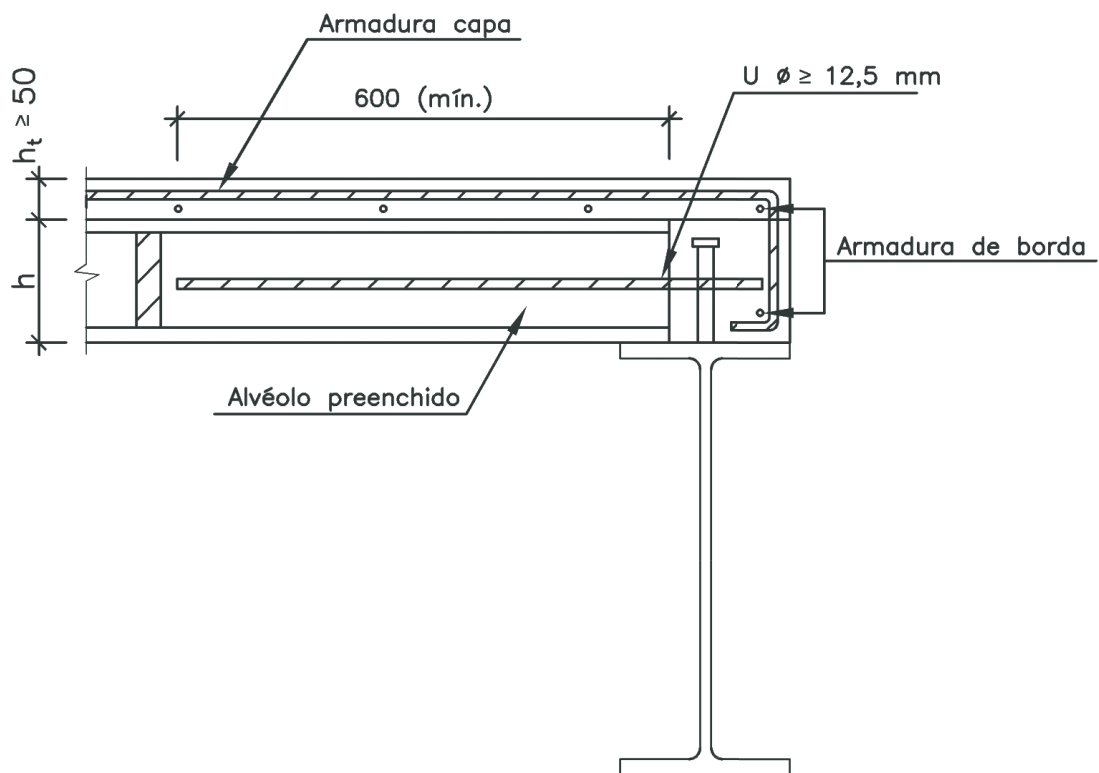
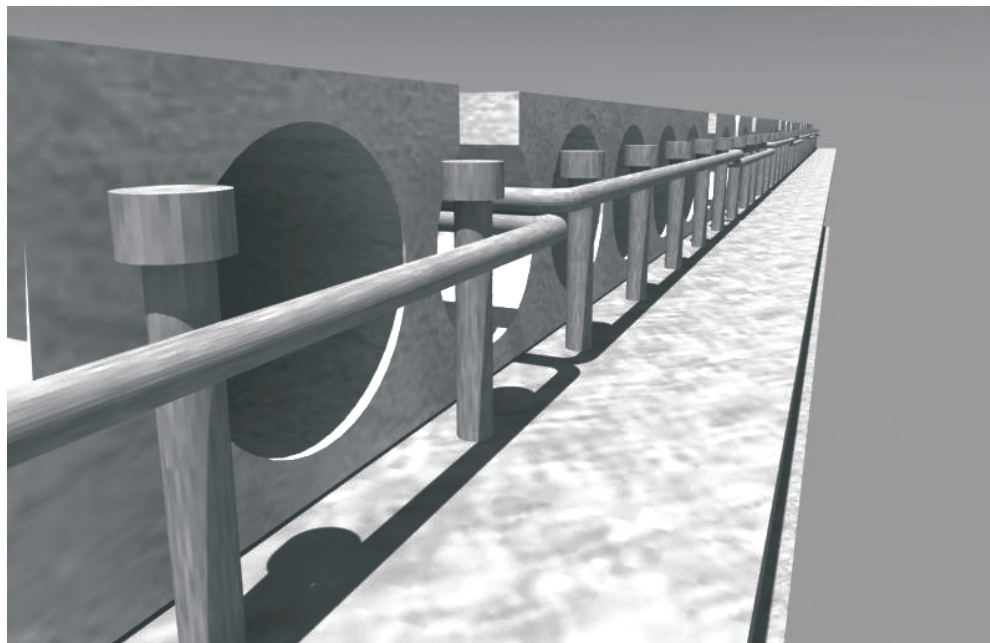


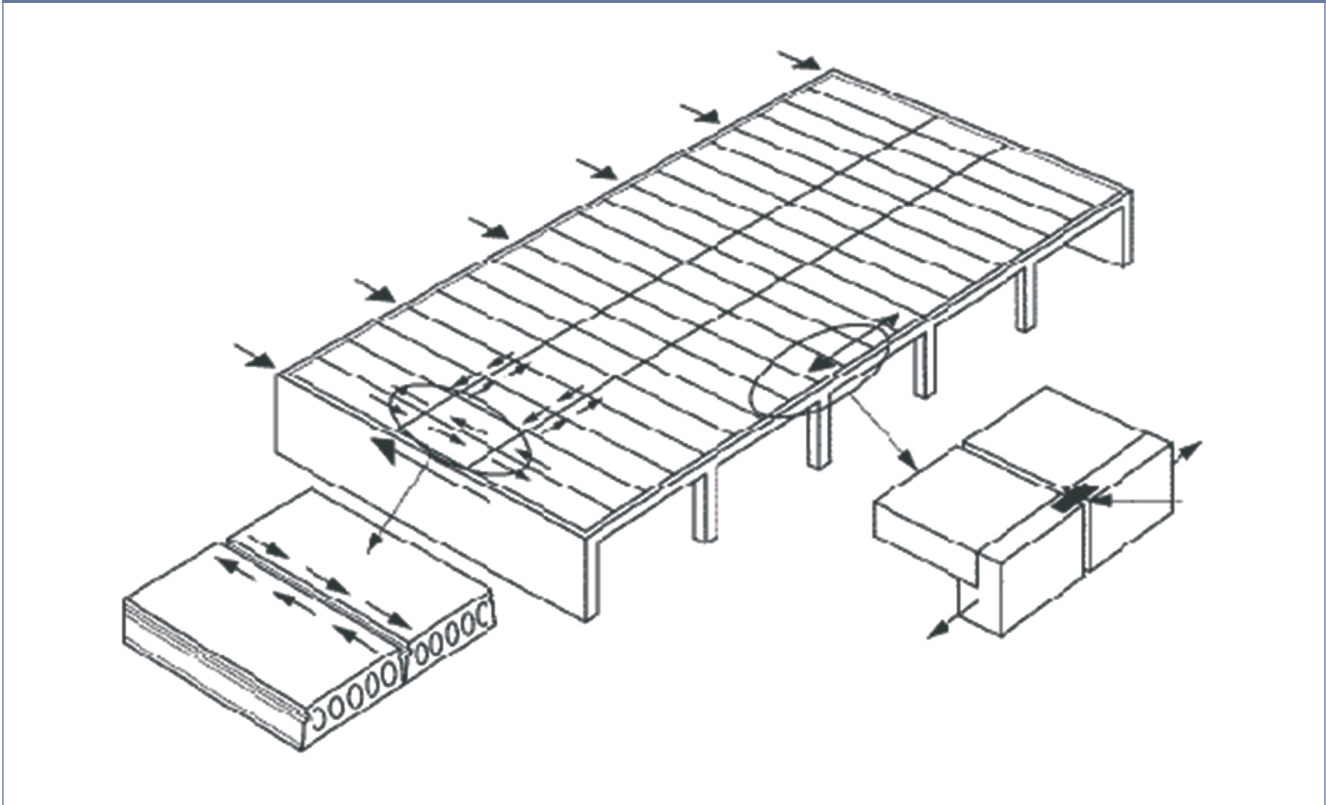
Figura 5.5 - Vista lateral de viga de borda mostrando a colocação de barras de formato U e $\phi \geq 12,5$ mm. As barras são ancoradas nos rasgos abertos das lajes. As demais armaduras do capeamento não estão indicadas (ver fig 5.4)



A ação de diafragma nos pisos com lajes alveolares é garantida pelo grauteamento das chaves de cisalhamento nas bordas dos painéis e pela existência da capa de compressão no caso aqui abordado da viga mista de aço-concreto. É aconselhável que as tensões médias de cisalhamento de cálculo nas juntas dos painéis sejam limitadas ao valor de $0,1 \text{ N/mm}^2$ para superfícies muito lisas ou $0,15 \text{ N/mm}^2$ para superfícies das juntas rugosas (ver item 8.4.3 – *fib Bulletin 43:2008*). A altura da junta é considerada como sendo $h - 30$ mm, levando em conta que o concreto não desce até o fundo da laje alveolar, sendo h a altura da laje em mm.

A figura 5.6 representa a transmissão das forças horizontais através das juntas entre os painéis e as vigas do pavimento.

Figura 5.6 - Transmissão de esforços por efeito diafragma



O *fib Bulletin 6 –Special design considerations for precast prestressed hollow core floors:2000* apresenta em seu capítulo 4 informações e exemplo para o cálculo do diafragma formado pelas lajes alveolares.

Também podem ser consultados o manual do *PCI - Manual for the Design of Hollow Core Slabs:2015* e o *Multi-storey Precast Concrete Framed Structures* de Elliott et al:2014 (cap. 8).

A *fib* recomenda as seguintes resistências mínimas à tração para os elementos de travamento do piso

Reforços dos alvéolos internos: $F_{\text{trav}} = 20 \text{ kN/m} \times s$ onde s é o espaçamento dos reforços em m .

Força de travamento para as vigas centrais: $F_{\text{trav}} = [(l_1 + l_2)/2] \times 20 \text{ kN/m} \geq 70 \text{ kN}$

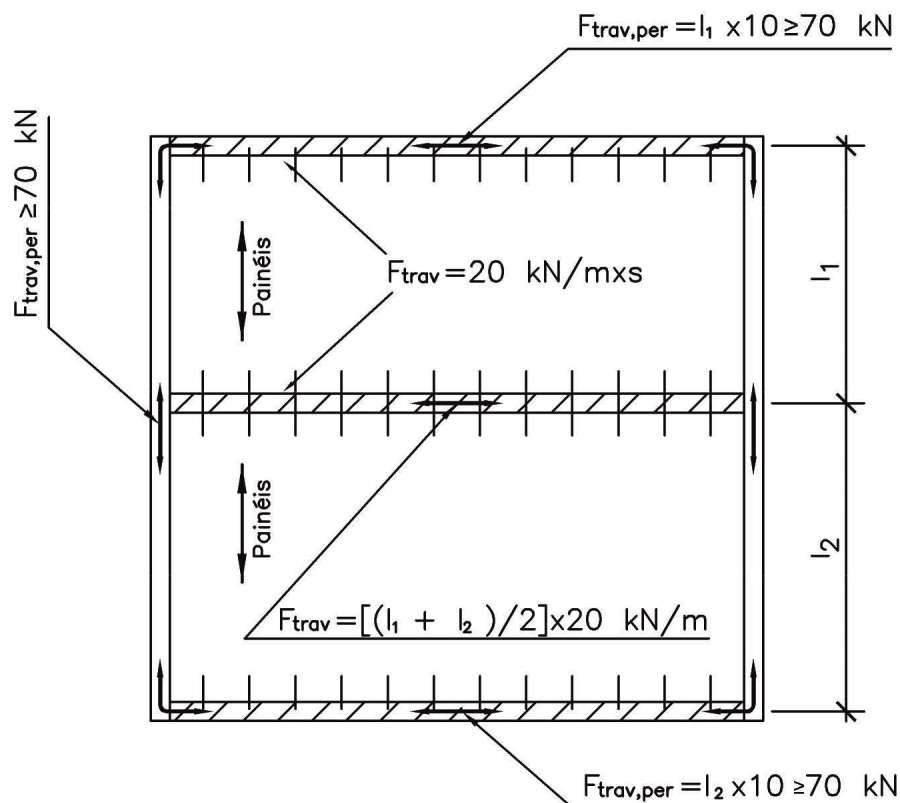
l_1 e l_2 são os vãos da laje em m para cada lado da viga.

O travamento para as vigas de perímetro: $F_{\text{trav}} = l \times 10 \text{ kN/m} \geq 70 \text{ kN}$

Sendo l o vão da laje no extremo considerado.

A figura 5.7 representa estes mínimos:

Figura 5.7 – Resistências mínimas à tração para as vigas de travamento



Para o travamento horizontal com pilares e fachadas:

Valores mínimos de 20 kN/m para fachadas e 150 kN para travamento com pilares.

5.6 Comportamento térmico e acústico

Para informações e avaliação do comportamento térmico e acústico dos painéis alveolares podem ser consultados os catálogos de fabricantes e publicações internacionais como o *PCI - Design Handbook/Seventh edition* (capítulo 11) ou *PCI - Design of Hollow Core Slabs*.

5.7 Deformação lenta e retração

A variação volumétrica atribuível à retração e deformação lenta de concreto já endurecido é pequena quando comparada com os efeitos de variação de temperatura.

O manual P401:2014 do SCI fornece elementos em seu item 4.2.6 para verificar os efeitos da retração e deformação lenta no cálculo das deformações. Verifica-se que as deformações podem ser aumentadas devido a estes efeitos.

5.8 Apoio em suportes flexíveis

O *fib – Bulletin 6:2000* desenvolve em seu capítulo 3 a verificação das lajes alveolares em suportes flexíveis. Verifica-se que devido à curvatura da viga suporte aparecem tensões adicionais e transversais às nervuras das lajes alveolares que diminuem a capacidade das mesmas ao esforço cortante.

É recomendado que a curvatura da viga suporte seja limitada a 0,027 rad/m para os carregamentos que aconteçam após a consolidação das juntas das lajes alveolares (após o grauteamento das juntas, se o concreto já estiver endurecido, ou após o capeamento). Para cálculo da curvatura pode ser considerado o efeito favorável da viga mista.

Para grande parte das situações usuais, onde as vigas não são escoradas na montagem, as lajes alveolares apresentam resistência suficiente para absorver os acréscimos de tensões nas nervuras.

Considera-se ainda que o preenchimento de pelo menos metade dos alvéolos nos extremos das lajes é suficiente para comportamento adequado da viga mista nos casos usuais de carregamento.

Também tem efeito favorável a existência do capeamento ou de preenchimento de alvéolos nos extremos da laje, em um comprimento recomendado equivalente aos diâmetros em caso de alvéolos circulares ou às alturas dos mesmos em caso de alvéolos não circulares. O SCI P401 recomenda que este comprimento seja igual à altura da laje.

Em situações especiais, ou em caso de utilização de vigas baixas ou tipo *slimfloor*, o fornecedor das lajes alveolares deve ser consultado quanto ao impacto da redução de resistência ao esforço cortante tendo em vista o apoio em suporte flexível.

5.9 Exemplo de verificação de laje alveolar para resistência ao fogo

Nos exemplos apresentados nos capítulos 6 e 7 foi considerada a utilização de laje alveolar de altura de 215 mm para carga de utilização de 3,8 kN/m². O TRRF é definido em função do tipo de utilização da estrutura e das distâncias máximas do piso considerado até o ponto de fuga mais próximo. Considerando que as lajes alveolares foram projetadas com os eixos das cordoalhas distantes $c_1 = 35$ mm da face inferior, sendo utilizado concreto com agregado calcário, $f_{ck} = 45$ MPa, verificar qual o TRRF máximo que as lajes alveolares atendem.

De acordo com o projeto de revisão da NBR 9062:2006 verificar qual o TRRF máximo permitido considerando $c_1 = 35$ mm, laje alveolar $h = 215$ mm, largura do painel 1250 mm e armadura 9 ϕ 9,5 CP 190 RB (para o vão extremo onde foi considerado um semi-engaste de 3,0 kNm por painel) , correspondente ao negativo de ϕ 8 a cada 10 cm - CA 50.

Vão de cálculo de 9,8m (entre eixo de apoios)

Armação negativa do capeamento: 5,00 cm²/m – ϕ 8 a cada 10 cm.

Momento de serviço (painel alveolar com carregamento total 7,95 kN/m²) :

99,9 kNm (na largura de 1,25 m do painel) - (valores retirados do processamento da laje alveolar)

Momento em serviço de cálculo: 131,4 kNm/peça

Momento resistente de cálculo: 166,7 kNm/peça

Cortante resistente $V_{rd} = 105,4$ kN (considerando os alvéolos preenchidos)

Momento de cálculo em situação de incêndio: considerando os coeficientes de ponderação da NBR 14323:2013 para edificações comerciais ou de acesso público (ponderação das parcelas de cargas permanentes = 1,2; sobrecargas = 0,28)

O processamento da laje alveolar neste caso fornece M_{sd} incêndio = 106 kNm e

V_{sd} incêndio = 51,3 kN.

M_{sd} incêndio/ $M_{rd} = 0,64$ que levado à tabela 3 da NBR 9062:2006 fornece

$c_1 = 40$ mm para um TRRF de 90 min. Considerando a redução de 5 mm, por termos a condição de lajes confinadas, conforme 5.3.1.5.5, o valor de $c_1 = 35$ mm adotado na produção das lajes alveolares atende aos 90 min.

Neste caso não se pode utilizar a tabela 4 para lajes contínuas, que pressupõe um negativo mínimo de 8,0 cm², correspondente a ϕ 10 mm a cada 10 cm.

Para a verificação do esforço cortante:

pela tabela 5 tem-se, para TRRF de 90 min, $V_{rd \text{ incêndio}} / V_{rd} = 70\%$

Logo: $0,7 \times 105,4 = 73,78 > 51,3$ - OK!

Caso se desejasse um TRRF maior que 90 min, as lajes deveriam ser produzidas com maior valor para c_1 ou projetadas com continuidade.

As vigas de aço, no caso analisado, devem receber proteção correspondente ao TRRF de 90 min.

5.10 Enquadramento nas classes de agressividade conforme NBR 6118:2014 e NBR 9062:2006

Conforme tabela 7.2 da NBR 6118:2014, para lajes de concreto protendido, o cobrimento necessário para a classe de agressividade III é de 40 mm.

Considerando que a NBR 9062:2006 de estruturas pré-moldadas admite em seu item 9.2.1.1.1 a redução de $\Delta c = 5$ mm para o cobrimento das barras da armadura principal e em seu item 9.2.1.1.2 mais 5 mm, se $f_{ck} \geq 40$ MPa e o fator A/C $\leq 0,45$, resulta um cobrimento mínimo de 30 mm para as cordoalhas.

Como se tem, por projeto, $c_1 = 35$ mm e cordoalha de 9,5 mm, as lajes dos exemplos dos capítulos 6 e 7 atendem até a classe de agressividade III.

A NBR 9062:2006 estabelece o cobrimento mínimo para as cordoalhas das lajes alveolares de 20 mm e uso restrito às classes de agressividade I e II quando as lajes são projetadas com este cobrimento (conforme item 9.2.1.1.3).

5.11 Tipos de ligação sugeridos

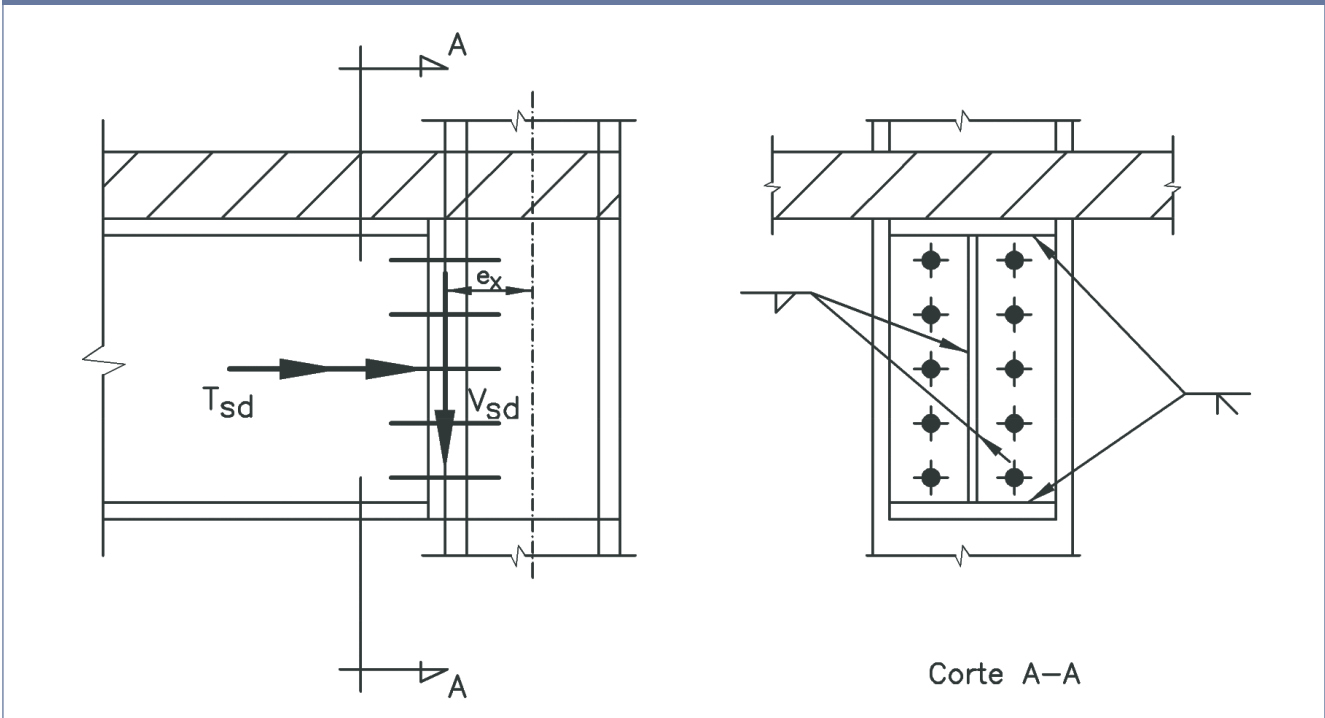
5.11.1 - Viga com pilar de aço

Na figura 5.8 mostra-se a ligação sugerida entre a viga e a mesa de um pilar de aço. A chapa de extremidade se estende até as mesas da viga para transmitir o momento de torção T_{sd} que aparece na viga, na fase de construção.

O momento devido à excentricidade e_x de V_{sd} pode ser considerado no pilar ou na ligação (de forma a anular o momento no centro do pilar).

Não estão sendo mostrados enrijecedores do pilar, que podem ser necessários, nem eventuais reações horizontais oriundas de outras ações.

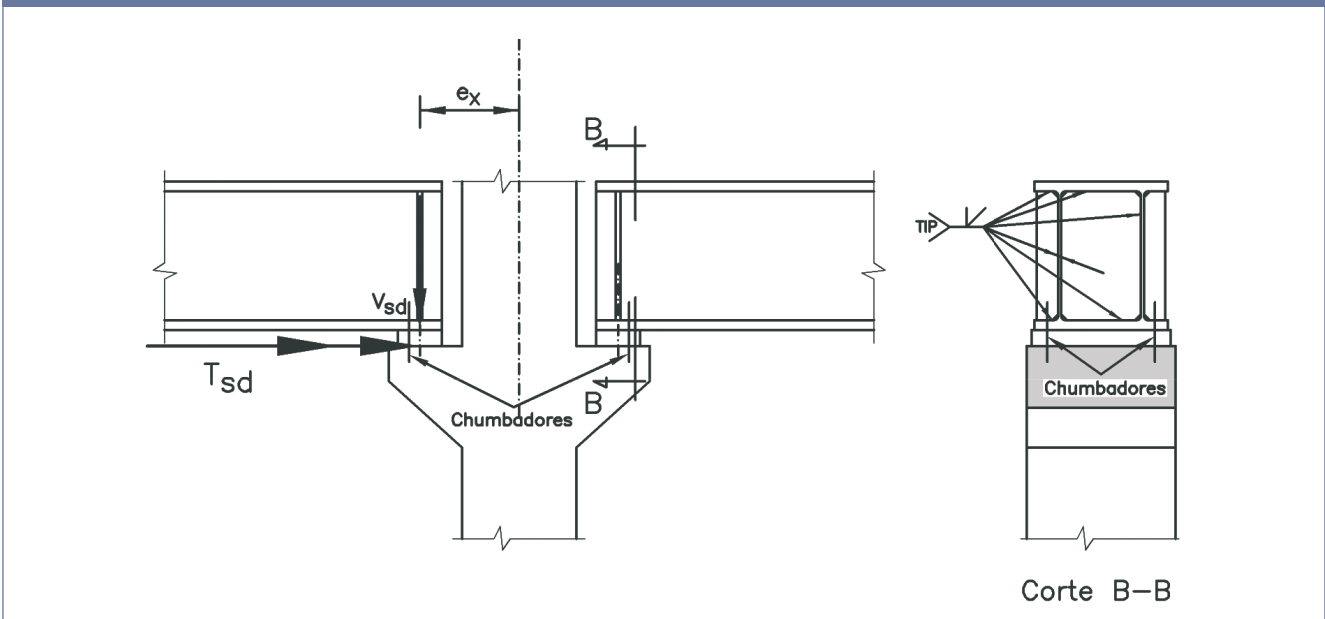
Figura 5.8 - Ligação da viga com pilar de aço



5.11.2 - Viga com pilar de concreto

Na figura 5.9 mostra-se a ligação sugerida entre a viga e o console de um pilar de concreto. No cálculo do console deve ser considerado o momento de torção T_{sd} que aparece na viga, na fase de construção. O septo e os enrijecedores de extremidade da viga de aço são essenciais para garantir o comportamento à torção e a transmissão das reações de apoio. Não estão mostradas eventuais reações horizontais oriundas de outras ações.

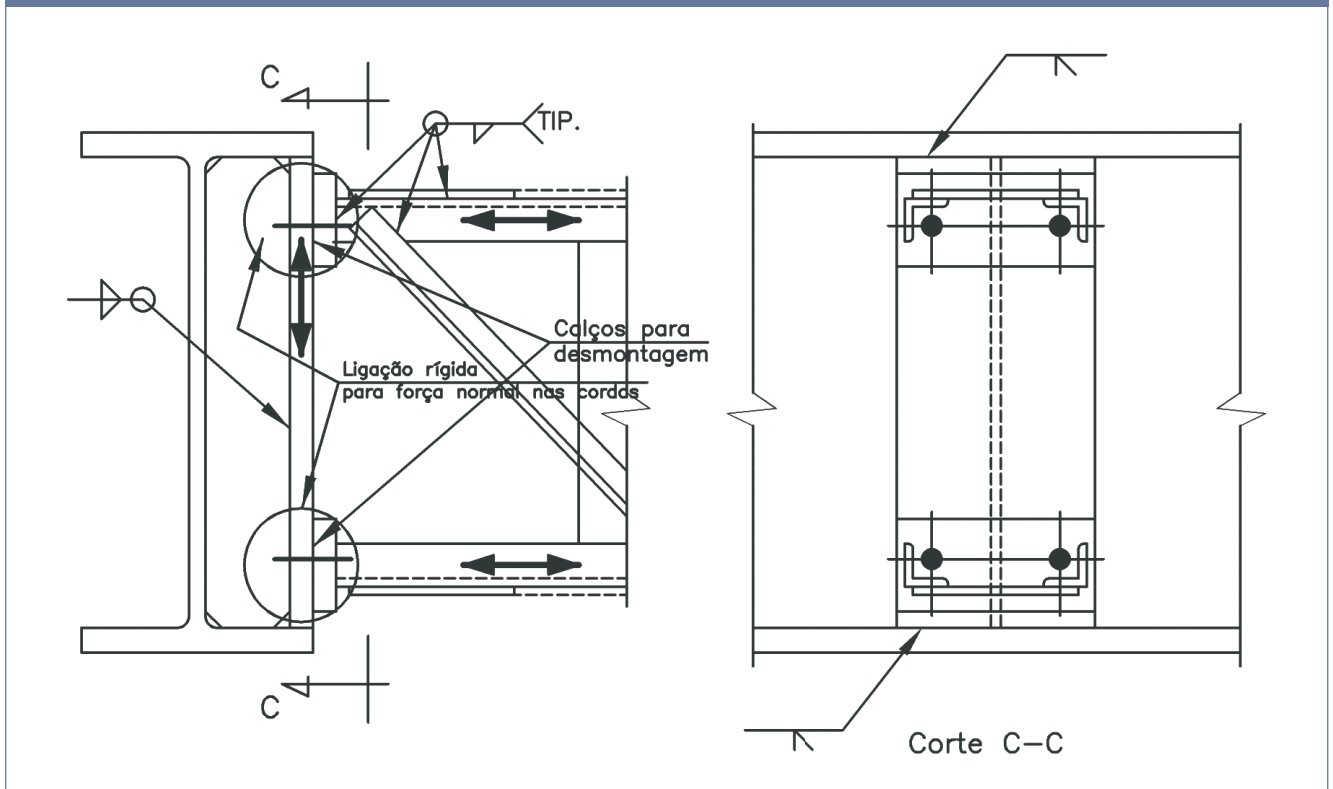
Figura 5.9 - Ligação da viga com pilar de concreto



5.11.3 - Treliça de contenção temporária com perfil W

Na figura 5.10 mostra-se ligação sugerida entre a treliça de contenção temporária e o perfil W. As ligações entre a treliça e a viga devem ser rígidas para o efeito das forças normais nas cordas. Os calços facilitam a retirada da treliça sem aplicar impactos na estrutura.

Figura 5.10 - Ligação da treliça de contenção temporária com o perfil W



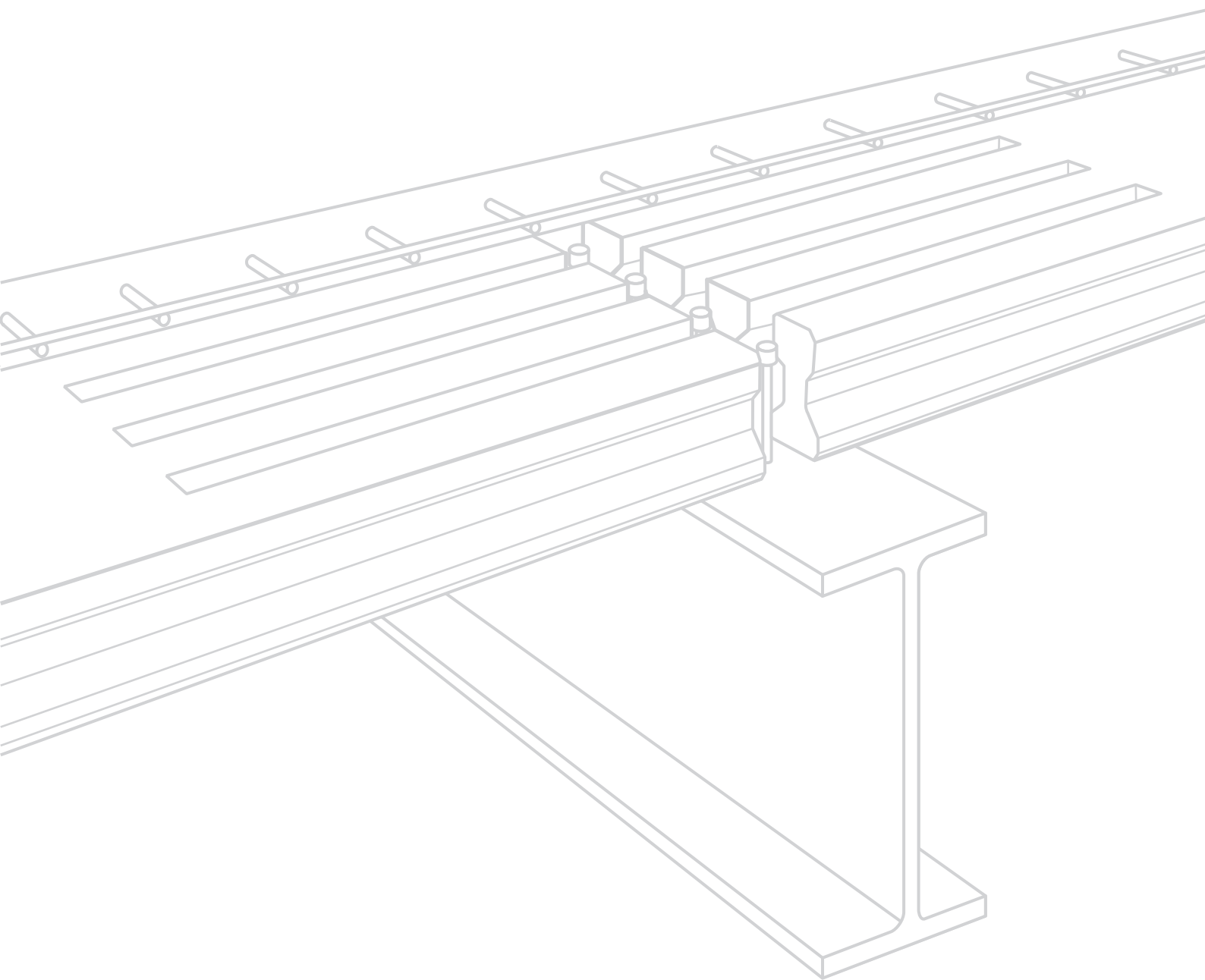
Fotografia 5.8 - Sistema misto de vigas de aço e lajes alveolares



EXEMPLO 1

CÁLCULO DE VIGAS DE PISO COM PERFIL SIMPLES DE AÇO

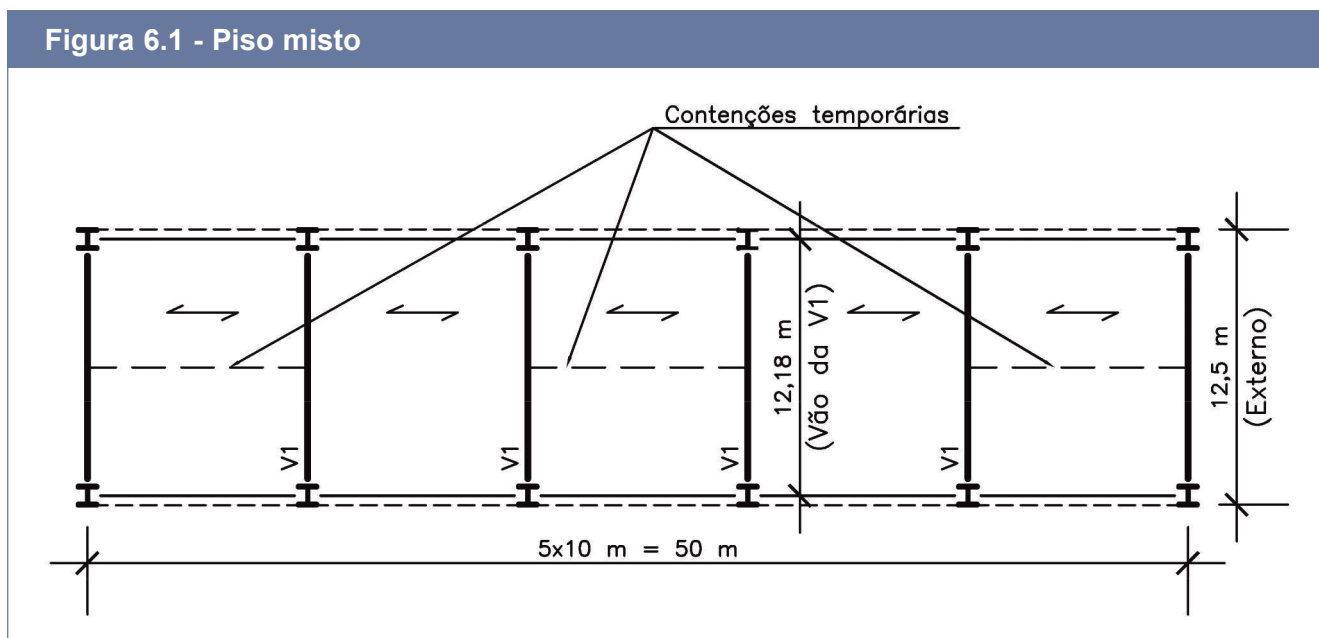
6



EXEMPLO 1 - CÁLCULO DE VIGAS DE PISO COM PERFIL SIMPLES DE AÇO

Dimensionar as vigas mistas V1 da Figura 6.1, considerando-as biapoiadas, mistas, com lajes protendidas alveolares. Usar um perfil W da GERDAU.

Figura 6.1 - Piso misto



a) Materiais

- aço dos perfis W – ASTM A572 Grau 50 – $f_y = 345$ MPa, $f_u = 450$ MPa
- barras da armadura – CA 50 – $f_y = 500$ MPa
- concreto das lajes alveolares - $f_{ck} = 45$ MPa
- concreto posto *in loco* – $f_{ck} = 30$ MPa
- cantoneiras e chapas – ASTM A36 - $f_y = 250$ MPa, $f_u = 400$ MPa
- eletrodos de solda – AWS E70XX – $f_w = 485$ MPa
- conectores de cisalhamento de diâmetro 19 mm, comprimento = 127 mm - $f_u = 415$ MPa

b) Cargas

- carga permanente na fase de construção = peso próprio dos perfis, dos painéis alveolares (incluindo preenchimento dos alvéolos e entre lajes), 5 cm de capeamento (1,25 kN/m²)
- sobrecarga de construção = 1 kN/m² (NBR 8800:2008, Anexo B)
- carga permanente aplicada na estrutura concluída = divisórias e piso (1,8 kN/m²)
- sobrecarga de utilização = 2 kN/m²

c) Dados complementares

- construção não-escorada, com uma contenção da viga à torção, no centro
- seção do pilar de aço $\approx 310 \times 310$ mm (vão da viga - $L_v \approx 12180$ mm; comprimento ≈ 11870 mm)
- o primeiro conector fica a ≈ 150 mm da face do pilar

SOLUÇÃO

6.1 Escolha da laje (opção com capeamento)

Carga sobreposta = $1,8 + 2 = 3,8$ kN/m²

Para carga sobreposta de 3,8 kN/m² e vão de 10 m, um fabricante tem uma opção de painéis alveolares com 1,25 m de largura, 21,5 cm de altura mais 5 cm de capeamento, peso de 2,9 kN/m² mais 1,25 kN/m² do capeamento (para o vão de 10 m a carga sobreposta poderia ser até de 5 kN/m²); cada painel tem 6 alvéolos circulares (φ 16,2 cm) espaçados de 19,6 cm (27 cm entre alvéolos extremos de dois painéis adjacentes).

Observa-se que, sem o capeamento, a carga sobreposta permitida é de aproximadamente 3 kN/m², superior à soma do peso do capeamento com a sobrecarga de construção.

6.2 Escolha preliminar do perfil de aço

W 610 x 155,0 da GERDAU

Largura da mesa - $b_f = 324$ mm

Ver Tabela 4.1 do capítulo 4 para valor mínimo da distância livre g entre bordas dos painéis (garganta de concretagem), largura mínima de contato a entre os painéis e o perfil, bem como tolerâncias de execução.

Considerando laje com borda não chanfrada e conectores instalados no campo, serão adotados os seguintes valores nominais (atendem à Tabela 4.1 do capítulo 4):

$$g = 130 \text{ mm} > 125 \text{ mm}$$

$$a = (324 - 130)/2 = 97 \text{ mm} > 93 \text{ mm}$$

Excentricidade da reação da laje, no perfil de aço isolado (considerando valor mínimo de

$$a = 80 \text{ mm}):$$

$$e = 324/2 - 80/2 = 122 \text{ mm}$$

Propriedades da seção do perfil de aço (catálogo da GERDAU)

$$d = 611 \text{ mm} \quad b_f = 324 \text{ mm} \quad t_f = 19 \text{ mm} \quad t_w = 12,7 \text{ mm} \quad d_0 = d - t_f = 592 \text{ mm} \quad d' = 541 \text{ mm}$$

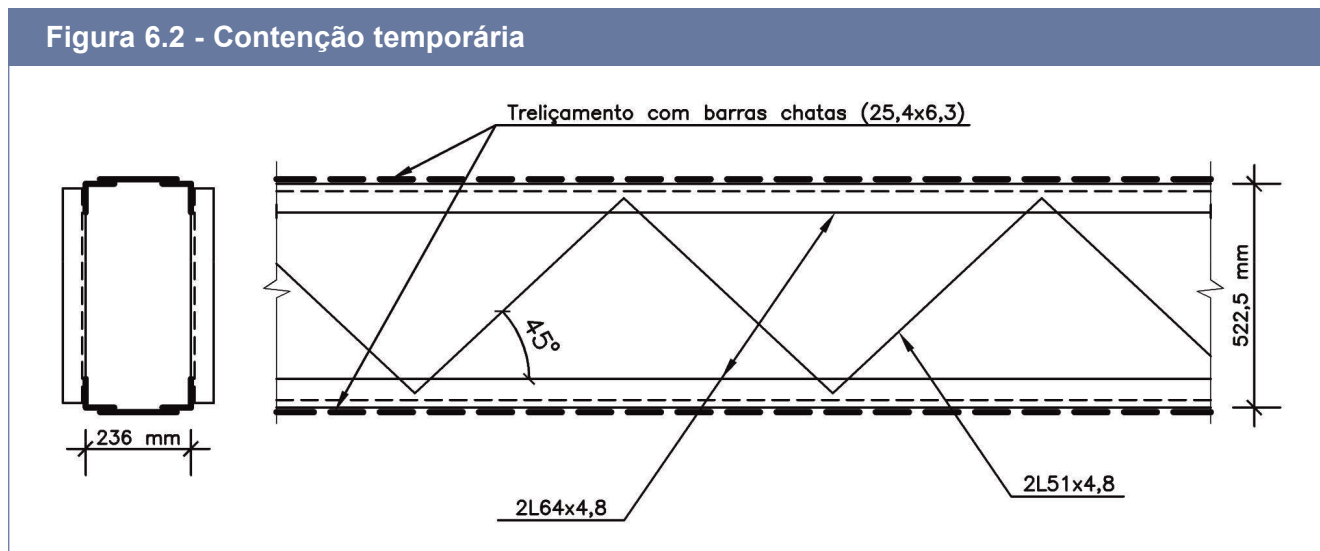
$$A = 198,1 \text{ cm}^2 \quad I_x = 129583 \text{ cm}^4 \quad W_x = 4241,7 \text{ cm}^3 \quad Z_x = 4749,1 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 10783 \text{ cm}^4 \quad W_y = 665,6 \text{ cm}^3 \quad r_y = 7,38 \text{ cm}$$

$$I_t = 200,77 \text{ cm}^4 \quad C_w = 9436714 \text{ cm}^6$$

6.3 Escolha preliminar da contenção temporária

Viga em treliça, com altura externa de 522,5 mm, conforme figura 6.2 (pode ter adaptações de comprimento).



6.4 Cargas distribuídas na viga V1 (valores nominais)

6.4.1 Fase de construção

a) Perfil de aço isolado - painéis só de um lado da viga

- peso da viga de aço + contenção: $q_{p1} \approx 2 \text{ kN/m}$
- painéis alveolares: $q_{p2} = 2,9 \times 10/2 = 14,5 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 12,2 \text{ cm}$)
- sobrecarga de construção: $q_{sc1} = 1 \times 10/2 = 5 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 12,2 \text{ cm}$)

b) Perfil de aço isolado - painéis dos dois lados da viga com capeamento

- peso da viga de aço + contenção: $q_{p1} \approx 2 \text{ kN/m}$
- painéis alveolares: $q_{p3} = 2,9 \times 10 = 29 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 0$)
- concreto de preenchimento dos alvéolos + armadura - $q_{p4} \approx 1 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 0$) (considerando preenchimento de 60 cm em dois alvéolos por painel)
- concreto de preenchimento sobre o perfil e entre painéis - $q_{p5} \approx 2 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 0$)
- capeamento desbalanceado: $q_{p6} = 1,25 \times 5 = 6,25 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 12,2 \text{ cm}$)
- ou capeamento balanceado: $q_{p7} = 1,25 \times 10 = 12,5 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 0$)
- sobrecarga de construção: $q_{sc2} = 1 \times 10 = 10 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 0$)

6.4.2 Fase final (viga mista com capeamento)

Todas as cargas do item b) anterior, exceto capeamento desbalanceado e sobrecarga de construção, mais:

- carga permanente aplicada na estrutura concluída: $q_{p7} = 1,8 \times 10 = 18 \text{ kN/m}$
- sobrecarga de utilização: $q_{sc3} = 2 \times 10 = 20 \text{ kN/m}$

6.5 Fase de construção - Verificações da viga de aço e da contenção temporária

6.5.1 Painéis só de um lado do perfil W

Carga distribuída de cálculo - $q_d = 1,15 \times 2 + 1,2 \times 14,5 + 1,3 \times 5 = 26,2 \text{ kN/m}$ (NBR 8800:2008)

Excentricidade - $e = 12,2 \text{ cm}$

Considerando uma rotação máxima (por torção e distorção), de cálculo, da mesa superior do perfil W 610x155,0 igual a 2° (a verificar posteriormente), obtêm-se cargas aproximadas (com direções opostas) nos planos das mesas, iguais a

na mesa superior - $q_{\text{sup,Sd}} = (q_d e/d_0) + q_d \text{tg}2^\circ = 6,31 \text{ kN/m}$

na mesa inferior - $q_{\text{inf,Sd}} = (q_d e/d_0) = 5,4 \text{ kN/m}$

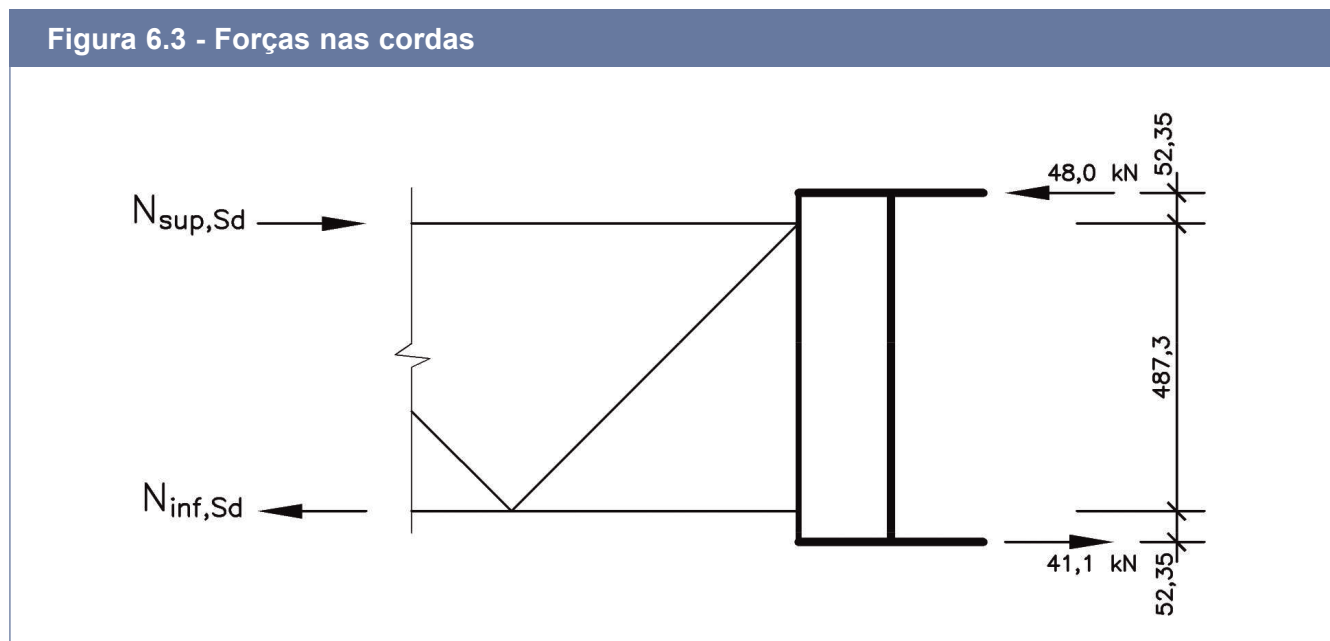
Reações horizontais das mesas, contínuas sobre a contenção central, considerando a viga de contenção temporária rígida:

$$R_{\text{sup,Sd}} = (5/8)Lq_{\text{sup,Sd}} = (5/8) \times 12,18 \times 6,31 = 48,0 \text{ kN}$$

$$R_{\text{inf,Sd}} = (5/8)Lq_{\text{inf,Sd}} = (5/8) \times 12,18 \times 5,4 = 41,1 \text{ kN}$$

Altura da treliça de contenção entre CGs das cordas: $522,5 - 2 \times 17,6 = 487,3 \text{ mm}$

Forças nas cordas (Figura 6.3)



$$N_{\text{sup,Sd}} = [48,0(52,35 + 487,3) + 41,1 \times 52,35] / 487,3 = 57,6 \text{ kN}$$

$$N_{\text{inf,Sd}} = 57,6 + 41,1 - 48,0 = 50,7 \text{ kN}$$

Considerando as forças nas cordas nas duas extremidades da treliça, tem-se

encurtamento da corda superior - $N_{\text{sup,Sd}} L_c / (EA_c) = 57,6 \times 1000 / (20000 \times 2 \times 5,82) = 0,25 \text{ cm}$

alongamento da corda inferior - $N_{\text{inf,Sd}} L_c / (EA_c) = 50,7 \times 1000 / (20000 \times 2 \times 5,82) = 0,22 \text{ cm}$

rotação de cada extremidade da treliça - $(0,25/2 + 0,22/2) / 48,73 = 4,82 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0,28^\circ$ (desprezível)

Assim, a treliça será considerada como contenção rígida.

a) Flexão com torção do perfil W

Momento fletor solicitante de cálculo, em relação ao eixo X do perfil

$$M_{Sd} = 26,2 \times 12,18^2 / 8 = 485,9 \text{ kNm}$$

Momento fletor resistente de cálculo correspondente (NBR 8800:2008)

$$\text{FLM: } b_f / (2t_f) = 324 / (2 \times 19) = 8,53 < 0,38 \sqrt{(E/f_y)} = 0,38 \sqrt{(200000/345)} = 9,15$$

$$\text{FLA: } h/t_w = (611 - 2 \times 19) / 12,7 = 45,1 < 3,76 \sqrt{(E/f_y)} = 90,5$$

$$\text{FLT: } L_b = 1,2L/2 = 1,2 \times 1218 / 2 = 730,8 \text{ cm (com a contenção central)}$$

Observação

O coeficiente 1,2 é devido à carga ser desestabilizante

$$\lambda = L_b / r_y = 730,8 / 7,38 = 99 > \lambda_p = 1,76 \sqrt{(E/f_y)} = 42,4$$

$$\lambda_r = [1,38(I_y I_t)^{1/2} / (r_y I_t \beta_1)] [1 + (1 + 27 C_w \beta_1^2 / I_y)^{1/2}]^{1/2}$$

$$\beta_1 = (f_y - \sigma_r) W_x / (E I_t), \text{ com } \sigma_r = 0,3 f_y$$

Substituindo as propriedades do perfil W 610x155,0:

$$\beta_1 = (34,5 - 0,3 \times 34,5) \times 4241,7 / (20000 \times 200,77) = 0,0255 \text{ cm}^{-1}$$

$$\lambda_r = 1,38(10783 \times 200,77)^{1/2} / (7,38 \times 200,77 \times 0,0255) [1 + (1 + 27 \times 9436714 \times 0,0255^2 / 10783)^{1/2}]^{1/2}$$

$$\lambda_r = 120,7$$

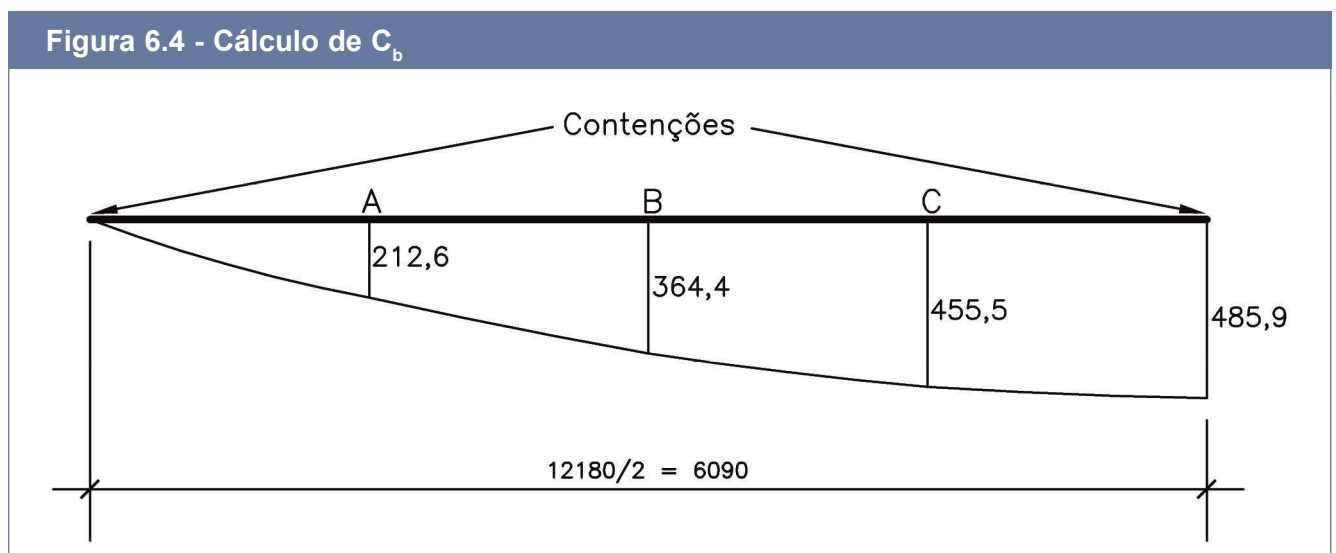
Portanto, $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

$$M_{Rd} = (C_b / \gamma_{a1}) [M_{pl} - (M_{pl} - M_r)(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)] \leq M_{pl} / \gamma_{a1} \text{ e também } \leq 1,5 W_x f_y / \gamma_{a1}$$

Cálculo de C_b (Figura 6.4)

$$C_b = 12,5 M_{\max} R_m / (2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C) \leq 3$$

$$C_b = 12,5 \times 485,9 \times 1 / (2,5 \times 485,9 + 3 \times 212,6 + 4 \times 364,4 + 3 \times 455,5) = 1,3$$



$$M_{pl} = Z_x f_y = 4749,1 \times 34,5 = 163844 \text{ kNcm} = 1638,44 \text{ kNm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (34,5 - 0,3 \times 34,5) \times 4241,7 = 102437 \text{ kNcm} = 1024,37 \text{ kNm}$$

Resulta

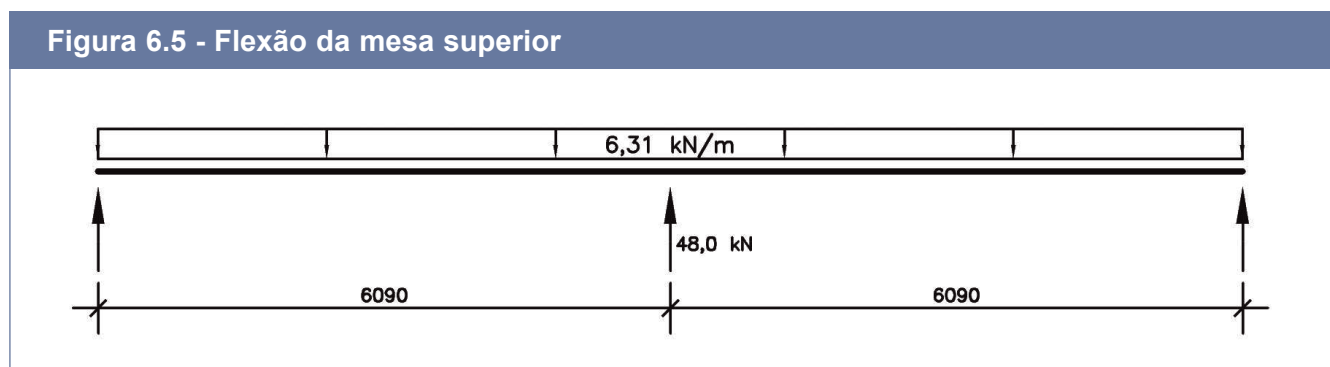
$$M_{Rd} = (1,3/1,1)[1638,44 - (1638,44 - 1024,37)(99 - 42,4)/(120,7 - 42,4)] = 1411,74 \text{ kNm}$$

$$1411,74 < 1638,44/1,1 = 1489,49$$

$$1,5 \times 4241,7 \times 34,5/1,1 = 199553 \text{ kNcm} = 1995,53 \text{ kNm} > 1411,74 \text{ kNm}$$

Portanto, $M_{Rd} = 1411,74 \text{ kNm}$

Momento fletor solicitante de cálculo da mesa superior, em relação ao eixo Y do perfil (Figura 6.5)



$$M_{sup,Sd} = 6,31 \times 6,09^2/8 = 29,25 \text{ kNm (sobre o apoio central)}$$

A mesa não é sujeita à flambagem local, conforme análise prévia de FLM

Tensão normal solicitante de cálculo correspondente

$$\sigma_{sup,Sd} = 2925 / (1,9 \times 32,4^2/6) = 8,8 \text{ kN/cm}^2$$

Equação de interação (baseada em Nethercot et al:1989)

$$M_{Sd}/M_{Rd} + [\sigma_{sup,Sd}/(f_y/\gamma_{a1})] [1 + 0,5M_{Sd}/M_{Rd}] \leq 1,0$$

$$485,9/1411,74 + [8,8/(34,5/1,1)] [1 + 0,5 \times 485,9/1411,74] = 0,673 < 1,0 \text{ OK}$$

Verificação da rotação máxima por torção, de cálculo (Figura 6.5)

Flecha de cálculo, no plano da mesa superior (a $0,4215 \times 6,09 = 2,57 \text{ m}$ do apoio extremo)

$$I_{fl} = 1,9 \times 32,4^3/12 = 5385 \text{ cm}^4 \quad l = 609 \text{ cm}$$

$$\Delta_{sup,Sd} = (q_{sup,Sd}) l^4 / (185 E I_{fl}) = (6,31 \times 10^{-2}) \times 609^4 / (185 \times 20000 \times 5385) = 0,436 \text{ cm}$$

Flecha de cálculo, no plano da mesa inferior (a $0,4215 \times 6,09 = 2,57 \text{ m}$ do apoio extremo)

$$\Delta_{inf,Sd} = \Delta_{sup,Sd} (q_{inf,Sd}/q_{sup,Sd}) = 0,436 \times 5,4/6,31 = 0,373 \text{ cm}$$

Rotação correspondente:

$$\theta_{,Sd} = (|\Delta_{sup, Sd}| + |\Delta_{inf, Sd}|)/d_0 = (0,436 + 0,373)/59,2 = 1,37 \times 10^{-2} \text{ rad}$$

Correção devida à interação com o momento fletor M_{Sd}

$$\theta_{2,Sd} = \theta_{,Sd} [1 + 0,5M_{Sd}/M_{Rd}] = 1,37 \times 10^{-2} [1 + 0,5 \times 485,9/1411,74] = 1,61 \times 10^{-2} \text{ rad}$$

$$\theta_{2,Sd} = 0,92^\circ \text{ (a somar com efeito local à frente)}$$

b) Escoamento por tensões normais - Perfil W

Tensão normal de cálculo devida a M_{Sd}

$$\sigma_{b,Sd} = M_{Sd}/W_x = 48590/4241,7 = 11,46 \text{ kN/cm}^2$$

$$[\sigma_{sup,Sd}] [1 + 0,5M_{Sd}/M_{Rd}] = [8,8] [1 + 0,5 \times 485,9/1411,74] = 11,83 \text{ kN/cm}^2$$

$$11,46 + 11,83 = 23,29 \text{ kN/cm}^2 < f_y/\gamma_{a1} = 34,5/1,1 = 31,4 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

c) Escoamento por cisalhamento na extremidade do Perfil W

$$\text{Força cortante vertical de cálculo - } V_{Sd} = 26,2 \times 12,18/2 = 160 \text{ kN}$$

$$\text{Força cortante de cálculo no plano da mesa superior - } V_{sup,Sd} = (3/8) \times 6,31 \times 6,09 = 14,4 \text{ kN}$$

$$\text{Momento de torção de cálculo - } M_{t,Sd} \approx (3/5) \times 24 \times 59,2 = 852,5 \text{ kNm}$$

Tensões de cisalhamento de cálculo na mesa superior, junto à alma

$$\text{- devidas a } V_{Sd} - T_{b,Sd} = V_{Sd} Q_x / (t_x I_x)$$

$$Q_x = [(32,4 - 1,27)/2] \times 1,9 \times 59,2/2 = 875 \text{ cm}^3$$

$$T_{b,Sd} = 160 \times 875 / (1,9 \times 129583) = 0,57 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{- devidas a } V_{sup,Sd} - T_{sup,Sd} = V_{sup,Sd} Q_y / (t_y I_y)$$

$$Q_y = [(32,4 - 1,27)/2] \times 1,9 \times [(32,4 + 1,27)/4] = 248,9 \text{ cm}^3$$

$$T_{sup,Sd} = 14,4 \times 248,9 / (1,9 \times 5385) = 0,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{- devidas a } M_{t,Sd} - T_{t,Sd} = (M_{t,Sd} / I_t) t_t = (852,5/200,77) \times 1,9 = 8,07 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,57 + 0,35 + 8,07 = 8,99 \text{ kN/cm}^2 < 0,6f_y / \gamma_{a1} = 18,8 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

d) Tensão local na alma e rotação da mesa superior - Perfil W

Em 1 m de comprimento

$$N_{loc,Sd} = q_d = 26,2 \text{ kN} \quad M_{loc,Sd} = q_d e = 26,2 \times 0,122 = 3,2 \text{ kNm} = 320 \text{ kNcm}$$

$$A_{loc} = 100 \times 1,27 = 127 \text{ cm}^2 \quad W_{loc} = 100 \times 1,27^2 / 6 = 26,9 \text{ cm}^3$$

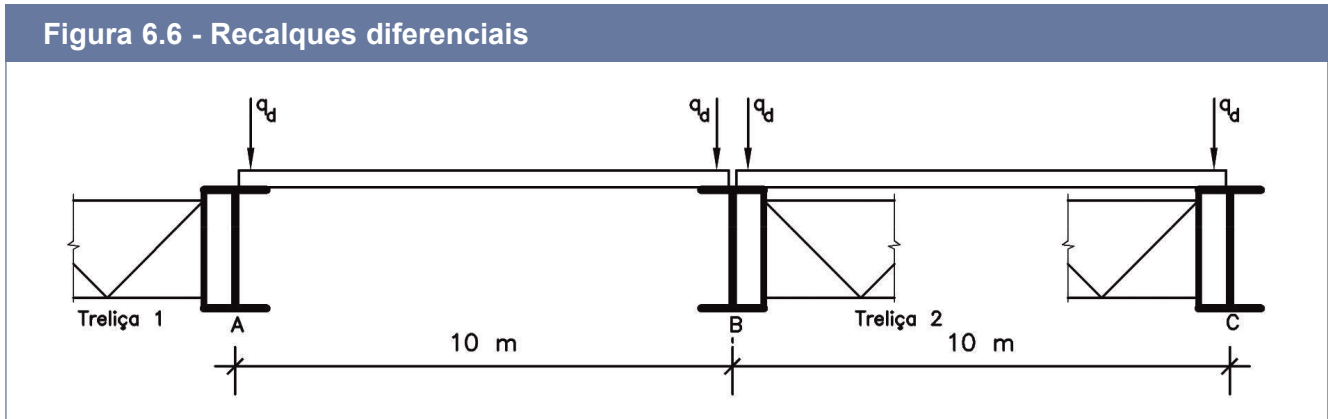
$$\sigma_{loc,Sd} = 26,2/127 + 320/26,9 = 12,1 \text{ kN/cm}^2 < f_y/\gamma_{a1} = 31,4 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

Rotação da mesa superior (desprezando a deformação desta mesa):

$$\theta_{loc,Sd} = M_{loc,Sd} d_0 / (3EI_{loc}) = 320 \times 59,2 / (3 \times 20000 \times 100 \times 1,27^3 / 12) = 1,85 \times 10^{-2} \text{ rad} = 1,06^\circ$$

$$\theta_{2,Sd} + \theta_{loc,Sd} = 0,92^\circ + 1,06^\circ = 1,98^\circ < 2^\circ \text{ (hipótese inicial) OK}$$

e) Efeito de recalques diferenciais entre extremidades das treliças de contenção temporária
 Na Figura 6.6 mostra-se uma situação em que já foram montados painéis alveolares em dois vãos adjacentes.



Flecha de cálculo dos perfis A e C no plano vertical

$$\Delta_{A, Sd} = (5q_d) L^4 / (384EI_x) = (5 \times 26,2 \times 10^{-2}) \times 1218^4 / (384 \times 20000 \times 129583) = 2,9 \text{ cm}$$

Flecha de cálculo do perfil B no plano vertical

$$\Delta_{B, Sd} = 2 \times 2,9 \text{ cm} = 5,8 \text{ cm}$$

Assim, a treliça 1, suposta rígida, gira no sentido horário de:

$$2,9 / 1000 = 2,9 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0,166^\circ$$

Este ângulo (muito pequeno em relação a 2°) reduz o momento que o perfil W, sujeito à torção, aplica na extremidade direita da treliça 1.

A treliça 2, suposta rígida, gira no sentido anti-horário de:

$$(5,8 - 2,9) / 1000 = 2,9 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0,166^\circ$$

Este ângulo (muito pequeno em relação a 2°) reduz o momento que o perfil W, sujeito à torção, aplica na extremidade direita da treliça 2, e provoca um pequeno momento de torção no perfil W ligado à extremidade esquerda da treliça 2.

f) Verificação das treliças de contenção temporária

Observação

As verificações de resistência e rigidez necessárias para a contenção lateral dos perfis W durante a construção serão feitas para a situação em que todos os painéis alveolares estejam montados (item 6.5.2.c).

Conforme item 6.3 (Escolha preliminar da treliça temporária):

$$N_{sup, Sd} = 57,6 \text{ kN}$$

$$N_{inf, Sd} = 50,7 \text{ kN}$$

A diferença entre as forças normais é devida ao processo simplificado e ambas serão consideradas iguais à maior das duas, com sentidos opostos. Assim, caso a treliça seja carregada apenas em um lado, as reações verticais de cálculo e as forças de cálculo nas diagonais serão, respectivamente:

$$R_{tr, Sd} = 57,6 \times 487,3 / 10000 = 2,81 \text{ kN}$$

$$N_{diag, Sd} = 2,81 / \text{sen}45^\circ = 3,94 \text{ kN}$$

Verificações pela NBR 8800:2008

Cordas: 2L64x4,8 - A36 (Figura 6.2)

$N_{cor, Sd} = 57,6 \text{ kN}$ (constante para momentos iguais e de sentidos contrários aplicados nas extremidades)

$$b/t = 64/4,8 = 13,33 > 0,45(E/f_y)^{1/2} = 0,45(200000/250)^{1/2} = 12,73$$

Como a relação b/t está apenas 4,7% acima do limite, tomar-se-á, por simplicidade,

$f_y = 225 \text{ MPa}$, obtendo-se

$$b/t = 13,33 < 0,45(E/f_y)^{1/2} = 0,45(200000/225)^{1/2} = 13,42$$

$$K_x I_x = 1 \times (2 \times 48,73) = 97,46 \text{ cm} \quad I_x = 2 \times 22,8 = 45,6 \text{ cm}^4$$

$$N_{ex} = \pi^2 E I_x / (K_x I_x)^2 = 947,6 \text{ kN}$$

$$K_y I_y = 1 \times 1000 = 1000 \text{ cm} \quad I_y = 2[22,8 + 5,82 \times (23,6/2 - 1,76)^2] = 1218,9 \text{ cm}^4$$

$$N_{ey} = \pi^2 E I_y / (K_y I_y)^2 = 947,6 \text{ kN} = 240,6 \text{ kN (predomina)}$$

$$\lambda_0 = (Q A_g f_y / N_e)^{1/2} = (1 \times 2 \times 5,82 \times 22,5 / 240,6)^{1/2} = 1,043 < 1,5$$

$$1,043^2 = 1,09 \quad \chi = [0,658]^{1,09} = 0,63$$

$$N_{c, Rd} = \chi Q A_g f_y / \gamma_{a1} = 0,63 \times 1 \times 2 \times 5,82 \times 22,5 / 1,1 = 150 \text{ kN} > 57,6 \text{ kN OK}$$

Diagonais: 2L51x4,8 - A36 (Figura 6.2) - NBR 8800:2008 - item E.1.4

$$N_{diag, Sd} = 3,94 \text{ kN}$$

Para uma cantoneira

$$b/t = 51/4,8 = 10,63 < 12,73$$

$$L_{x1} = 48,73 / \text{sen}45^\circ = 68,91 \text{ cm} \quad r_{x1} = 1,57 \text{ cm} \quad L_{x1} / r_{x1} = 43,9 < 80$$

$$K_{x1} L_{x1} = 72 r_{x1} + 0,75 L_{x1} = 72 \times 1,57 + 0,75 \times 68,91 = 164,72 \text{ cm} \quad I_{x1} = 11,3 \text{ cm}^4$$

$$N_{ex} = \pi^2 E I_{x1} / (K_{x1} L_{x1})^2 = 82,2 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = (Q A_g f_y / N_e)^{1/2} = (1 \times 4,61 \times 25 / 82,2)^{1/2} = 1,184 < 1,5$$

$$1,184^2 = 1,402 \quad \chi = [0,658]^{1,402} = 0,556$$

$$N_{c, Rd} / 2 = \chi Q A_g f_y / \gamma_{a1} = 0,556 \times 1 \times 4,61 \times 25 / 1,1 = 58,3 \text{ kN}$$

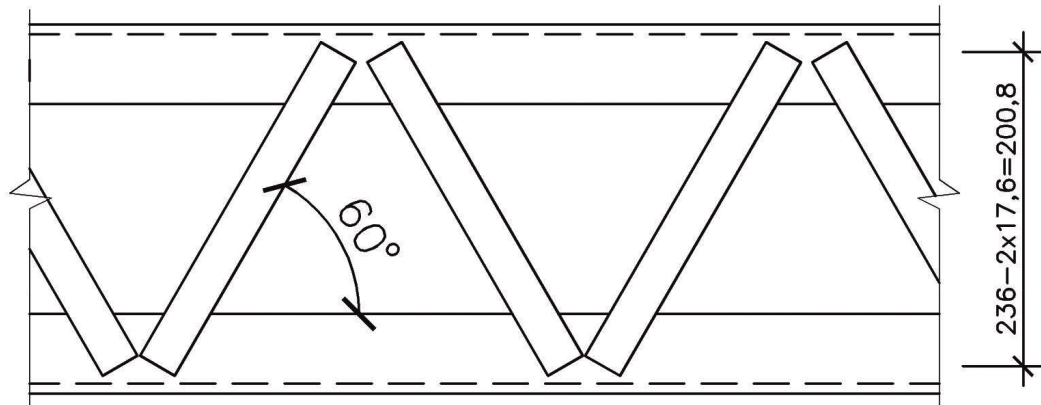
Para duas cantoneiras

$$N_{c, Rd} = 2 \times 58,3 = 116,5 \text{ kN} \gg 3,94 \text{ kN OK}$$

Travejamento em treliça - barra chata de 25,4x6,35 - A36 - soldadas (Figura 6.7)

Obedecendo às exigências da NBR8800:1986 - item 5.3.6

Figura 6.7 - Travejamento



$$N_{\text{trav,Sd}} = [(2,5/100) \times N_{\text{cor,Sd}}] / \text{sen}60^\circ = [(2,5/100) \times 57,6] / 0,866 = 1,66 \text{ kN}$$

$$K_x L_x = 20,08 / \text{sen}60^\circ = 23,19 \text{ cm} \quad r_x = 0,635 / (12)^{1/2} = 0,183 \text{ cm} \quad I_x = 2,54 \times 0,635^3 / 12 = 0,0542 \text{ cm}^4$$

$$K_x L_x / r_x = 126,5 < 140 \text{ OK}$$

$$N_{\text{ex}} = \pi^2 EI_x / (K_x L_x)^2 = 19,89 \text{ kN} \quad \lambda_0 = (Q A_g f_y / N_{\text{ex}})^{1/2} = (1 \times 2,54 \times 0,635 \times 25 / 19,89)^{1/2} = 1,424 < 1,5$$

$$1,424^2 = 2,03 \quad \chi = [0,658]^{2,03} = 0,428$$

$$N_{\text{c,Rd}} = \chi Q A_g f_y / \gamma_{a1} = 0,428 \times 1 \times 2,54 \times 0,635 \times 25 / 1,1 = 15,7 \text{ kN} > 1,66 \text{ kN OK}$$

Para chapa de extremidade ver o item 5.3.6 da NBR8800:1986 e também o detalhe sugerido para a ligação com o perfil W (capítulo 5 - item 5.11).

6.5.2 Painéis de ambos os lados do perfil W

Observação

As verificações serão feitas considerando o capeamento de concreto e a sobrecarga de construção em ambos os lados do perfil W (situação balanceada), porque com laje dos dois lados há uma tendência de compensar eventuais excentricidades da carga.

$$\text{Carga distribuída de cálculo} - q_d = 1,15 \times 2 + 1,2 \times 29 + 1,25(1 + 2 + 12,5) + 1,3 \times 10 = 69,5 \text{ kN/m}$$

(NBR 8800:2008)

Excentricidade - e = 0

a) Resistência ao momento fletor

$$M_{\text{Sd}} = 69,5 \times 12,18^2 / 8 = 1289 \text{ kNm}$$

Do lado da segurança, porque, no caso de painéis de ambos os lados do perfil, poderia ser considerada alguma contenção lateral proporcionada pelos painéis balanceados, será usada a mesma resistência de cálculo do caso desbalanceado:

$$M_{\text{Rd}} = 1411,74 \text{ kNm} > 1289 \text{ kNm OK}$$

b) Efeito de recalques diferenciais entre extremidades das treliças de contenção temporária
As flechas de cálculo de uma viga intermediária e de uma viga de borda são, respectivamente:

$$\Delta_{\text{int, Sd}} = (5q_d)L^4/(384EI_x) = (5 \times 69,5 \times 10^{-2}) \times 1218^4 / (384 \times 20000 \times 129583) = 7,68 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{bor, Sd}} \approx 7,68/2 = 3,84 \text{ cm}$$

Verificação do nível da tensão de cálculo

$$\sigma_{\text{b,Sd}} = M_{\text{Sd}}/W_x = 128900/4241,7 = 30,39 \text{ kN/cm}^2 < f_y/\gamma_{a1} = 34,5/1,1 = 31,4 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

Recalque diferencial entre as duas vigas: 3,84 cm

Utilizando a Figura 6.6, a treliça 2, suposta rígida, gira no sentido anti-horário de:

$$3,84/1000 = 3,84 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0,22^\circ$$

Este ângulo (muito pequeno em relação a 2°) reduz o momento que o perfil W, sujeito à torção, aplica na extremidade direita da treliça 2, e provoca um pequeno momento de torção no perfil W ligado à extremidade esquerda.

c) Verificação da treliça de contenção temporária quanto à capacidade de conter dois perfis W, no centro

Referência: NBR 8800:2008 - item 4.11.3.7

Resistência de cálculo necessária:

$$M_{\text{br}} = 0,024M_{\text{Sd}}L/(nC_bL_{\text{bb}}) = 0,024 \times 128900 \times 1218 / (1 \times 1,3 \times 644,5) = 4497 \text{ kNcm}$$

Resistência de cálculo disponível da treliça, para momentos iguais e de sentidos contrários aplicados nas extremidades (ver item 6.5.1-f):

$$M_{\text{br,Rd}} = 150 \times 48,73 = 7309,5 \text{ kNcm} > 4497 \text{ kN OK}$$

Verificação das diagonais para momentos iguais a M_{br} , com o mesmo sentido, aplicados nas extremidades:

$$\text{Reações de apoio} - R_{\text{br}} = 2 \times 4497/1000 = 8,99 \text{ kN}$$

$$\text{Força em uma diagonal} - N_{\text{br}} = 8,99/\text{sen}45^\circ = 12,72 \text{ kN}$$

Para duas cantoneiras (ver item 6.5.1-f)

$$N_{\text{c,Rd}} = 2 \times 58,3 = 116,5 \text{ kN} > 12,72 \text{ kN OK}$$

Rigidez de cálculo necessária:

$$S_{\text{Tb}} = S_T / (1 - S_T/S_{\text{sec}})$$

$$S_T = 2,4\gamma_r L (M_{\text{Sd}})^2 / [nEI_y (C_b)^2]$$

$$= 2,4 \times 1,35 \times 1218 \times 128900^2 / (1 \times 20000 \times 10783 \times 1,3^2) = 179904 \text{ kNcm/rad}$$

$$S_{\text{sec}} = (3,3E/h_0)[1,5h_0(t_w)^3/12 + t_{\text{st}}(b_{\text{st}})^3/12] = (3,3 \times 20000/59,2)[1,5 \times 59,2 \times 1,27^3/12 + 1,25 \times 15,5^3/12] = 449359 \text{ kNcm/rad}$$

(considerando enrijecedor de $12,5 \times 155$ de um lado do perfil)

$$S_{\text{Tb}} = 179904 / (1 - 179904/449359) = 300018 \text{ kNcm/rad}$$

Rigidez de cálculo disponível da treliça, para momentos iguais e de sentidos contrários aplicados nas extremidades (ver Figura 6.3):

$$\text{Momento de inércia da treliça} - I_{tr} = 4 \times 5,82(48,73/2)^2 = 13820 \text{ cm}^4$$

Para momentos $M' = 1000 \text{ kNcm}$ iguais e contrários aplicados nas extremidades da treliça, a rotação em cada extremidade é dada por (na ausência de força cortante)

$$\phi = M'L_c/(2EI_{tr}) = 1000 \times 1000 / (2 \times 20000 \times 13820) = 1,81 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

Rigidez disponível:

$$M'/\phi = 1000 / 1,81 \times 10^{-3} = 552486 \text{ kNcm/rad} > 300018 \text{ kNcm/rad} \text{ OK}$$

Para levar em conta a influência das diagonais na rigidez, aplicam-se momentos

$M' = 1000 \text{ kNcm}$ nas extremidades, com o mesmo sentido (Figura 6.8):

$$\text{Força cortante} - V_{tr} = 2 \times 1000 / 1000 = 2 \text{ kN}$$

Espessura de alma equivalente às diagonais (Queiroz:1993 - capítulo VII -Figura 52)

$$\gamma_1 = \tau/G = 1/(at_{eq}G) = (I_d)^3/(a^2bEA_d)$$

$$\text{Para inclinação das diagonais igual a } 45^\circ - (I_d)^3/(a^2b) = 1/\cos^3 45^\circ = 2,828$$

$$t_{eq} = (a^2bEA_d)/[aG(I_d)^3] = \cos^3 45^\circ \times 2(1 + \nu) \times 2 \times 4,61 / 48,73 = 0,174 \text{ cm} (\nu = 0,3)$$

Rotação de extremidade associada aos momentos

$$\phi_1 = M'L_c/(6EI_{tr}) = 1000 \times 1000 / (6 \times 20000 \times 13820) = 6,03 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

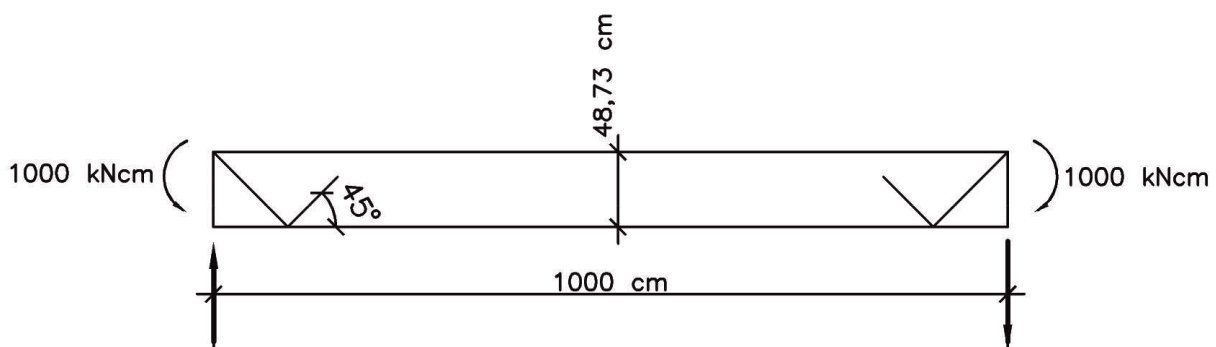
Rotação de extremidade associada à força cortante

$$\phi_2 = V_{tr}/(at_{eq}G) = 2 / (48,73 \times 0,174 \times 20000 / 2,6) = 3,07 \times 10^{-5} \text{ rad}$$

Rigidez disponível:

$$M'/(\phi_1 + \phi_2) = 1000 / (6,03 \times 10^{-4} + 3,07 \times 10^{-5}) = 1578000 \text{ kNcm/rad} > 300018 \text{ kNcm/rad} \text{ OK}$$

Figura 6.8 - Influência das diagonais



Observação

A ligação da treliça com o perfil W deve resistir aos esforços aplicados, ter a resistência necessária acima calculada e ser rígida.

6.6 Verificação da viga na fase final (viga mista)

Atenção: a retirada das treliças de contenção temporária deve ser feita sem aplicar impactos na estrutura

6.6.1 Estados limites últimos

6.6.1.1 Carga distribuída de cálculo - NBR 8800:2008

$$q_d = 1,25 \times 2 + 1,3 \times 29 + 1,35(1 + 2 + 12,5) + 1,5(18 + 20) = 118 \text{ kN/m}$$

Excentricidade - $e = 0$

6.6.1.2 Efeitos de cargas locais na alma

Normalmente, para perfis W, os estados limites associados a cargas locais na alma só se aplicam para cargas com comprimentos relativamente pequenos de distribuição, que não existem neste exemplo. Para maiores detalhes ver o item 5.7 da NBR 8800:2008.

6.6.1.3 Resistência à força cortante (só a alma do perfil) - NBR 8800:2008

$$V_{Sd} = 118 \times 12,18 / 2 = 719 \text{ kN}$$

$$h/t_w = 45,1 < 1,10 \sqrt{(5,0E/f_y)} = 59,2$$

$$V_{Rd} = 0,6f_y d t_w / 1,1 = 0,6 \times 34,5 \times 61,1 \times 1,27 / 1,1 = 1460 \text{ kN} > V_{Sd} \text{ OK}$$

6.6.1.4 Resistência ao momento fletor - NBR 8800:2008 e capítulo 4

$$M_{Sd} = 118 \times 12,18^2 / 8 = 2188 \text{ kNm}$$

Concreto ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$)

Garganta mínima real = 100 mm (Tabela 4.1 do capítulo 4)

$$b_{ef} = \text{menor de } [(2 \times 600 + 100); 12180/4; 10000] = 1300 \text{ mm}$$

Espessura: 25 mm (acima dos alvéolos - painel de 21,5 cm) + 50 mm (capa) = 75 mm

$$R_{cd} = 130 \times 7,5 \times 0,85 \times 3 / 1,4 = 1776 \text{ kN}$$

Perfil de aço - W 610x155,0 ($f_y = 345 \text{ MPa}$)

Área da seção: 198,1 cm²

$$R_{ad} = 198,1 \times 34,5 / 1,1 = 6213 \text{ kN} > R_{cd}$$

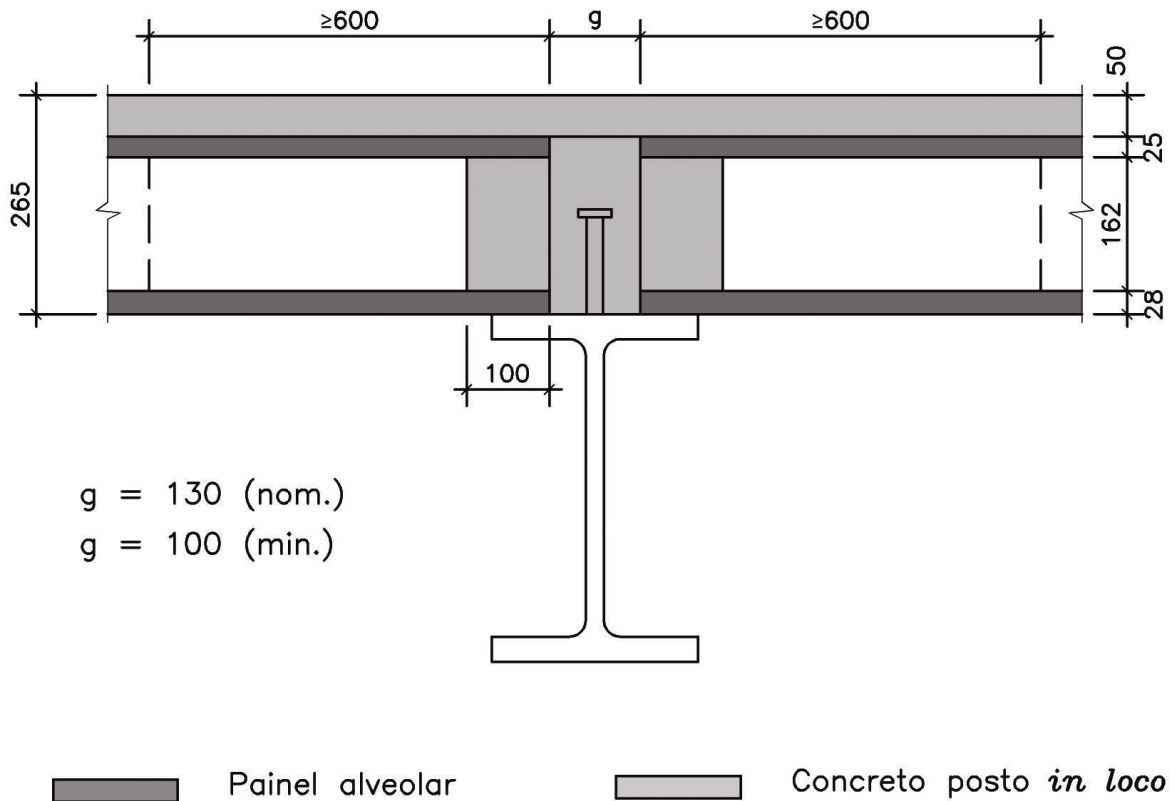
Conectores "stud" ($\phi 19$ - $Q_{Rd} = 84,9 \text{ kN}$)

Grau de interação mínimo pela NBR 8800:2008 - item O.2.3.1.1.2

$$\eta_i = 1 - [E/(578f_y)](0,75 - 0,03L_c) = 1 - [20000/(578 \times 34,5)](0,75 - 0,03 \times 12,18) = 0,614 > 0,4$$

Pelos critérios dados no capítulo 4, na observação do item 4.2.1 (ver figura 6.9)

Figura 6.9 - Viga do exemplo 1



$$i) R'_{cd} = (0,85/1,4)[120(2,5 + 2,8) \times 4,5 + (120 \times 5 + 10 \times 26,5 + 20 \times 16,2) \times 3] = 3903 \text{ kN}$$

$$R'_{csd} \geq 0,614 \times 3903 = 2397 \text{ kN}$$

$$ii) R''_{cd} = (0,85 \times 3/1,4) \times 130 \times 26,5 = 6275 \text{ kN}$$

$$R''_{csd} = 0,25 \times 6213 = 1553 \text{ kN}$$

Resulta

$$R_{csd} \geq 2397$$

Prevendo conectores espaçados a 220 mm, tem-se um total de $(12180/2)/220 \approx 28$ conectores entre o apoio e a seção de momento máximo; portanto,

$$R_{csd} = 28 \times 84,9 = 2377 \text{ kN} \approx 2397 \text{ kN} < 6213 \text{ kN OK}$$

A menor das três resistências de cálculo é $R_{cd} = 1776 \text{ kN}$

Determinação da resistência de cálculo ao momento fletor

Posição da LNP na seção de aço

Resistência de cálculo da mesa à compressão

$$1,9 \times 32,4 \times 34,5/1,1 = 1931 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = 0,5(6213 - 1776) = 2218,5 \text{ kN} > 1931 \text{ kN} \rightarrow \text{LNP corta a alma}$$

$$y_p = 1,9 + 57,3[(2218,5 - 1931)/(57,3 \times 1,27 \times 34,5/1,1)] = 9,12 \text{ cm}$$

Momento resistente de cálculo (referência LNP na seção de aço)

$$M_{Rd} = 1776(21,5 + 5 - 7,5/2 + 9,12) + (34,5/1,1)[32,4 \times 1,9(8,17 + 51,03) + 1,27 \times (7,22^2/2 + 50,08^2/2)] \\ = 56601 + 165288 = 221889 \text{ kNcm} = 2219 \text{ kNm}$$

(1,49 vezes a resistência de cálculo do perfil de aço ao momento fletor = $4749,1 \times 34,5/1,1 = 148949 \text{ kNcm}$)

$$M_{Rd} > M_{Sd} \text{ OK}$$

6.6.1.5 Verificação do cisalhamento longitudinal

(desprezando a resistência ao cisalhamento entre a capa e os painéis)

Superfície de falha 1-1 (Figura 4.4 do capítulo 4)

$$A_{cv} = 10 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (só a garganta)}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21(f_{ck})^{2/3} = 0,21(30)^{2/3} = 2,03 \text{ MPa}$$

Assim, com $A_s = 0,05 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (estribos verticais) e $L_\phi/L_{anc} = 1,0$, obtém-se

$$V_{Rd} = 0,6A_{cv} f_{ctk,inf} / \gamma_c + 0,2\beta A'_s f_{ctk,inf} / \gamma_c + f_{sd} \Sigma(A_s L_\phi / L_{anc}) \leq 0,2A_{cv} f_{cd}$$

$$V_{Rd} = 0,6 \times 10 \times 0,203 / 1,4 + (50/1,15) \times 0,05 = 3,04 \text{ kN/cm (com } \beta = 0)$$

$$V_{Rd} \leq 0,2A_{cv} f_{cd} = 0,2 \times 10 \times 3 / 1,4 = 4,29 \text{ kN/cm}$$

$$V_{Sd} = (2377 \times 5 / 7,5) / (1218 / 2) = 2,60 \text{ kN/cm} < V_{Rd} \text{ OK}$$

Observação

O valor de V_{Sd} foi reduzido porque a capa assume uma fração de 5/7,5 de R_{cd}

Superfície de falha 2-2 (Figura 4.4 do capítulo 4)

Diâmetro dos alvéolos = 162 mm

Espaçamento médio entre alvéolos preenchidos (segundo e quinto) = 625 mm

$$A_{cv} = \pi(16,2^2/4) \times 2 / 62,5 + 10,0 = 16,6 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Diâmetro das barras de armadura CA 50

ϕ 16 - espaçamento médio de 625 mm

ϕ 12,5 - (entre painéis) - espaçamento médio de 1250 mm

Observar que a resistência característica da barra de 12,5 mm não excede o limite de 80 kN (capítulo 2):

$$50\pi(1,25)^2/4 = 61,4 \text{ kN}$$

$$\Sigma A_s = \pi(1,25^2/4) \times 2 / 125 + \pi(1,6^2/4) \times 2 / 62,5 = 0,084 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rd} = 0,6A_{cv} f_{ctk,inf} / \gamma_c + 0,2\beta A'_s f_{ctk,inf} / \gamma_c + f_{sd} \Sigma(A_s L_\phi / L_{anc}) \leq 0,2A_{cv} f_{cd}$$

Considerando $L_\phi/L_{anc} = 1,0$ e $A'_{cv} = 0$ (devido à baixa altura dos conectores em relação à altura do painel)

$$V_{Rd} = 0,6 \times 16,6 \times 0,203 / 1,4 + (50/1,15) \times 0,084 = 1,44 + 3,65 = 5,09 \text{ kN/cm}$$

$$V_{Rd} \leq 0,2A_{cv} f_{cd} = 0,2 \times 16,6 \times 3 / 1,4 = 7,11 \text{ kN/cm}$$

$$V_{Sd} = (2377) / (1218 / 2) = 3,90 \text{ kN/cm} < V_{Rd} \text{ OK}$$

6.6.1.6 Verificação de flexibilidade do apoio da laje

Com o critério apresentado no item 4.4.1 do capítulo 4, a curvatura no regime plástico é dada por

$$\Phi(M) = M/(EI) + [5,7(d/h_c)^{0,2}M_y/(EI) - M/(EI)][(M - M_y)/(M_{pl} - M_y)]^2$$

Considerando o momento fletor constante no trecho central da viga, com 1 m de comprimento, tem-se

$$M = M_{Sd} = 2188 \text{ kNm}$$

$$d = 611 \text{ mm}$$

$$h_c = 265 \text{ mm}$$

$$M_y = f_y W_{ef1} = 34,5 \times 5395 = 186130 \text{ kNcm} = 1861 \text{ kNm}$$

$$W_{ef1} = 5395 \text{ cm}^3 \text{ (cargas de longa duração - ver item 6.6.2.1 à frente)}$$

$$M_{pl} \approx 1,1M_{Rd} = 1,1 \times 2219 = 2441 \text{ kNm}$$

$$EI = EI_{ef1} = 20000 \times 235840 = 47168 \times 10^5 \text{ kNcm}^2 = 471680 \text{ kNm}^2$$

$$I_{ef1} = 235840 \text{ cm}^4 \text{ (cargas de longa duração - ver item 6.6.2.1 à frente)}$$

Portanto

$$\Phi(M) = (1/471680)\{2188 + [5,7(611/265)^{0,2} \times 1861 - 2188][(2188 - 1861)/(2441 - 1861)]^2\}$$

$$\Phi(M) = 0,0116 \text{ rad/m} < 0,027 \text{ rad/m OK}$$

6.6.1.7 Verificação em incêndio

Ver as recomendações apresentadas no capítulo 5.

6.6.2 Estados limites de serviço

6.6.2.1 Flecha excessiva

$$R''_{cd} = (0,85 \times 3/1,4) \times 130 \times 26,5 = 6275 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = 198,1 \times 34,5/1,1 = 6213 \text{ kN}$$

$$R_{csd} = 28 \times 84,9 = 2377 \text{ kN}$$

Grau de interação parcial

$$\eta_i = R_{csd}/R_{ad} = 2377/6213 = 0,38$$

Propriedades da seção transformada (Estruturas mistas - CBCA:2012)

$$a = [-A + (A^2 + 2b_{tr}Aw)^{1/2}]/b_{tr}$$

$$A = 198,1 \text{ cm}^2 \text{ (área da seção do perfil)}$$

$$w = 61,1/2 + 21,5 + 5 = 57,05 \text{ cm}$$

i) Para cargas de curta duração

$$E_c = 4760(30)^{1/2} = 26072 \text{ MPa}$$

$$n = 200000/26072 = 7,67$$

$$b_{tr} = 130/7,67 = 16,95 \text{ cm}$$

$$a = [-198,1 + (198,1^2 + 2 \times 16,95 \times 198,1 \times 57,05)^{1/2}]/16,95 = 26,65 \text{ cm} > 26,5 \text{ cm}$$

Elemento	A_i	y_i	$A_i y_i$	$A_i y_i^2$	I_0
Laje	449,2	43,8	19675	861763	26286
Perfil	198,1	0	0	0	129583
Σ	647,3		19675	861763	155869

Linha neutra elástica

$$y_0 = 19675/647,3 = 30,4 \text{ cm (acima do eixo X do perfil)}$$

$$I_{tr} = 155869 + 861763 - 647,3 \times 30,4^2 = 419423 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = 419423 / (30,4 + 61,1/2) = 6881 \text{ cm}^3$$

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a)(\eta_i)^{1/2} = 129583 + (419423 - 129583)(0,38)^{1/2} = 308252 \text{ cm}^4$$

$$W_{ef} = W_a + (W_{tr} - W_a)(\eta_i)^{1/2} = 4241,7 + (6881 - 4241,7)(0,38)^{1/2} = 5869 \text{ cm}^3$$

$$M_r = 5869 \times 34,5 = 202480 \text{ kNcm} = 2025 \text{ kNm}$$

ii) Para cargas de longa duração

$$E_c/3 = 26072/3 = 8691 \text{ MPa}$$

$$n = 200000/8691 = 23,0$$

$$b_{tr} = 130/23,0 = 5,65 \text{ cm}$$

$$a = [-198,1 + (198,1^2 + 2 \times 5,65 \times 198,1 \times 57,05)^{1/2}] / 5,65 = 37,26 \text{ cm} > 26,5 \text{ cm}$$

Elemento	A_i	y_i	$A_i y_i$	$A_i y_i^2$	I_0
Laje	149,7	43,8	6557	287190	8762
Perfil	198,1	0	0	0	129583
Σ	347,8		6557	287190	138345

Linha neutra elástica

$$y_0 = 6557/347,8 = 18,85 \text{ cm (acima do eixo X do perfil)}$$

$$I_{tr} = 138345 + 287190 - 347,8 \times 18,85^2 = 301954 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = 301954 / (18,85 + 61,1/2) = 6112 \text{ cm}^3$$

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a)(\eta_i)^{1/2} = 129583 + (301954 - 129583)(0,38)^{1/2} = 235840 \text{ cm}^4$$

$$W_{ef} = W_a + (W_{tr} - W_a)(\eta_i)^{1/2} = 4241,7 + (6112 - 4241,7)(0,38)^{1/2} = 5395 \text{ cm}^3$$

Ações nominais

Antes da cura (carga permanente atuando no perfil de aço)

$$q' = 2 + 29 + 1 + 2 + 12,5 = 46,5 \text{ kN/m}$$

Depois da cura (viga mista)

$$q''_1 = 18 \text{ kN/m (longa duração)}$$

$$q''_2 = 20 \text{ kN/m (curta duração)}$$

Momentos de inércia

$$I_a = 129583 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef1} = 235840 \text{ cm}^4 \text{ (cargas de longa duração)}$$

$$I_{ef2} = 308252 \text{ cm}^4 \text{ (cargas de curta duração)}$$

Flecha

$$\delta' = 5 \times 0,465 \times 1218^4 / 384 \times 20000 \times 129583 = 5,14 \text{ cm}$$

$$\delta''_1 = 5 \times 0,18 \times 1218^4 / 384 \times 20000 \times 235840 = 1,09 \text{ cm}$$

$$\delta''_2 = 5 \times 0,20 \times 1218^4 / 384 \times 20000 \times 308252 = 0,93 \text{ cm}$$

Aplicando contra flecha de 5 cm (aproximadamente igual à flecha do perfil de aço antes da cura)

$$\delta_{tot} = 5,14 + 1,09 + 0,93 - 5 = 2,16 \text{ cm} < L/350 = 3,48 \text{ cm OK}$$

Observação

Pode-se aplicar contra-flecha adicional para nivelar a viga, desde que seu valor não seja considerado no cálculo de δ_{tot} para comparar com $L/350$.

Tensão de serviço

Antes da cura (carga permanente atuando no perfil de aço)

$$M' = 46,5 \times 12,18^2 / 8 = 862,3 \text{ kNm} = 86230 \text{ kNcm}$$

Depois da cura (viga mista)

$$M''_1 = 18 \times 12,18^2 / 8 = 333,8 \text{ kNm} = 33380 \text{ kNcm (longa duração)}$$

$$M''_2 = 20 \times 12,18^2 / 8 = 370,9 \text{ kNm} = 37090 \text{ kNcm (curta duração)}$$

Módulos resistentes

$$W_a = 4241,7 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef1} = 5395 \text{ cm}^3 \text{ (cargas de longa duração)}$$

$$W_{ef2} = 5869 \text{ cm}^3 \text{ (cargas de curta duração)}$$

$$\sigma_{tot} = 86230 / 4241,7 + 33380 / 5395 + 37090 / 5869 = 20,33 + 6,19 + 6,32 = 32,84 \text{ kN/cm}^2$$

$$32,84 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

6.6.2.2 Vibrações excessivas

Conforme item 4.4.2 do capítulo 4 e as recomendações do capítulo 5, tem-se:

$$E'_c = 1,2 E_c = 1,2 \times 26072 = 31290 \text{ MPa}$$

Momento de inércia da laje (painéis alveolares mais capa)

Com base na figura 6.10 (referência inicial X_1):

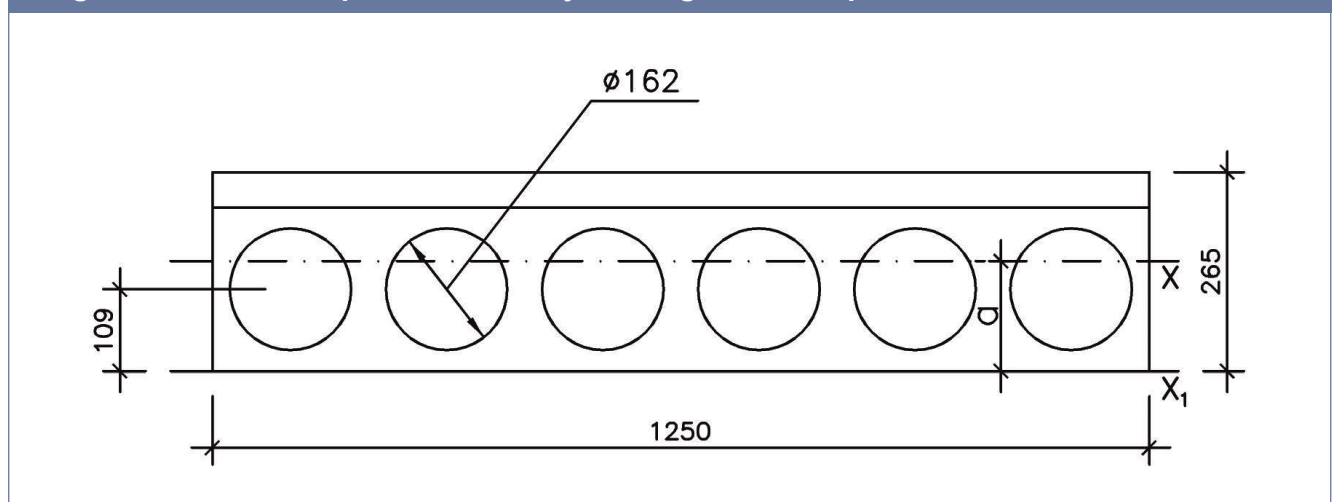
Elemento	A_i	y_i	$A_i y_i$	$A_i y_i^2$	I_0
Seção cheia	3313	13,25	43897	581639	193850
Alvéolos	-1237	10,9	-13483	-146968	-20285
Σ	2076		30414	434671	173565

$$a = 30414/2076 = 14,65 \text{ cm}$$

$$I_{\text{laje}} = (173565 + 434671 - 2076 \times 14,65^2)/1,25 = 130140 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Carga a ser aplicada na laje, conforme Anexo L da NBR 8800:2008 (combinação frequente de serviço, ações variáveis não permanecendo fixas por longos períodos de tempo)

Figura 6.10 - Seção aproximada da laje na largura de um painel



$$q_{\text{laje}} \approx 2,9 + 1,25 + 1,8 + 0,4 \times 2,0 = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

(ver capítulo 5 para os dois modos de vibração)

Para laje biapoiada (viga estacionária)

$$\Delta_{\text{laje}} = 5 \times 0,0675 \times 1000^4 / (384 \times 3129 \times 130140) = 2,16 \text{ cm}$$

$$f_1 = 0,18 \sqrt{(981/2,16)} = 3,84 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz (valor mínimo exigido pela NBR 8800:2008)}$$

(4% inferior a 4 Hz, indicado pela NBR 8800:2008 para locais onde as pessoas caminham regularmente)

O valor da flecha pode ser reduzido para 1,92 cm, utilizando-se $E'_c = 1,35 E_c$, como sugerido em Murray et al:1997, com a frequência f_1 passando a ser 4,07 Hz.

Para laje biengastada (viga biapoiada)

Usando $E'_c = 1,35 E_c$

$$\Delta_{\text{laje}} = 1,92/5 = 0,384 \text{ cm}$$

$$f_1 = 0,18\sqrt{(981/0,384)} = 9,1 \text{ Hz}$$

Flecha da viga

Propriedades da seção transformada

$$a = [-A + (A^2 + 2b_{tr}Aw)^{1/2}]/b_{tr}$$

$$A = 198,1 \text{ cm}^2$$

$$w = 61,1/2 + 21,5 + 5 = 57,05 \text{ cm}$$

$$E'_c = 1,35 E_c = 1,35 \times 26072 = 35197 \text{ MPa}$$

$$n = 200000/35197 = 5,68$$

$$b_{tr} = 130/5,68 = 22,89 \text{ cm}$$

$$a = [-198,1 + (198,1^2 + 2 \times 22,89 \times 198,1 \times 57,05)^{1/2}]/22,89 = 23,94 \text{ cm} < 26,5 \text{ cm}$$

Elemento	A_i	y_i	$A_i y_i$	$A_i y_i^2$	I_o
Laje	548	45,08	24704	1113649	26172
Perfil	198,1	0	0	0	129583
Σ	746,1		24704	1113649	155755

Linha neutra elástica

$$y_0 = 24704/746,1 = 33,11 \text{ cm (acima do eixo X do perfil)}$$

$$I_{tr} = 155755 + 1113649 - 746,1 \times 33,11^2 = 451475 \text{ cm}^4$$

(não é necessário reduzir I_{tr} devido à interação parcial, conforme Murray et al:1997).

Carga a ser aplicada na viga, conforme Anexo L da NBR 8800:2008 (combinação frequente de serviço, ações variáveis não permanecendo fixas por longos períodos de tempo)

$$q_{\text{viga}} = 46,5 + 18 + 0,4 \times 20 = 72,5 \text{ kN/m}$$

$$\Delta_{\text{viga}} = 5 \times 0,725 \times 1218^4 / (384 \times 20000 \times 451475) = 2,3 \text{ cm}$$

$$f_2 = 0,18\sqrt{(981/2,3)} = 3,72 \text{ Hz}$$

Desprezando a deformação dos pilares:

$$1/f^2 = 1/f_1^2 + 1/f_2^2 = 1/9,1^2 + 1/3,72^2$$

$$\rightarrow f = 3,44 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz (valor mínimo exigido pela NBR 8800:2008)}$$

(16% inferior a 4 Hz, indicado pela NBR 8800:2008 para locais onde as pessoas caminham regularmente).

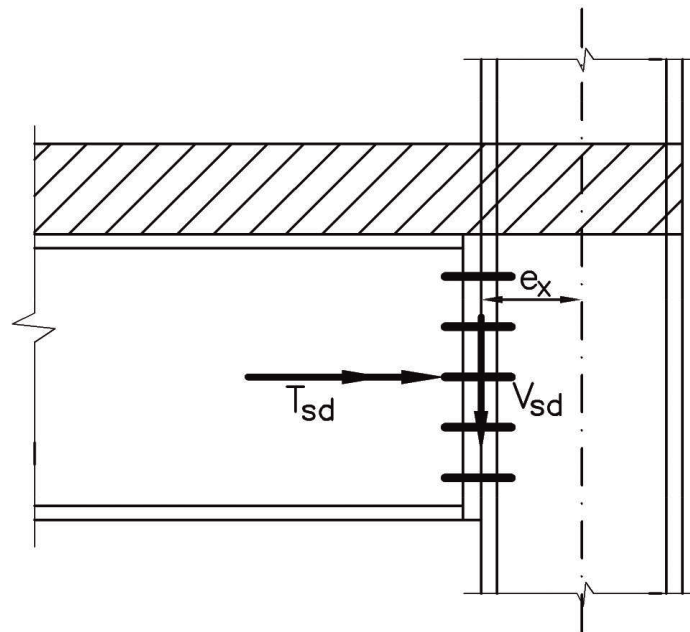
Observa-se que o comportamento depende do tipo de atividade exercido no edifício, da existência de divisórias entre o piso e o teto etc.

6.7. Esforços de cálculo nas ligações

6.7.1 Ligação da viga com a mesa do pilar

Na Figura 6.11 indicam-se os esforços de cálculo que a viga aplica na mesa do pilar. O momento devido à excentricidade e_x de V_{sd} pode ser considerado no pilar ou na ligação (de forma a anular o momento no centro do pilar). Não estão mostradas eventuais reações horizontais oriundas de outras ações.

Figura 6.11 - Esforços de cálculo na ligação com o pilar



Na construção, com laje de um lado da viga

Carga distribuída de cálculo - $q_d = 26,2 \text{ kN/m}$

Excentricidade - $e = 12,2 \text{ cm}$

$V_{sd} = 26,2 \times 12,18/2 = 160 \text{ kN}$

$T_{sd} = \pm 160 \times 0,122 = \pm 19,5 \text{ kNm}$

Na fase final

Carga distribuída de cálculo - $q_d = 118 \text{ kN/m}$

Excentricidade - $e = 0$

$V_{sd} = 118 \times 12,18/2 = 719 \text{ kN}$

$T_{sd} = 0$

6.7.2 Ligação da treliça de travamento temporário com a viga

Na Figura 6.12 indicam-se os esforços de cálculo que a treliça de travamento temporário aplica na viga.

Na construção, com laje de um lado da viga

$$V_{sd} = \pm 2,81 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \pm 2,81 \times 10 = \pm 28,1 \text{ kNm}$$

Resistência de cálculo necessária para conter o perfil de aço

$$M_{sd} = \pm 44,97 \text{ kNm}$$

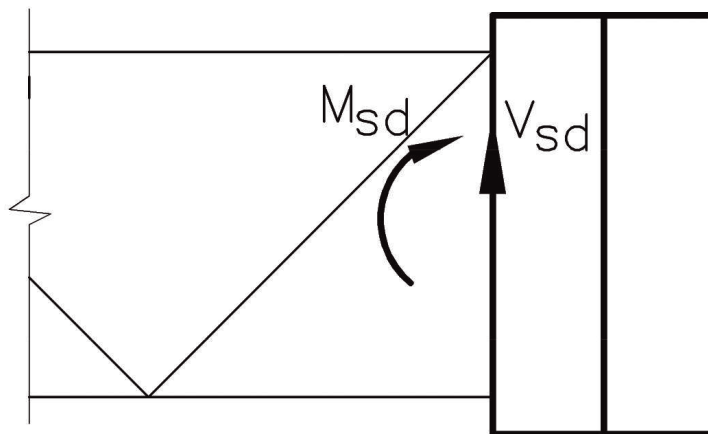
$$V_{sd} = \pm 2 \times 44,97 / 10,0 = \pm 8,99 \text{ kN}$$

Portanto, prevalece o segundo par de esforços.

Observação

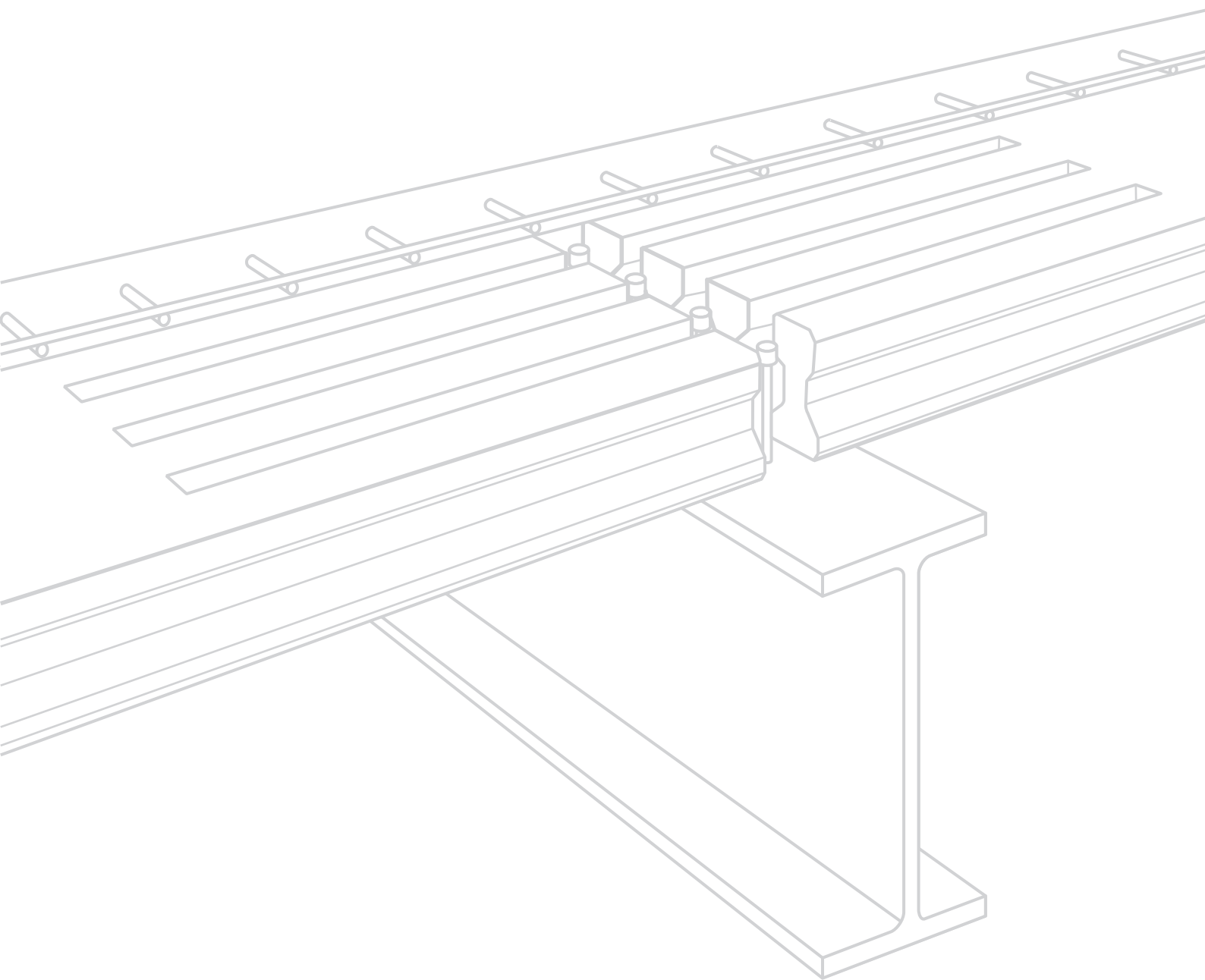
A ligação entre a treliça e a viga deve ser rígida

Figura 6.12 - Esforços de cálculo na ligação da treliça com a viga



EXEMPLO 2 CÁLCULO DE VIGAS DE PISO COM PERFIL DUPLO DE AÇO

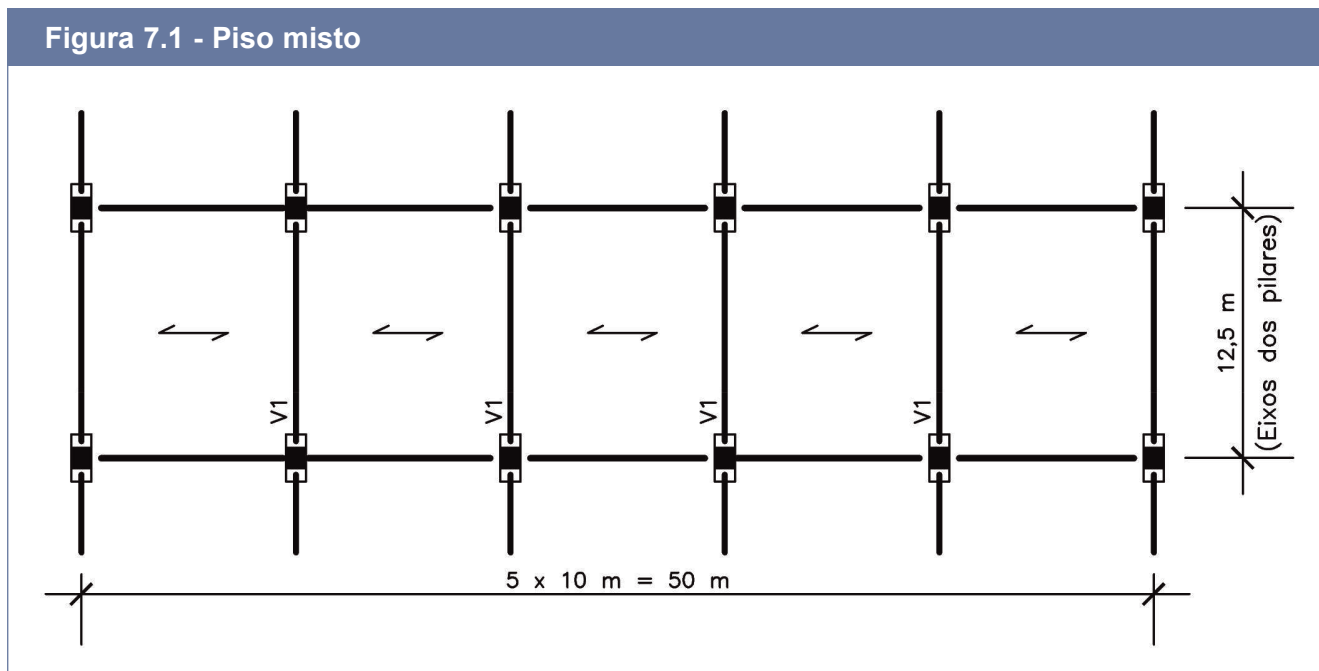
7



EXEMPLO 2 - CÁLCULO DE VIGAS DE PISO COM PERFIL DUPLO DE AÇO

Dimensionar as vigas mistas V1 da Figura 7.1, considerando-as biapoiadas, mistas, com lajes protendidas alveolares. Usar dois perfis W da GERDAU.

Figura 7.1 - Piso misto



DADOS

a) Materiais

aço dos perfis W – ASTM A572 Grau 50 – $f_y = 345$ MPa, $f_u = 450$ MPa

barras da armadura – CA 50 – $f_y = 500$ MPa

concreto das lajes alveolares - $f_{ck} = 45$ MPa

concreto posto *in loco* – $f_{ck} = 30$ MPa

chumbadores, cantoneiras e chapas – ASTM A36 - $f_y = 250$ MPa, $f_u = 400$ MPa

eletrodos de solda – AWS E70XX – $f_w = 485$ MPa

conectores de cisalhamento de diâmetro 19 mm, comprimento de 127 mm - $f_u = 415$ MPa

b) Cargas

- carga permanente na fase de construção = peso próprio dos perfis, dos painéis alveolares (incluindo preenchimento dos alvéolos e entre lajes), 5 cm de capeamento (1,25 kN/m²)
- sobrecarga de construção = 1 kN/m² (NBR 8800:2008, Anexo B)
- carga permanente aplicada na estrutura concluída = divisórias e piso (1,5 kN/m²)
- sobrecarga de utilização = 2 kN/m²

c) Dados complementares

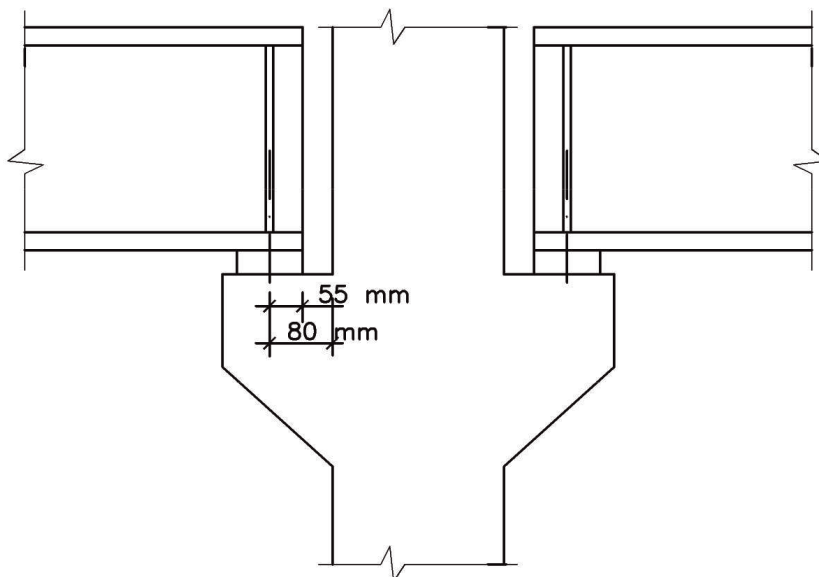
- construção não-escorada
- seção do pilar de concreto $\approx 450 \times 450$ mm

(Ver Figura 7.2)

Considerando o centro do apoio da viga, no console, a 80 mm da face do pilar, obtém-se

- vão da viga - $L_v = 12500 - 450 - 2 \times 80 = 11890$ mm
- comprimento do perfil $\approx 11890 + 2 \times 55 = 12000$ mm, sendo 55 mm a distância do centro do apoio da viga à sua extremidade
- o primeiro conector fica a ≈ 150 mm da face do pilar

Figura 7.2 - Detalhe do apoio



SOLUÇÃO

7.1 Escolha da laje (opção com capeamento)

Carga sobreposta = $2,5 + 2 = 4,5$ kN/m²

Para carga sobreposta de 4,5 kN/m² e vão de 10 m, um fabricante tem uma opção de painéis alveolares com 1,25 m de largura, 21,5 cm de altura mais 5 cm de capeamento, peso de 2,9 kN/m² mais 1,25 kN/m² do capeamento (para o vão de 10 m a carga sobreposta poderia ser até de 5 kN/m²); cada painel tem 6 alvéolos circulares (ϕ 16,2 cm) espaçados de 19,6 cm (27 cm entre alvéolos extremos de dois painéis adjacentes).

Observa-se que, sem o capeamento, a carga sobreposta permitida seria de aproximadamente 3 kN/m², superior à soma do peso do capeamento com a sobrecarga de construção.

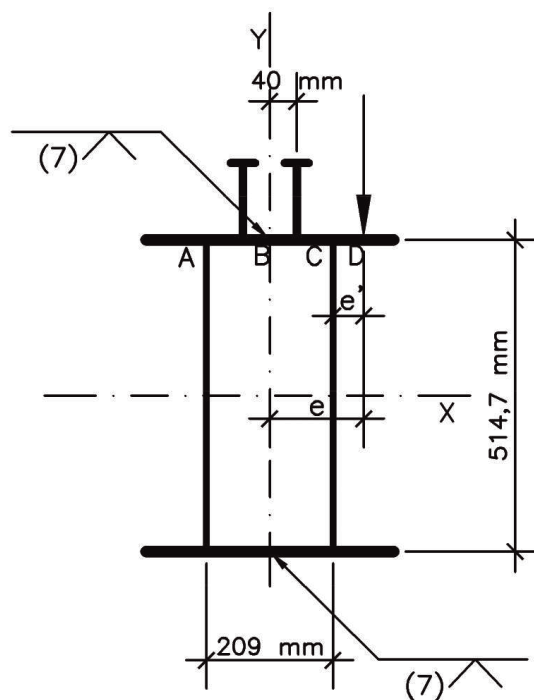
7.2 Escolha preliminar dos perfis de aço

2 perfis W 530 x 82,0 da GERDAU

Os perfis são unidos entre si por solda de penetração parcial entre as mesas, conforme Figura 7.3.

Largura total da mesa - $2b_f = 2 \times 209 = 418 \text{ mm}$

Figura 7.3 - Duplo perfil W



Ver Tabela 4.2 do capítulo 4 para valor mínimo da distância livre g entre bordas dos painéis (garganta), largura mínima de contato a entre os painéis e o perfil, bem como tolerâncias de execução.

Para perfil duplo, o valor de g deve permitir a instalação de 2 conectores tipo pino com cabeça na seção (Figura 7.3). Observa-se que a espessura da mesa atende ao item O.4.4.1 da NBR 8800:2008 (conectores $\phi 19$ não ficam sobre a alma): $t_f = 13,3 \text{ mm} > 19/2,5 = 7,6 \text{ mm}$.

Conforme a tabela 4.2 do capítulo 4, os valores mínimos real e nominal de g , para este caso, são de 160 e 185 mm, respectivamente. Considerando que o valor mínimo nominal será usado no projeto e que seu valor possa aumentar até $185 + 25 = 210 \text{ mm}$, sobra um valor para o apoio a de

$$a = (2 \times 209 - 210) / 2 = 104 \text{ mm} > 80 \text{ mm (tabela 4.2 do capítulo 4) OK}$$

Excentricidade da reação da laje, em relação ao centro da seção:

$$e = 418 / 2 - 104 / 2 = 157 \text{ mm}$$

Excentricidade da reação da laje, em relação ao centro do perfil W onde ela se apoia:

$$e' = 209 / 2 - 104 / 2 = 52,5 \text{ mm}$$

Propriedades da seção de um perfil de aço (catálogo da GERDAU)

$$d = 528 \text{ mm} \quad b_f = 209 \text{ mm} \quad t_f = 13,3 \text{ mm} \quad t_w = 9,5 \text{ mm} \quad d_0 = d - t_f = 514,7 \text{ mm} \quad d' = 477 \text{ mm}$$

$$A = 104,5 \text{ cm}^2 \quad I_{1x} = 47569 \text{ cm}^4 \quad W_{1x} = 1801,8 \text{ cm}^3 \quad Z_{1x} = 2058,5 \text{ cm}^3$$

$$I_{1y} = 2028 \text{ cm}^4 \quad r_{1y} = 4,41 \text{ cm}$$

Propriedades da seção com perfil duplo

Observações

Não será considerada redução de rigidez das mesas devida à emenda e, para resistir à torção, será considerado apenas o caixão de altura $d_0 = 514,7 \text{ mm}$ (entre eixos das mesas) e largura

$b_0 = 209 \text{ mm}$ (entre eixos das almas) - Figura 4.3.

Momentos de inércia por unidade de comprimento (para verificação de distorção)

$$I_{1f} = 100 \times 1,33^3 / 12 = 19,6 \text{ cm}^4/\text{m} \text{ (chapa da mesa)} \quad I_{1w} = 100 \times 0,95^3 / 12 = 7,14 \text{ cm}^4/\text{m} \text{ (chapa da alma)}$$

Propriedades da seção sujeita a momentos fletores

$$I_x = 2 \times 47569 = 95138 \text{ cm}^4 \quad W_x = 2 \times 1801,8 = 3603,6 \text{ cm}^3 \quad Z_x = 2 \times 2058,5 = 4117 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2[2028 + 104,5(20,9/2)^2] = 26879 \text{ cm}^4 \quad W_y = 26879/20,9 = 1286 \text{ cm}^3$$

$$r_y = [26879/(2 \times 104,5)]^{1/2} = 11,34 \text{ cm}$$

Propriedades da seção sujeita à torção (considerando só o caixão, sem as mesas em projeção)

$$A^* = d_0 b_0 = 51,47 \times 20,9 = 1075,7 \text{ cm}^2$$

$$W_{1f} = 2A^* t_f = 2 \times 1075,7 \times 1,33 = 2861 \text{ cm}^3 \text{ (para cálculo da tensão de cisalhamento nas mesas)}$$

$$W_{1w} = 2A^* t_w = 2 \times 1075,7 \times 0,95 = 2044 \text{ cm}^3 \text{ (para cálculo da tensão de cisalhamento nas almas)}$$

$$I_t = 4(A^*)^2 / (\int ds/t) = 4 \times 1075,7^2 / [2(51,47/0,95 + 20,9/1,33)] = 33111 \text{ cm}^4$$

7.3 Cargas distribuídas na viga V1 (valores nominais)

7.3.1 Fase de construção

a) Viga de aço isolada - painéis só de um lado da viga

- peso da viga de aço: $q_{p1} \approx 1,7 \text{ kN/m}$
- painéis alveolares: $q_{p2} = 2,9 \times 10/2 = 14,5 \text{ kN/m}$ (excentricidades - $e = 15,7 \text{ cm}$, $e' = 5,25 \text{ cm}$)
- sobrecarga de construção: $q_{sc1} = 1 \times 10/2 = 5 \text{ kN/m}$ (excentricidades - $e = 15,7 \text{ cm}$, $e' = 5,25 \text{ cm}$)

b) Viga de aço isolada - painéis dos dois lados da viga com capeamento

- peso da viga de aço: $q_{p1} \approx 1,7 \text{ kN/m}$
- painéis alveolares: $q_{p3} = 2,9 \times 10 = 29 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 0$)
- concreto de preenchimento dos alvéolos + armadura - $q_{p4} \approx 1 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 0$) (considerando preenchimento de 60 cm em dois alvéolos por painel)
- concreto de preenchimento sobre o perfil e entre painéis - $q_{p5} \approx 3 \text{ kN/m}$ (excentricidade - $e = 0$)

- capeamento desbalanceado: $q_{p6} = 1,25 \times 5 = 6,25$ kN/m (excentricidades - $e = 15,7$ cm, $e' = 5,25$ cm) ou capeamento balanceado: $q_{p7} = 1,25 \times 10 = 12,5$ kN/m (excentricidade - $e = 0$)
- sobrecarga de construção: $q_{sc2} = 1 \times 10 = 10$ kN/m (excentricidade - $e = 0$)

7.3.2 Fase final (viga mista com capeamento)

Todas as cargas do item b) anterior, exceto capeamento desbalanceado e sobrecarga de construção, mais:

- carga permanente aplicada na estrutura concluída: $q_{p7} = 1,5 \times 10 = 15$ kN/m
- sobrecarga de utilização: $q_{sc3} = 2 \times 10 = 20$ kN/m

7.4 Fase de construção - Verificações da viga de aço

7.4.1 Painéis só de um lado da viga de aço

Carga distribuída de cálculo - $q_d = 1,15 \times 1,7 + 1,2 \times 14,5 + 1,3 \times 5 = 25,9$ kN/m (NBR 8800:2008)

Excentricidades - $e = 15,7$ cm, $e' = 5,25$ cm

A carga q_d será transferida para as duas almas da viga, considerando as simplificações (Figura 7.3):

- mesa superior simplesmente apoiada nas almas, para calcular (respostas de cálculo): momento fletor na mesa, em C (tração em cima)

$$M_{Cf,Sd} = q_d e' = 25,9 \times 5,25 = 136 \text{ kNcm/m}$$

rotação local em D

$$\theta_{D,Sd} \approx [q_d e' / (EI_{1f})] (b/3 + e'/2) = [25,9 \times 5,25 / (20000 \times 19,6)] (20,9/3 + 5,25/2) = 3,33 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0,191^\circ$$

força normal na alma, em C (compressão)

$$N_{Cw,Sd} = q_d (e' + b) / b = 25,9 (5,25 + 20,9) / 20,9 = 32,4 \text{ kN/m}$$

força normal na alma, em A (tração)

$$N_{Aw,Sd} = q_d e' / b = 25,9 \times 5,25 / 20,9 = 6,5 \text{ kN/m}$$

momento fletor em B (na emenda, tração em cima)

$$M_{Bf,Sd} = 6,5 \times 20,9 / 2 = 68 \text{ kNcm/m}$$

- mesa superior apoiada em A e alma engastada na mesa inferior, para calcular (resposta de cálculo):

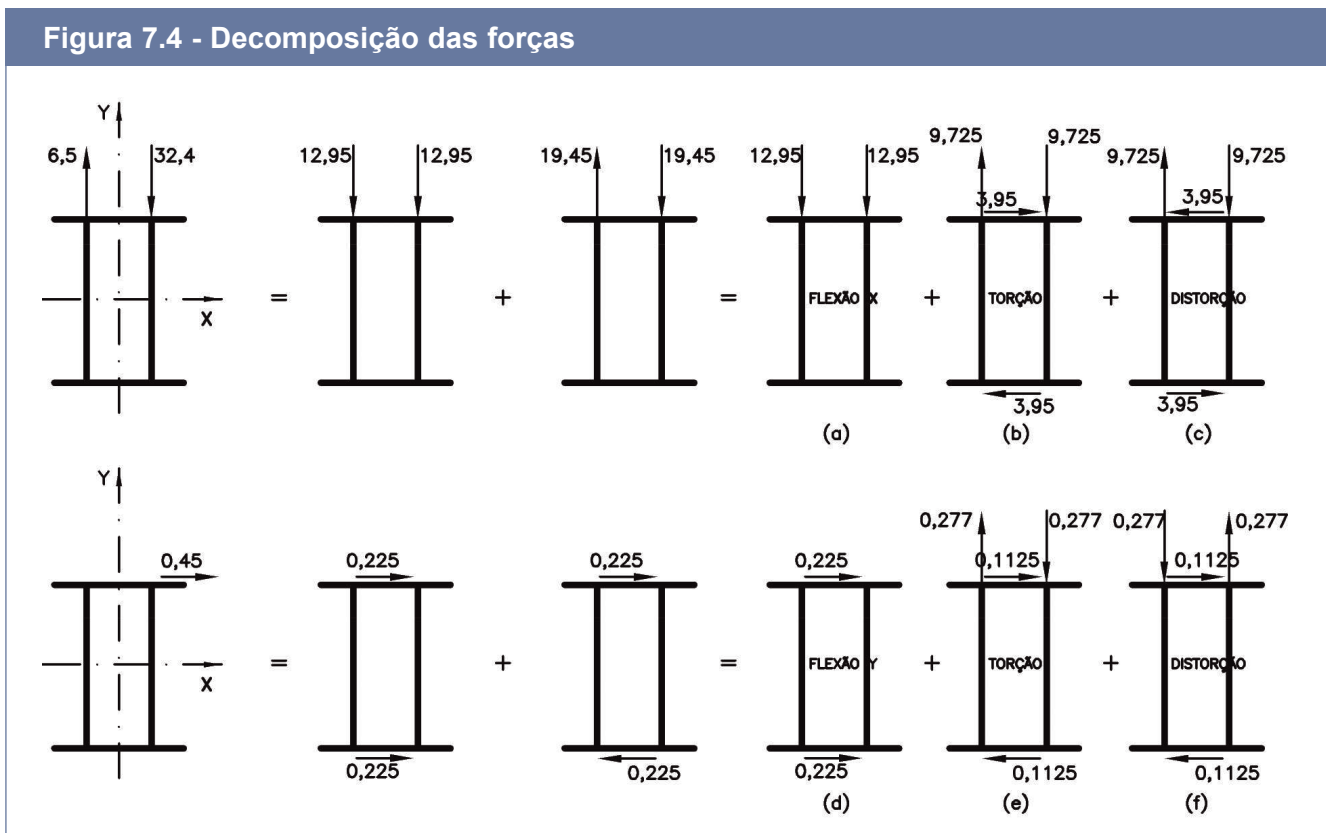
momento fletor na alma, em C (tração interna) - pode-se mostrar que é igual a

$$M_{Cw,Sd} = 4b I_{1w} (q_d e') / (3I_{1f} d_0 + 4I_{1w} b) = 4 \times 20,9 \times 7,14 (25,9 \times 5,25) / (3 \times 19,6 \times 51,47 + 4 \times 7,14 \times 20,9) = 22,4 \text{ kNcm/m}$$

Considerando uma rotação máxima da mesa superior, de cálculo, igual a 1° (a verificar posteriormente, considerando esforços solicitantes da seção, distorção da seção e efeito local), obtém-se uma carga de cálculo no ponto D (Figura 7.3), tangente à mesa superior, igual a:

$$q_{h,Sd} = q_d \operatorname{tg} 1^\circ = 25,9 \operatorname{tg} 1^\circ = 0,45 \text{ kN/m}$$

As forças normais de cálculo nas almas e a carga de cálculo $q_{h,Sd}$ podem ser decompostas, como mostrado na Figura 7.4, em parcelas que produzem flexão, torção e distorção (cargas em kN/m).



a) Flexão com torção da viga de aço

Momento fletor solicitante de cálculo, em relação ao eixo X do perfil (Figura 7.4 - a)

$$M_{x,Sd} = 2 \times 12,95 \times 11,89^2 / 8 = 457,7 \text{ kNm}$$

Momento fletor resistente de cálculo correspondente (NBR 8800)

$$\text{FLM: } b_f (2t_f) = 209 / (2 \times 13,3) = 7,86 < 0,38 \sqrt{(E/f_y)} = 0,38 \sqrt{(200000/345)} = 9,15$$

$$\text{Adicionalmente: } b_o/t_f = 209/13,3 = 15,7 < 1,12 \sqrt{(E/f_y)} = 1,12 \sqrt{(200000/345)} = 26,97$$

$$\text{FLA: } h/t_w = (528 - 2 \times 13,3) / 9,5 = 52,8 < 3,76 \sqrt{(E/f_y)} = 90,5$$

$$\text{FLT: } L_b = 1,2L = 1,2 \times 1189 = 1427 \text{ cm}$$

Observação

O coeficiente 1,2 é devido à carga ser desestabilizante

Considerando a formulação da NBR 8800:2008 para perfis I (com o valor de I_t do caixão)

$$\lambda = L_b / r_y = 1427 / 11,34 = 125,8 > \lambda_p = 1,76 \sqrt{(E/f_y)} = 42,4$$

$$\lambda_r = [1,38 (I_y I_t)^{1/2} / (r_y I_t \beta_1)] [1 + (1 + 27 C_w \beta_1^2 / I_y)^{1/2}]^{1/2}$$

$$\beta_1 = (f_y - \sigma_r) W_x / (E I_t), \text{ com } \sigma_r = 0,3 f_y$$

$$\beta_1 = (34,5 - 0,3 \times 34,5) \times 3603,6 / (20000 \times 33111) = 1,314 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

$$C_w \approx t_f (2b_f)^3 d_0^2 / 24 = 1,33 (2 \times 20,9)^3 \times 51,47^2 / 24 = 10722000 \text{ cm}^6$$

$$\lambda_r = [1,38 (26879 \times 33111)^{1/2} / (11,34 \times 33111 \times 1,314 \times 10^{-4})] \times [1 + (1 + 27 \times 10722000 \times 1,314 \times 10^{-8} / 26879)^{1/2}]^{1/2}$$

$$\lambda_r = 1180$$

Portanto, $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

$$M_{x,Rd} = (C_b / \gamma_{a1}) [M_{pl} - (M_{pl} - M_r)(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)] \leq M_{pl} / \gamma_{a1} \text{ e também } \leq 1,5 W_x f_y / \gamma_{a1}$$

$C_b = 1,0$ (contenções só nas extremidades)

$$M_{pl} = Z_x f_y = 4117 \times 34,5 = 142037 \text{ kNcm} = 1420,37 \text{ kNm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (34,5 - 0,3 \times 34,5) \times 3603,6 = 87027 \text{ kNcm} = 870,27 \text{ kNm}$$

Resulta

$$M_{x,Rd} = (1,0/1,1) [1420,37 - (1420,37 - 870,27)(125,8 - 42,4) / (1180 - 42,4)] = 1254,6 \text{ kNm}$$

$$1254,6 < 1420,37 / 1,1 = 1291,2 \text{ kNm}$$

$$1,5 \times 3603,6 \times 34,5 / 1,1 = 169533 \text{ kNcm} = 1695,33 \text{ kNm} > 1254,6 \text{ kNm}$$

Portanto, $M_{x,Rd} = 1254,6 \text{ kNm}$

Momento fletor solicitante de cálculo, em relação ao eixo Y do perfil (Figura 7.4 - d)

$$M_{y,Sd} = 2 \times 0,225 \times 11,89^2 / 8 = 7,95 \text{ kNm}$$

FLA - não reduz a resistência plástica (ver FLM para flexão em torno de X)

FLT - não se aplica

FLM - considerando uma tensão máxima igual a $0,7f_y/2$ nas almas dos perfis W, tem-se (NBR 8800:2008)

$$b_{ef} = 1,92 t_w \sqrt{(2,86 E / f_y)} [1 - c_a \sqrt{(2,86 E / f_y)} / (d' / t_w)] \leq d'$$

$$b_{ef} = 1,92 \times 9,5 \sqrt{(2,86 \times 20000 / 34,5)} [1 - 0,38 \sqrt{(2,86 \times 20000 / 34,5)} / (477 / 9,5)] = 514 \text{ mm} > 477 \text{ mm}$$

Assim, considerando o momento limitado a $M_r = (f_y - \sigma_r) W_y$, a seção não é reduzida

Resulta

$$M_{y,Rd} = (C_b / \gamma_{a1}) M_r = (1,0/1,1) (f_y - \sigma_r) W_y = (1,0/1,1) \times 0,7 \times 34,5 \times 1286 = 28234 \text{ kNcm} = 282,34 \text{ kNm}$$

Torção

Momento de torção solicitante de cálculo (Figuras 7.4 - b, 7.4 - e)

$$M_{1t,Sd} = (3,95 + 0,1125) \times 51,47 + (9,725 + 0,277) \times 20,9 = 418,14 \text{ kNcm/m}$$

$$M_{t,Sd} = 418,14 \times 11,89 / 2 = 2485,8 \text{ kNcm}$$

Tensão de cisalhamento resistente de cálculo da alma do perfil W (NBR 8800:2008)

$$\lambda = (528 - 2 \times 13,3) / 9,5 = 52,8$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{(k_v E / f_y)} = 1,10 \sqrt{(5,0 \times 20000 / 34,5)} = 59,2 > \lambda$$

Portanto

$$\tau_{,Rd} = 0,6f_y/\gamma_{a1} = 0,6 \times 34,5/1,1 = 18,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{t,Rd} = 18,8 \times 0,95 \times 51,47 \times 20,9 \times 2 = W_{tw}(\tau_{,Rd}) = 2044 \times 18,8 = 38427 \text{ kNcm}$$

Equação de interação (baseada em Nethercot et al, 1989)

$$M_{x,Sd}/M_{x,Rd} + [M_{y,Sd}/M_{y,Rd} + M_{t,Sd}/M_{t,Rd}] [1 + 0,5M_{x,Sd}/M_{x,Rd}] \leq 1,0$$

$$457,7/1254,6 + [7,95/282,34 + 2485,8/38427] [1 + 0,5 \times 457,7/1254,6] = 0,476 < 1,0 \text{ OK}$$

Verificação da rotação máxima de cálculo

Local

$$\theta_{D,Sd} \approx 0,191^\circ \text{ (já calculada)}$$

Distorção (considerando só a Figura 7.4 - c, já que a solicitação da 7.4 - f é inferior e subtrativa)

A rotação da mesa superior é máxima se as mesas forem consideradas rígidas; pode-se mostrar que esta rotação é dada por (ver Figura 7.5 - a)

$$\theta_{C,Sd} \approx 9,725bd_0/(24EI_{1w}) = 9,725 \times 20,9 \times 51,47 / (24 \times 20000 \times 7,14) = 3,05 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0,175^\circ$$

Torção (Figuras 7.4 - b e 7.4 - e)

Pode-se mostrar que a rotação da seção central é dada por

$$\theta_{t,Sd} = M_{t,Sd}L^2/(8GI_t) = 418,14 \times 10^{-2} \times 1189^2 / (8 \times 20000 \times 33111/2,6) = 2,90 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0,166^\circ$$

Correção devida à interação com o momento fletor $M_{x,Sd}$

$$\theta_{tf,Sd} = \theta_{t,Sd} [1 + 0,5M_{x,Sd}/M_{x,Rd}] = 0,166 [1 + 0,5 \times 457,7/1254,6] = 0,196^\circ$$

$$\theta_{total,Sd} = \theta_{D,Sd} + \theta_{C,Sd} + \theta_{tf,Sd} = 0,191 + 0,175 + 0,196 = 0,562^\circ < 1^\circ \text{ OK}$$

b) Escoamento por tensões normais na seção de aço

Tensão normal de cálculo devida a $M_{x,Sd}$

$$\sigma'_{b,Sd} = M_{x,Sd}/W_x = 45770/3603,6 = 12,70 \text{ kN/cm}^2$$

Tensão normal de cálculo devida a $M_{y,Sd}$

$$\sigma''_{b,Sd} = M_{y,Sd}/W_y = 795/1286 = 0,62 \text{ kN/cm}^2$$

Correção devida à interação com o momento fletor $M_{x,Sd}$

$$\sigma''_{bf,Sd} = \sigma''_{b,Sd} [1 + 0,5M_{x,Sd}/M_{x,Rd}] = 0,62 [1 + 0,5 \times 457,7/1254,6] = 0,73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b,Sd} + \sigma''_{bf,Sd} = 12,70 + 0,73 = 13,43 \text{ kN/cm}^2 < f_y/\gamma_{a1} = 34,5/1,1 = 31,4 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

c) Escoamento por cisalhamento na seção extrema

Força cortante vertical de cálculo - $V_{Sd} = 2 \times 12,95 \times 11,89/2 = 154 \text{ kN}$

$$Q_x = 2 \times 20,9 \times 1,33 \times 51,47/2 + 2 \times 0,95 \times 51,47^2/8 = 2060 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{b,Sd} = V_{Sd}Q_x/(2t_wI_x) = 154 \times 2060 / (2 \times 0,95 \times 95138) = 1,76 \text{ kN/cm}^2$$

Força cortante horizontal de cálculo - desprezada

Momento de torção de cálculo - $M_{t,Sd} = 2485,8 \text{ kNcm}$

$$\tau_{tw,Sd} = M_{t,Sd}/W_{tw} = 2485,8/2044 = 1,22 \text{ kN/cm}^2$$

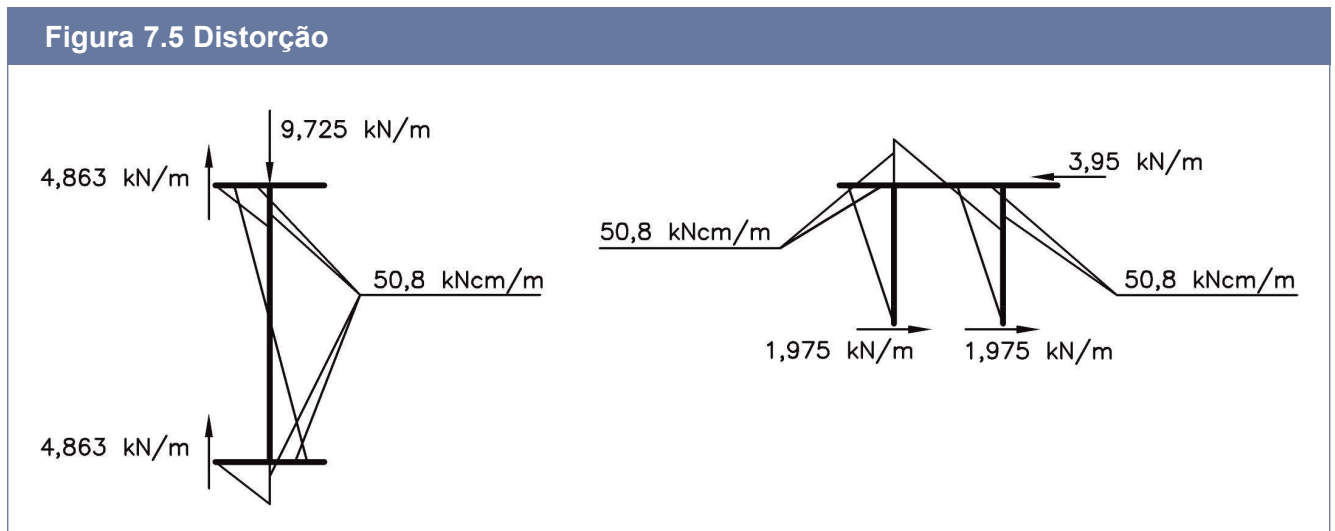
$$1,76 + 1,22 = 2,98 \text{ kN/cm}^2 < 0,6f_y/\gamma_{a1} = 18,8 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

Tensão de cisalhamento na mesa (na emenda depende da solda - ver item 7.5.1.8)

$$\tau_{tf,Sd} = M_{t,Sd}/W_{tf} = 2485,8/2861 = 0,87 \text{ kN/cm}^2$$

d) Tensões devidas a efeitos locais e distorção (Figura 7.3)

Momentos fletores por unidade de comprimento, causados pela distorção (considerando só a Figura 7.4 - c, já que a sollicitação da 7.4 - f é inferior e subtrativa) - conforme Figura 7.5



Na mesa, em C

$$M_{Cf,Sd} = 136 \text{ kNcm/m} > 2 \times 50,8 = 101,6 \text{ kNcm/m} \quad V_{Cf,Sd} = 25,9 \text{ kN/m} \text{ (externo à alma)}$$

$$\sigma_{Cf,Sd} = 136/(100 \times 1,33^2/6) = 4,61 \text{ kN/cm}^2 \quad \tau_{Cf,Sd} = 25,9/(100 \times 1,33) = 0,195 \text{ kN/cm}^2$$

Na mesa, em B (região da emenda - ver também cisalhamento devido à torção no item c)

Depende da solda (ver item 7.5.1.8)

Na alma, em C

$$N_{Cw,Sd} = 32,4 \text{ kN/m} \quad M'_{Cw,Sd} = 22,4 + 2 \times 50,8 = 124 \text{ kNcm/m} \quad V_{Cw,Sd} \approx 2 \times 124/51,47 = 4,82 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{Cw,Sd} = 32,4/(100 \times 0,95) + 124/(100 \times 0,95^2/6) = 0,341 + 8,244 = 8,58 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Cw,Sd} = 4,82/(100 \times 0,95) = 0,051 \text{ kN/cm}^2$$

Tensões normais e de cisalhamento abaixo de $31,4 \text{ kN/cm}^2$ e $18,8 \text{ kN/cm}^2$, respectivamente OK

7.4.2 Painéis de ambos os lados da viga de aço

Observação

As verificações serão feitas considerando o capeamento de concreto e a sobrecarga de construção em ambos os lados da viga de aço (situação balanceada), porque com laje dos dois lados há uma tendência de compensar eventuais excentricidades da carga.

Carga distribuída de cálculo - $q_d = 1,15 \times 1,7 + 1,2 \times 29 + 1,25(1 + 3 + 12,5) + 1,3 \times 10 = 70,4 \text{ kN/m}$
(NBR 8800:2008)

Excentricidades - $e = 0$ para q_d $e' = 5,25 \text{ cm}$ para $q'_d \approx q_d/2 = 35,2 \text{ kN/m}$

a) Resistência ao momento fletor

$$M_{Sd} = 70,4 \times 11,89^2 / 8 = 1244 \text{ kNm}$$

Do lado da segurança, porque, no caso de painéis de ambos os lados do perfil, poderia ser considerada alguma contenção lateral proporcionada pelos painéis balanceados, será usada a mesma resistência de cálculo do caso desbalanceado:

$$M_{Rd} = 1254,6 \text{ kNm} > 1244 \text{ kNm} \text{ OK}$$

b) Tensões devidas a efeitos locais na mesa (inclusive emenda) e na alma

Na mesa, em C

$$M_{Cf,Sd} = 35,2 \times 5,25 = 185 \text{ kNcm/m} \quad V_{Cf,Sd} = 35,2 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{Cf,Sd} = 185 / (100 \times 1,33^2 / 6) = 6,28 \text{ kN/cm}^2 \quad \tau_{Cf,Sd} = 35,2 / (100 \times 1,33) = 0,265 \text{ kN/cm}^2$$

Na mesa, em B (ver também cisalhamento devido à torção no item 7.4.1-c)

$$\sigma_{Bf,Sd} = 6,28 \text{ kN/cm}^2 \quad \tau_{Bf,Sd} = 0$$

Na região da emenda depende da solda (ver item 7.5.1.8)

Na alma, em C

$$N_{Cw,Sd} = 32,4(35,2/25,9) = 44,0 \text{ kN/m} \quad M_{Cw,Sd} = 22,4(35,2/25,9) = 30,44 \text{ kNcm/m}$$

$$V_{Cw,Sd} \approx 2 \times 30,44 / 51,47 = 1,18 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{Cw,Sd} = 44,0 / (100 \times 0,95) + 30,44 / (100 \times 0,95^2 / 6) = 0,463 + 2,024 = 2,49 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Cw,Sd} = 1,18 / (100 \times 0,95) = 0,0124 \text{ kN/cm}^2$$

Tensões normais e de cisalhamento abaixo de 31,4 kN/cm² e 18,8 kN/cm², respectivamente OK

7.5. Verificação da viga na fase final (viga mista)

7.5.1 Estados limites últimos

7.5.1.1 Carga distribuída de cálculo - NBR 8800:2008

$$q_d = 1,25 \times 1,7 + 1,3 \times 29 + 1,35(1 + 3 + 12,5) + 1,5(15 + 20) = 114,6 \text{ kN/m}$$

Excentricidade - e = 0

7.5.1.2 Efeitos de cargas locais na alma

Normalmente, para perfis W, os estados limites associados a cargas locais na alma só se aplicam para cargas com comprimentos relativamente pequenos de distribuição, que não existem neste exemplo. Para maiores detalhes ver o item 5.7 da NBR 8800:2008.

7.5.1.3 Resistência à força cortante (só as almas dos perfis) - NBR 8800:2008

$$V_{Sd} = 114,6 \times 11,89 / 2 = 681,3 \text{ kN}$$

$$h/t_w = 52,8 < 1,10 \sqrt{(5,0E/f_y)} = 59,2$$

$$V_{Rd} = 2(0,6f_y d t_w / 1,1) = 2(0,6 \times 34,5 \times 52,8 \times 0,95 / 1,1) = 1888 \text{ kN} > V_{Sd} \text{ OK}$$

7.5.1.4 Resistência ao momento fletor – NBR 8800:2008 e capítulo 4

$$M_{Sd} = 114,6 \times 11,89^2 / 8 = 2025 \text{ kNm}$$

Concreto ($f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$)

Garganta mínima real = 160 mm (Tabela 4.2 do capítulo 4)

$b_{ef} = \text{menor de } [(2 \times 600 + 160); 11890/4; 10000] = 1360 \text{ mm}$

Espessura: 25 mm (acima dos alvéolos - painel de 21,5 cm) + 50 mm (capa) = 75 mm

$R_{cd} = 136 \times 7,5 \times 0,85 \times 3 / 1,4 = 1858 \text{ kN}$

Perfis de aço - 2 W 530x82,0 ($f_y = 345 \text{ MPa}$)

Área da seção: $2 \times 104,5 = 209 \text{ cm}^2$

$R_{ad} = 209 \times 34,5 / 1,1 = 6555 \text{ kN} > R_{cd}$

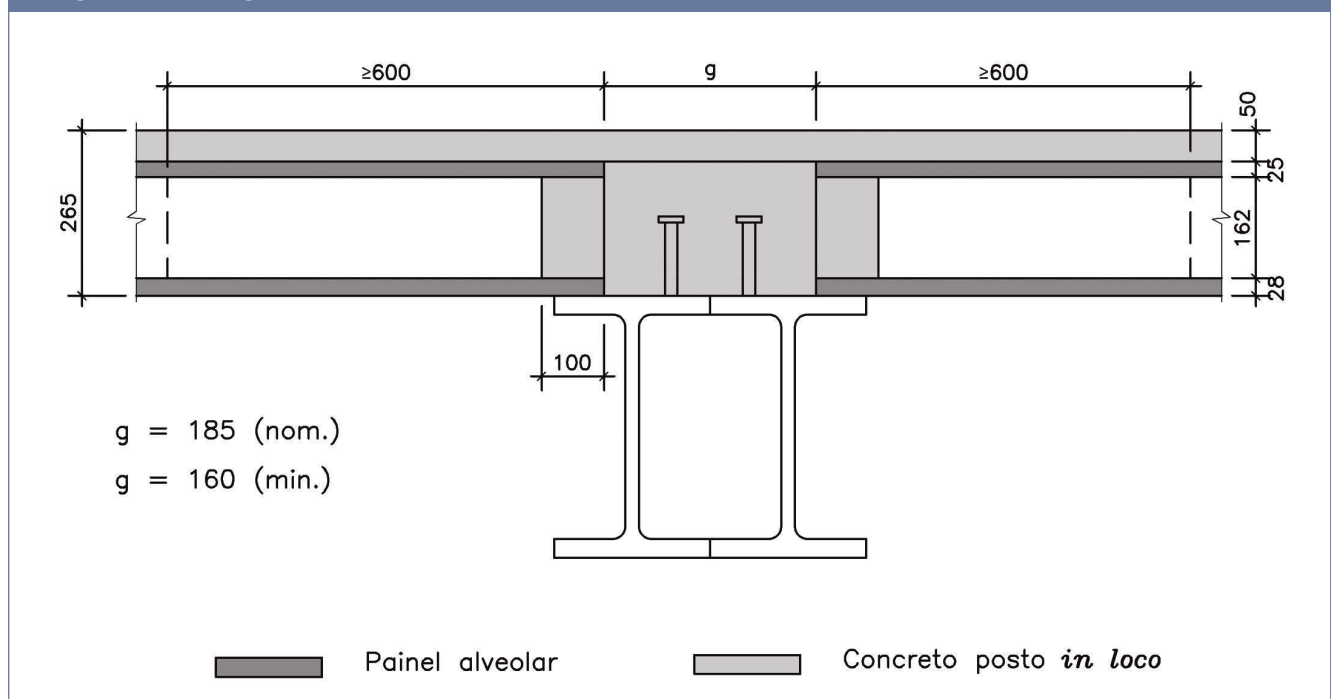
Conectores "stud" ($\phi 19 - Q_{Rd} = 84,9 \text{ kN}$)

Grau de interação mínimo pela NBR 8800:2008 - item O.2.3.1.1.2

$\eta_i = 1 - [E / (578 f_y)] (0,75 - 0,03 L_c) = 1 - [20000 / (578 \times 34,5)] (0,75 - 0,03 \times 11,89) = 0,606 > 0,4$

Pelos critérios dados no capítulo 4, na observação do item 4.2.1 (ver Figura 7.6)

Figura 7.6 - Viga do exemplo 2



i) $R'_{cd} = (0,85/1,4)[120(2,5 + 2,8) \times 4,5 + (120 \times 5 + 16 \times 26,5 + 20 \times 16,2) \times 3] = 4193 \text{ kN}$

$R'_{csd} \geq 0,606 \times 4193 = 2541 \text{ kN}$

ii) $R''_{cd} = (0,85 \times 3 / 1,4) \times 136 \times 26,5 = 6564 \text{ kN}$

$R''_{csd} = 0,25 \times 6564 = 1641 \text{ kN}$

Resulta

$R_{csd} \geq 2541$

Prevendo conectores espaçados a 200 mm (em zigue-zague), tem-se um total de $(11890/2)/200 \approx 30$ conectores entre o apoio e a **seção de momento** máximo (a espessura da mesa atende ao item O.4.4.1 da NBR 8800:2008: $t_f = 13,3 \text{ mm} > 19/2,5 = 7,6 \text{ mm}$); portanto

$$R_{csd} = 30 \times 84,9 = 2547 \text{ kN} < 6555 \text{ kN OK}$$

A menor das três resistências de cálculo é $R_{cd} = 1858 \text{ kN}$

Determinação da resistência de cálculo ao momento fletor

Posição da LNP na seção de aço

Resistência de cálculo das mesas à compressão

$$2 \times 1,33 \times 20,9 \times 34,5 / 1,1 = 1744 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = 0,5(6555 - 1858) = 2349 \text{ kN} > 1744 \text{ kN} \rightarrow \text{LNP corta a alma}$$

$$y_p = 1,33 + 50,14[(2349 - 1744)/(50,14 \times 2 \times 0,95 \times 34,5 / 1,1)] = 11,48 \text{ cm}$$

Momento resistente de cálculo (referência LNP na seção de aço)

$$M_{Rd} = 1858(21,5 + 5 - 7,5/2 + 11,48) +$$

$$(34,5/1,1)[2 \times 1,33 \times 20,9 \times (10,82 + 40,65) + 2 \times 0,95 \times (10,15^2/2 + 39,99^2/2)] =$$

$$63599 + 140463 = 204062 \text{ kNcm} = 2041 \text{ kNm}$$

(1,58 vezes a resistência de cálculo dos dois perfis de aço ao momento fletor = $2 \times 2058,5 \times 34,5 / 1,1 = 129124 \text{ kNcm}$)

$$M_{Rd} > M_{Sd} \text{ OK}$$

7.5.1.5 Verificação do cisalhamento longitudinal

(desprezando a resistência ao cisalhamento entre a capa e os painéis)

Superfície de falha 1-1 (Figura 4.4 do capítulo 4)

$$A_{cv} = 16 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (só a garganta)}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21(f_{ck})^{2/3} = 0,21(30)^{2/3} = 2,03 \text{ MPa}$$

Assim, com $A_s = 0,05 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (estribos verticais) e $L_\phi/L_{anc} = 1,0$, obtém-se

$$V_{Rd} = 0,6A_{cv} f_{ctk,inf} / \gamma_c + 0,2\beta A'_s f_{ctk,inf} / \gamma_c + f_{sd} \sum (A_s L_\phi / L_{anc}) \leq 0,2A_{cv} f_{cd}$$

$$V_{Rd} = 0,6 \times 16 \times 0,203 / 1,4 + (50/1,15) \times 0,05 = 3,57 \text{ kN/cm (com } \beta = 0)$$

$$V_{Rd} \leq 0,2A_{cv} f_{cd} = 0,2 \times 16 \times 3 / 1,4 = 6,86 \text{ kN/cm}$$

$$V_{Sd} = (2547 \times 5 / 7,5) / (1189/2) = 2,86 \text{ kN/cm} < V_{Rd} \text{ OK}$$

Observação

O valor de V_{Sd} foi reduzido porque a capa assume uma fração de $5/7,5$ de R_{cd}

Superfície de falha 2-2 (Figura 4.4 do capítulo 4)

Diâmetro dos alvéolos = 162 mm

Espaçamento médio entre alvéolos preenchidos (segundo e quinto) = 625 mm

$$A_{cv} = \pi(16,2^2/4) \times 2/62,5 + 16,0 = 22,6 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Diâmetro das barras de armadura CA 50

ϕ 16 - espaçamento médio de 625 mm

ϕ 12,5 - (entre painéis) - espaçamento médio de 1250 mm

Observar que a resistência característica da barra de 12,5 mm não excede o limite de 80 kN (capítulo 2):

$$50\pi(1,25)^2/4 = 61,4 \text{ kN}$$

$$\Sigma A_s = \pi(1,25^2/4) \times 2/125 + \pi(1,6^2/4) \times 2/62,5 = 0,084 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rd} = 0,6A_{cv} f_{ctk,inf} / \gamma_c + 0,2\beta A'_{cv} f_{ctk,inf} / \gamma_c + f_{sd} \Sigma(A_s L_\phi / L_{anc}) \leq 0,2A_{cv} f_{cd}$$

Considerando $L_\phi / L_{anc} = 1,0$ e $A'_{cv} = 0$ (devido à baixa altura dos conectores em relação à altura do painel)

$$V_{Rd} = 0,6 \times 22,6 \times 0,203 / 1,4 + (50 / 1,15) \times 0,084 = 1,97 + 3,65 = 5,62 \text{ kN/cm}$$

$$V_{Rd} \leq 0,2A_{cv} f_{cd} = 0,2 \times 22,6 \times 3 / 1,4 = 9,68 \text{ kN/cm}$$

$$V_{Sd} = (2547) / (1189 / 2) = 4,28 \text{ kN/cm} < V_{Rd} \text{ OK}$$

7.5.1.6 Verificação de flexibilidade do apoio da laje

Com o critério apresentado no item 4.4.1 do capítulo 4, a curvatura no regime plástico é dada por $\Phi(M) = M / (EI) + [5,7(d/h_c)^{0,2} M_y / (EI) - M / (EI)] [(M - M_y) / (M_{pl} - M_y)]^2$

Considerando o momento fletor constante no trecho central da viga, com 1 m de comprimento, tem-se

$$M = M_{Sd} = 2025 \text{ kNm}$$

$$d = 528 \text{ mm}$$

$$h_c = 265 \text{ mm}$$

$$M_y = f_y W_{ef1} = 34,5 \times 4881 = 168395 \text{ kNcm} = 1864 \text{ kNm}$$

$$W_{ef1} = 4881 \text{ cm}^3 \text{ (cargas de longa duração - ver item 7.5.2.1 à frente)}$$

$$M_{pl} \approx 1,1 M_{Rd} = 1,1 \times 2041 = 2245 \text{ kNm}$$

$$EI = EI_{ef1} = 20000 \times 188869 = 37774 \times 10^5 \text{ kNcm}^2 = 377740 \text{ kNm}^2$$

$$I_{ef1} = 188869 \text{ cm}^4 \text{ (cargas de longa duração - ver item 7.5.2.1 à frente)}$$

Portanto

$$\Phi(M) = (1/377740) \{2025 + [5,7(528/265)^{0,2} \times 1864 - 2025] [(2025 - 1864) / (2245 - 1864)]^2\}$$

$$\Phi(M) = 0,0102 \text{ rad/m} < 0,027 \text{ rad/m OK}$$

7.5.1.7 Verificação em incêndio

Ver as recomendações apresentadas no capítulo 5.

7.5.1.8 Solda de ligação entre os dois perfis

Para carga desbalanceada:

Efeito local

$$M_{Bf,Sd} = 68 \text{ kNcm/m (tração em cima)} \quad V_{Bf,Sd} = -6,5 \text{ kN/m}$$

Distorção

$$V_{dist,Sd} = +9,725 \text{ kN/m}$$

Torção

$$M_{t,Sd} = 2485,8 \text{ kNcm (seção junto ao apoio)}$$

Considerando solda de penetração parcial conforme figura 3 (atende ao valor mínimo da NBR 8800:2008) e desprezando $V_{Bf,Sd}$, do lado da segurança, obtém-se (Z é o eixo longitudinal da viga)

Tensões solicitantes de cálculo

$$\sigma_{,Sd} = 68/(100 \times 0,7^2/6) = 8,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$T_{xy,Sd} = 9,725/(100 \times 0,7) = 0,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$T_{xz,Sd} = 2485,8/(2 \times 1075,7 \times 0,7) = 1,65 \text{ kN/cm}^2$$

$$T_{r,Sd} = (0,14^2 + 1,65^2)^{1/2} = 1,66 \text{ kN/cm}^2$$

Para metal da solda compatível, com classe de resistência 70 ($f_w = 485 \text{ MPa}$)

$$\sigma_{,Rd} = \text{menor de } (34,5/1,1; 0,6 \times 48,5/1,25) = 23,28 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{,Sd} \quad \text{OK}$$

$$T_{,Rd} = 0,6 \times 48,5/1,35 = 21,56 \text{ kN/cm}^2 > T_{r,Sd} \quad \text{OK}$$

Para carga balanceada:

Efeito local

$$M_{Bf,Sd} = M_{Cf,Sd} = 35,2 \times 5,25 = 185 \text{ kNcm/m (tração em cima)} \quad V_{Bf,Sd} = 0$$

$$\sigma_{,Sd} = 185/(100 \times 0,7^2/6) = 22,7 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{,Rd} = 23,28 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Observação

A profundidade do chanfro, para obter garganta efetiva de 7 mm, deve ser de 10 mm, dependendo do processo de soldagem (ver NBR 8800:2008)

7.5.2 Estados limites de serviço

7.5.2.1 Flecha excessiva

$$R''_{cd} = (0,85 \times 3/1,4) \times 136 \times 26,5 = 6564 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = 209 \times 34,5/1,1 = 6555 \text{ kN}$$

$$R_{csd} = 30 \times 84,9 = 2547 \text{ kN}$$

Grau de interação parcial

$$\eta_i = R_{csd}/R_{ad} = 2547/6555 = 0,39$$

Propriedades da seção transformada (Estruturas mistas – CBCA:2012)

$$a = [-A + (A^2 + 2b_{tr}Aw)^{1/2}]/b_{tr}$$

$$A = 209 \text{ cm}^2 \text{ (área da seção do perfil duplo)}$$

$$w = 52,8/2 + 21,5 + 5 = 52,9 \text{ cm}$$

i) Para cargas de curta duração

$$E_c = 4760(30)^{1/2} = 26072 \text{ MPa}$$

$$n = 200000/26072 = 7,67$$

$$b_{tr} = 136/7,67 = 17,73 \text{ cm}$$

$$a = [-209 + (209^2 + 2 \times 17,73 \times 209 \times 52,9)^{1/2}]/17,73 = 25,44 \text{ cm} < 26,5 \text{ cm}$$

Elemento	A_i	y_i	$A_i y_i$	$A_i y_i^2$	I_o
Laje	451	40,18	18121	728109	24326
Perfil	209	0	0	0	95138
Σ	660		18121	728109	119464

Linha neutra elástica

$$y_0 = 18121/660 = 27,46 \text{ cm (acima do eixo X do perfil)}$$

$$I_{tr} = 119464 + 728109 - 660 \times 27,46^2 = 349900 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = 349900/(27,46 + 52,8/2) = 6496 \text{ cm}^3$$

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a)(\eta_i)^{1/2} = 95138 + (349900 - 95138)(0,39)^{1/2} = 254237 \text{ cm}^4$$

$$W_{ef} = W_a + (W_{tr} - W_a)(\eta_i)^{1/2} = 3603,6 + (6496 - 3603,6)(0,39)^{1/2} = 5410 \text{ cm}^3$$

ii) Para cargas de longa duração

$$E_c/3 = 26072/3 = 8691 \text{ MPa}$$

$$n = 200000/8691 = 23,0$$

$$b_{tr} = 136/23,0 = 5,91 \text{ cm}$$

$$a = [-209 + (209^2 + 2 \times 5,91 \times 209 \times 52,9)^{1/2}]/5,91 = 35,29 \text{ cm} > 26,5 \text{ cm}$$

Elemento	A_i	y_i	$A_i y_i$	$A_i y_i^2$	I_o
Laje	157	39,65	6225	246823	9165
Perfil	209	0	0	0	95138
Σ	366		6225	246823	104303

Linha neutra elástica

$$y_0 = 6225/366 = 17,01 \text{ cm (acima do eixo X do perfil)}$$

$$I_{tr} = 104303 + 246823 - 366 \times 17,01^2 = 245228 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = 245228/(17,01 + 52,8/2) = 5649 \text{ cm}^3$$

$$I_{ef} = I_a + (I_{tr} - I_a)(\eta_i)^{1/2} = 95138 + (245228 - 95138)(0,39)^{1/2} = 188869 \text{ cm}^4$$

$$W_{ef} = W_a + (W_{tr} - W_a)(\eta_i)^{1/2} = 3603,6 + (5649 - 3603,6)(0,39)^{1/2} = 4881 \text{ cm}^3$$

Ações nominais

Antes da cura (carga permanente atuando no perfil de aço)

$$q' = 1,7 + 29 + 1 + 3 + 12,5 = 47,2 \text{ kN/m}$$

Depois da cura (viga mista)

$$q''_1 = 15 \text{ kN/m (longa duração)}$$

$$q''_2 = 20 \text{ kN/m (curta duração)}$$

Momentos de inércia

$$I_a = 95138 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef1} = 188869 \text{ cm}^4 \text{ (cargas de longa duração)}$$

$$I_{ef2} = 254237 \text{ cm}^4 \text{ (cargas de curta duração)}$$

Flecha

$$\delta' = 5 \times 0,472 \times 1189^4 / 384 \times 20000 \times 95138 = 6,46 \text{ cm}$$

$$\delta''_1 = 5 \times 0,15 \times 1189^4 / 384 \times 20000 \times 188869 = 1,03 \text{ cm}$$

$$\delta''_2 = 5 \times 0,20 \times 1189^4 / 384 \times 20000 \times 254237 = 1,02 \text{ cm}$$

Aplicando contra flecha de 6 cm (aproximadamente igual à flecha do perfil de aço antes da cura)

$$\delta_{tot} = 6,46 + 1,03 + 1,02 - 6 = 2,51 \text{ cm} < L/350 = 3,40 \text{ cm OK}$$

Observação

Pode-se aplicar contra-flecha adicional para nivelar a viga, desde que seu valor não seja considerado no cálculo de δ_{tot} para comparar com $L/350$.

Tensão de serviço

Antes da cura (carga permanente atuando no perfil de aço)

$$M' = 47,2 \times 11,89^2 / 8 = 834,1 \text{ kNm} = 83410 \text{ kNcm}$$

Depois da cura (viga mista)

$$M''_1 = 15 \times 11,89^2 / 8 = 265,1 \text{ kNm} = 26510 \text{ kNcm (longa duração)}$$

$$M''_2 = 20 \times 11,89^2 / 8 = 353,4 \text{ kNm} = 35340 \text{ kNcm (curta duração)}$$

Módulos resistentes

$$W_a = 3603,6 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef1} = 4881 \text{ cm}^3 \text{ (cargas de longa duração)}$$

$$W_{ef2} = 5410 \text{ cm}^3 \text{ (cargas de curta duração)}$$

$$\sigma_{tot} = 83410 / 3603,6 + 26510 / 4881 + 35340 / 5410 = 23,15 + 5,43 + 6,53 = 35,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$35,1 \text{ kN/cm}^2 > f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ (2\% de excesso - será tolerado)}$$

7.5.2.2 Vibrações excessivas

Conforme item 4.4.2 do capítulo 4 e as recomendações do capítulo 5, tem-se:

$$E'_c = 1,2 E_c = 1,2 \times 26072 = 31290 \text{ MPa}$$

Momento de inércia da laje (painéis alveolares mais capa)

Com base na Figura 7.7 (referência inicial X_1):

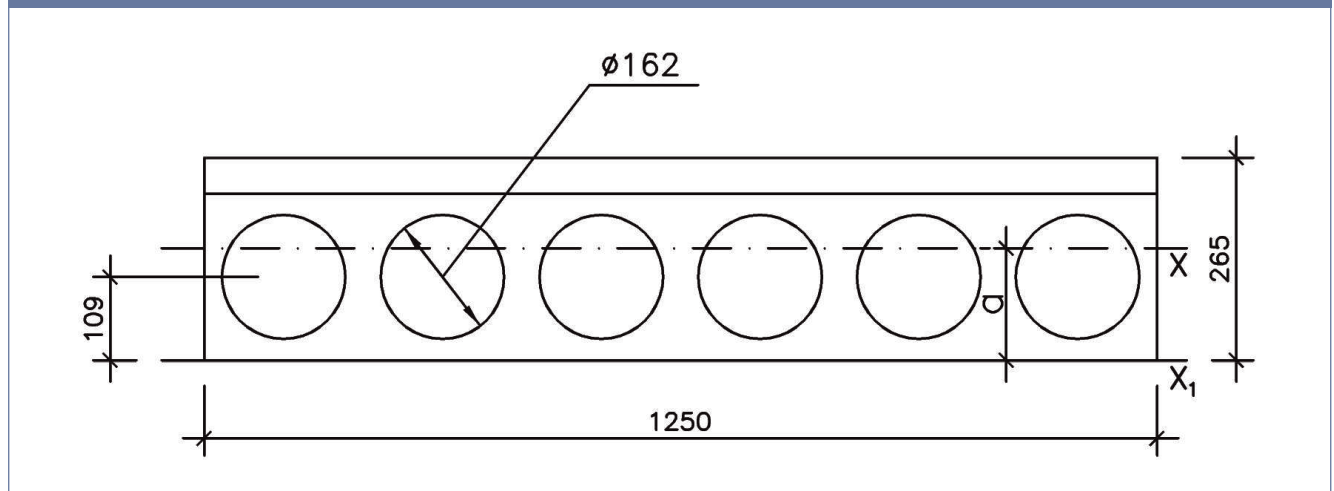
Elemento	A_i	y_i	$A_i y_i$	$A_i y_i^2$	I_o
Seção cheia	3313	13,25	43897	581639	193850
Alvéolos	-1237	10,9	-13483	-146968	-20285
Σ	2076		30414	434671	173565

$$a = 30414/2076 = 14,65 \text{ cm}$$

$$I_{\text{laje}} = (173565 + 434671 - 2076 \times 14,65^2)/1,25 = 130140 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Carga a ser aplicada na laje, conforme Anexo L da NBR 8800:2008 (combinação frequente de serviço, ações variáveis não permanecendo fixas por longos períodos de tempo)

Figura 7.7 - Seção aproximada da laje na largura de um painel



$$q_{\text{laje}} \approx 2,9 + 1,25 + 1,5 + 0,4 \times 2,0 = 6,45 \text{ kN/m}^2$$

(ver capítulo 5 para os dois modos de vibração)

Para laje biapoiada (viga estacionária)

$$\Delta_{\text{laje}} = 5 \times 0,0645 \times 1000^4 / (384 \times 31290 \times 130140) = 2,06 \text{ cm}$$

$$f_1 = 0,18 \sqrt{(981/2,06)} = 3,93 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz (valor mínimo exigido pela NBR 8800:2008)}$$

(2% inferior a 4 Hz, indicado pela NBR 8800:2008 para locais onde as pessoas caminham regularmente)

O valor da flecha pode ser reduzido para 1,83 cm, utilizando-se $E'_c = 1,35 E_c$, como sugerido em Murray et al:1997, com a frequência f_1 passando a ser 4,17 Hz.

Para laje biengastada (viga biapoiada)

Usando $E'_c = 1,35 E_c$

$$\Delta_{\text{laje}} = 1,83/5 = 0,366 \text{ cm}$$

$$f_1 = 0,18\sqrt{(981/0,366)} = 9,3 \text{ Hz}$$

Flecha da viga

Propriedades da seção transformada

$$a = [-A + (A^2 + 2b_{tr}Aw)^{1/2}]/b_{tr}$$

$$A = 209 \text{ cm}^2$$

$$w = 52,8/2 + 21,5 + 5 = 52,9 \text{ cm}$$

$$E'_c = 1,35 E_c = 1,35 \times 26072 = 35197 \text{ MPa}$$

$$n = 200000/35197 = 5,68$$

$$b_{tr} = 136/5,68 = 23,94 \text{ cm}$$

$$a = [-209 + (209^2 + 2 \times 23,94 \times 209 \times 52,9)^{1/2}]/23,94 = 22,89 \text{ cm} < 26,5 \text{ cm}$$

Elemento	A_i	y_i	$A_i y_i$	$A_i y_i^2$	I_o
Laje	548	41,46	22720	941975	23927
Perfil	209	0	0	0	95138
Σ	757		22720	941975	119065

Linha neutra elástica

$$y_0 = 22720/757 = 30,01 \text{ cm (acima do eixo X do perfil)}$$

$$I_{tr} = 119065 + 941975 - 757 \times 30,01^2 = 379286 \text{ cm}^4$$

(não é necessário reduzir I_{tr} devido à interação parcial, conforme Murray et al:1997).

Carga a ser aplicada na viga, conforme Anexo L da NBR 8800:2008 (combinação frequente de serviço, ações variáveis não permanecendo fixas por longos períodos de tempo)

$$q_{\text{viga}} = 47,2 + 15 + 0,4 \times 20 = 70,2 \text{ kN/m}$$

$$\Delta_{\text{viga}} = 5 \times 0,702 \times 1189^4 / (384 \times 20000 \times 379286) = 2,41 \text{ cm}$$

$$f_2 = 0,18\sqrt{(981/2,41)} = 3,63 \text{ Hz}$$

Desprezando a deformação dos pilares:

$$1/f^2 = 1/f_1^2 + 1/f_2^2 = 1/9,3^2 + 1/3,63^2$$

$$\rightarrow f = 3,38 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz (valor mínimo exigido pela NBR 8800:2008)}$$

(18% inferior a 4 Hz, indicado pela NBR 8800:2008 para locais onde as pessoas caminham regularmente)

Observa-se que o comportamento depende do tipo de atividade exercido no edifício, da existência de divisórias entre o piso e o teto etc.

7.6 Esforços de cálculo nas ligações

Ligação da viga com o console do pilar

Na Figura 7.8 indicam-se os esforços de cálculo que a viga aplica no console do pilar. Não estão mostradas eventuais reações horizontais oriundas de outras ações.

Na construção, com laje de um lado da viga

Carga distribuída de cálculo - $q_d = 25,9 \text{ kN/m}$

Excentricidade - $e = 15,7 \text{ cm}$

$$V_{sd} = 25,9 \times 11,89 / 2 = 154 \text{ kN}$$

$$T_{sd} = \pm 154 \times 0,157 = \pm 24,2 \text{ kNm}$$

Na fase final

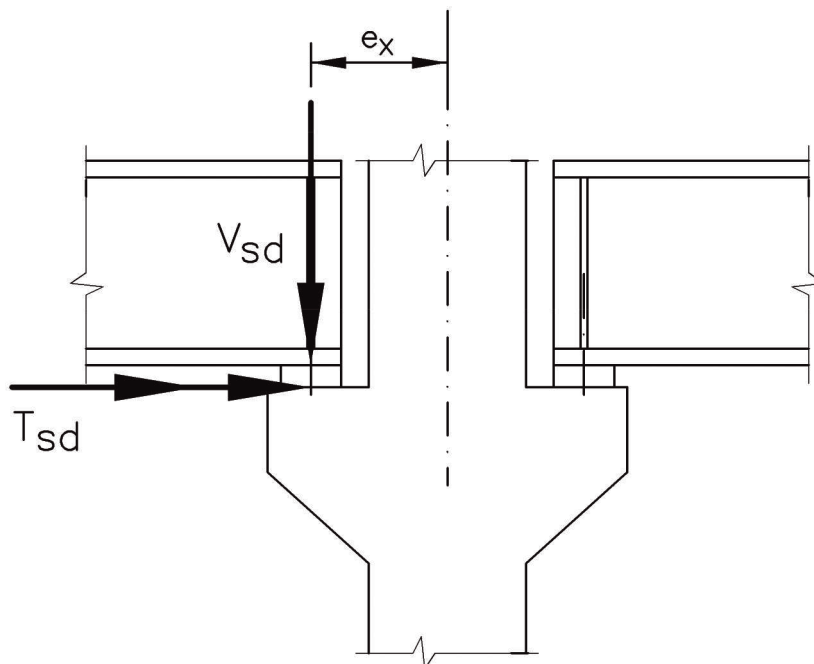
Carga distribuída de cálculo - $q_d = 114,6 \text{ kN/m}$

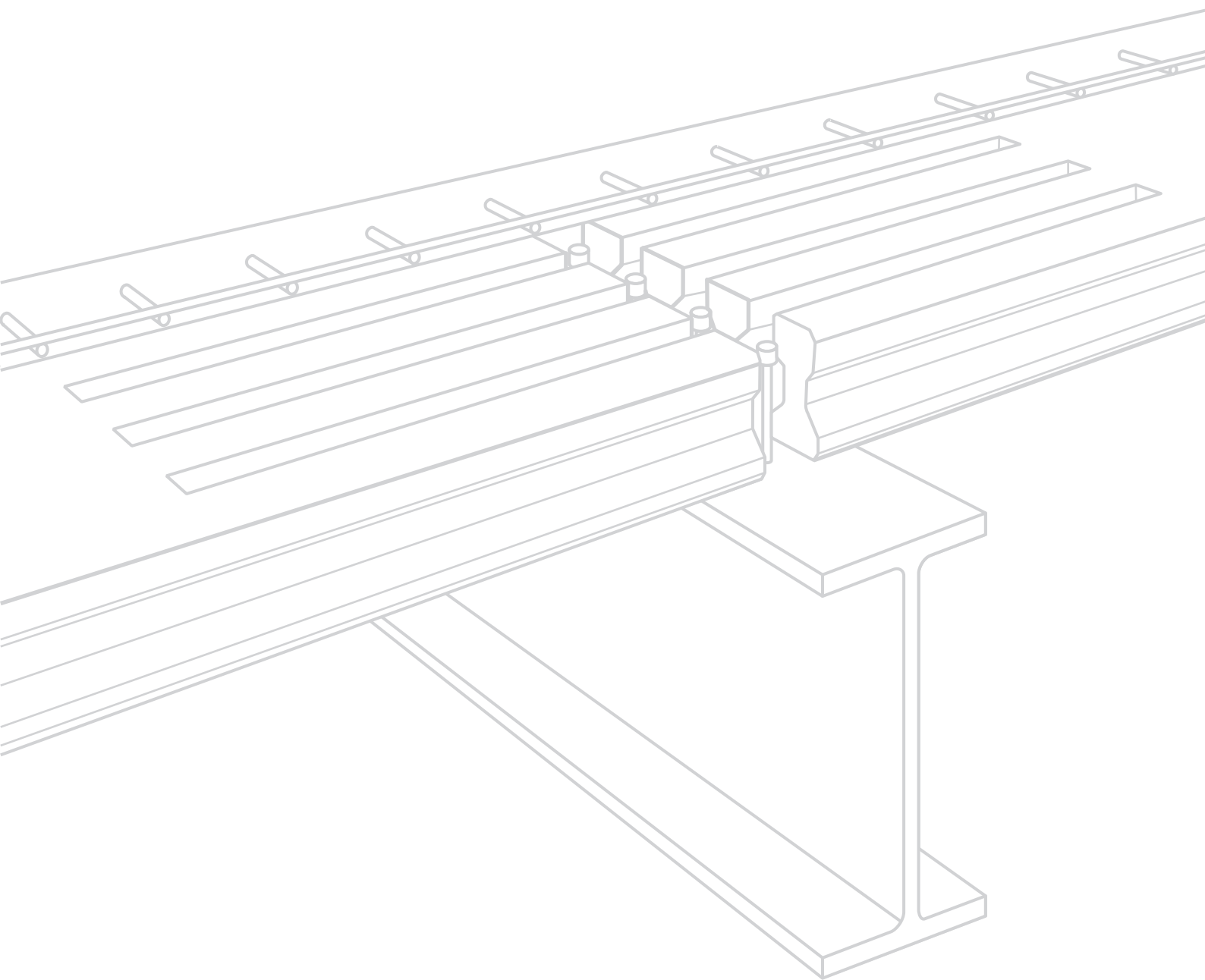
Excentricidade - $e = 0$

$$V_{sd} = 114,6 \times 11,89 / 2 = 681,3 \text{ kN}$$

$$T_{sd} = 0$$

Figura 7.8 - Esforços de cálculo aplicados no console





8.1 Vigas intermediárias com perfil simples

Observações

a) Considera-se que as vigas com perfil simples sejam contidas lateralmente no centro, até a cura do concreto posto *in loco* e obtenção do comportamento misto.

b) Estados limites considerados nas tabelas

ELU durante a construção (perfil W - supõe-se que FLM e FLA não sejam limitantes):

- para carga desbalanceada - flexão com torção; rotação da mesa superior.
- para carga balanceada - flexão

ELU na fase final (viga mista):

- flexão - supõe-se que as espessuras dos painéis acima dos alvéolos sejam de 17 mm (painel de 150 mm), 25 mm (painel de 215 mm), 28 mm (painel de 265 mm) e que os conectores tenham resistência de cálculo superior à da seção efetiva de concreto e inferior à da seção de aço.

ELS na fase final (viga mista):

- flecha excessiva (utiliza-se $E_c/2$ para cargas de curta e longa duração e supõe-se que o grau de interação parcial seja $\approx 0,40$ para cálculo de I_{ef}). Prevista contra-flecha igual à flecha do perfil de aço na fase de construção. Os vãos são limitados de forma que a frequência aproximada (laje sem vazios) do conjunto laje-viga não seja inferior a 3,25 Hz (equivalente a ≈ 3 Hz, com desconto dos vazios dos alvéolos).

c) Ver capítulos 3 e 4 para disposições construtivas e demais estados limites aplicáveis.

d) Uma verificação completa é sempre necessária (ver exemplo 1 do capítulo 6). Valores de cargas e vãos dados nas tabelas são apenas indicações iniciais, podendo sofrer variações devido a estados limites não verificados, e devido também a diferenças entre os painéis alveolares de um fabricante para outro.

e) Materiais considerados

- Perfis W da GERDAU, de aço ASTM A572 grau 50 ou ASTM A 588
- Concreto posto *in loco* com $f_{ck} = 30$ MPa (capeamento considerado de 5 cm)
- Concreto dos painéis alveolares protendidos com $f_{ck} = 45$ MPa

Tabela 8.1 - Painéis alveolares com h = 150 mm mais capa de 50 mm

Carga sobreposta (kN/m ²)	Vão da laje (m)	Perfil	Vão da viga (m)
1+2 (CP + SC) ou $\frac{0u}{3}$ (SC)	9	W610x101	8,2
		W610x113	9,8
		W610x125	10,9
		W610x155	13,0
		W610x174	13,4
		W610x195	13,7
		W610x217	14,0
1+4 (CP + SC) ou $\frac{0u}{5}$ (SC)	8	W610x101	8,6
		W610x113	10,1
		W610x125	11,3
		W610x155	12,7
		W610x174	13,3
		W610x195	13,7
		W610x217	14,1
1+6 (CP + SC) ou $\frac{0u}{7}$ (SC)	7	W610x101	8,9
		W610x113	10,4
		W610x125	11,1
		W610x155	12,1
		W610x174	12,8
		W610x195	13,4
		W610x217	14,0

Tabela 8.2 - Painéis alveolares com h = 215 mm mais capa de 50 mm

Carga sobreposta (kN/m ²)	Vão da laje (m)	Perfil	Vão da viga (m)
1+2 (CP + SC) <u>ou</u> 3 (SC)	10	W610x155	12,2
		W610x174	13,3
		W610x195	13,7
		W610x217	14,0
1+4 (CP + SC) <u>ou</u> 5 (SC)	9	W610x155	12,0
		W610x174	12,5
		W610x195	13,1
		W610x217	13,7
1+6 (CP + SC) <u>ou</u> 7 (SC)	8	W610x155	11,4
		W610x174	12,0
		W610x195	12,6
		W610x217	13,2

Tabela 8.3 - Painéis alveolares com h = 265 mm mais capa de 50 mm

Carga sobreposta (kN/m ²)	Vão da laje (m)	Perfil	Vão da viga (m)
1+2 (CP + SC) <u>ou</u> 3 (SC)	12	W610x155	10,1
		W610x174	11,6
		W610x195	12,6
		W610x217	13,3
1+4 (CP + SC) <u>ou</u> 5 (SC)	11	W610x155	10,7
		W610x174	11,3
		W610x195	11,8
		W610x217	12,3
1+6 (CP + SC) <u>ou</u> 7 (SC)	10	W610x155	10,3
		W610x174	10,7
		W610x195	11,3
		W610x217	11,8

8.2 Vigas intermediárias com perfil duplo

a) Estados limites considerados nas tabelas

ELU durante a construção (viga de aço com perfil duplo - supõe-se que FLM e FLA não sejam limitantes):

- para carga desbalanceada - flexão com torção; rotação da mesa superior.
- para carga balanceada - flexão

ELU na fase final (viga mista):

- flexão - supõe-se que as espessuras dos painéis acima dos alvéolos sejam de 17 mm (painel de 150 mm), 25 mm (painel de 215 mm), 28 mm (painel de 265 mm) e que os conectores tenham resistência de cálculo superior à da seção efetiva de concreto e inferior à da seção de aço.

ELS na fase final (viga mista):

- flecha excessiva (utiliza-se $E_c/2$ para cargas de curta e longa duração e supõe-se que o grau de interação parcial seja $\approx 0,40$ para cálculo de I_{ef}). Prevista contra-flecha igual à flecha dos perfis de aço na fase de construção. Os vãos são limitados de forma que a frequência aproximada (laje sem vazios) do conjunto laje-viga não seja inferior a 3,25 Hz (equivalente a ≈ 3 Hz, com desconto dos vazios dos alvéolos).

b) Ver capítulos 3 e 4 para disposições construtivas e demais estados limites aplicáveis.

c) Uma verificação completa é sempre necessária (ver exemplo 2 do capítulo 6). Valores de cargas e vãos dados nas tabelas são apenas indicações iniciais, podendo sofrer variações devidas a estados limites não verificados, e devidas também a diferenças entre os painéis alveolares de um fabricante para outro.

d) Materiais considerados

- Perfis W da GERDAU, de aço ASTM A572 grau 50 ou ASTM A 588
- Concreto posto in loco com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ (capeamento considerado de 5 cm)
- Concreto dos painéis alveolares protendidos com $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$

Tabela 8.4 - Painéis alveolares com h = 150 mm mais capa de 50 mm - Perfil duplo

Carga sobreposta (kN/m ²)	Vão da laje (m)	Seção de aço	Vão da viga (m)
1+2 (CP + SC) ou 3 (SC)	9	2W460x74	11,5
		2W460x82	11,7
		2W460x89	11,9
		2W530x72	12,0
		2W530x74	12,1
		2W530x82	12,3
		2W530x85	12,4
		2W530x92	12,7
		2W610x82	12,9
		2W610x92	13,2
		2W610x101	13,5
		2W610x113	13,8
		2W610x125	14,1
		2W610x155	14,7
		2W610x174	15,0
2W610x195	15,4		
2W610x217	15,7		
1+4 (CP + SC) ou 5 (SC)	8	2W460x74	11,0
		2W460x82	11,4
		2W460x89	11,8
		2W530x72	11,4
		2W530x74	11,5
		2W530x82	12,0
		2W530x85	12,2
		2W530x92	12,6
		2W610x82	12,5
		2W610x92	13,1
		2W610x101	13,6
		2W610x113	13,9
		2W610x125	14,2
		2W610x155	14,8
		2W610x174	15,1
2W610x195	15,5		
2W610x217	15,8		

1+6 (CP + SC) ou 7 (SC)	7	2W460x74	10,5
		2W460x82	10,8
		2W460x89	11,1
		2W530x72	10,9
		2W530x74	11,0
		2W530x82	11,5
		2W530x85	11,7
		2W530x92	12,1
		2W610x82	12,0
		2W610x92	12,6
		2W610x101	13,2
		2W610x113	13,8
		2W610x125	14,2
		2W610x155	14,9
		2W610x174	15,3
		2W610x195	15,6
2W610x217	15,9		

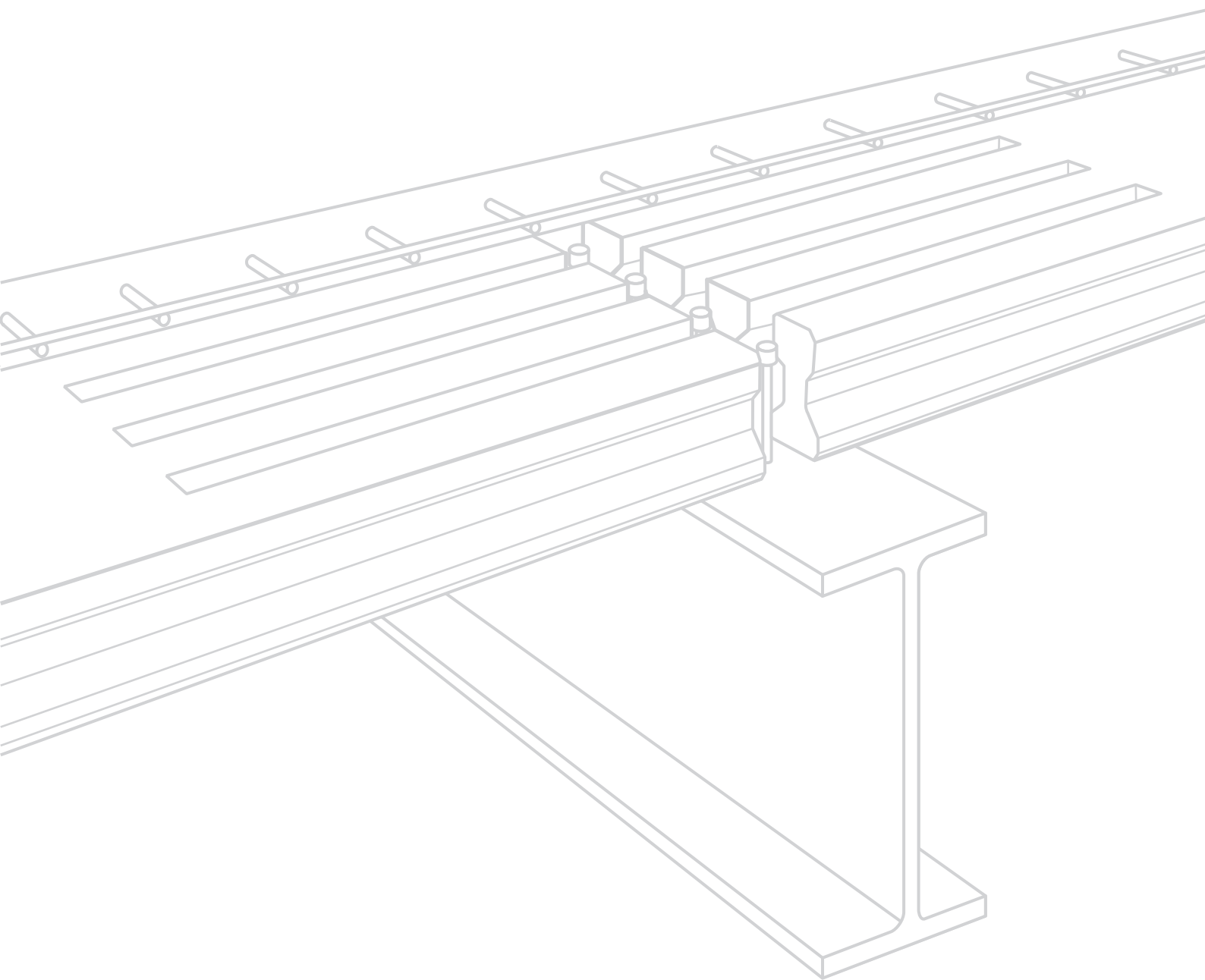
Tabela 8.5 - Painéis alveolares com h = 215 mm mais capa de 50 mm - Perfil duplo

Carga sobreposta (kN/m ²)	Vão da laje (m)	Seção de aço	Vão da viga (m)
1+2 (CP + SC) <u>ou</u> 3 (SC)	10	2W460x74	10,7
		2W460x82	11,2
		2W460x89	11,7
		2W530x72	11,0
		2W530x82	11,9
		2W530x92	12,7
		2W610x101	13,6
		2W610x113	13,9
		2W610x125	14,1
		2W610x155	14,7
		2W610x174	15,1
		W610x195	15,4
		W610x217	15,7
		1+4 (CP + SC) <u>ou</u> 5 (SC)	9
2W460x82	10,9		
2W460x89	11,2		
2W530x72	10,6		
2W530x82	11,4		
2W530x92	12,0		
2W610x101	13,0		
2W610x113	13,6		
2W610x125	14,1		
2W610x155	14,8		
2W610x174	15,1		
W610x195	15,4		
W610x217	15,8		
1+6 (CP + SC) <u>ou</u> 7 (SC)	8		
		2W460x82	10,4
		2W460x89	10,7
		2W530x72	10,4
		2W530x82	10,9
		2W530x92	11,5
		2W610x101	12,4
		2W610x113	13,0
		2W610x125	13,5
		2W610x155	14,9
		2W610x174	15,2
		W610x195	15,5
		W610x217	15,9

Tabela 8.6 - Painéis alveolares com h = 265 mm mais capa de 50 mm - Perfil duplo

Carga sobreposta (kN/m ²)	Vão da laje (m)	Seção de aço	Vão da viga (m)
1+2 (CP + SC) <u>ou</u> 3 (SC)	12	2W460x74	9,3
		2W460x82	9,8
		2W460x89	10,2
		2W530x72	7,5
		2W530x82	10,4
		2W530x92	11,1
		2W610x101	12,3
		2W610x113	13,1
		2W610x125	13,6
		2W610x155	14,1
		2W610x174	14,5
		W610x195	14,8
		W610x217	15,1
1+4 (CP + SC) <u>ou</u> 5 (SC)	11	2W460x74	9,2
		2W460x82	9,7
		2W460x89	10,1
		2W530x72	9,4
		2W530x82	10,2
		2W530x92	10,8
		2W610x101	11,7
		2W610x113	12,2
		2W610x125	12,7
		2W610x155	13,9
		2W610x174	14,5
		W610x195	14,8
		W610x217	15,1
1+6 (CP + SC) <u>ou</u> 7 (SC)	10	2W460x74	9,0
		2W460x82	9,4
		2W460x89	9,7
		2W530x72	9,2
		2W530x82	9,8
		2W530x92	10,3
		2W610x101	11,1
		2W610x113	11,6
		2W610x125	12,1
		2W610x155	13,2
		2W610x174	13,9
		W610x195	14,6
		W610x217	15,2

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS



- ABNT NBR 6118:2014, Projeto de estruturas de concreto — Procedimento
- ABNT NBR 8800:1986, Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios
— Procedimento
- ABNT NBR 8800:2008, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios
- ABNT NBR 9062:2016, Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado - Projeto de revisão
- ABNT NBR 14323:2013, Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio
- ABNT NBR 14432:2001, Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento
- ABNT NBR 14861:2011, Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido — Requisitos e procedimentos
- ABNT NBR 15200:2012, Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio
- CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço - Manual de Construção em Aço - Estruturas Mistas - Volumes 1 e 2 - 2ª edição, 2012
- CEB - FIP - Composite Floor Structures, 1998
- COUCHMAN, G. H., Design of Composite Beams using Precast Concrete Slabs - SCI - P401, 2014
- CPCI – Design Manual 4 - Precast and Prestressed Concrete, 2007
- ELLIOTT, K. S., JOLLY, C. K., Multi-Storey Precast Concrete Framed Structures, 2014
- EN 1168:2005+A3, 2011 - Precast Concrete Products - Hollow Core Slabs
- EN 13369:2004+A1, 2006 - Common Rules for Precast Concrete Products
- EUROCODE 2: Design of Concrete Structures - EN 1992-1-2, 2004
- fib* Bulletin 6 – Special Design Considerations for Precast Prestressed Hollow Core Floors, 2000
- fib* Bulletin 43 – Structural Connections for Precast Concrete Buildings, 2008
- fib* Bulletin 74 – Planning and Design Handbook on Precast Building Structures, 2014
- fib* Model Code for Concrete Structures, 2010
- HICKS, S. J., LAWSON, R. M., Design of Composite Beams using Precast Concrete Slabs, 2003

LI, T. Q., AHMED B., LAWSON R. M., Required Rotation of Composite Connections, 1996

MURRAY, T. M., ALLE, D. E., UNGAR, E. E., Floor Vibrations Due to Human Activity, 1997

NETHERCOT, D. A., SALTER, P. R. and MALIK, A. S., Design of Members subject to Combined Bending and Torsion (P057) - The Steel Construction Institute, 1989

PCI - Design Handbook, 2010

PCI - Manual for the Design of Hollow Core Slabs, 2015

QUEIROZ, G., Elementos das estruturas de aço – O Lutador, 1993

SCI - P354 - Design of Floors for Vibration, 2009

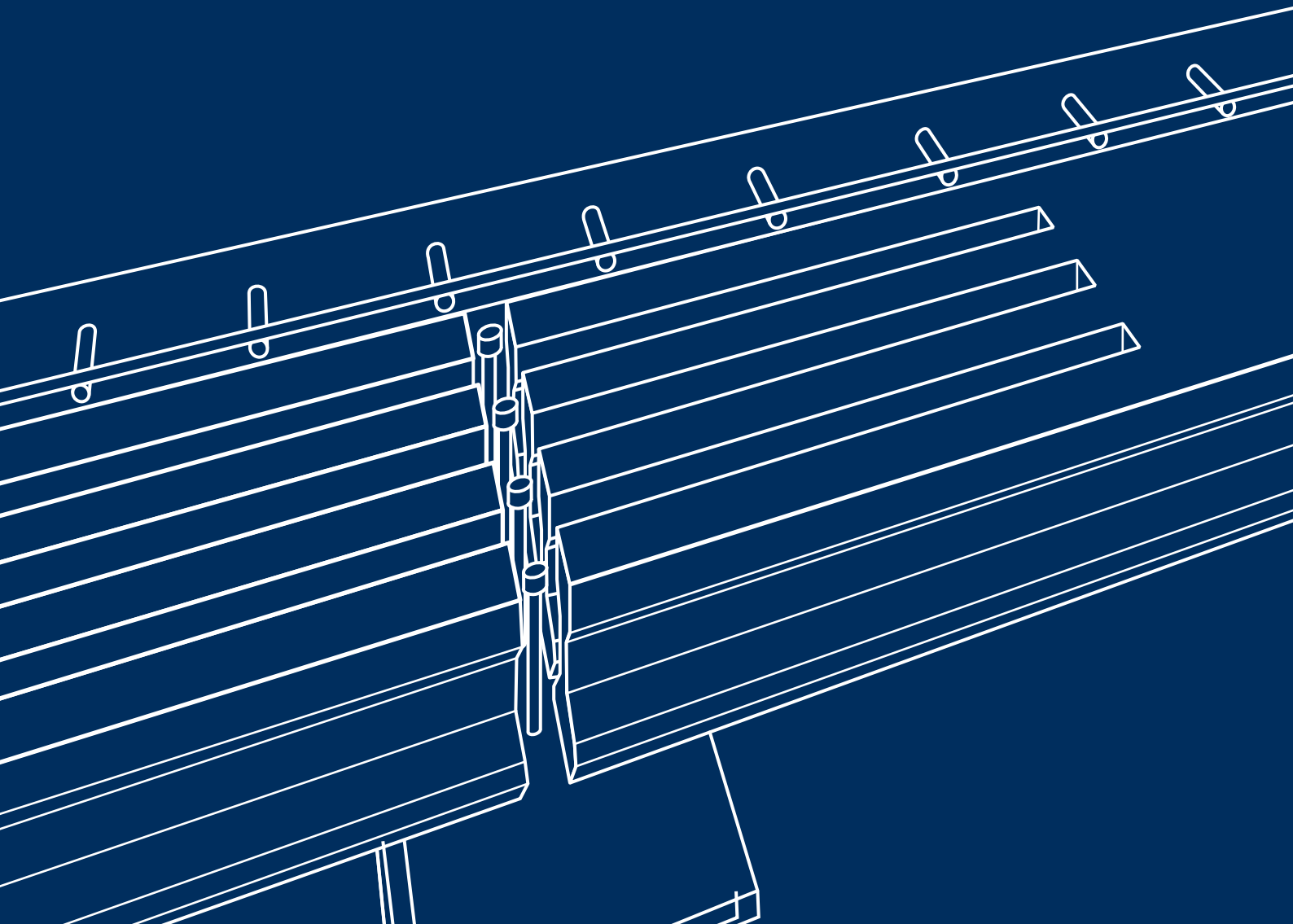
UFRJ - Análise experimental de vigas mistas de aço e concreto compostas por lajes alveolares e perfis laminados, 2016

WAY, A. G. J., COSGROVE, T. C., BRETTLE, M. E., Precast Concrete Floors in Steel Framed Buildings - SCI PUBLICATION P351, 2007

www.gerdau.com/br



Ao utilizar matéria-prima reciclada na confecção deste folder, contribuimos com o desenvolvimento sustentável da sociedade. "Reciclamos sem fim" é uma iniciativa que nos mobiliza e está presente em nosso dia a dia.



ISBN 978-85-9548-025-4



9 788595 480254