



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



NELSON GUILHERME SILVA RAMOS

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA ADOÇÃO DE VIGAS CONTÍNUAS EM
DIFERENTES MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO: VIGAS DE AÇO
ISOLADAS E VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

SÃO CRISTÓVÃO - SE

2020

NELSON GUILHERME SILVA RAMOS

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA ADOÇÃO DE VIGAS CONTÍNUAS EM
DIFERENTES MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO: VIGAS DE AÇO
ISOLADAS E VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

Trabalho de Conclusão do Curso de
Graduação em Engenharia Civil do
Centro de Ciências Exatas e Tecnologia
da Universidade Federal de Sergipe,
como requisito parcial à obtenção do
Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Higor Sérgio Dantas de Argôlo

Coorientador: Eng. Renério Pereira Neto

SÃO CRISTÓVÃO - SE

2020

Engenheiro Rafael Nunes da Cunha

AGRADECIMENTOS

Antes de tudo, gostaria de agradecer a Deus pela força que Ele me concedeu para continuar seguindo em frente apesar de todas as dificuldades.

Aos meus pais, Nelson e Givaneide, que durante toda a minha vida me deram amor e suporte incondicionais.

À minha irmã, Carol, que apesar dos pequenos desentendimentos ocasionais sempre soube me auxiliar nos momentos mais importantes.

À minha prima Carlinha, que tem sido minha parceira de todas as horas desde nossa infância.

À minha tia Ana e minha prima Gabi, que me deram apoio e afeto em todos os momentos.

Aos meus grandes amigos Hélder, Douglas e João Victor, cuja amizade e companheirismo de anos nunca falharam em me animar e fortalecer.

Ao meu amigo Rodolfo, cuja amizade de 13 anos mostra que alguns laços criados na infância se estendem por toda a vida.

A Karla, minha melhor amiga e parceira de todas as horas. Seu suporte incondicional foi um dos grandes pilares nessa jornada tão difícil.

A Hilton Porto, pelo carinho que me foi dado e pelas grandes oportunidades concedidas.

Aos meus parceiros da faculdade, Daniel e Matheus, que estiveram comigo desde o primeiro período e me ajudaram a rir nos momentos mais difíceis.

Aos meus colegas e amigos do grupo “Regulares”, que me acompanharam durante toda essa caminhada.

Ao meu orientador, Higor, sem o qual não haveria o presente trabalho.

A todos os professores da universidade que ao longo do curso souberam transmitir o conhecimento necessário para o mercado de trabalho.

RAMOS, NELSON G. S. **Análise da influência da adoção de vigas contínuas em diferentes métodos de dimensionamento: vigas de aço isoladas e vigas mistas de aço e concreto.** São Cristóvão: UFS, 2020 (Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil).

RESUMO

O presente trabalho realiza uma análise da influência da adoção de vigas contínuas no dimensionamento de três diferentes soluções estruturais: vigas de aço isoladas com lajes maciças, vigas mistas de aço concreto com lajes maciças e vigas mistas de aço concreto com lajes mistas (*steel deck*). Para tanto, foi feito, com o auxílio de planilhas do Microsoft Office Excel, o dimensionamento de dois pavimentos com dimensões distintas e, em seguida, foi desenvolvido o orçamento dos insumos necessários à execução. Com posse desses valores, foi realizada a análise comparativa com os resultados retirados do trabalho de SANDES (2019), cuja pesquisa calculou os mesmos pavimentos e as mesmas soluções estruturais para a situação de vigas biapoiadas. Dessa maneira, determinou-se que a adoção de vigas contínuas levou a uma significativa redução da seção transversal dos perfis de aço, proporcionando uma menor quantidade de materiais e peso das estruturas. Também foi realizada uma comparação entre os resultados das três opções estruturais concluindo que a solução de vigas mistas com lajes mistas é a mais econômica e proporciona o menor peso total da estrutura.

Palavras-chave: vigas contínuas; vigas mistas de aço e concreto; steel deck; estrutura de aço.

ABSTRACT

The present work shows an analysis of the influence of adopting continuous beams in the design of three different structural solutions: steel beams with solid concrete slabs, steel-concrete composite beams with solid concrete slabs and steel-concrete composite beams with composite slabs (steel deck). With this objective in mind, the design of two floors with different dimensions was made, with the help from Microsoft Office Excel spreadsheets and, next, a budget of the necessary inputs for the construction was developed. In possession of these values, it was made the comparative analysis with the results from the work of SANDES (2019), whose research calculated the same floors and the same structural solutions for the simply supported beams conjuncture. Thus, it was determined that the use of continuous beams prompt a significant reduction of the cross section, providing a lesser use of materials and the structure's weight. It was also made a comparison between the results of the three structural options, concluding that the steel-concrete composite beams with composite slabs solution is the most economic and creates the structure with the least total weight.

Keywords: continuous beams; steel-concrete composite beam; steel deck; steel structure.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Flambagem local da mesa e da alma, respectivamente	6
Figura 2.2: Momento fletor resistente nominal para o FLM de perfis I laminados	8
Figura 2.3: Momento fletor resistente para o FLA de perfis laminados	9
Figura 2.4: Flambagem lateral com torção de uma viga I.....	9
Figura 2.5: Viga com contenção lateral contínua	10
Figura 2.6: Valores para o cálculo de C_b	11
Figura 2.7: Momento fletor resistente nominal para FLT de perfis I	12
Figura 2.8: Força cortante resistente em função da esbeltez da alma	13
Figura 2.9: Distâncias simplificadas entre pontos de momentos nulos	15
Figura 2.10: Tipos de conector de cisalhamento	15
Figura 2.11: Efeitos no concreto devido a deformação do conector.....	16
Figura 2.12: Valores do coeficiente de efeito de grupo, R_g	17
Figura 2.13: Valores do coeficiente de posição, R_p	17
Figura 2.14: Distribuição de tensões em vigas mistas compactas sob momento fletor positivo com interação parcial	19
Figura 2.15: Distribuição de tensão para o momento fletor negativo .. Erro! Indicador não definido.	
Figura 2.16: Propriedades geométricas da seção homogeneizada.....	22
Figura 2.17: Posições de fissuração da laje e armadura de costura	23
Figura 2.18: Ancoragem da armadura de costura (Fakury, 2016).....	24
Figura 2.19: Laje mista Steel Deck (Fonte:Fakury, 2016)	38
Figura 2.20: Dimensões da forma de aço MF-50	27
Figura 2.21: Dimensões da forma de aço MF-75	27
Figura 2.22: Estados-limites últimos durante a fase final	28
Figura 3.1: Esquema estrutural do caso 1 para as estruturas A e B	30
Figura 3.2: Esquema estrutural do caso 1 para a estrutura C	31
Figura 3.3: Esquema estrutural do caso 2 para as estruturas A e B	32
Figura 3.4: Esquema estrutural do caso 2 para a estrutura C	32
Figura 4.1: Gráfico dos custos das estruturas do Caso 1.....	48
Figura 4.2: Gráfico dos pesos das estruturas do Caso 1.....	48
Figura 4.3: Gráfico dos custos das estruturas do Caso 2.....	54
Figura 4.4: Gráfico dos pesos das estruturas do Caso 2.....	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Orçamento para a Estrutura A do Caso 1.....	34
Tabela 4.2: Orçamento para a Estrutura B do Caso 1.....	35
Tabela 4.3: Orçamento para a Estrutura C do Caso 1	36
Tabela 4.4: Comparação dos perfis metálicos entre trabalhos do caso 1	38
Tabela 4.5: Comparação dos pesos totais das vigas entre trabalhos do caso 1	39
Tabela 4.6: Comparação dos custos totais das estruturas entre trabalhos do caso 1	39
Tabela 4.7: Orçamento para a Estrutura A do Caso 2.....	40
Tabela 4.8: Orçamento para a Estrutura B do Caso 2.....	41
Tabela 4.9: Orçamento para a Estrutura C do Caso 2	42
Tabela 4.10: Comparação dos perfis metálicos entre trabalhos do caso 2	44
Tabela 4.11: Comparação dos pesos totais das vigas entre trabalhos do caso 2	45
Tabela 4.12: Comparação dos custos totais das estruturas entre trabalhos do caso 2	45

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
2. DIMENSIONAMENTO DOS PISOS DE EDIFÍCIOS.....	3
2.1. Combinações de Ações.....	3
2.1.1. Tipos de ações.....	3
2.1.2. Estado Limite Último	4
2.1.3. Estado Limite de Serviço.....	5
2.2. Dimensionamento das vigas de aço sob flexão simples	6
2.2.1. Flambagem local do perfil metálico	6
2.2.2. Flambagem lateral com torção do perfil metálico	9
2.2.3. Força cortante resistente de cálculo.....	12
2.3. Dimensionamento das vigas mistas com laje maciça.....	14
2.3.1. Largura Efetiva.....	14
2.3.2. Dimensionamento dos conectores de cisalhamento	15
2.3.3. Momento fletor resistente em regiões de momento positivo	17
2.3.4. Momento fletor resistente em regiões de momento negativo.....	19
2.3.5. Resistência à força cortante	21
2.3.6. Verificação dos deslocamentos excessivos	21
2.3.7. Armadura de costura.....	22
2.3.8. Ligação mista em vigas mistas.....	25
2.3.8.1. Comportamento dos componentes da ligação mista	25
2.4. Dimensionamento das vigas mistas com laje mista	26
2.4.1. Considerações gerais das lajes mistas (<i>steel deck</i>).....	26
2.4.2. Dimensionamento das lajes mistas aos estados-limites últimos	28
2.4.3. Dimensionamento das vigas mistas	28
3. METODOLOGIA	29

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	34
4.1. Pavimento do Caso 1	34
4.2. Pavimento do Caso 2	40
5. CONCLUSÃO	46
REFERÊNCIAS	48
APÊNDICE A – Planilha para o dimensionamento da viga secundária da estrutura A para o caso 1.....	49
APÊNDICE B – Planilha para o dimensionamento da viga principal da estrutura A para o caso 1.....	51
APÊNDICE C – Planilha para o dimensionamento da viga secundária intermediária da estrutura B para o caso 1	53
APÊNDICE D – Planilha para o dimensionamento da viga secundária de extremidade da estrutura B para o caso 1	56
APÊNDICE E – Planilha para o dimensionamento da viga principal intermediária da estrutura B para o caso 1	59
APÊNDICE F – Planilha para o dimensionamento da viga principal de extremidade da estrutura B para o caso 1	62
APÊNDICE G – Planilha para o dimensionamento da viga secundária intermediária da estrutura C para o caso 1	65
APÊNDICE H – Planilha para o dimensionamento da viga secundária de extremidade da estrutura C para o caso 1	68
APÊNDICE I – Planilha para o dimensionamento da viga principal intermediária da estrutura C para o caso 1	71
APÊNDICE J – Planilha para o dimensionamento da viga principal de extremidade da estrutura C para o caso 1	74
APÊNDICE K – Planilha para o dimensionamento da viga secundária da estrutura A para o caso 2.....	77
APÊNDICE L – Planilha para o dimensionamento da viga principal da estrutura A para o caso 2.....	79

APÊNDICE M – Planilha para o dimensionamento da viga secundária intermediária da estrutura B para o caso 2	81
APÊNDICE N – Planilha para o dimensionamento da viga secundária de extremidade da estrutura B para o caso 2	84
APÊNDICE O – Planilha para o dimensionamento da viga principal intermediária da estrutura B para o caso 2	87
APÊNDICE P – Planilha para o dimensionamento da viga principal de extremidade da estrutura B para o caso 2	90
APÊNDICE Q – Planilha para o dimensionamento da viga secundária intermediária da estrutura C para o caso 2	93
APÊNDICE R – Planilha para o dimensionamento da viga secundária de extremidade da estrutura C para o caso 2	96
APÊNDICE S – Planilha para o dimensionamento da viga principal intermediária da estrutura C para o caso 2	99
APÊNDICE T – Planilha para o dimensionamento da viga principal de extremidade da estrutura C para o caso 2	102

1. INTRODUÇÃO

É de conhecimento notório que os sistemas mistos de aço e concreto vêm sendo utilizados na construção civil há mais de um século. Entretanto, estes somente receberam embasamento científico na década de 60, com o desenvolvimento de métodos de dimensionamento e construção seguros e confiáveis, ampliando-se, assim, as opções dos projetistas estruturais (MARTINS et al, 2012). Logo, nota-se a existência de um grande histórico de aplicação desse tipo de sistema.

São denominados sistemas mistos aço-concreto aqueles em que ambos os materiais funcionam solidariamente para resistir aos esforços solicitantes. Para tanto, faz-se necessária a interação entre o perfil de aço e o concreto. Essa pode se dar por meios mecânicos, de atrito ou simples aderência. Alguns exemplos desse tipo de sistema são: vigas mistas, lajes mistas e pilares mistos (MARTINS et al, 2012).

Os elementos mistos normalmente são calculados de modo que o concreto esteja sujeito à compressão e o perfil de aço, à tração. Tal opção é lógica visto que esse primeiro é um material conhecido pela sua baixa resistência à tração e este último, quando tracionado, compõe elementos que ficam isentos de situações relacionadas à instabilidade (FAKURY, 2016).

Por outro lado, são chamadas vigas contínuas aquelas que possuem dois ou mais vãos apoiados em vários suportes e conectados por meio de ligações rígidas, isto é, capazes de resistir ao momento fletor. Essa característica é determinante nesse tipo de estrutura, pois essa rigidez da conexão permite a transferência de esforços entre as peças estruturais, possibilitando uma melhor distribuição de solicitações. Dessa maneira, quando se utiliza estruturas contínuas há um maior aproveitamento dos materiais de fabricação.

Além disso, optar pela utilização de ligações rígidas proporciona várias vantagens econômicas na estrutura como: menor momento fletor solicitante máximo positivo, menor deflexão vertical máxima, menores alturas de perfis de aço, maior rigidez da estrutura como um todo. Em contrapartida, os calculistas frequentemente rejeitam essa opção estrutural devido ao encarecimento da ligação e maior complexidade de execução *in situ* das ligações rígidas, fato que acarreta um maior tempo necessário para realizar o serviço e, conseqüentemente, aumenta os custos da obra.

Portanto, deseja-se com o presente trabalho comparar e analisar o comportamento de duas estruturas distintas, com vinculações rígidas, sob a ótica de três diferentes soluções estruturais: perfis de aço isolados e lajes maciças, sem interação; perfis de aço e lajes, com interação parcial; e perfis de aço com lajes mistas (*Steel Deck*).

1.1. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo principal determinar as vantagens da adoção de vigas contínuas, isto é, com ligações rígidas, quando comparada com as biapoiadas.

Além disso, tem-se como objetivos específicos a comparação dessas soluções nos aspectos econômico, visual e técnico e a verificação quantitativa das vantagens da adoção de ligações rígidas ao invés de flexíveis.

1.2. Organização do texto

No item 2 é realizada uma revisão bibliográfica dos principais conceitos e verificações necessários para a elaboração deste trabalho. No item 3 é explicada toda a metodologia utilizada, inclusive os materiais e as características das estruturas dimensionadas. Em seguida, no item 4 os resultados e discussões são dispostos e comentados, verificando, assim, se os valores obtidos estão de acordo com o esperado. Por fim, no item 5 são apresentadas as conclusões que puderam ser retiradas do trabalho.

2. DIMENSIONAMENTO DOS PISOS DE EDIFÍCIOS

Na presente seção serão explicitados os dimensionamentos realizados para o desenvolvimento do trabalho. Inicialmente será discutido sobre as possíveis combinações de ações. Em seguida, é falado sobre o processo de dimensionamento de estruturas com lajes e vigas sem interação. Ademais, considera-se a interação entre lajes e vigas maciça e discorre-se sobre esse tema. Por fim, a adoção de lajes mistas é introduzida e a influência disso no dimensionamento é explicitada.

2.1. Combinações de Ações

2.1.1. Tipos de ações

Todas as ações cuja influência pode afetar uma estrutura significativamente devem ser consideradas durante a análise estrutural. Sendo assim, a NBR 8681:2004 classifica os tipos de ação em permanentes, variáveis e excepcionais.

Ações permanentes são aquelas que atuam praticamente durante toda vida útil da estrutura com valores constantes ou quase constantes. Dentre esta categoria há ainda a divisão entre ações permanentes diretas e indiretas. Essas primeiras consistem nos pesos próprios da estrutura e de elementos construtivos previstos na utilização. Por outro lado, as ações permanentes indiretas englobam as ações provenientes dos efeitos de fluência, retração do concreto, deslocamentos de apoios e imperfeições geométricas.

Além disso, os efeitos das ações variáveis devem ser considerados na análise estrutural. Essas ações são aquelas que atuam em momentos temporários da vida útil da estrutura e com valores não constantes. Esse tipo engloba as cargas provenientes de uso e ocupação da edificação, pressões hidrostáticas, ação de vento e variação de temperatura.

Já as ações excepcionais são aquelas que atuam com uma duração extremamente curta e possuem baixíssima probabilidade de ocorrência. Normalmente são decorrentes de explosões, incêndios, choques de veículos e sismos excepcionais. Essas apenas precisam ser consideradas em alguns tipos de construção, onde não é possível anular ou mitigar os seus efeitos (FAKURY, 2016).

2.1.2. Estado Limite Último

O estado limite último (ELU) está associado à segurança estrutural da construção como um todo, de maneira que os esforços solicitantes devem estar sempre abaixo dos resistentes, sob risco de colapso, total ou parcial. As combinações que verificam esse estado limite são chamadas de combinações últimas.

Tais combinações podem ser classificadas em combinações últimas normais, especiais, de construção e excepcionais. Essas primeiras referem-se às cargas devido ao uso normal previsto da edificação. Já as especiais consideram ações variáveis de natureza ou intensidade especial, no qual os efeitos produzidos superam aqueles das combinações normais. Além disso, as combinações últimas de construção levam em conta a possibilidade do ELU ocorrer já na fase de construção, de modo que as cargas consideradas são apenas aquelas presentes na fase de construção. Por fim, as excepcionais decorrem de ações de baixíssima probabilidade de ocorrência e com efeitos catastróficos para a estrutura. Nas equações 2.1, 2.2 e 2.3 estão dispostas as combinações últimas: normal, especial e excepcionais, nessa ordem.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \times F_{gi,k}) + \gamma_{q1} \times F_{q1,k} + \sum_{j=2}^m (\gamma_{qj} \times \Psi_{0j} \times F_{qj,k}) \quad (2.1)$$

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \times F_{gi,k}) + \gamma_{q1} \times F_{q1,k} + \sum_{j=2}^m (\gamma_{qj} \times \Psi_{0j,ef} \times F_{qj,k}) \quad (2.2)$$

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \times F_{gi,k}) + F_{q,exc} + \sum_{j=2}^m (\gamma_{qj} \times \Psi_{0j,ef} \times F_{qj,k}) \quad (2.3)$$

onde, $F_{gi,k}$ são os valores característicos das ações permanentes, $F_{q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal, $F_{qj,k}$ são os valores característicos das ações variáveis secundárias e $F_{q,exc}$ é o valor da ação transitória especial.

No âmbito geral, todas as estruturas estão solicitadas por algumas ações permanentes e pelo menos uma variável. Na situação de haver uma única variável há apenas uma a combinação de ações. Por outro lado, quando existem várias ações variáveis solicitando uma estrutura é altamente improvável que todas estejam ocorrendo com seus valores máximos simultaneamente. Sendo assim, haverá tantas combinações de ações quantas ações variáveis, tomando-se sempre uma como ação

variável principal e minorando as restantes por um fator de redução Ψ_0 , conforme disposto na Tabela 2 da seção 4 da NBR 8800:2008.

Além disso, durante a combinação faz-se necessário majorar as ações participantes por fatores de ponderação para levar em conta incertezas envolvendo o modelo de cálculo utilizado, processo de fabricação, mau uso da estrutura, etc. Vale frisar que essas incertezas variam com o tipo de ação em questão. Por exemplo, as ações variáveis possuem fatores de ponderação maiores que as permanentes, e mesmo entre essas os valores variam. Todos os coeficientes de ponderação estão dispostos na Tabela 1 da seção 4 da NBR 8800:2008.

Assim, todos os esforços solicitantes e tensões resistentes não são valores absolutos, mas sim grandezas probabilísticas, de modo que sempre haverá a possibilidade de a estrutura não ser segura e haver o colapso. Entretanto, o método dos estados limites utiliza fatores de ponderação que tornam mínima a probabilidade do ELU ser atingido.

2.1.3. Estado Limite de Serviço

O estado limite de serviço (ELS) se refere à capacidade da estrutura de atender satisfatoriamente ao uso da edificação sem prejudicar sua aparência ou funcionalidade. De maneira geral, diz-se que o ELS está atendido quando os valores de deslocamento vertical gerados por uma combinação de serviço não ultrapassam os limites estabelecidos em norma. Tais limites estão dispostos na Tabela C.1 do Anexo C da NBR 8800:2008.

Para verificar o ELS são utilizadas as combinações de serviço. Essas se dividem em: combinações quase permanentes, frequentes e raras. As quase permanentes (equação 2.4) são aquelas que atuam durante grande parte da vida útil da estrutura e são utilizadas para verificar efeitos na aparência e de longa duração. Já as combinações frequentes (equação 2.5) são as que se repetem muitas vezes durante o período de vida útil, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos. São utilizadas para verificar efeitos reversíveis, ou seja, que não danificam permanentemente as estruturas ou outros elementos construtivos. Finalmente, têm-se as combinações raras de serviço (equação 2.6), as quais atuam apenas durante algumas horas em toda a vida útil da estrutura. Estas são usadas para se verificar efeitos irreversíveis nas construções, isto é, danosos.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{gi,k}) + \sum_{j=2}^m (\psi_{2j} \times F_{qj,k}) \quad (2.4)$$

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{gi,k}) + \psi_1 \times F_{q1,k} + \sum_{j=2}^m (\psi_{2j} \times F_{qj,k}) \quad (2.5)$$

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{gi,k}) + F_{q1,k} + \sum_{j=2}^m (\psi_{1j} \times F_{qj,k}) \quad (2.6)$$

Adicionalmente, note que os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 , presentes nas equações acima, estão dispostos na Tabela 2 da seção 4 da NBR 8800:2008.

2.2. Dimensionamento de vigas de aço sob flexão simples

2.2.1. Flambagem local do perfil de aço

Um dos estados limites últimos que podem ser atingidos é a flambagem local dos componentes do perfil de aço que compõe a peça estrutural. Quando o perfil está sendo solicitado por um momento fletor deve-se analisar a possibilidade da mesa comprimida (FLM) ou a alma parcialmente comprimida (FLA) flambarem. Tal situação está ilustrada na Figura 2.1. Deve-se, portanto, determinar o valor do momento resistente nominal para o estado limite de flambagem local.

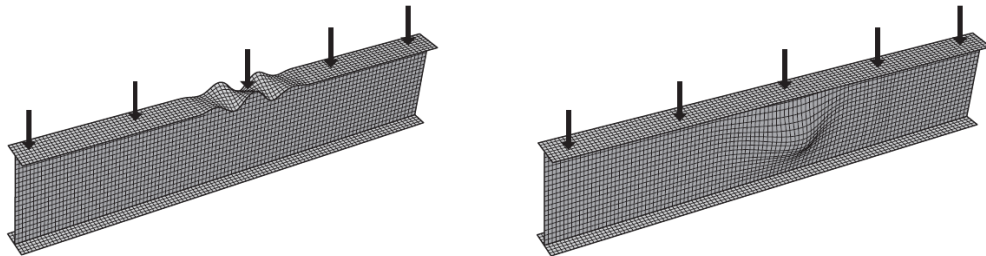


Figura 2.1: Flambagem local da mesa e da alma, respectivamente (Fonte: Fakury, 2016)

Esse momento resistente depende do parâmetro de esbeltez do componente da seção transversal em questão, calculado conforme a equação 2.7.

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (2.7)$$

onde, b é a largura e t é a espessura do elemento de placa que compõe a seção transversal do perfil.

Tendo posse dos parâmetros de esbeltez, é realizada uma comparação desses com valores limites λ_p e λ_r , determinando-se assim como será calculado o momento resistente nominal. Conforme a NBR 8800:2008, λ_p é a simbologia para o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação e λ_r , ao início do escoamento.

Para o cálculo do FLM, o parâmetro de esbeltez é calculado com metade da largura da mesa e sua espessura. Caso esse valor seja inferior a λ_p , disposto na equação 2.8, a seção é considerada compacta e não há flambagem local, ou seja, a seção transversal irá trabalhar até a sua plastificação. Além disso, o momento resistente nominal será igual ao de plastificação (M_p), este disposto na equação 2.9.

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.8)$$

onde, E é o módulo de elasticidade do aço e f_y é a resistência ao escoamento do aço.

$$M_p = f_y \times Z \quad (2.9)$$

onde, Z é o módulo de resistência plástico.

Por outro lado, caso λ seja superior a λ_p mas menor que λ_r , dado pela equação 2.10, a flambagem local pode ocorrer em regime elastoplástico, de modo que o momento resistente crítico está disposto na equação 2.11.

$$\lambda_r = 0,83 \times \sqrt{\frac{E}{0,7 \times f_y}} \quad (2.10)$$

$$M_{cr} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad (2.11)$$

onde, M_{pl} é o momento de plastificação e M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento.

Cabe frisar que as formulações dispostas para λ_p e λ_r são válidas apenas para perfis de seções I ou H, fletidos em relação ao eixo de maior inércia.

Por fim, caso λ seja maior que λ_r há uma situação em que pode ocorrer flambagem local em regime elástico. O momento resistente nominal pode ser obtido, então, pela equação 2.12. A Figura 2.2 ilustra graficamente as possíveis situações quanto o FLM.

$$M_n = \frac{0,69 \times E}{\lambda^2} \times W_x \quad (2.12)$$

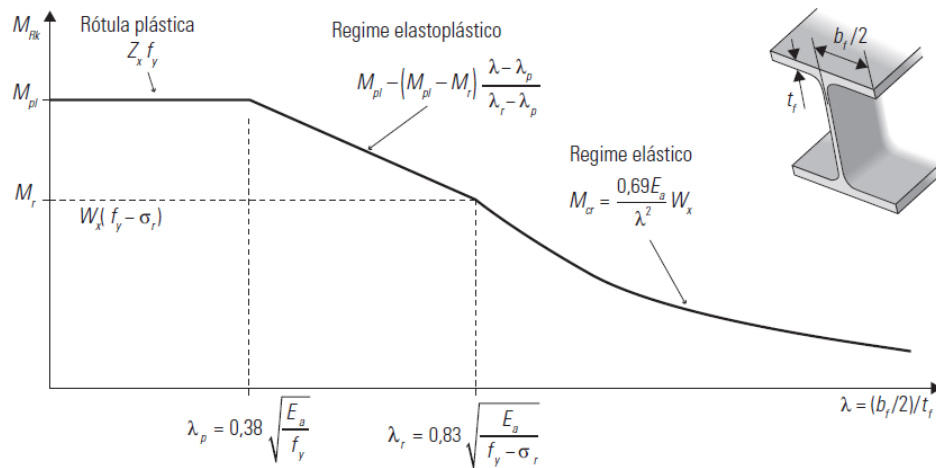


Figura 2.2: Momento fletor resistente nominal para o FLM de perfis I laminados (Fonte: Fakury, 2016)

Já para a FLA de um perfil I, fletido quanto ao eixo de maior inércia, o parâmetro de esbeltez é calculado pela relação entre a altura da parte plana e a espessura da alma. O processo de dimensionamento é realizado de maneira análoga à situação de FLM, porém com outros valores limites λ_p e λ_r , os quais estão dispostos pela equação 2.13 e equação 2.14.

Entretanto, vale ressaltar que durante a análise deste estado limite não é necessário incluir as tensões residuais, diferindo, assim, do FLM. Vale frisar ainda que caso λ supere o valor de λ_r pode acontecer a flambagem local em regime elástico. Entretanto, essa situação é rara de acontecer na prática, sendo a viga chamada de esbelta, e precisa ser dimensionada por um método específico. Nas outras duas situações os momentos resistentes nominais são calculados da mesma maneira que para a FLM. A Figura 2.3 ilustra as situações de dimensionamento para a FLA.

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_r = 5,70 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.14)$$

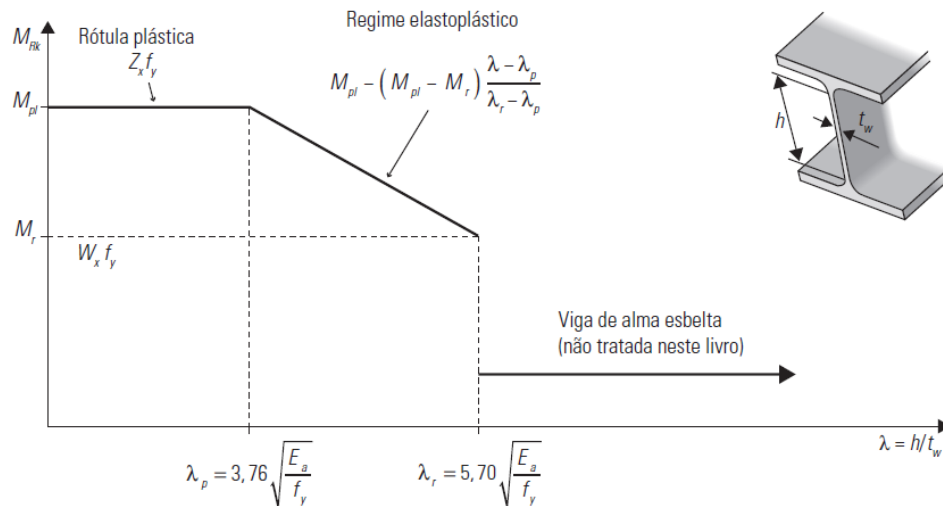


Figura 2.3: Momento fletor resistente para o FLA de perfis laminados (Fakury, 2016)

2.2.2. Flambagem lateral com torção do perfil metálico

O estado limite de flambagem lateral com torção (FLT) é caracterizado como uma situação de instabilidade da peça estrutural no qual a curvatura e a torção vão aumentando gradativamente até o colapso. Isso ocorre porque a parte comprimida da seção tende a se deslocar cada vez mais e a parte tracionada tenta limitar esse movimento. O fenômeno está ilustrado na Figura 24.

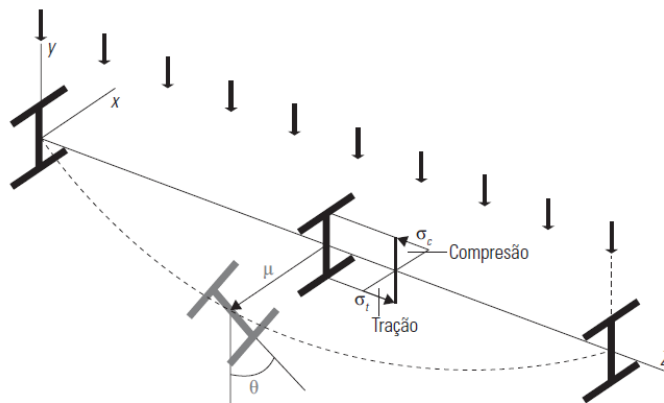


Figura 2.4: Flambagem lateral com torção de uma viga I (Fonte: Fakury, 2016)

Além disso, essa situação é proporcionada pelo comprimento destravado da peça (L_b). Esse comprimento é aquele situado entre duas seções com contenção lateral, isto é, impedidas de flambarem, ou entre uma seção contida lateralmente e outra livre. Assim, analisando a maneira como o fenômeno ocorre, sabe-se que quanto maior o valor de L_b menor é a capacidade resistente que a viga possui em relação à FLT.

Vale frisar ainda que nos trechos onde há contenção lateral contínua o comprimento destravado é nulo. Esse tipo de contenção ocorre, normalmente, devido a uma laje de concreto fixada mecanicamente à mesa superior da viga de aço. Essa situação é recorrente nas vigas mistas, após a cura do concreto, onde a ligação mecânica entre a peça de aço e a laje de concreto é feita por meio de conectores de cisalhamento, posicionados com espaçamento limitado. Ademais, a utilização de lajes mistas *Steel Deck* também proporciona esse tipo de contenção, mesmo antes da cura do concreto. Esse tipo de contenção está esquematizado na Figura 2.5. Fica explícito que nessa situação não há possibilidade de ocorrência da FLT.

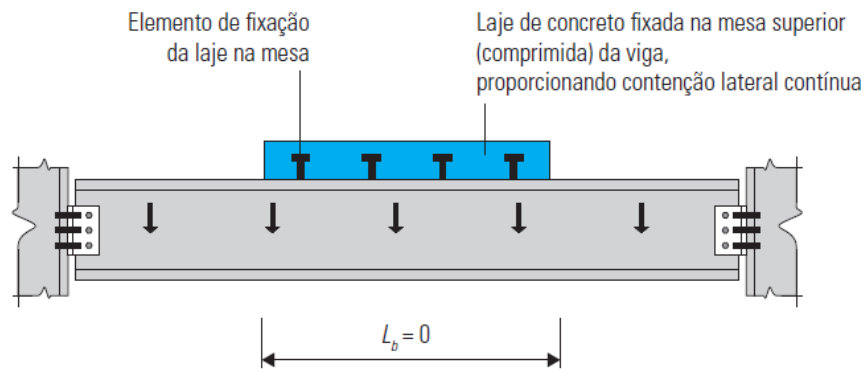


Figura 2.5: Viga com contenção lateral contínua (Fonte: Fakury, 2016)

De maneira semelhante ao processo de dimensionamento realizado para a flambagem local, deve-se determinar o parâmetro de esbeltez para a flambagem lateral com torção (λ) e compará-lo aos valores limites λ_p e λ_r . O parâmetro de esbeltez é obtido pela relação entre o comprimento destravado da viga L_b e o raio de giração desta em relação ao eixo y . Além disso, a equação 2.15 e a equação 2.16 dispõem esses valores limites.

$$\lambda_p = 1,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.15)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \times \sqrt{I_y \times J}}{r_y \times J \times \beta_1} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times C_w \times \beta_1^2}{I_y}}} \quad (2.16)$$

onde, I_y é o momento de inércia em relação ao eixo y , J é a constante de torção, r_y é o raio de giração em relação ao eixo y , β_1 é um coeficiente dado pela equação 2.17 e C_w é a constante de empenamento.

$$\beta_1 = \frac{0,7 \times f_y \times W_x}{E \times J} \quad (2.17)$$

onde, W_x é a resistência elástica em relação ao eixo x.

Caso λ seja inferior a λ_p , a viga é denominada de curta e não sofre FLT. Nesse caso, a seção atinge a plastificação completa e o momento resistente de projeto é o plástico minorado pelo fator de ponderação.

Por outro lado, caso λ seja superior a λ_r a peça é chamada de viga longa e a flambagem lateral com torção ocorre no regime elástico. Nesse caso, deve-se calcular o chamado momento crítico, que necessariamente deve ser menor que o plástico. O momento crítico está mostrado na equação 2.18 e este ponderado é o resistente de projeto.

$$M_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E \times I_y}{L_b^2} \times \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \times \left(1 + 0,039 \times \frac{J \times L_b^2}{C_w}\right)} \quad (2.18)$$

onde, C_b é o fator de modificação para o diagrama de momento fletor não uniforme.

Esse fator C_b é responsável por considerar a variação de momento fletor ao longo do comprimento destravado analisado e é calculado a partir da equação 2.19 e está ilustrado na Figura 2.6.

$$C_b = \frac{12,5 \times |M_{m\acute{a}x}|}{2,5|M_{m\acute{a}x}| + 3|M_a| + 4|M_b| + 3|M_c|} \leq 3,0 \quad (2.19)$$

onde, $M_{m\acute{a}x}$ se refere ao momento fletor de valor máximo na viga, M_a é o momento fletor que ocorre a um quarto de L_b , medido a partir da extremidade esquerda, M_b é o momento fletor na seção central do comprimento destravado e M_c é o momento fletor que ocorre a três quartos de L_b , medido a partir da extremidade esquerda.

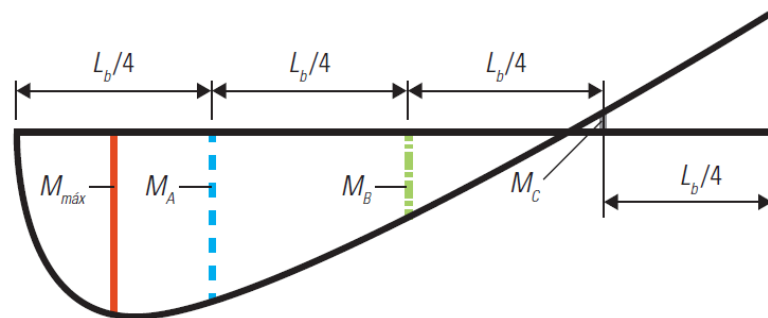


Figura 2.6: Valores para o cálculo de C_b (Fonte: Fakury, 2016)

Finalmente, caso λ seja superior a λ_p e inferior a λ_r diz-se que a viga é intermediária e a FLT ocorre em regime elastoplástico. Neste caso, momento resistente de projeto é dado pela equação 2.20 e deve ser menor que o momento plástico. Na Figura 2.7 está ilustrada a relação entre o momento resistente e a esbeltez da peça para as diferentes situações de cálculo.

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \times \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (2.20)$$

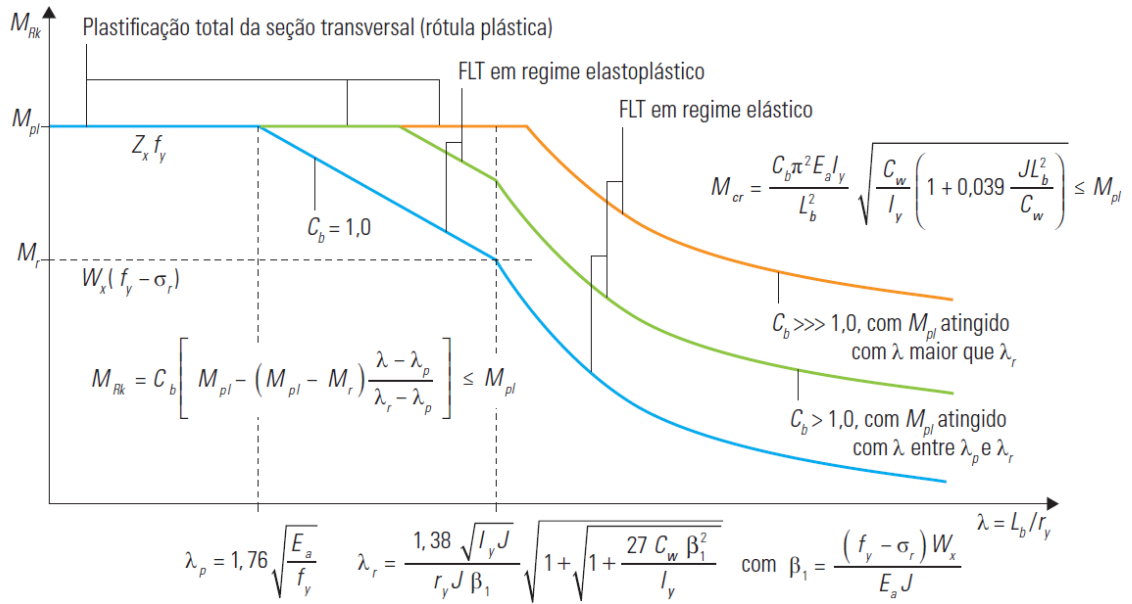


Figura 2.7: Momento fletor resistente nominal para FLT de perfis I (Fonte: Fakury, 2016)

2.2.3. Força cortante resistente de cálculo

Para o dimensionamento da seção de aço quanto ao esforço cortante, a norma brasileira preconiza a consideração conservadora de que apenas a alma do perfil resiste a essa sollicitação. Dessa forma, sabendo que no presente trabalho apenas serão utilizados perfis I fletidos em relação ao eixo perpendicular a alma, tem-se três possíveis situações, em função da esbeltez da alma, dispostas nas equação 2.21, equação 2.22 e equação 2.23.

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.21)$$

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \rightarrow V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \times \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.22)$$

$$\lambda_r \leq \lambda \rightarrow V_{Rd} = 1,24 \times \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \times \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.23)$$

onde, λ é o parâmetro de esbeltez da alma, definido como a relação entre a altura e a espessura da alma, sendo essa primeira tomada como a distância entre as faces internas das mesas menos os raios de concordância; λ_p e λ_r estão explicitados nas equação 2.24 e 2.25; V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo; V_{pl} é a força cortante no momento da plastificação da alma por cisalhamento, dada pela equação 2.26; γ_{a1} é o fator de ponderação do aço estrutural, tomado como 1,1.

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}} \quad (2.24)$$

$$\lambda_r = 1,37 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}} \quad (2.25)$$

$$V_{pl} = 0,60 \times A_w \times f_y \quad (2.26)$$

sendo, k_v é o coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento e considera a presença e posicionamento de enrijecedores transversais, cujos possíveis valores estão explicitados na equação 2.27; e A_w é a área efetiva de cisalhamento, tomada como o produto entre a altura total da seção transversal e a espessura da alma.

$$k_v = \begin{cases} 5,0; \text{ sem enrijecedores transversais, } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou } \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{(h/t_w)} \right)^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2}; \text{ para os outros casos} \end{cases} \quad (2.27)$$

onde, a é a distância entre enrijecedores; e h é a altura da alma do perfil metálico.

Para ilustrar a influência da esbeltez da alma na resistência final da peça estrutural dispõe-se a Figura 2.8.

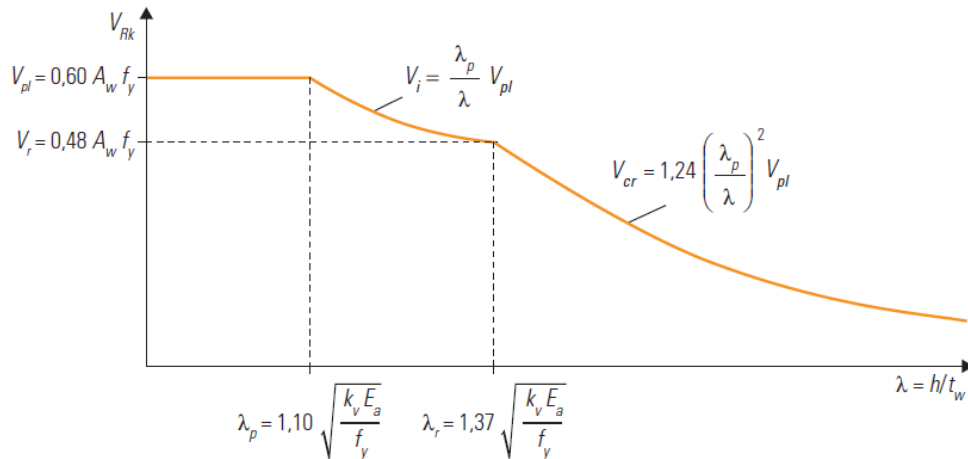


Figura 2.8: Força cortante resistente em função da esbeltez da alma (Fonte: Fakury, 2016)

Vale frisar, ainda, que na situação cotidiana a utilização de enrijecedores transversais para combater o esforço cortante não é o mais comum, visto que, via de regra, a solicitação que mais influencia o dimensionamento é o momento fletor.

2.3. Dimensionamento das vigas mistas com laje maciça

O dimensionamento das peças estruturais chamadas vigas mistas se dá em duas situações diferentes: antes da cura e após a cura do concreto. A fase antes da cura, isto é, antes do concreto adquirir resistência suficiente para contribuir com a inércia da peça, compreende o início do período de construção. Nesse caso, são consideradas para a análise estrutural apenas os carregamentos atuantes durante a construção da estrutura, de modo que o perfil de aço resiste isoladamente. Logo, o processo de dimensionamento se dá conforme o explicitado no item 2.2 do presente trabalho.

Por outro lado, é após o endurecimento do concreto que começa a existir interação entre este e o perfil de aço, de modo que ambos contribuem para a resistência total da peça. Nessa conjuntura, devem ser consideradas as cargas de utilização da edificação e, além das verificações realizadas anteriormente, também se faz necessário verificar a resistência da peça como viga mista. Isto está disposto nos subitens a seguir.

2.3.1. Largura Efetiva

Uma viga mista é aquela em que a peça metálica resiste aos esforços em conjunto com a laje de concreto, havendo assim uma interação entre esses diferentes materiais. Sendo assim, faz-se necessária determinar qual a largura de laje que contribui para a resistência da viga como um todo. Essa largura efetiva é igual ao menor valor, de cada lado da linha de centro da viga: $1/8$ do vão da viga mista; metade da distância entre a linha de centro da viga em análise e a adjacente; e, para o caso de viga de extremidade, verificar ainda o valor da distância entre a linha de centro da viga e a borda de uma laje.

No caso das vigas contínuas, utilizam-se as distâncias entre momentos nulos, as quais podem ser simplificadas para: $4/5$ da distância entre apoios, para os vãos externos; $7/10$ da distância entre apoios, para os vãos internos; e $1/4$ da soma dos vãos adjacentes para as regiões de momento negativo. Tal simplificação está ilustrada na Figura 2.9.

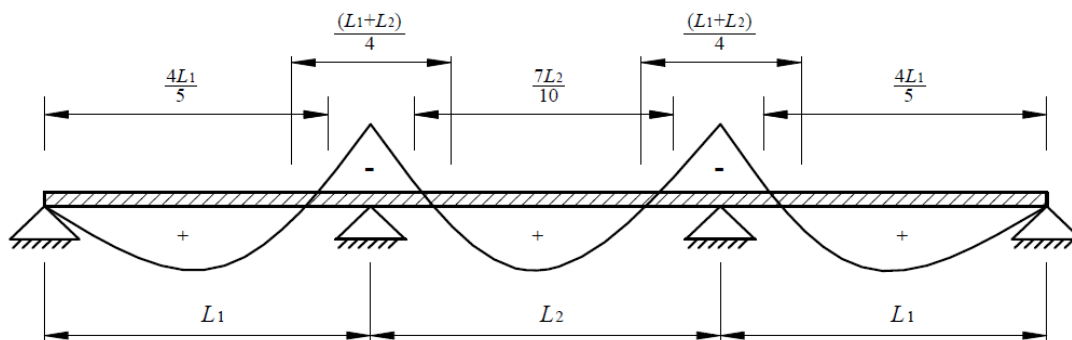
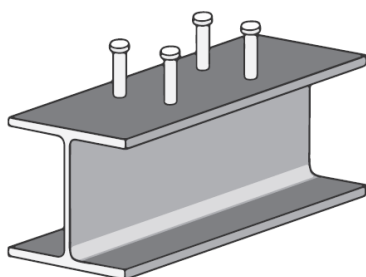


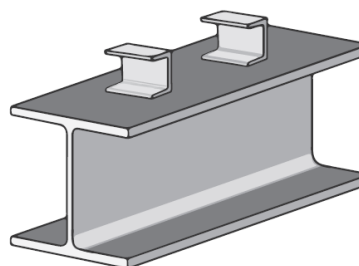
Figura 2.9: Distâncias simplificadas entre pontos de momentos nulos (Fonte: NBR 8800:2008)

2.3.2. Dimensionamento dos conectores de cisalhamento

Dentre os possíveis tipos de conectores de cisalhamento a norma brasileira preconiza apenas a adoção do tipo pino com cabeça e dos perfis U. No entanto, estes últimos apenas podem ser utilizados em conjunto com lajes maciças de concreto. Por isso, e devido ao seu difundido uso e sua facilidade de aplicação prática, o presente trabalho irá apenas discorrer sobre o conector pino com cabeça, o chamado *Stud Bolt*.



(a) Pino com cabeça (*stud bolt*)



(b) Perfil U laminado ou formado a frio

Figura 2.10: Tipos de conector de cisalhamento (Fonte: Fakury, 2016)

A utilização dos *Stud Bolts* na interação entre a laje de concreto e o perfil de aço acarreta a possibilidade de ocorrência de dois estados-limites últimos: ruína do concreto por esmagamento e ruptura do conector por tração, conforme ilustrado na Figura 2.11.

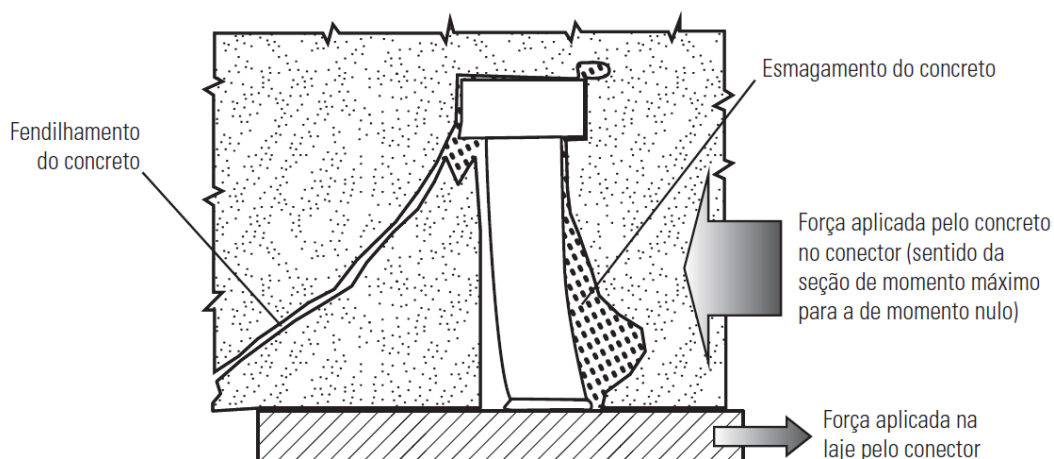


Figura 2.11: Efeitos no concreto devido a deformação do conector (Fonte: Fakury, 2016)

Tendo em vista os possíveis estados-limites, tem-se que a força horizontal resistente de cálculo do conector está disposta na equação 2.28.

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \times \frac{A_{cs} \times \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g \times R_p \times A_{cs} \times f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (2.28)$$

onde, A_{cs} é a área da seção transversal do conector; E_c é o módulo de elasticidade do concreto; γ_{cs} é o coeficiente de ponderação do conector, sendo este igual a 1,25 para as combinações últimas de ações normais, especiais e de construção; R_g é um coeficiente para considerar o efeito da atuação de grupos de conectores, conforme disposto na Figura 2.12; R_p é um coeficiente que considera a posição do conector, cujo valor varia como mostrado na Figura 2.13; e f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector.

Vale frisar que o espaçamento normativo entre conectores não pode ultrapassar oito vezes da espessura da laje nem 915 mm, caso a laje possua forma de aço incorporada. Ademais, o espaçamento também não deve ser inferior a seis vezes o diâmetro do conector, ou quatro vezes para laje com forma de aço incorporada.

Figura 2.12: Valores do coeficiente de efeito de grupo, R_g (Fonte: Fakury, 2016)

R_g	Situação
1,00	Um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.
	Qualquer número de conectores na seção transversal soldados diretamente no perfil de aço.
	Qualquer número de conectores na seção transversal soldados através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço com relação b_f/h_f igual ou superior a 1,5, onde b_f é a largura média e h_f é a altura da nervura (para b_f e h_f , ver Figura 13.10).
0,85	Dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.
	Um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço com relação b_f/h_f inferior a 1,5.
0,70	Três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

Figura 2.13: Valores do coeficiente de posição, R_p (Fonte: Fakury, 2016)

R_p	Situação
1,00	Conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos metade da largura da mesa em contato direto com o concreto.
0,75	Conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 mm, onde e_{mh} é a distância da alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura, à face do fuste do conector, no sentido da seção de momento máximo para a seção de momento nulo, conforme a Figura 13.10.
	Conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço.
0,60	Conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 mm.

2.3.3. Momento fletor resistente em regiões de momento positivo

Primeiramente, é necessário verificar se a seção do perfil de aço atende à equação 2.29. Caso a inequação seja verdadeira, diz-se que a viga é compacta e pode ser dimensionada utilizando as propriedades plásticas da seção mista. Caso contrário, devem ser consideradas as propriedades elásticas para realizar o dimensionamento. No presente trabalho apenas utilizaram-se vigas compactas.

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \times \sqrt{E/f_y} \quad (2.29)$$

onde, h é a altura da alma, t_w é a espessura da alma, E é o módulo de elasticidade e f_y é a tensão de escoamento do aço.

Para o dimensionamento das vigas mistas foi considerada a interação parcial entre o concreto e o perfil metálico. Sendo assim, a NBR 8800:2008 prevê na alínea c do item O.2.3.1.1.1 do anexo O as relações dispostas na equação 2.30 e na 2.31.

$$\sum Q_{Rd} < A_a \times f_{yd} \quad (2.30)$$

$$\sum Q_{Rd} < 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c \quad (2.31)$$

onde, A_a é a área do perfil de aço; f_{yd} é a resistência de projeto do aço ao escoamento do aço; f_{cd} é a resistência de projeto à compressão do concreto; b é a largura efetiva de concreto determinada no item 1.3.1; t_c é a altura da laje de concreto; e $\sum Q_{Rd}$ é o somatório das força resistentes de cálculo dos conectores de cisalhamento situados entre as seções de momento positivo máximo e nulo.

Outrossim, para ser considerada uma interação parcial o grau de interação η_i não pode ser inferior ao calculado pela equação 2.29, para perfis de aço com mesas de áreas iguais. Esse grau de interação, ainda, é calculado pela equação 2.32.

$$\eta_i = 1 - \frac{E}{578 \times f_y} (0,75 - 0,03 \times L_e) \geq 0,40 \quad (2.32)$$

onde, L_e é a distância entre pontos de momento nulo. Nas vigas contínuas esse valor é igual ao disposto em 1.3.1.

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (2.33)$$

onde, F_{hd} é a força de cisalhamento de cálculo entre o perfil de aço e a laje. Esse valor é igual ao menor entre os dois mostrados na equação 2.34.

$$F_{hd} \leq \begin{cases} A_a \times f_{yd} \\ 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c \end{cases} \quad (2.34)$$

Dessa maneira, tem-se que:

$$C_{cd} = \sum Q_{Rd} \quad (2.35)$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a \times f_{yd} - C_{cd}) \quad (2.36)$$

$$T_{ad} = C_{ad} + C_{cd} \quad (2.37)$$

$$y_p = t_f + h_w \frac{(C_{ad} - A_{af} \times f_{yd})}{A_{aw} \times f_{yd}} \quad (2.38)$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \times f_{cd} \times b} \quad (2.39)$$

onde, C_{cd} é força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto; C_{ad} é a força resistente da região comprimida do perfil de aço; T_{ad} é a força resistente da região tracionada do perfil de aço; y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço; t_f é a espessura da mesa superior do perfil de aço; A_{af} é a área da mesa superior do perfil de aço; A_{aw} é a área da alma

do perfil de aço; e a é a espessura considerada efetiva da região comprimida na laje. Os valores obtidos nessas equações estão ilustrados na Figura 2.14.

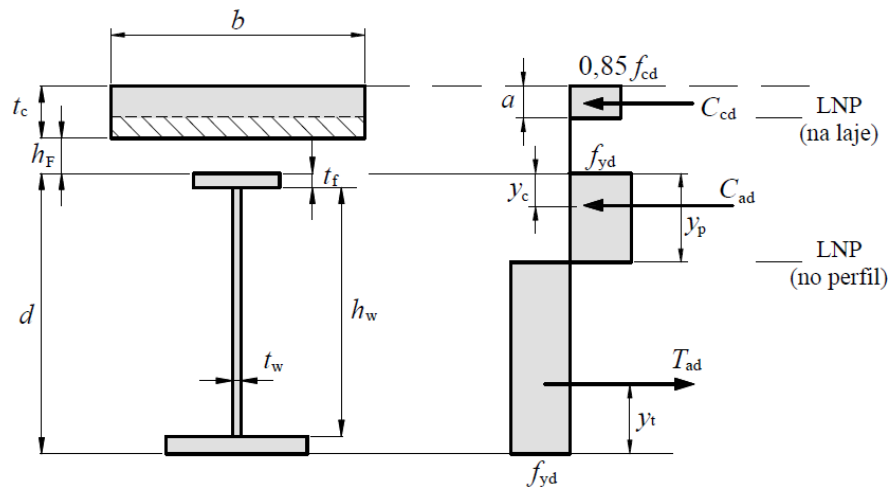


Figura 2.14: Distribuição de tensões em vigas mistas compactas sob momento fletor positivo com interação parcial (Fonte: NBR 8800:2008)

Finalmente, utilizam-se esses valores para calcular o momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} , conforme a equação 2.40.

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd}\left(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t\right) \quad (2.40)$$

onde, d é a altura total do perfil de aço; y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil até a face inferior deste; y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil até a face superior deste; e h_f é a espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura das nervuras da laje com forma de aço incorporada (igual a 0 para laje maciça).

2.3.4. Momento fletor resistente em regiões de momento negativo

Nas situações de vigas contínuas ou semicontínuas, a seção transversal resistente na região de momento negativo é constituída apenas pelo perfil de aço e as barras de armadura longitudinal presentes na largura efetiva da laje maciça de concreto.

Além disso, nessa situação devem ser realizadas algumas verificações adicionais para evitar que a alma e a mesa do perfil de aço não sofram flambagem local. Essas verificações estão descritas em equação 2.41 e equação 2.42. É importante ressaltar, ainda, que a NBR 8800:2008 apenas abrange o dimensionamento de vigas mistas em regiões de momento negativo para vigas compactas.

$$b_f / t_f \leq 0,38 \times \sqrt{E / f_y} \quad (2.41)$$

$$\frac{(2 \times h_c - 2 \times r)}{t_w} \leq 3,76 \times \sqrt{E / f_y} \quad (2.42)$$

onde, b_f e t_f são a largura e a espessura da mesa do perfil metálico, h_c é a altura comprimida da alma e r é o raio de concordância entre a alma e a mesa de perfis laminados.

Ademais, toma-se a força resistente de tração de cálculo (T_{ds}) nas barras de aço da armadura longitudinal da laje maciça conforme a equação 2.43.

$$F_{ser} T_{ds} = A_{sl} \times f_{sd} \quad (2.43)$$

onde, A_{sl} é a armadura longitudinal da laje de concreto dentro da largura efetiva e f_{sd} é a resistência de cálculo ao escoamento da armadura.

Dessa maneira, o momento resistente de cálculo está disposto na equação 2.44.

$$M_{Rd} = T_{ds} \times d_3 + A_{at} \times f_{yd} \times d_4 + A_{ac} \times f_{yd} \times d_5 \quad (2.44)$$

onde, A_{at} e A_{ac} são as áreas tracionada e comprimida do perfil de aço, d_3 é a distância entre o centro geométrico da armadura longitudinal e a linha neutra do perfil (LNP), d_4 é a distância entre o centro geométrico da área tracionada do perfil e a LNP e d_5 é a distância entre o centro geométrico da área comprimida do perfil e a LNP. Essa situação está ilustrada na Figura 2.15.

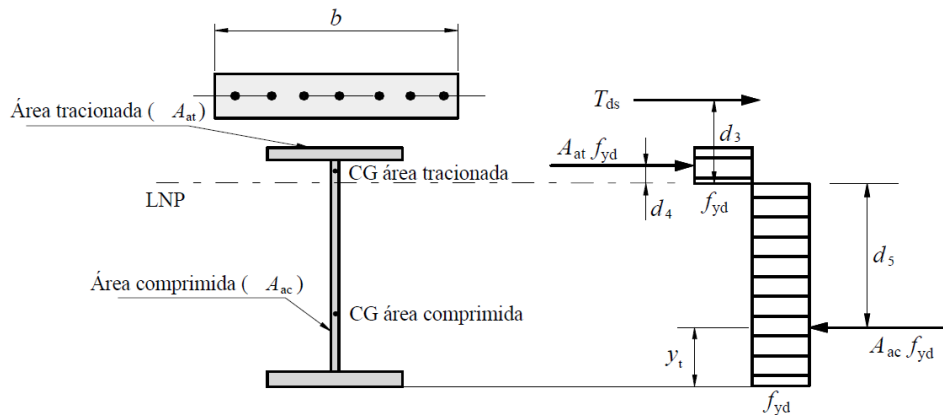


Figura 2.15: Distribuição de tensão para o momento fletor negativo (Fonte: NBR 8800:2008)

2.3.5. Resistência à força cortante

Para a determinação da resistência da viga mista ao esforço cortante a norma brasileira NBR 8800:2008 recomenda que seja desprezada a resistência que o concreto possui para combater essa solicitação. Logo, apenas a resistência do perfil de aço é considerada, de modo que a equação 2.45 seja sempre respeitada.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (2.45)$$

onde, V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo; e V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo.

2.3.6. Verificação dos deslocamentos excessivos

De maneira semelhante ao processo de dimensionamento da viga mista ao momento fletor, a determinação dos deslocamentos verticais devido aos carregamentos de projeto se dá em dois momentos: antes e depois da cura do concreto da laje.

Antes do endurecimento do concreto apenas o perfil de aço resiste aos esforços solicitantes, de modo que este irá sofrer deformação plástica sob a ação das cargas de construção. O momento de inércia dessa etapa é o da viga de aço isolada.

Por outro lado, após o concreto da laje ter adquirido resistência tem-se a situação de viga mista, em que tanto o perfil de aço quanto a largura efetiva da laje contribuem para a resistência da peça como um todo. Sendo assim, a fim de se determinar os deslocamentos, faz-se necessário calcular o momento de inércia efetivo dessa viga, I_{ef} , conforme o disposto na equação 2.46.

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta_i} \times (I_{tr} - I_a) \quad (2.46)$$

onde, η_i é o grau de interação; I_a é o momento de inércia do perfil de aço isolado; e I_{tr} é o momento de inércia da seção homogeneizada da viga mista, explicitado na equação 2.47.

$$I_{tr} = I_a + A_a \times (y_{tr,i} - y_{a,i})^2 + \frac{b_{tr} \times a^3}{12} + A_{c,tr} \times (d + h_f + t_c - \frac{a}{2} - y_{tr,i})^2 \quad (2.47)$$

onde, $y_{tr,i}$ é a posição da linha neutra da viga mista em relação à superfície da mesa inferior do perfil de aço, dada pela Figura 2.16.

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} \quad (2.48)$$

; $y_{a,i}$ é a posição do eixo de inércia do perfil de aço em relação à superfície da mesa inferior; b_{tr} é a largura efetiva homogeneizada da laje de concreto, disposta na

equação 2.48; a é a altura comprimida do concreto da laje, equivalente ao mostrado na equação 2.49; e $A_{c,tr}$ é a área da seção homogeneizada da laje. Esses valores estão ilustrados na Figura 2.16.

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} \quad (2.48)$$

onde, b é a largura efetiva da laje de concreto, discorrida sobre no item 1.3.1; e α_E é a razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente.

$$a = d + h_f + t_c - y_{tr,i} \leq t_c \quad (2.49)$$

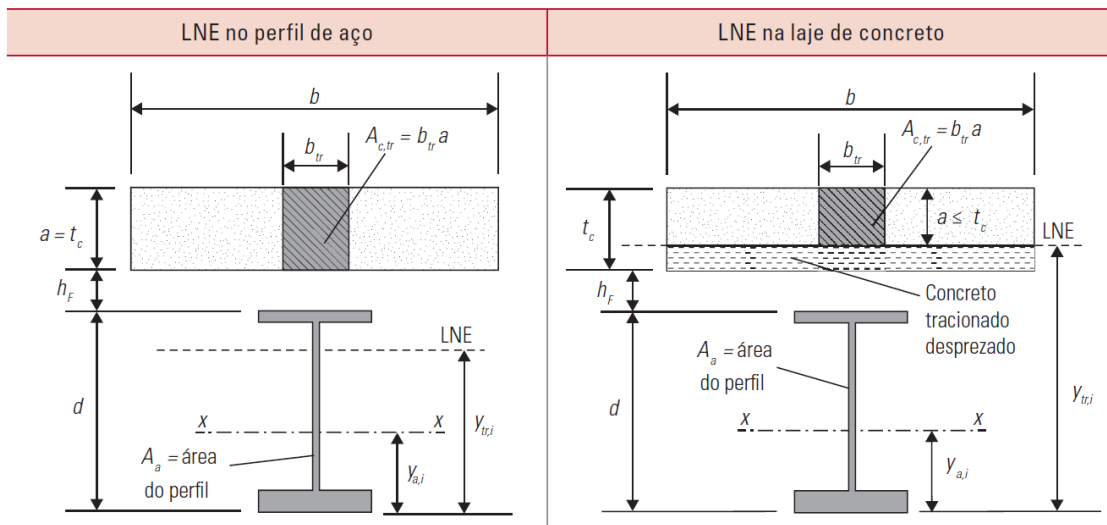


Figura 2.16: Propriedades geométricas da seção homogeneizada (Fonte: Fakury, 2016)

2.3.7. Armadura de costura

Sabe-se que devido ao próprio mecanismo de funcionamento das vigas mistas o conector de cisalhamento transfere esforços horizontais para a laje de concreto, provocando cisalhamento. Esse esforço gera tensões de tração no concreto na direção transversal à viga, de modo que se faz necessário o posicionamento de barras de aço a fim de se evitar a abertura de fissuras (ruptura da laje). A Figura 2.17 ilustra a situação descrita.

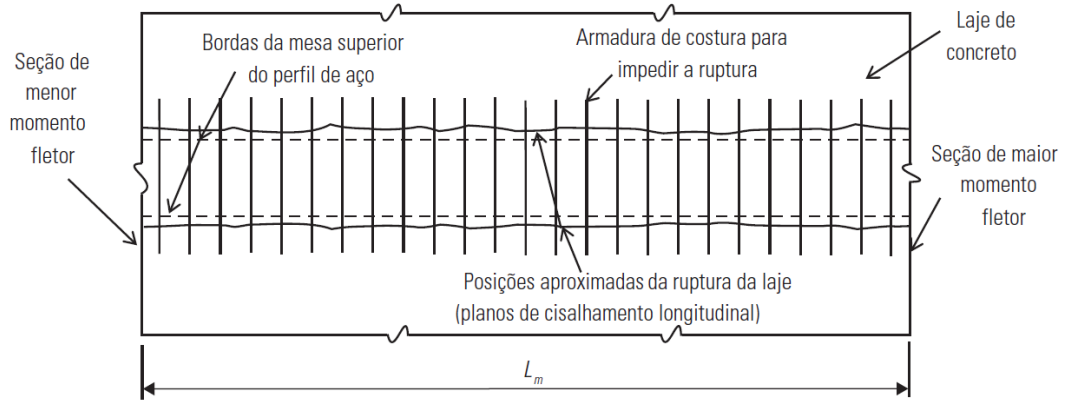


Figura 2.17: Posições de fissuração da laje e armadura de costura (Fonte: Fakury, 2016)

Além disso, para que seja evitada essa ruptura é imprescindível que os esforços solicitantes sejam menores que os resistentes, conforme descrito na equação 2.50.

$$H_{v,Sd} \leq H_{v,Rd} \quad (2.50)$$

onde, $H_{v,Sd}$ é a força de cisalhamento solicitante de cálculo, por unidade de comprimento; e $H_{v,Rd}$ é a força de cisalhamento resistente de cálculo, por unidade de comprimento.

Assim, tem-se que $H_{v,Sd}$ é, simplificada, igual à soma das forças cortantes solicitantes de cálculo nos n_m conectores situados no comprimento L_m , conforme a equação 2.51.

$$H_{v,Sd} = \frac{\left(\frac{n_m \times \eta_i \times F_{hd}}{n} \right) \times \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2} \right)}{L_m} \quad (2.51)$$

onde, n é o número total de conectores entre a seção de momento máximo e nulo; $\eta_i \times F_{hd}$ é a força horizontal atuante nesses conectores; b_1 é a largura efetiva da laje onde se está verificando a ruptura por cisalhamento; e b_2 é a largura efetiva da laje do lado oposto a b_1 .

Por outro lado, a força resistente de cálculo $H_{v,Rd}$ por unidade de comprimento para cada plano de cisalhamento é constituída pela soma das forças resistentes do concreto ao cisalhamento, da armadura de costura e da forma de aço, no caso de lajes mistas. A equação 2.52 explicita do cálculo descrito.

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \times A_{cv} \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \times \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \times \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \\ 0,2 \times A_{cv} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 0,6 \times A_F \times \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \end{cases} \quad (2.52)$$

onde, A_{cv} é a área de ruptura do concreto por unidade de comprimento; $f_{ctk,inf}$ é igual a $0,21f_{ck}^{2/3}$; A_s é a área da armadura transversal disponível na laje, por unidade de comprimento; A_F é a área da forma de aço no plano de cisalhamento por unidade de cisalhamento; f_{ys} , f_{yF} e f_{ck} são, respectivamente, as resistências ao escoamento dos aços da armadura e da forma e a resistência à compressão do concreto; e γ_c , γ_s e γ_a são os coeficientes de ponderação da resistência do concreto, do aço da armadura e do aço estrutural, respectivamente.

Ademais, é recomendado que as barras da armadura de costura não ultrapassem um diâmetro maior que 1/8 da altura da laje e tenha, no mínimo, comprimento de ancoragem igual ao disposto na equação 2.53, medido a partir do eixo da viga.

$$l_b = \frac{\left(\frac{n_m \times \eta_i \times F_{hd}}{n}\right) \times \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{0,85 \times f_{cd} \times t_c} + l'_b \quad (2.53)$$

com

$$l'_b = \frac{\phi}{4} \left(\frac{\frac{f_{ys}}{\gamma_s}}{1,575 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}} \right) \geq \begin{cases} 10 \times \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.54)$$

onde, ϕ é o diâmetro das barras da armadura, em milímetros.

A Figura 2.18 demonstra o posicionamento da armadura transversal (costura).

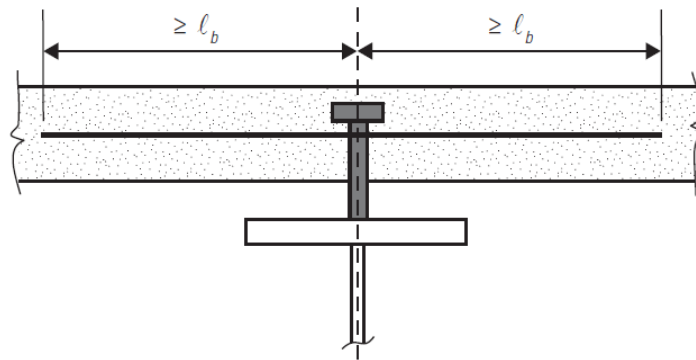


Figura 2.18: Ancoragem da armadura de costura (Fakury, 2016)

2.3.8. Ligação mista em vigas mistas

Sabe-se que a ocorrência de fissuração excessiva no concreto armado deve ser evitada caso se deseje garantir uma boa servicibilidade e vida útil à estrutura. Sendo assim, uma situação que proporciona a abertura de fissuras indesejáveis é a de vigas de lados opostos chegando num apoio, seja este um pilar ou uma viga secundária. Nesse caso, os momentos negativos das vigas, devido à continuidade destas, tendem a fissurar a laje de concreto. Por isso, faz-se necessária a colocação de barras de aço na laje de concreto que combatam essa situação, formando-se assim uma ligação mista.

Uma ligação é chamada de mista quando a laje de concreto auxilia na transmissão de momento fletor entre as peças estruturais, ou seja, tanto o aço quanto o concreto participam na transmissão de esforços entre elementos estruturais. Quando o momento fletor atuante é negativo a laje é tracionada, de modo que as barras de aço devem resistir à força solicitante criada. Esse tipo de ligação é comumente utilizado em vigas contínuas a fim de assegurar a continuidade de ambos os materiais nos apoios.

Os procedimentos realizados para o dimensionamento da ligação mista estão descritos no Anexo R da NBR 8800:2008 e serão aqui dispostos.

2.3.8.1. Comportamento dos componentes da ligação mista

A ligação mista é composta, basicamente, por três elementos: as barras de aço na laje de concreto, os conectores de cisalhamento e os elementos de ligação entre as peças de aço. Vale frisar que apenas a armadura dentro da largura efetiva da laje de concreto é considerada como componente da ligação. Sabendo que o dimensionamento dos conectores de cisalhamento está descrito em 1.3.1 e que o procedimento de cálculo das ligações metálicas não está dentro do escopo do presente trabalho, faz-se necessário apenas descrever a determinação da área de armadura tracionada.

O momento fletor resistente de cálculo das barras de aço está relacionado com o escoamento desse material, de forma que a equação 2.55 descreve essa situação. Dessa forma, conhecendo-se o momento fletor máximo solicitante ao qual a ligação estará submetida é possível calcular a área de aço necessária. Além disso, o comprimento de cada uma das barras de aço foi determinado a partir do diagrama de

momento fletor, de maneira que se colocou aço em toda a extensão de momento negativo, isto é, que traciona a parte superior da viga.

$$M_{Rd}^- = f_{sd} \times A_{sl} \times (d + y) \quad (2.55)$$

onde, M_{Rd}^- é o momento fletor resistente de cálculo; f_{sd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço utilizado nas barras; A_{sl} é a área total de armadura localizada dentro da largura efetiva da laje; d é a altura total do perfil de aço; e y é a distância do topo do perfil até o centro da armadura.

Normalmente, seria necessária a inserção na laje da quantidade de barras de aço calculada pela equação 2.51, a fim de se garantir a rigidez adequada de ligação mista. Entretanto, verificou-se que durante o dimensionamento das lajes já foram considerados os momentos negativos nas regiões de apoio, de modo que a própria armadura negativa assim calculada funciona como a armadura da ligação mista.

2.4. Dimensionamento das vigas mistas com laje mista

2.4.1. Considerações gerais das lajes mistas (*steel deck*)

Sabe-se que as chamadas lajes mistas, ou com formas de aço incorporadas, são elementos estruturais que substituem o uso das lajes maciças de concreto. Essas primeiras são constituídas por formas de aço nervuradas sobre as quais o concreto é colocado. A fim de assegurar a ligação entre esses dois materiais as formas são produzidas com moissas ou reentrâncias, aumentando assim a área superficial de contato. A Figura 2.19 ilustra esse elemento estrutural.

Vale ressaltar que a utilização das lajes *steel deck* apresenta várias vantagens quando comparadas com as soluções tradicionais, como a dispensa de escoramento e desforma e a facilidade de instalação *in loco*. Além disso, a adoção desse tipo de laje aumenta a velocidade de execução da obra de maneira considerável, de modo que há uma diminuição de alguns custos indiretos como aluguel de equipamentos e mão de obra. Indo de encontro a isso, tem-se que a escolha dessa solução estrutural acarreta algumas desvantagens, como a necessidade de maior número de vigas secundárias para apoio das formas de aço e a eventual necessidade estética de se utilizar forros.

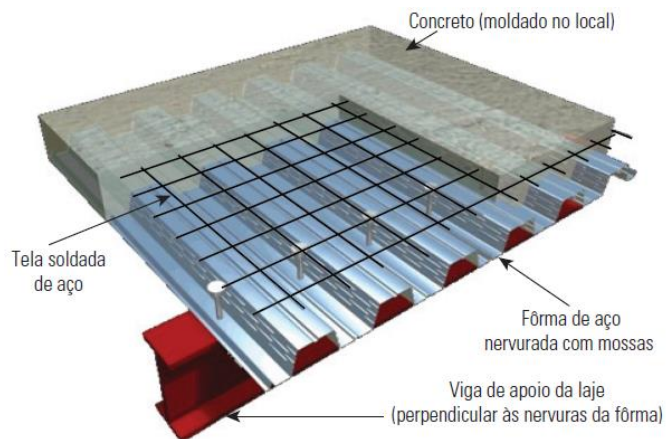


Figura 2.19: Laje mista Steel Deck (Fonte: Fakury, 2016)

Atualmente um dos principais fornecedores das formas de aço no mercado brasileiro é a Metform, que fabrica dois tipos de forma: a MF-50, com nervuras de altura nominal igual a 50 mm e largura útil de 915 mm; e a MF-75, com nervuras nominais de 75 mm e largura útil de 820 mm. Ambas são produzidas com aço galvanizado ASTM A653 grau 40, o qual possui uma resistência ao escoamento de 280 MPa, nas espessuras de 0,80, 0,95 e 1,25 mm. As duas geometrias disponíveis estão ilustradas nas Figura 2.20 e Figura 2.21.

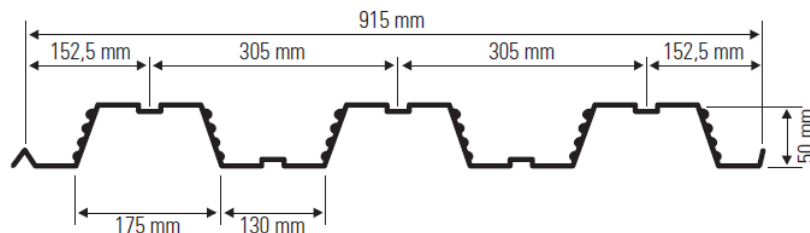


Figura 2.20: Dimensões da forma de aço MF-50 (Fonte: Adaptada de Fakury, 2016)

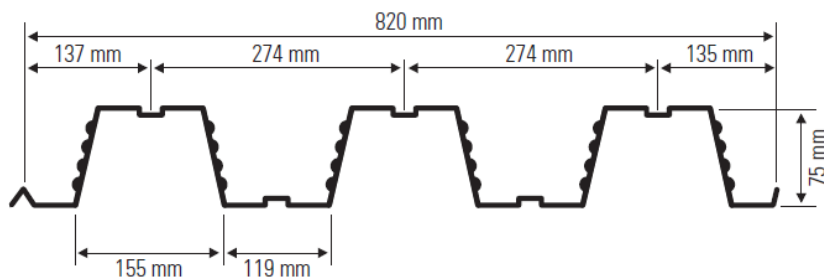


Figura 2.21: Dimensões da forma de aço MF-75 (Fonte: Adaptada de Fakury, 2016)

2.4.2. Dimensionamento das lajes mistas aos estados-limites últimos

De maneira semelhante ao dimensionamento descrito para as vigas mistas, o das lajes mistas é dividido em duas fases distintas: inicial e final.

A fase inicial corresponde ao período da construção, antes do concreto adquirir resistência. Nessa situação apenas a forma de aço galvanizado deve resistir aos esforços solicitantes, que usualmente são: o peso próprio dos elementos constituintes do sistema estrutural como o concreto fresco, as formas de aço, telas soldadas e a sobrecarga de construção. Durante o dimensionamento ao momento fletor, a sobrecarga de construção é substituída por um carregamento linear de valor igual a 2,2 kN/m, perpendicular à direção das nervuras e na posição mais desfavorável.

Por outro lado, a fase final equivale ao período de utilização da edificação, ou seja, o concreto já obteve resistência e contribui para o conjunto como um todo. Sendo assim, o sistema estrutural da laje mista resiste a todas as ações usuais de utilização da edificação em questão. Os estados-limites últimos a que a estrutura está sujeita são: formação de uma charneira plástica devido a ação do momento fletor; ruptura por cisalhamento vertical; e colapso por cisalhamento longitudinal, na direção das nervuras. Esses estados-limites estão esquematizados na Figura 2.22.

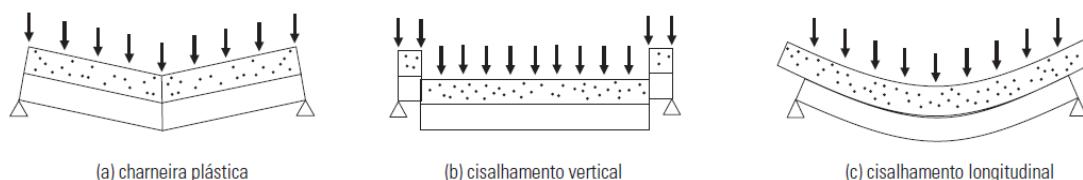


Figura 2.22: Estados-limites últimos durante a fase final (Fonte: Fakury, 2016)

Tanto para a fase inicial quanto para a final as verificações necessárias para realizar o dimensionamento são complexas, de modo que visando a praticidade os fabricantes fornecem tabelas de dimensionamento que permitem a realização desse processo sem maiores dificuldades.

2.4.3. Dimensionamento das vigas mistas

Esse dimensionamento é análogo ao descrito no item 2.3, exceto quanto a necessidade de se considerar a presença da laje *steel deck*, modificando assim alguns valores durante o cálculo e, conseqüentemente, o resultado final.

3. METODOLOGIA

Foram analisadas duas situações de pavimento tipo, chamados neste trabalho de “Caso 1” e “Caso 2” para três diferentes soluções estruturais de laje ou interação laje-viga. Essas soluções foram a de laje maciça de concreto armado sobre vigas de aço estrutural, sem interação laje-viga (Estrutura A); laje maciça de concreto armado sobre vigas de aço estrutural, com interação parcial laje-viga, constituindo viga mista (Estrutura B); laje mista de concreto com forma de aço incorporada (Steel Deck) sobre vigas de aço estrutural, com interação parcial laje-viga, constituindo viga mista (Estrutura C).

Para tais análises foram utilizadas as normas NBR 8800:2008 para as estruturas de aço e a NBR 6118:2014 para as estruturas de concreto. Adicionalmente, foram utilizados livros de dimensionamento estrutural para auxiliar na compreensão do assunto em pauta e aumentar o embasamento do presente trabalho. Com base nessas fontes foi realizada a pesquisa bibliográfica em que consiste o capítulo 2.

Em seguida, para realizar o dimensionamento das estruturas em estudo foi utilizado o *software* Microsoft Excel para o desenvolvimento de planilhas. Tal método foi escolhido por permitir assim uma maior rapidez dos cálculos e aumentar a automação do processo, reduzindo assim a chance de erros humanos.

Depois de finalizados os dimensionamentos das estruturas, foram criadas novas planilhas no Excel, agora para calcular o custo de cada uma das estruturas e comparar esses valores, determinando, assim, qual a solução estrutural mais econômica dentro das situações em estudo. Os valores dos insumos foram retirados do programa computacional ORSE, bastante utilizado na elaboração de orçamentos no estado de Sergipe. Também foram utilizados orçamentos de empresas de destaque no cenário brasileiro, como Metform e ArcelorMittal.

Então, com os valores de custo total de cada uma das estruturas de cada caso, foi possível determinar a solução estrutural mais econômica.

Além disso, outra comparação realizada foi entre os preços totais obtidos neste trabalho e aqueles provenientes de Sandes, 2019. Tal estudo dimensionou os mesmos casos de pavimento tipo para as mesmas soluções estruturais. Entretanto, as ligações entre elementos desse último foram calculadas como flexíveis, ou seja, em todos os arranjos estruturais as vigas são biapoiadas. Por outro lado, o presente

trabalho dimensionou as estruturas com ligações rígidas entre os elementos, de modo que as vigas são classificadas como contínuas.

De acordo com a teoria, o uso de vigas contínuas normalmente conduz a estruturas mais econômicas que as vigas biapoiadas. No entanto, as ligações rígidas em estruturas de aço são consideravelmente mais difíceis e demoradas de executar que as flexíveis. Objetiva-se, então, determinar qual será a disparidade econômica decorrente da escolha do tipo de ligação.

O pavimento tipo utilizado no caso 1 possui dimensões de 18x15 metros. O esquema estrutural adotado para as estruturas A e B está disposto na Figura 3.1, e para a estrutura C, na Figura 3.2.

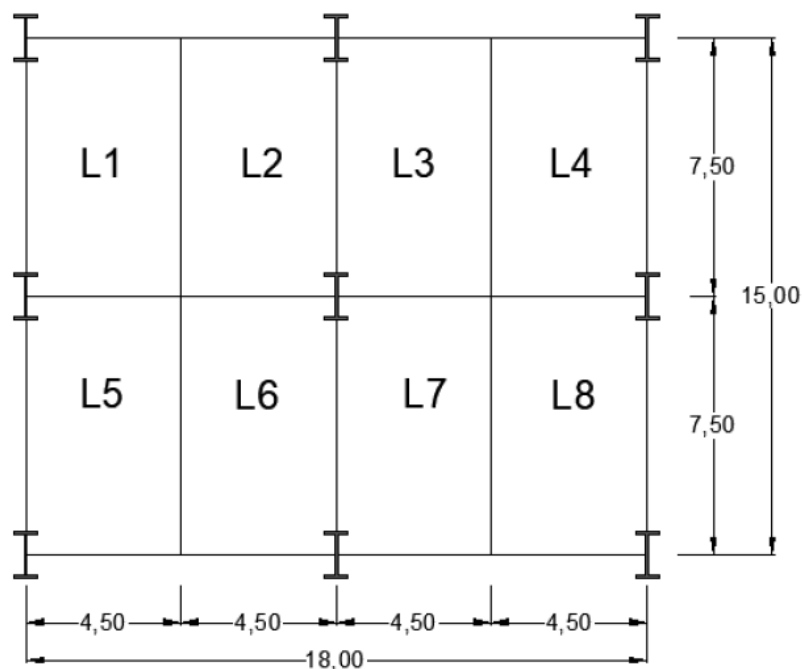


Figura 3.1: Esquema estrutural do caso 1 para as estruturas A e B (Fonte: Sandes, 2019)

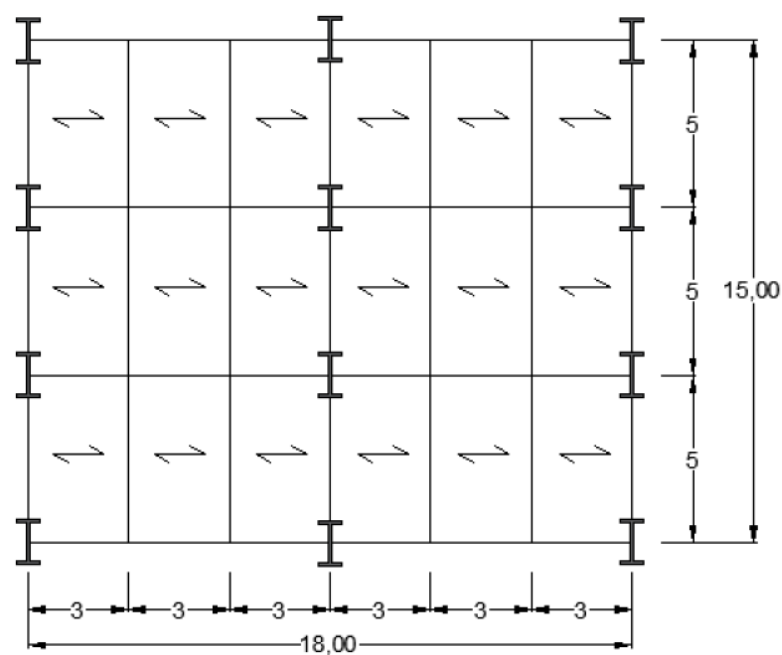


Figura 3.2: Esquema estrutural do caso 1 para a estrutura C (Fonte: Sandes, 2019)

Além disso, o pavimento tipo utilizado no caso 2 possui dimensões de 24x18 metros. O esquema estrutural adotado para as estruturas A e B está disposto na Figura 3.3, e para a estrutura C, na Figura 3.4.

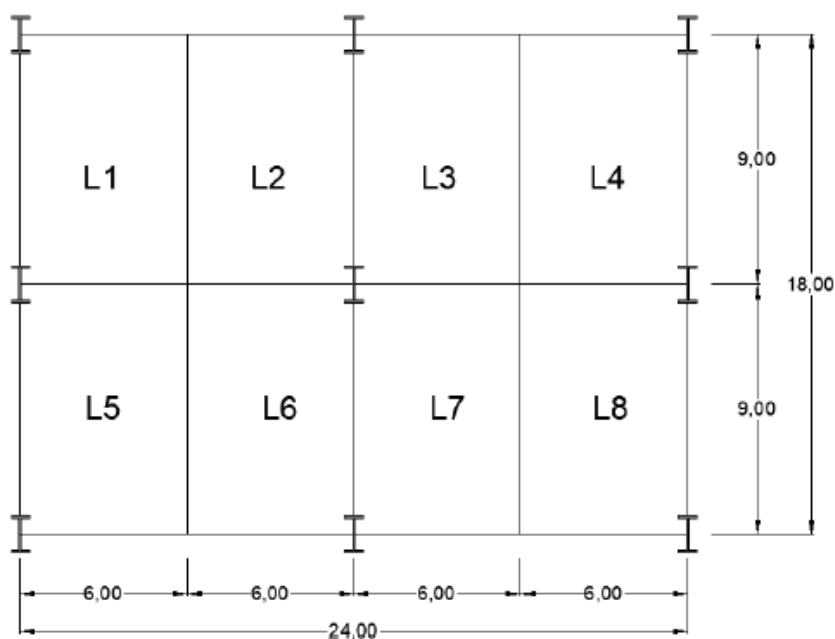


Figura 3.3: Esquema estrutural do caso 2 para as estruturas A e B (Fonte: Sandes, 2019)

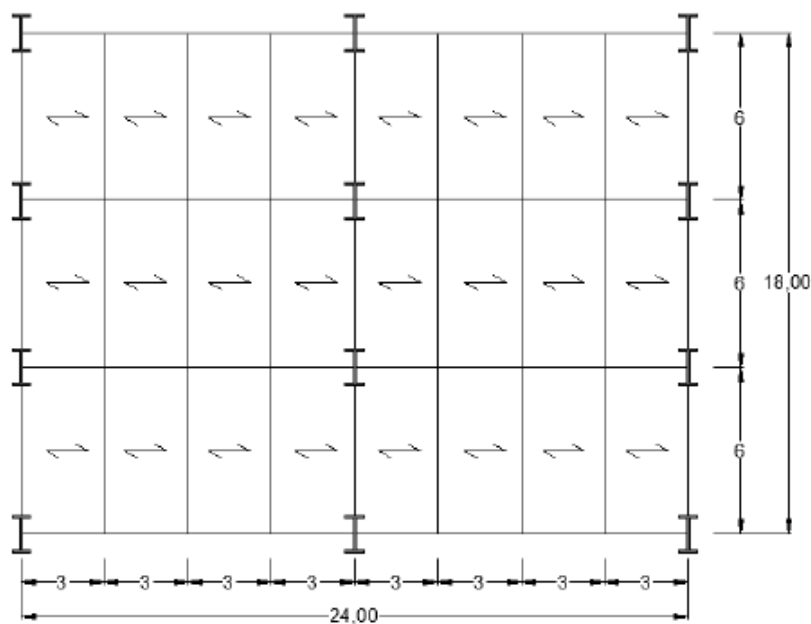


Figura 3.4: Esquema estrutural do caso 2 para a estrutura C (Fonte: Sandes, 2019)

Os perfis de aço utilizados no dimensionamento são laminados da Gerdau com aço do tipo ASTM A572 Grau 50 e a forma de aço galvanizado utilizado na laje mista é da Metform, MF-50, com aço ASTM A653 Grau 40. Adicionalmente, seguindo as prescrições da norma brasileira, adotou-se o módulo de elasticidade igual a 200.000 MPa.

Além disso, para as peças de concreto estrutural considerou-se uma resistência a compressão característica igual a 30 MPa, cobrimento nominal de 25 mm e classe

de agressividade ambiental II (ambiente urbano). Ademais, as armaduras utilizadas foram de aço CA-50 e as telas soldadas, CA-60. Ainda, visto que as dimensões e carregamentos do trabalho em estudo são idênticos aos de Sandes, 2019, conclui-se que as lajes possuirão as mesmas dimensões.

Também é importante frisar que as vigas mistas foram dimensionadas considerando interação parcial entre essas e as lajes, necessitando-se, assim, de menos conectores de cisalhamento, exceto nas regiões de momento negativo onde é recomendada a interação completa. Esses *Stud Bolts* foram de aço ASTM A108 Grau 1020.

Calculou-se, ainda, a quantidade de formas de madeira e escoras necessárias nas lajes maciças. Isso foi feito de maneira aproximada, adotando-se a área total do pavimento como a área de forma e aumentando-se esse valor em 10% para simular as escoras.

Já para as cargas atuantes na estrutura foram consideradas, além do peso próprio dos elementos, sobrecargas permanentes de: forro falso com $0,25 \text{ kN/m}^2$, revestimento de piso com $0,5 \text{ kN/m}^2$ e divisória para móveis com $1,20 \text{ kN/m}^2$. Além disso, considerou-se uma sobrecarga acidental de utilização igual a $2,0 \text{ kN/m}^2$, visto que a ocupação da estrutura é de escritórios. Para a determinação das reações da laje maciça sobre as vigas isoladas (Estrutura A) foi utilizado o método das charneiras plásticas e para as outras situações, o método da área de influência.

Por fim, os esforços solicitantes e flechas foram obtidos com a utilização do *software* Ftool.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Pavimento do Caso 1

Para este pavimento, que possui dimensões de 15 x 18 m, os dimensionamentos para as três soluções estruturais, vide estrutura A, B e C, estão dispostos nos apêndices de A a J. Vale frisar que, conforme Sandes (2019), a laje de concreto nessa situação possui 10 cm de espessura. Assim, conforme o cálculo disposto nos apêndices A e B, foi determinado que para a Estrutura A as vigas secundárias possuirão o perfil W 310 x 52 e, as principais, W 530 x 109. O custo total para essa estrutura é de R\$ 77.343,70, e seu cálculo está explicitado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Orçamento para a Estrutura A do Caso 1 (Fonte: Autor, 2020)

CASO 1 - Lajes e Vigas Isoladas					
	Insumo	Quantidade	Unidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Lajes maciças L1, L4, L5, L8	Concreto	13,5	m ³	237,82	3.210,57
	Barra Ø6,3mm	157	kg	4,67	733,19
	Barra Ø10mm	863,5	kg	4,67	4.032,55
Lajes maciças L2, L3, L6, L7	Concreto	13,5	m ³	237,82	3.210,57
	Barra Ø6,3mm	471	kg	4,67	2.199,57
	Barra Ø10mm	314	kg	4,67	1.466,38
Fôrmas da laje de concreto	Chapa de madeira e=18mm	270	m ²	49,86	13.463,01
Viga isolada secundária	W 310 x 52	3900	kg	5,01	19.539,00
Viga isolada principal	W 530 x 109	5886	kg	5,01	29.488,86
TOTAL					R\$ 77.343,70

Em seguida, tem-se que para a estrutura B, o custo total foi de R\$ 57.888,93, conforme a Tabela 4.2. Verificou-se que os perfis de aço para as vigas secundárias

intermediárias e de extremidade são, respectivamente, W 250 x 32,7 e W 250 x 28,4. Além disso, para as vigas principais intermediárias e de extremidade utilizou-se as seções W 460 x 89 e W 250 x 44,8, nessa ordem. Vale frisar que as planilhas de cálculo para o dimensionamento das vigas citadas estão dispostas nos apêndices C a F.

Tabela 4.2: Orçamento para a Estrutura B do Caso 1 (Fonte: Autor, 2020)

CASO 1 - Viga Mista com Laje Maciça					
	Insumo	Quantidade	Unidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Lajes maciças L1, L4,L5,L8	Concreto	13,5	m ³	237,82	3.210,57
	Barra Ø6,3mm	157	kg	4,67	733,19
	Barra Ø10mm	863,5	kg	4,67	4.032,55
Lajes maciças L2, L3, L6, L7	Concreto	13,5	m ³	237,82	3.210,57
	Barra Ø6,3mm	471	kg	4,67	2.199,57
	Barra Ø10mm	314	kg	4,67	1.466,38
Fôrmas da laje de concreto	Chapa de madeira e=18mm	270	m ²	49,86	13.463,01
Viga isolada secundária intermediária	W 250 x 32,7	1471,5	kg	5,01	7.372,22
Viga isolada secundária de extremidade	W 250 x 28,4	852	kg	5,01	4.268,52
Viga isolada principal intermediária	W 460 x 89	1602	kg	5,01	8.026,02
Viga isolada principal de extremidade	W 250 x 44,8	1612,8	kg	5,01	8.080,13
Stud Bolts	dcs = 19 mm hcs = 80 mm	172	un	5,5	946,00
Armadura de costura	Barras Ø10mm	188,48	kg	4,67	880,21
TOTAL					R\$ 57.888,93

Ademais, para a estrutura C, dimensionaram-se as vigas de aço de acordo com os apêndices G a J. A forma de aço (*steel deck*) utilizada foi a MF-50, com altura total de 110 mm e espessura de 1,25 mm, de acordo com Sandes (2019). Sendo assim, determinou-se que para as vigas secundárias intermediárias o perfil de aço ótimo é o W 150 x 18. Já para as vigas secundárias de extremidade, também é o W 150 x 18. Por outro lado, para as vigas principais intermediárias e de extremidade as seções calculadas foram as W 360 x 57,8 e W 250 x 32,7, respectivamente. O valor final dessa estrutura foi de R\$ 58.405,69 e está discriminado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Orçamento para a Estrutura C do Caso 1 (Fonte: Autor, 2020)

CASO 1 - Viga Mista com Laje Mista (Steel Deck)					
	Insumo	Quantidade	Unidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Steel Deck	MF-50 ht= 110 mm, espessura da forma 1,25 mm	270	m ²	81,15	21.910,50
	Concreto	22,95	m ³	237,82	5.457,97
Tela soldada	Q-75	270	m ²	6	1.620,00
Viga isolada secundária intermediária	W 150 x 18	1350	kg	5,01	6.763,50
Viga isolada secundária de extremidade	W 150 x 18	540	kg	5,01	2.705,40
Viga isolada principal intermediária	W 360 x 57,8	2080,8	kg	5,01	10.424,81
Viga isolada principal de extremidade	W 250 x 32,7	1177,2	kg	5,01	5.897,77
Stud Bolts	dcs = 19 mm hcs = 105 mm	306	un	4,85	1.484,10
Armadura de costura	Tela soldada Q-138	179,97	m ²	11,9	2.141,64
TOTAL					R\$ 58.405,69

Assim, comparando os valores de custo obtidos, percebe-se que para o caso 1 a melhor solução estrutural, sob a visão puramente econômica, é a de viga mista com laje maciça, com o preço total igual a R\$ 57.888,93. No entanto, é importante frisar que a estrutura C, vide viga mista com laje *steel deck*, possui um preço muito similar a esse, de modo que a diferença entre os custos é de 0,89%. Por outro lado, para a estrutura A foi calculado um valor 33,61% mais caro que a estrutura B, sendo essa a solução mais onerosa. Essa situação está ilustrada na Figura 4.1.

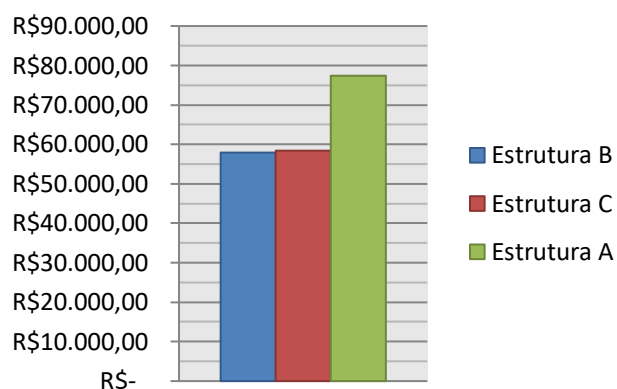


Figura 2: Gráfico dos custos das estruturas do Caso 1 (Fonte: Autor)

Analisando os dimensionamentos por outro lado, sob ótica estrutural, percebe-se que a estrutura com o menor peso total das vigas foi a C, com 5148 kg. Percebe-se, assim, que apesar dessa opção acarretar um maior número de peças estruturais, a fim de apoiar as formas *steel deck*, estas são bem esbeltas. Ademais, a estrutura B possui um peso de 5538,3 kg e a C, 9786 kg, 7,58% e 90% mais pesadas que a estrutura C, respectivamente.

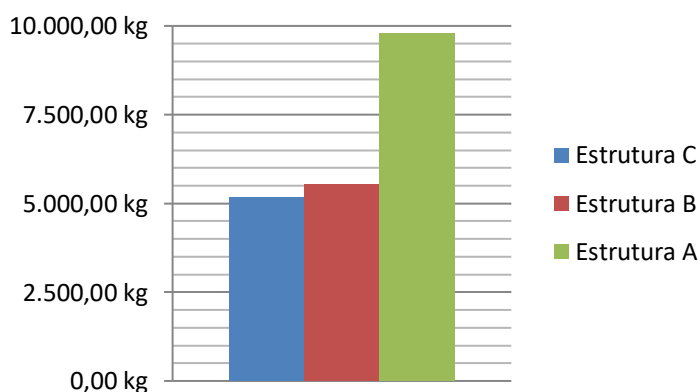


Figura 3: Gráfico dos pesos das estruturas do Caso 1 (Fonte: Autor)

Agora, realizando uma comparação com Sandes (2019), analisaram-se as diferenças que a utilização de ligações rígidas proporcionou para o dimensionamento,

em outras palavras, o quanto a opção de se utilizar vigas contínuas ao invés de biapoiadas influenciou no resultado final.

Tabela 4.4: Comparação dos perfis metálicos entre trabalhos do caso 1 (Fonte: Autor, 2020)

COMPARATIVO DE PERFIS				
CASO	ESTRUTURA	VIGA	SANDES, 2019	RAMOS, 2020
1	A	Isolada secundária	W 360 x 64,0	W 310 x 52,0
		isolada principal	W 610 x 125	W 530 x 109
	B	Isolada secundária intermediária	W 360 x 57,8	W 250 x 32,7
		Isolada secundária de extremidade	W 310 x 44,5	W 250 x 28,4
		Isolada principal intermediária	W 530 x 109	W 460 x 89,0
		Isolada principal de extremidade	W 360 x 51,0	W 250 x 44,8
	C	Isolada secundária intermediária	W 200 x 31,3	W 150 x 18,0
		Isolada secundária de extremidade	W 150 x 24,0	W 150 x 18,0
		Isolada principal intermediária	W 410 x 46,1	W 360 x 57,8
		Isolada principal de extremidade	W 310 x 38,7	W 250 x 32,7

Na Tabela 4.4 estão dispostas as diferentes seções das vigas utilizadas em ambos os trabalhos. Percebe-se que, conforme o esperado, a utilização de vigas contínuas levou sempre à redução das peças utilizadas, com um maior aproveitamento do material.

Além disso, na Tabela 4.5, comparam-se os pesos totais das vigas dimensionadas. Nota-se que em ambos os trabalhos a tendência foi a mesma, a estrutura mais leve foi a de viga mista com *steel deck* e a mais pesada, a de vigas isoladas sem interação com a laje. Por outro lado, as diferenças percentuais entre os trabalhos para os pesos das vigas das estruturas A, B e C foram de, respectivamente, 18,03%, 18,75% e 18,89%.

Tabela 4.5: Comparação dos pesos totais das vigas entre trabalhos do caso 1 (Fonte: Autor, 2020)

COMPARATIVO DE PESOS (kg)			
	ESTRUTURA	SANDES, 2019	RAMOS, 2020
Caso 1	A	11.550,0	9.786,0
	B	6.577,0	5.538,3
	C	6.120,3	5.148,0

Por fim, comparam-se os preços totais das estruturas entre as duas situações de vinculação das vigas. Esses resultados estão expostos na Tabela 4.6. Assim como o esperado nota-se que a utilização das ligações rígidas levou a custos menores das estruturas. Entretanto, é necessário explicitar que nos valores obtidos não estão incluídos os valores das ligações entre os perfis de aço, fato que diminuiria significativamente a diferença entre os valores, visto que as ligações rígidas são bem mais onerosas que as flexíveis.

Tabela 4.6: Comparação dos custos totais das estruturas entre trabalhos do caso 1 (Fonte: Autor, 2020)

COMPARATIVO DE CUSTOS			
	ESTRUTURA	SANDES, 2019	RAMOS, 2020
Caso 1	A	R\$ 86.181,34	R\$ 77.343,70
	B	R\$ 64.132,74	R\$ 57.888,93
	C	R\$ 62.008,76	R\$ 58.405,69

Logo, consegue-se concluir dos resultados mostrados que a utilização das vigas mistas, seja econômica ou estruturalmente, é preferível ao uso convencional de vigas isoladas sem interação com a laje. Nesse sentido, a estrutura B é a mais econômica, com a C bastante próxima. Além disso, corroborando com aquilo presente na teoria, a utilização de vigas contínuas acarretou peças estruturais significativamente mais leves, com menor altura e mais baratas.

4.2. Pavimento do Caso 2

Já no pavimento do caso 2, este com dimensões de 18 x 24 m, os dimensionamentos encontram-se nos apêndices de K a T. A laje maciça adotada possui 12 cm de altura, em conformidade com aquilo disposto em Sandes (2019). Então, para a estrutura A tem-se que as vigas secundárias e principais calculadas foram as W 360 x 72 e W 610 x 155, respectivamente. Esse cálculo está explicitado nos apêndices K e L e a Tabela 4.7 dispõe o orçamento para essa estrutura, cujo preço total equivale a R\$ 141.125,45.

Tabela 4.7: Orçamento para a Estrutura A do Caso 2 (Fonte: Autor, 2020)

CASO 2 - Lajes e Vigas Isoladas					
	Insumo	Quantidade	Unidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Lajes maciças L1, L4, L5, L8	Concreto	25,92	m ³	237,82	6.164,29
	Barra Ø6,3mm	471	kg	4,67	2.199,57
	Barra Ø10mm	1884	kg	4,67	8.798,28
Lajes maciças L2, L3, L6, L7	Concreto	25,92	m ³	237,82	6.164,29
	Barra Ø6,3mm	1020,5	kg	4,67	4.765,74
	Barra Ø10mm	667,25	kg	4,67	3.116,06
Fôrmas da laje de concreto	Chapa de madeira e=18mm	432	m ²	49,86	21.540,82
Viga isolada secundária	W 360 x 72	6480	kg	5,01	32.464,80
Viga isolada principal	W 610 x 155	11160	kg	5,01	55.911,60
TOTAL					R\$ 141.125,45

Já para a estrutura B tem-se que o custo total foi de R\$ 113.622,39, e esse cálculo está disposto na Tabela 4.8. Nota-se que as vigas secundárias dimensionadas, intermediária e de extremidade, possuem as seções de W 360 x 51 e W 310 x 38,7, respectivamente. Já as vigas principais, intermediária e de extremidade, foram calculadas com perfis W 610 x 140 e W 460 x 89. Todo esse dimensionamento está disposto nos apêndices de M a P.

Tabela 4.8: Orçamento para a Estrutura B do Caso 2 (Fonte: Autor, 2020)

CASO 2 - Viga Mista com Laje Maciça					
	Insumo	Quantidade	Unidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Lajes maciças L1, L4, L5, L8	Concreto	25,92	m ³	237,82	6.164,29
	Barra Ø6,3mm	471	kg	4,67	2.199,57
	Barra Ø10mm	1884	kg	4,67	8.798,28
Lajes maciças L2, L3, L6, L7	Concreto	25,92	m ³	237,82	6.164,29
	Barra Ø6,3mm	1020,5	kg	4,67	4.765,74
	Barra Ø10mm	667,25	kg	4,67	3.116,06
Fôrmas da laje de concreto	Chapa de madeira e=18mm	432	m ²	49,86	21.540,82
Viga isolada secundária intermediária	W 360 x 51	2754	kg	5,01	13.797,54
Viga isolada secundária de extremidade	W 310 x 38,7	1393,2	kg	5,01	6.979,93
Viga isolada principal intermediária	W 610 x 140	3360	kg	5,01	16.833,60
Viga isolada principal de extremidade	W 460 x 89	4272	kg	5,01	21.402,72
Stud Bolts	dcs = 19 mm hcs = 80 mm	178	un	5,5	979,00
Armadura de costura	Barras Ø10mm	188,56	kg	4,67	880,55
TOTAL					R\$ 113.622,39

Então, para a estrutura C, tem-se que os cálculos de suas vigas estão nos apêndices de Q a T, de modo que as vigas secundárias, intermediárias e de extremidade, possuem as seções W 150 x 24 e W 150 x 18, nessa ordem. Ademais, as vigas principais, intermediárias e de extremidade, foram dimensionadas com os perfis W 530 x 92 e W 360 x 57,8. Vale frisar que a forma de aço (*steel deck*) utilizada foi a MF-50, com altura total de 110 mm e espessura de 1,25 mm, conforme o disposto em Sandes (2019). Dessa maneira, foi feito o orçamento dos insumos utilizados, tal

qual o disposto na Tabela 4.9, e se determinou que o custo total desta estrutura é de R\$ 108.985,75.

Tabela 4.9: Orçamento para a Estrutura C do Caso 2 (Fonte: Autor, 2020)

CASO 2 - Viga Mista com Laje Mista (Steel Deck)					
	Insumo	Quantidade	Unidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Steel Deck	MF-50 ht= 110 mm, espessura da forma 1,25 mm	432	m ²	81,15	35056,80
	Concreto	36,72	m ³	237,82	8732,75
Tela soldada	Q-75	432	kg	6	2592,00
Viga isolada secundária intermediária	W 150 x 24	3211,2	kg	5,01	16088,11
Viga isolada secundária de extremidade	W 150 x 18	648	kg	5,01	3246,48
Viga isolada principal intermediária	W 530 x 92,0	4416	kg	5,01	22124,16
Viga isolada principal de extremidade	W 360 x 57,8	2774,4	kg	5,01	13899,74
Stud Bolts	dcs = 19 mm hcs = 105 mm	434	un	4,85	2104,90
Armadura de costura	Tela soldada Q-138	432,00	m ²	11,9	5140,80
TOTAL					R\$ 108.985,75

Dessa maneira, comparam-se os valores obtidos e percebe-se que neste caso a solução mais econômica é a de viga mista com laje mista, com o preço total igual a R\$ 108.985,75. Similar ao que aconteceu para o caso 1, os custos totais obtidos para as estruturas B e C foram bastante próximos, de modo que a diferença entre eles foi de apenas 4,25%. E, mais uma vez, foi comprovado que a opção estrutural mais cara

foi a de vigas isoladas (Estrutura A), com preço total de R\$ 141.125,45, 29,49% a mais que a estrutura C. Ilustra-se essa conjuntura na Figura 4.3.

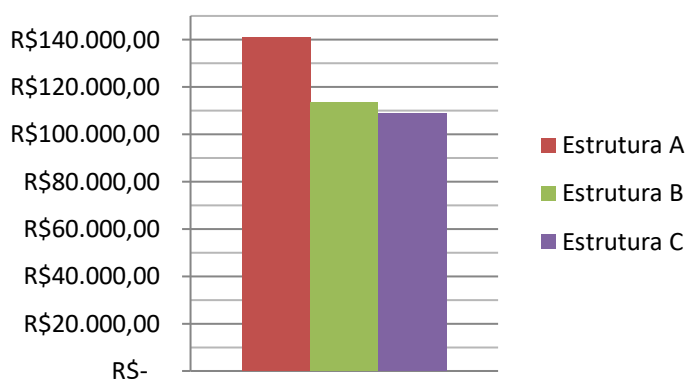


Figura 4: Gráfico dos custos das estruturas do Caso 2 (Fonte: Autor)

Segue-se agora com a análise dos resultados, sob o ponto de vista do peso próprio da estrutura. Dessa maneira, verificou-se que a estrutura com menor peso das vigas foi a C, com 11.049,6 kg. Além disso, as vigas da estrutura B possuem 11.779,2 kg de peso, 6,60% a mais que a solução mais leve. Já a opção estrutural A, novamente a mais pesada, possui vigas com 17.640,0 kg, 59,64% a mais que a C. Assim, nota-se que a distribuição dos pesos por tipo de estrutura manteve-se idêntica àquela verificada no caso 1, sendo, novamente, a opção de viga mista com laje *steel deck* a que proporciona vigas mais esbeltas.

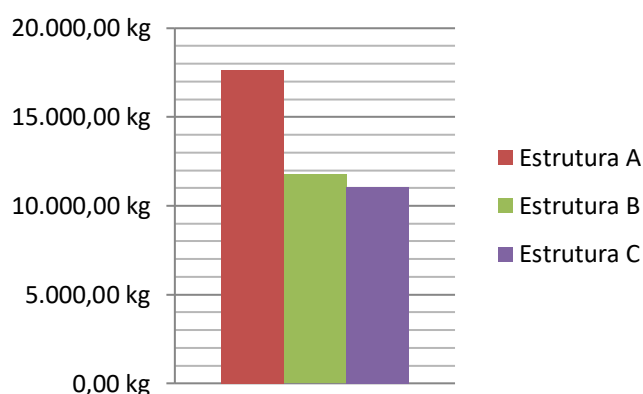


Figura 5: Gráfico dos pesos das estruturas do Caso 2 (Fonte: Autor)

Agora, para a comparação com o trabalho de Sandes (2019), analisam-se as diferenças entre os dimensionamentos.

Tabela 4.10: Comparação dos perfis metálicos entre trabalhos do caso 2 (Fonte: Autor, 2020)

COMPARATIVO DE PERFIS				
CASO	ESTRUTURA	VIGA	SANDES, 2019	RAMOS, 2020
2	A	Isolada secundária	W 610 x 113	W 360 x 72
		isolada principal	VS 850 x 174	W 610 x 155
	B	Isolada secundária intermediária	W 460 x 89,0	W 360 x 51
		Isolada secundária de extremidade	W 360 x 64	W 310 x 38,7
		Isolada principal intermediária	W 610 x 140	W 610 x 140
		Isolada principal de extremidade	W 460 x 82,0	W 460 x 89
	C	Isolada secundária intermediária	W 250 x 38,5	W 150 x 24
		Isolada secundária de extremidade	W 150 x 18	W 150 x 18
		Isolada principal intermediária	W 530 x 92,0	W 530 x 92,0
		Isolada principal de extremidade	W 360 x 44	W 360 x 57,8

Na Tabela 4.10 estão expostos os perfis utilizados em ambos os trabalhos para o caso 2. Mais uma vez, comprovou-se que optar pelas ligações rígidas proporcionou uma significativa redução das seções das vigas, de maneira que nessa situação, devido aos maiores vãos, a redução foi ainda maior. Além disso, note que na viga principal da estrutura A foi possível, ainda, utilizar um perfil W quando antes apenas era viável a utilização de um perfil soldado VS. Essa mudança é relevante, pois, durante a obra, quão maior for a variedade de materiais e perfis adotados mais complexa será a execução, aumentando drasticamente a possibilidade de erros humanos.

Por outro lado, na Tabela 4.11 estão dispostos os pesos totais das vigas dimensionadas em ambos os trabalhos. De maneira idêntica ao que aconteceu para o caso 1, manteve-se a ordem entre os pesos para os tipos de estrutura. Ademais, visto que houve uma redução dos perfis, notou-se uma considerável diminuição nos pesos das estruturas entre os trabalhos, sendo que em A, B e C as diferenças percentuais foram de 28,51%, 22,30% e 11,56%, nessa ordem.

Tabela 4.11: Comparação dos pesos totais das vigas entre trabalhos do caso 2 (Fonte: Autor, 2020)

COMPARATIVO DE PESOS (kg)			
	ESTRUTURA	SANDES, 2019	RAMOS, 2020
Caso 2	A	22.669,2	17.640,0
	B	14.406,0	11.779,2
	C	12.327,3	11.049,6

Em seguida, analisaram-se os valores dos preços totais obtidos pelos orçamentos dos insumos em ambos os trabalhos, de modo que todos esses estão dispostos na Tabela 4.12. Percebe-se que mais uma vez a utilização das vigas contínuas proporcionou uma redução dos custos totais dos insumos. Além disso, a tendência da estrutura com vigas mistas e lajes *steel/ deck* ser a mais econômica permaneceu inalterada. A diminuição percentual nos custos das estruturas A, B e C, entre os trabalhos, foi de 18,19%, 14,15% e 2,89%, respectivamente.

Tabela 4.12: Comparação dos custos totais das estruturas entre trabalhos do caso 2 (Fonte: Autor, 2020)

COMPARATIVO DE CUSTOS			
	ESTRUTURA	SANDES, 2019	RAMOS, 2020
Caso 2	A	R\$ 166.791,27	R\$ 141.125,45
	B	R\$ 129.701,04	R\$ 113.622,39
	C	R\$ 112.132,97	R\$ 108.985,75

Portanto, para o pavimento em questão, a utilização da viga mista com laje mista (Estrutura C) é aquela que proporciona mais benefícios, seja econômico ou estrutural. Esse resultado se alinha com aquele obtido no caso 1, onde mesmo essa solução estrutural não tendo sido a mais econômica, seu preço ficou bastante próximo e ela, além disso, proporcionou o menor peso para a estrutura.

Adicionalmente, o uso das ligações rígidas acarretou uma redução de custos significativa quando comparado com as flexíveis (vigas biapoiadas). Isso confirma os resultados do caso 1 e prova o conhecimento presente na bibliografia de que estruturas contínuas permitem uma maior distribuição de esforços e, conseqüentemente, um maior aproveitamento dos materiais.

5. CONCLUSÃO

No presente trabalho, foram apresentadas três soluções estruturais para dois pavimentos tipos, aqui chamados “caso 1” e “caso 2”, de modo que os resultados do dimensionamento pudessem ser comparados entre si e com o trabalho similar de Sandes (2019), sob as óticas econômica e estrutural. As três opções exploradas foram as de vigas isoladas com lajes maciças (Estrutura A), vigas mistas com lajes maciças (Estrutura B) e vigas mistas com lajes mistas (Estrutura C).

Na situação do caso 1, a solução mais econômica foi a de vigas mistas com lajes maciças, com valor total de R\$ 57.888,93 e peso total das vigas igual a 5.538,3 kg. Entretanto, verificou-se também que a opção de vigas mistas com lajes mistas proporciona peças mais esbeltas, de maneira que o peso total das vigas equivale a 5.148,0 kg, e seu custo é bastante próximo, este sendo R\$ 58.405,69. Ademais, a pior solução foi a das vigas isoladas com lajes maciças, esta sendo a mais onerosa, custando R\$ 77.343,70, e com peças mais pesadas, com peso dos perfis igual a 9.786,0 kg. Porém, é importante destacar as vantagens construtivas que não foram computadas neste trabalho quanto ao uso da *steel deck* na solução com lajes mistas, que garante relativa facilidade e grande velocidade de execução, reduzindo a mão-de-obra empregada.

Já para o pavimento do caso 2, verificou-se que a solução mais econômica e com perfis de aço mais leves foi a de vigas mistas com lajes mistas de modo que o custo total foi de R\$ 108.985,75 e o peso das vigas, 11.049,60 kg. Em seguida, tem-se a “Estrutura B”, cujo preço total equivale a R\$ 113.622,39 e o peso de suas vigas, 11.779,2kg. Finalmente, determinou-se que a pior solução foi, novamente, a “Estrutura A”, possuindo o orçamento mais caro, R\$ 141.125,45, e levando às vigas mais pesadas, 17.640,0 kg.

Além disso, também foi possível verificar a influência da utilização de ligações rígidas em detrimento das flexíveis no dimensionamento, corroborando com resultados práticos aquilo que diz a teoria dos livros didáticos. Provou-se, assim, que, ao adotar vigas como contínuas, e não biapoiadas, permite-se uma maior distribuição dos esforços internos da estrutura e melhor aproveitamento do material estrutural, levando à utilização de perfis mais esbeltos.

O fato acima descrito leva à conclusão errônea de que vigas contínuas sempre proporcionam estruturas mais econômicas. No entanto, é preciso considerar que as ligações rígidas são mais onerosas e possuem uma execução *in loco* mais complexa, aumentando, assim, o tempo necessário para realização desse serviço.

Dessa maneira, faz-se necessário que os projetistas comparem os prós e os contras da utilização de ligações rígidas em cada projeto específico, verificando se o ganho, econômico ou técnico, é considerável o suficiente para a adoção dessa opção estrutural.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil Ltda, 2016.

MARTINS, A. G.; PIMENTA, R. J.; QUEIROZ, G. **Estruturas Mistas – Vol. 1**. 2ª Edição. Rio de Janeiro: Instituto de Aço Brasil / Centro Brasileiro de Construção em Aço, 2012.

MARTINS, A. G.; PIMENTA, R. J.; QUEIROZ, G. **Estruturas Mistas – Vol. 2**. 2ª Edição. Rio de Janeiro: Instituto de Aço Brasil / Centro Brasileiro de Construção em Aço, 2012.

SANDES, Gabrielle Sayão. **Análise comparativa entre diferentes metodologias para o dimensionamento de pisos de edifícios de aço: Estruturas simples e vigas mistas**. São Cristóvão: UFS, 2019 (Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil).

APÊNDICE A – Planilha para o dimensionamento da viga secundária da estrutura A para o caso 1

Dados da seção		Carregamentos	
Perfil	W 310 x 52,0	PPperfilaço (KN/m)	0,51
d (mm)	317	γ_g , ppaço	1,25
bf (mm)	167	PPlajemaciça (KN/m ³)	25
tw (mm)	7,6	hlaje (m)	0,10
tf (mm)	13,2	Acharneira (m ²)	23,58
hw (mm)	291	Lviga (m)	7,5
d' (mm)	271	PPlajemaciça (KN/m)	7,86
Ag (cm ²)	67	γ_g , ppconcreto	1,35
Massa (kg/m)	52	PPsobrecargasperm (KN/m ²)	1,95
Ix (cm ⁴)	11909	PPsobrecargasperm (KN/m)	6,13
Wx (cm ³)	751,4	γ_g , ppsobrecargas	1,35
rx (cm)	13,33	Sobrecargaacidental (KN/m ²)	2
Zx (cm ³)	842,5	γ_q	0,5
Iy (cm ⁴)	1026	Carga Total de Uso (KN/m)	22,67
Wy (cm ³)	122,9	Ftool	
ry (cm)	3,91	Carga atuante ponderada (KN/m)	22,67
Zy (cm ³)	188,8	Carga viga secundária (KN)	0,00
J (cm ⁴)	31,81	Vsd,máx (KN)	106,3
Cw (m ⁶)	2,36422E-10	Msd,máx + (KNm)	89,7
E (GPa)	200	Msd,máx - (KNm)	159,4
fy (MPa)	345	Cb	
fu (MPa)	450	Mmáx (KNm)	89,7
Esbeltez mesa	6,33	Ma (KNm)	80
Esbeltez alma	38,29	Mb (KNm)	80
Comprimento total (m)	7,5	Mc (KNm)	2,5
		Cb	1,42
CORTANTE		ELS	
Escoamento da Alma por Cisalhamento		Verificação de Deformação Vertical	
Aw (m ²)	0,00241	Flecha total (cm)	2,75
Kv	5	Contraflecha máxima (cm)	2
λ_p	59,22	Contraflecha necessária (cm)	0,61
λ_r	253,84	Situação	OK
λ	38,29		
Vrk (KN)	453,37		
Vrd (KN)	412,15		
Vsd (KN)	106,3		
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR		
Flambagem Local (FLM e FLA)		
FLM	λ_{mesa}	6,325758
	λ_p	9,149325
	Situação	OK
FLA	λ_{alma}	38,28947
	λ_p	90,53016
	Situação	OK
Mn=Mpl (KNm)	290,6625	
γ_{a1}	1,1	
Mrd (KNm)	264,239	
Verificação	OK	
Flambagem Lateral com Torção (FLT)		
Lb (m)	7,5	
ry (m)	0,0391	
β_1	2,85	
λ	191,66	
λ_p	42,38	
λ_r	99,30	
Situação	VIGA LONGA	
Viga Curta		
Md (KNm)	264,24	
Viga Intermediária		
Mpl (KNm)	290,66	
Mr (KNm)	181,46	
Cb	1,42	
Mn (KNm)	5,53	
Mrd (KNm)	5,53	
Viga Longa		
Mcr (KNm)	133,00	
Md (KNm)	120,91	
Verificação		
Mrd,FLT (KNm)	120,91	
Verificação	OK	

MOMENTO FLETOR		
Flambagem Local (FLM e FLA)		
FLM	λ_{mesa}	5,611702
	λ_p	9,149325
	Situação	OK
FLA	λ_{alma}	43,18966
	λ_p	90,53016
	Situação	OK
Mn=Mpl (KNm)	982,215	
γ_{a1}	1,1	
Mrd (KNm)	892,923	
Verificação	OK	
Flambagem Lateral com Torção (FLT)		
Lb (m)	9	
ry (m)	0,0460	
β_1	2,29	
λ	195,79	
λ_p	42,38	
λ_r	87,78	
Situação	VIGA LONGA	
Viga Curta		
Md (KNm)	892,92	
Viga Intermediária		
Mpl (KNm)	982,22	
Mr (KNm)	602,42	
Cb	1,47	
Mn (KNm)	-402,01	
Mrd (KNm)	-402,01	
Viga Longa		
Mcr (KNm)	481,94	
Md (KNm)	438,13	
Verificação		
Mrd,FLT (KNm)	438,13	
Verificação	OK	

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc (mm)	19
Tipo de trecho	Intermediário	Acs (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	7,5	Rg	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	4,5	Rp	1
Região M+ (m)	6	Qrd (kN)	94,13
Região M- (m)	3,75	Nº de conectores calc	7
e2 (m)	0,073	hcs (mm)	81
Trecho extremidade (m)	2,323	hcs,adot (mm)	80
Trecho intermediário (m)	4,5	cobrimento (mm)	25
Largura Efetiva (m)	4,5	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	80
$\lambda a l_{ma} = h/tw$	39,34	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76 \cdot (E/f_y)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	80
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	10
Interação Parcial ($\eta_{min} < \eta_i < 1,0$)		Armadura de Costura	
η_{min}	0,43	Lm (m)	7,5
Fhd (kN)	1320,41	nm	10
Ccd (kN)	565,55	n	4
Cad (kN)	443,45	η	0,43
a (m)	0,007	Fhd (kN)	1320,41
Posição da LN		b1 (m)	4,5
Amesa*fyd (kN)	416,70	b2 (m)	4,5
Local da LN do perfil	Alma	Hv,sd (kN)	94,25818
yp (m)	0,0231	Acv (cm²/m)	10
yc (m)	0,0052	fctk,inf (MPa)	2,03
yt (m)	0,0643	Af (cm²/m)	0
hf (m)	0	fyF (MPa)	280
Mrd (kNm)	278,47	fys (MPa)	500
Verificação	OK	Hv,rd (kN)	428,57
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
Verificações Iniciais		Bitola (mm)	10
yp (m)	0,0231	Espaçamento mínimo (cm)	2
$2(hx-raio)/tw$	-1,64	Espaçamento máximo (cm)	40
$3,76 \cdot (E/f_y)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado (cm)	40
$\lambda_{mesa} = 0,5 \cdot b_f/t_f$	8,02	As (cm²/m)	2,75
$0,38 \cdot (E/f_y)^{0,5}$	9,15	Nº de barras	4
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	lb (cm)	477
Momento Resistente		Comprimento total (cm)	954
fsd (MPa)	434,78	Verificação	OK
bitola (mm)	10		
espaçamento (cm)	11		
largura efetiva (m)	4,5		
nº de barras	41,90909091		
Asl (cm²)	32,92		
Tds (kN)	1431,10		
d3 (m)	0,063		
Aat (m²)	0,0014		
d4 (m)	0,01784		
Aac (m²)	0,0028		
d5 (m)	0,17058		
Mrd- (kNm)	247,78		
Msd- (kNm)	157,4		
Verificação	OK		

APÊNDICE D – Planilha para o dimensionamento da viga secundária de extremidade da estrutura B para o caso 1

Dados da seção		Carregamentos	
Perfil	W 250 x 28,4		
d (mm)	260	PPperfilaço (KN/m)	0,28
bf (mm)	102	$\gamma_g, ppaço$	1,25
tw (mm)	6,4	PPlajemaciça (KN/m ³)	25
tf (mm)	10	hlaje (m)	0,10
hw (mm)	240	Acharneira (m ²)	11,76
d' (mm)	220	Lviga (m)	7,5
Ag (cm ²)	36,6	PPlajemaciça (KN/m)	3,92
Massa (kg/m)	28,4	$\gamma_g, ppconcreto$	1,35
Ix (cm ⁴)	4046	PPsobrecargasperm (KN/m ²)	1,95
Wx (cm ³)	311,2	PPsobrecargasperm (KN/m)	3,06
rx (cm)	10,51	$\gamma_g, ppsobrecargas$	1,35
Zx (cm ³)	357,3	Sobrecargaacidental (KN/m ²)	2
Iy (cm ⁴)	178	γ_q	0,5
Wy (cm ³)	34,8	Carga Total Ponderada antes da cura (KN/m)	7,21
ry (cm)	2,2	Carga Total Ponderada depois da cura (KN/m)	11,34
Zy (cm ³)	54,9		
J (cm ⁴)	10,34		
Cw (m ⁶)	2,7636E-11	Ftool	
E (GPa)	200	Antes da Cura	
fy (MPa)	345	Carga atuante ponderada (KN/m)	7,21
fu (MPa)	450	Carga viga secundária (KN)	0,00
Esbeltez mesa	5,10	Vsd,máx (KN)	33,8
Esbeltez alma	37,50	Msd,máx + (KNm)	28,5
Comprimento destravado (m)	7,5	Msd,máx - (KNm)	50,7
Altura Laje (m)	0,10	Depois da Cura	
fck (MPa)	30	Carga atuante ponderada (KN/m)	11,34
fcd (MPa)	21,43	Carga viga secundária (KN)	0,00
Raio de concordância (m)	0,02	Vsd,máx (KN)	53,2
fsk (MPa)	500	Msd,máx + (KNm)	44,9
fsd (MPa)	434,78	Msd,máx - (KNm)	79,7
cobrimento da laje (m)	0,04		
Econcreto (MPa)	26838,41	Cb	
fucs (MPa)	415	Mmáx (KNm)	50,7
		Ma (KNm)	39,9
		Mb (KNm)	40
		Mc (KNm)	0
		Cb	1,56

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	5,10	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	5,64
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	0
FLA	λ_{alma}	37,50	δ_{perm} , antes da cura (cm)	1,41
	λ_p	90,53	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
	Situação	OK	η	0,43
Mn=Mpl (KNm)			α_e , longa	22,36
γ_{a1}			btr (m)	0,10
Mrd (KNm)			$\gamma_{a,i}$ (m)	0,130
Verificação			$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,089
			a (m)	0,10
			$A_{c,tr}$ (m ²)	0,0103
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			ltr (m4)	0,00056
Lb (m)	7,5		lef (m4)	0,00038
r_y (m)	0,0221		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	4,13
β_1	3,63		Cargas perfil secundário (kN)	0
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,11
λ	340,09		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_p	42,38		Não há cargas dessa natureza	
λ_r	101,03		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Situação	VIGA LONGA		Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Viga Curta			lef (m4)	0,00038
Md (KNm)	112,06		Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	1,568
Viga Intermediária			Cargas perfil secundário (kN)	0
Mpl (KNm)	123,27		δ_{var} , longa duração (cm)	0,04
Mr (KNm)	75,15		Contraflecha e Verificação Final	
Cb	1,56		$\delta_{m\acute{a}x,calc}$ (cm)	1,56
Mn (KNm)	-171,41		δ_{limite} (cm)	2,14
Mrd (KNm)	-171,41		Verificação	OK
Viga Longa			Contraflecha mínima (cm)	-
Mcr (KNm)	34,77		Contraflecha máxima (cm)	-
Md (KNm)	31,61		Contraflecha adotada (cm)	0
Verificação			$\delta_{m\acute{a}x,adot}$ (cm)	1,56
Mrd,FLT (KNm)	31,61		Verificação	OK
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc (mm)	19
Tipo de trecho	Extremidade	Acs (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	7,5	Rg	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	4,5	Rp	1
Região M+ (m)	6	Qrd (kN)	94,13
Região M- (m)	3,75	Nº de conectores calc	6
e2 (m)	0,051	hcs (mm)	81
Trecho extremidade (m)	2,301	hcs,adot (mm)	80
Trecho intermediário (m)	4,5	cobrimento (mm)	25
Largura Efetiva (m)	2,301	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	80
$\lambda_{alma}=h/tw$	37,50	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	80
Verificação	OK	Nº de conectores adotados	10
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,43	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
Fhd (kN)	1147,91	Aw (m²)	0,00166
Ccd (kN)	491,66	Vpl (kN)	344,45
Cad (kN)	385,52	Kv	5
a (m)	0,012	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
A _{mesa} *fyd (kN)	319,91	λ	37,50
Local da LN do perfil	Alma	Vrk (kN)	313,13
yp (m)	0,0427	Vrd (kN)	284,67
yc (m)	0,0086	Vsd (kN)	53,2
yt (m)	0,0664	Verificação	OK
hf (m)	0	Armadura de Costura	
Mrd (kNm)	241,61	Lm (m)	7,5
Verificação	OK	nm	10
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	4
Verificações Iniciais		η	0,43
yp (m)	0,0427	Fhd (kN)	1147,91
$2(hx-raio)/tw$	3,96	b1 (m)	2,301
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b2 (m)	2,301
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	5,10	Hv,sd (kN)	81,944165
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	Acv (cm²/m)	10
Verificações Iniciais	OK	fctk,inf (MPa)	2,03
Momento Resistente		Af (cm²/m)	0
fsd (MPa)	434,78	fyF (MPa)	280
bitola (mm)	10	fys (MPa)	500
espaçamento (cm)	11	Hv,rd (kN)	428,57
largura efetiva (m)	2,301	Ascstura,mín (cm²/m)	1,5
nº de barras	21,91818182	Bitola (mm)	10
Asl (cm²)	17,21	Espaçamento mínimo (cm)	2
Tds (kN)	748,46	Espaçamento máximo (cm)	40
d3 (m)	0,083	Espaçamento adotado (cm)	40
Aat (m²)	0,0012	As (cm²/m)	2,75
d4 (m)	0,03405	Nº de barras	4
Aac (m²)	0,0024	lb (cm)	477
d5 (m)	0,15088	Comprimento total (cm)	954
Mrd- (kNm)	190,05	Verificação	OK
Msd- (kNm)	79,7		
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	5,42	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	8,68
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	111,30
FLA	λ_{alma}	40,76	δ_{perm} , antes da cura (cm)	1,3
	λ_p	90,53	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
	Situação	OK	η	0,46
Mn=Mpl (KNm)			α_e , longa	22,36
γ_{a1}			btr (m)	0,34
Mrd (KNm)			$\gamma_{a,i}$ (m)	0,232
Verificação			$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,146
			a (m)	0,10
			$A_{c,tr}$ (m ²)	0,0335
			ltr (m ⁴)	0,00505
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			lef (m ⁴)	0,00357
Lb (m)	9		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	5,92
r_y (m)	0,0428		Cargas perfil secundário (kN)	77,40
β_1	2,32		δ_{perm} , depois da cura (cm)	0
			Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ	210,14		Não há cargas dessa natureza	
λ_p	42,38		δ_{var} , curta duração (cm)	0
λ_r	93,51		Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Situação	VIGA LONGA		lef (m ⁴)	0,00357
Viga Curta			Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	2,25
Md (KNm)	633,36		Cargas perfil secundário (kN)	21,1
Viga Intermediária			δ_{var} , longa duração (cm)	0
Mpl (KNm)	696,69		Contraflecha e Verificação Final	
Mr (KNm)	428,81		$\delta_{\text{máx,calc}}$ (cm)	1,30
Cb	1,63		δ_{limite} (cm)	2,57
Mn (KNm)	-270,41		Verificação	OK
Mrd (KNm)	-270,41		Contraflecha mínima (cm)	-
Viga Longa			Contraflecha máxima (cm)	-
Mcr (KNm)	362,05		Contraflecha adotada (cm)	0,00
Md (KNm)	329,13		$\delta_{\text{máx,adot}}$ (cm)	1,30
Verificação			Verificação	OK
Mrd,FLT (KNm)	329,13			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc _s (mm)	19
Tipo de trecho	Intermediário	Ac _s (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	9	R _g	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	7,5	R _p	1
Região M+ (m)	7,2	Q _{rd} (kN)	94,13
Região M- (m)	4,5	Nº de conectores calc	18
e ₂ (m)	0,096	h _{cs} (mm)	81
Trecho extremidade (m)	3,846	h _{cs,adot} (mm)	80
Trecho intermediário (m)	7,5	cobrimento (mm)	25
Largura Efetiva (m)	7,5	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	80
λ _{alma} =h/tw	40,76	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
3,76*(E/fy)^0,5	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	80
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	12
Interação Parcial (η _{min} <η _i <1,0)		CORTANTE	
η _{min}	0,46	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
F _{hd} (kN)	3578,59	Aw (m²)	0,00486
C _{cd} (kN)	1661,97	V _{pl} (kN)	1006,33
C _{ad} (kN)	1137,24	K _v	5
a (m)	0,012	λ _p	59,22
Posição da LN		λ _r	253,84
Amesa*fy _d (kN)	1065,86	λ	40,76
Local da LN do perfil	Alma	V _{rk} (kN)	914,85
y _p (m)	0,0394	V _{rd} (kN)	831,68
y _c (m)	0,0101	V _{sd} (kN)	239
y _t (m)	0,1267	Verificação	OK
h _f (m)	0	Armadura de Costura	
M _{rd} (kNm)	1241,42	L _m (m)	9
Verificação	OK	n _m	12
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	3
Verificações Iniciais		η	0,46
y _p (m)	0,0394	F _{hd} (kN)	3578,59
2(hx-raio)/tw	-1,49	b ₁ (m)	7,5
3,76*(E/fy)^0,5	90,53	b ₂ (m)	7,5
λ _{mesa} =0,5*bf/tf	5,42	H _{v,sd} (kN)	369,3265
0,38*(E/fy)^0,5	9,15	Ac _v (cm²/m)	10
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	f _{ctk,inf} (MPa)	2,03
Momento Resistente		A _f (cm²/m)	0
f _{sd} (MPa)	434,78	f _{yF} (MPa)	280
bitola (mm)	10	f _{ys} (MPa)	500
espaçamento (cm)	11	H _{v,rd} (kN)	428,57
largura efetiva (m)	7,5	Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
nº de barras	69,18181818	Bitola (mm)	10
As _l (cm²)	54,34	Espaçamento mínimo (cm)	2
T _{ds} (kN)	2362,40	Espaçamento máximo (cm)	40
d ₃ (m)	0,079	Espaçamento adotado (cm)	40
A _{at} (m²)	0,0036	As (cm²/m)	2,75
d ₄ (m)	0,02929	Nº de barras	4
A _{ac} (m²)	0,0078	l _b (cm)	478
d ₅ (m)	0,29693	Comprimento total (cm)	957
M _{rd-} (kNm)	945,73	Verificação	OK
M _{sd-} (kNm)	524,6		
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	5,69	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	4,34
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	36,50
FLA	λ_{alma}	31,58	δ_{perm} , antes da cura (cm)	2,84
	λ_p	90,53	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
	Situação	OK	η	0,46
Mn=Mpl (KNm)	209,1735		α_e , longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,17
Mrd (KNm)	190,158		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,133
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,094
			a (m)	0,10
			$A_{c,tr}$ (m ²)	0,0171
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			ltr (m4)	0,00094
Lb (m)	9		lef (m4)	0,00066
r_y (m)	0,0350		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	2,96
β_1	2,39		Cargas perfil secundário (kN)	23,20
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,2
λ	257,43		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_p	42,38		Não há cargas dessa natureza	
λ_r	118,74		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Situação	VIGA LONGA		Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Viga Curta			lef (m4)	0,00066
Md (KNm)	190,16		Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	1,12
Viga Intermediária			Cargas perfil secundário (kN)	3,2
Mpl (KNm)	209,17		δ_{var} , longa duração (cm)	0,05
Mr (KNm)	129,98		Contraflecha e Verificação Final	
Cb	1,86		$\delta_{\text{máx,calc}}$ (cm)	3,09
Mn (KNm)	-23,48		δ_{limite} (cm)	2,57
Mrd (KNm)	-23,48		Verificação	OK
Viga Longa			Contraflecha mínima (cm)	0,52
Mcr (KNm)	111,40		Contraflecha máxima (cm)	3,04
Md (KNm)	101,28		Contraflecha adotada (cm)	1,00
Verificação			$\delta_{\text{máx,adot}}$ (cm)	2,09
Mrd,FLT (KNm)	101,28		Verificação	OK
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc _s (mm)	19
Tipo de trecho	Extremidade	Acs (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	9	Rg	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	7,5	Rp	1
Região M+ (m)	7,2	Qrd (kN)	94,13
Região M- (m)	4,5	Nº de conectores calc	9
e2 (m)	0,074	hcs (mm)	81
Trecho extremidade (m)	3,824	hcs,adot (mm)	80
Trecho intermediário (m)	7,5	cobrimento (mm)	25
Largura Efetiva (m)	3,824	Verificação	OK
		Espaçamento máximo long (cm)	80
		Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
		Espaçamento adotado long (cm)	80
		Nº de conectores adotados	12
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		CORTANTE	
λalma=h/tw	31,58	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
3,76*(E/fy)^0,5	90,53	Aw (m²)	0,00202
Verificação	Seção Compacta	Vpl (kN)	418,47
Interação Parcial (η _{min} <η _i <1,0)		Kv	5
η _{min}	0,46	λ _p	59,22
Fhd (kN)	1806,55	λ _r	253,84
Ccd (kN)	839,00	λ	31,58
Cad (kN)	574,10	Vrk (kN)	380,43
a (m)	0,012	Vrd (kN)	345,84
Posição da LN		Vsd (kN)	90,7
Amesa*fyd (kN)	603,44	Verificação	OK
Local da LN do perfil	Mesa Superior		
yp (m)	0,0124	Armadura de Costura	
yc (m)	0,0062	Lm (m)	9
yt (m)	0,0726	nm	12
hf (m)	0	n	3
Mrd (kNm)	393,76	η	0,46
Verificação	OK	Fhd (kN)	1806,55
		b1 (m)	3,824
		b2 (m)	3,824
		Hv,sd (kN)	186,4435357
		Acv (cm²/m)	10
		fctk,inf (MPa)	2,03
		Af (cm²/m)	0
		fyF (MPa)	280
		fys (MPa)	500
		Hv,rd (kN)	428,57
		Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
		Bitola (mm)	10
		Espaçamento mínimo (cm)	2
		Espaçamento máximo (cm)	40
		Espaçamento adotado (cm)	40
		As (cm²/m)	2,75
		Nº de barras	4
		lb (cm)	477
		Comprimento total (cm)	955
		Verificação	OK

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	7,18	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antescura (kN/m)	8,85
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	0
FLA	λ_{alma}	23,97	δ_{perm} , antes da cura (cm)	2,07
	λ_p	90,53		
	Situação	OK	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
			η	0,40
Mn=Mpl (KNm)	48,093		α_e , longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,13
Mrd (KNm)	43,721		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,077
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,073
			a (m)	0,06
			$A_{c,tr}$ (m²)	0,0081
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			ltr (m4)	0,00022
Lb (m)	5		lef (m4)	0,00014
r_y (m)	0,0232		Cargas permanentes, depoiscura (kN/m)	7,90
β_1	3,42		Cargas perfil secundário (kN)	0
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,12
λ	215,47			
λ_p	42,38		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_r	132,64		Não há cargas dessa natureza	
Situação	VIGA LONGA		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Viga Curta			Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Md (KNm)	43,72		lef (m4)	0,00014
			Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	3
Viga Intermediária			Cargas perfil secundário (kN)	0
Mpl (KNm)	48,09		δ_{var} , longa duração (cm)	0,05
Mr (KNm)	29,66			
Cb	2,35		Contraflecha e Verificação Final	
Mn (KNm)	27,24		$\delta_{\text{máx,calc}}$ (cm)	2,24
Mrd (KNm)	27,24		δ_{limite} (cm)	1,43
			Verificação	OK
Viga Longa			Contraflecha mínima (cm)	0,81
Mcr (KNm)	42,89		Contraflecha máxima (cm)	2,19
Md (KNm)	38,99		Contraflecha adotada (cm)	1
			$\delta_{\text{máx,adot}}$ (cm)	1,24
Verificação			Verificação	OK
Mrd,FLT (KNm)	38,99			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dcs (mm)	19
Tipo de trecho	Intermediário	Acs (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	5	Rg	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	3	Rp	0,75
Região M+ (m)	4	Qrd (kN)	70,60
Região M- (m)	2,5	Nº de conectores calc	5
e2 (m)	0,051	hcs (mm)	99
Trecho extremidade (m)	1,551	hcs,adot (mm)	105
Trecho intermediário (m)	3	cobrimento (mm)	14
Largura Efetiva (m)	3	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	48
$\lambda_{alma}=h/tw$	23,97	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	48
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	11
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,40	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
Fhd (kN)	733,91	Aw (m²)	0,00089
Ccd (kN)	293,56	Vpl (kN)	183,69
Cad (kN)	256,87	Kv	5
a (m)	0,005	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
Amesa*fyd (kN)	227,14	λ	23,97
Local da LN do perfil	Alma	Vrk (kN)	166,99
yp (m)	0,0234	Vrd (kN)	151,81
yc (m)	0,0049	Vsd (kN)	59
yt (m)	0,0356	Verificação	OK
hf (m)	0,05	Armadura de Costura	
Mrd (kNm)	105,22	Lm (m)	5
Verificação	OK	nm	11
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	5
Verificações Iniciais		η	0,40
yp (m)	0,0234	Fhd (kN)	733,91
$2(hx-raio)/tw$	-0,23	b1 (m)	3
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b2 (m)	3
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	7,18	Hv,sd (kN)	64,584
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	Acv (cm²/m)	6
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	fctk,inf (MPa)	2,03
Momento Resistente		Af (cm²/m)	15,87
Tipo de Viga	Secundária	fyF (MPa)	280
fsd (MPa)	254,55	fys (MPa)	500
Área de aço da forma (mm²/m)	1587,00	Hv,rd (kN)	24494,96
Centro de gravidade da forma (m)	0,02636	Ascstura,min (cm²/m)	1,5
largura efetiva (m)	3	Bitola (mm)	4,2
Asl (cm²)	0,00	Espaçamento mínimo (cm)	2
Tds (kN)	0,00	Espaçamento máximo (cm)	40
d3 (m)	0,050	Espaçamento adotado (cm)	10
Aat (m²)	0,0008	As (cm²/m)	1,52
d4 (m)	0,01854	Nº de barras	11
Aac (m²)	0,0015	lb' (mm)	200
d5 (m)	0,09393	lb (mm)	496
Mrd- (kNm)	49,57	Comprimento total (m)	0,99
Msd- (kNm)	49,2	Verificação	OK
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	7,18	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	4,53
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	0
FLA	λ_{alma}	23,97	δ_{perm} , antes da cura (cm)	1,05
	λ_p	90,53		
	Situação	OK	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
			η	0,40
Mn=Mpl (KNm)	48,093		α_e , longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,07
Mrd (KNm)	43,721		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,077
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,046
			a (m)	0,06
			Ac, tr (m²)	0,0042
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			ltr (m4)	0,00016
Lb (m)	5		lef (m4)	0,00010
ry (m)	0,0232		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	3,95
β_1	3,42		Cargas perfil secundário (kN)	0
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,11
λ	215,47		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_p	42,38		Não há cargas dessa natureza	
λ_r	132,64		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Situação	VIGA LONGA			
			Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Viga Curta			lef (m4)	0,00010
Md (KNm)	43,72		Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	1,5
			Cargas perfil secundário (kN)	0
Viga Intermediária			δ_{var} , longa duração (cm)	0,04
Mpl (KNm)	48,09			
Mr (KNm)	29,66		Contraflecha e Verificação Final	
Cb	1,55		$\delta_{\text{máx}}$, calc (cm)	1,20
Mn (KNm)	17,93		δ_{limite} (cm)	1,43
Mrd (KNm)	17,93		Verificação	OK
			Contraflecha mínima (cm)	-
Viga Longa			Contraflecha máxima (cm)	-
Mcr (KNm)	28,24		Contraflecha adotada (cm)	0
Md (KNm)	25,67		$\delta_{\text{máx}}$, adot (cm)	1,20
			Verificação	OK
Verificação				
Mrd, FLT (KNm)	25,67			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dcs (mm)	19
Tipo de trecho	Extremidade	Acs (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	5	Rg	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	3	Rp	0,75
Região M+ (m)	4	Qrd (kN)	70,60
Região M- (m)	2,5	Nº de conectores calc	5
e2 (m)	0,051	hcs (mm)	99
Trecho extremidade (m)	1,551	hcs,adot (mm)	105
Trecho intermediário (m)	3	cobrimento (mm)	14
Largura Efetiva (m)	1,551	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	48
$\lambda_{alma}=h/tw$	23,97	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	48
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	11
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,40	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
Fhd (kN)	733,91	Aw (m²)	0,00089
Ccd (kN)	293,56	Vpl (KN)	183,69
Cad (kN)	256,87	Kv	5
a (m)	0,010	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
Amesa*fyd (kN)	227,14	λ	23,97
Local da LN do perfil	Alma	Vrk (KN)	166,99
yp (m)	0,0234	Vrd (KN)	151,81
yc (m)	0,0049	Vsd (KN)	29,8
yt (m)	0,0356	Verificação	OK
hf (m)	0,05	Armadura de Costura	
Mrd (kNm)	104,48	Lm (m)	5
Verificação	OK	nm	11
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	5
Verificações Iniciais		η	0,40
yp (m)	0,0234	Fhd (kN)	733,91
$2(hx-raio)/tw$	-0,23	b1 (m)	1,551
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b2 (m)	1,551
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	7,18	Hv,sd (kN)	64,584
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	Acv (cm²/m)	6
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	fctk,inf (MPa)	2,03
Momento Resistente		Af (cm²/m)	15,87
Tipo de Viga	Secundária	fyF (MPa)	280
fsd (MPa)	254,55	fys (MPa)	500
Área de aço da forma (mm²/m)	1587,00	Hv,rd (kN)	24494,96
Centro de gravidade da forma (m)	0,02636	Ascstura,min (cm²/m)	1,5
largura efetiva (m)	1,551	Bitola (mm)	4,2
Asl (cm²)	0,00	Espaçamento mínimo (cm)	2
Tds (kN)	0,00	Espaçamento máximo (cm)	40
d3 (m)	0,050	Espaçamento adotado (cm)	10
Aat (m²)	0,0008	As (cm²/m)	1,52
d4 (m)	0,01854	Nº de barras	11
Aac (m²)	0,0015	lb' (mm)	200
d5 (m)	0,09393	lb (mm)	496
Mrd- (kNm)	49,57	Comprimento total (m)	0,99
Msd- (kNm)	24,8	Verificação	OK
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR		
Flambagem Local (FLM e FLA)		
FLM	λ_{mesa}	6,56
	λ_p	9,15
	Situação	OK
FLA	λ_{alma}	42,03
	λ_p	90,53
	Situação	OK
Mn=Mpl (KNm)	350,106	
γ_{a1}	1,1	
Mrd (KNm)	318,278	
Verificação	OK	
Flambagem Lateral com Torção (FLT)		
Lb (m)	9	
ry (m)	0,0392	
β_1	3,16	
λ	229,70	
λ_p	42,38	
λ_r	89,57	
Situação	VIGA LONGA	
Viga Curta		
Md (KNm)	318,28	
Viga Intermediária		
Mpl (KNm)	350,11	
Mr (KNm)	217,78	
Cb	2,09	
Mn (KNm)	-333,45	
Mrd (KNm)	-333,45	
Viga Longa		
Mcr (KNm)	177,68	
Md (KNm)	161,52	
Verificação		
Mrd,FLT (KNm)	161,52	
Verificação	OK	

ELS	
Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
Perfil Isolado antes da cura	
Cargas permanentes,antescura (kN/m)	0,71
Cargas perfil secundário (kN)	48,30
δ_{perm} ,antes da cura (cm)	1,75
Viga Mista, cargas permanentes após cura	
η	0,46
α_e ,longa	22,36
btr (m)	0,22
$\gamma_{a,i}$ (m)	0,179
$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,088
a (m)	0,06
Ac,tr (m²)	0,0134
Itr (m4)	0,00187
Ief (m4)	0,00132
Cargas permanentes,depoiscura (kN/m)	0,00
Cargas perfil secundário (kN)	43,40
δ_{perm} ,depois da cura (cm)	0,18
Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
Não há cargas dessa natureza	
δ_{var} ,curta duração (cm)	0
Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Ief (m4)	0,00132
Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	0
Cargas perfil secundário (kN)	16,5
δ_{var} ,longa duração (cm)	0,07
Contraflecha e Verificação Final	
$\delta_{\text{máx}}$,calc (cm)	2,00
δ_{limite} (cm)	2,57
Verificação	OK
Contraflecha mínima (cm)	-
Contraflecha máxima (cm)	-
Contraflecha adotada (cm)	0
$\delta_{\text{máx}}$,adot (cm)	2,00
Verificação	OK

VIGA MISTA	
Largura Efetiva	
Tipo de trecho	Intermediário
Lentreapoios (m)	9
Dist entre vigas adjacentes (m)	5
Região M+ (m)	7,2
Região M- (m)	4,5
e2 (m)	0,086
Trecho extremidade (m)	2,586
Trecho intermediário (m)	5
Largura Efetiva (m)	5
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo	
$\lambda_{alma}=h/tw$	42,03
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53
Verificação	Seção Compacta
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)	
η_{min}	0,46
Fhd (kN)	2273,86
Ccd (kN)	1056,03
Cad (kN)	722,61
a (m)	0,012
Posição da LN	
Amesa*fyd (kN)	706,69
Local da LN do perfil	Alma
yp (m)	0,0195
yc (m)	0,0068
yt (m)	0,0967
hf (m)	0,05
Mrd (kNm)	644,54
Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo	
Verificações Iniciais	
yp (m)	0,0195
$2(hx-raio)/tw$	-4,70
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	6,56
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA
Momento Resistente	
Tipo de Viga	Principal
fsd (MPa)	254,55
Área de aço da forma (mm²/m)	1587,00
Centro de gravidade da forma (m)	0,02636
largura efetiva (m)	5
Asl (cm²)	79,35
Tds (kN)	2019,82
d3 (m)	0,046
Aat (m²)	0,0023
d4 (m)	0,01276
Aac (m²)	0,0049
d5 (m)	0,24174
Mrd- (kNm)	476,91
Msd- (kNm)	331,8
Verificação	OK

Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
dcs (mm)	19
Acs (m²)	0,000284
Rg	1
Rp	0,75
Qrd (kN)	70,60
Nº de conectores calc	15
hcs (mm)	99
hcs,adot (mm)	105
cobrimento (mm)	14
Verificação	OK
Espaçamento máximo long (cm)	48
Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
Espaçamento adotado long (cm)	48
Nº de conectores adotados	19
CORTANTE	
Escoamento da Alma por Cisalhamento	
Aw (m²)	0,00283
Vpl (kN)	585,44
Kv	5
λ_p	59,22
λ_r	253,84
λ	42,03
Vrk (kN)	532,22
Vrd (kN)	483,83
Vsd (kN)	148,3
Verificação	OK
Armadura de Costura	
Lm (m)	9
nm	19
n	8
η	0,46
Fhd (kN)	2273,86
b1 (m)	5
b2 (m)	5
Hv,sd (kN)	139,337
Acv (cm²/m)	6
fctk,inf (MPa)	2,03
Af (cm²/m)	0
fyF (MPa)	280
fys (MPa)	500
Hv,rd (kN)	257,14
Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
Bitola (mm)	4,2
Espaçamento mínimo (cm)	2
Espaçamento máximo (cm)	40
Espaçamento adotado (cm)	10
As (cm²/m)	1,52
Nº de barras	11
lb' (mm)	200
lb (mm)	1348
Comprimento total (m)	2,70
Verificação	OK

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	8,02	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	0,40
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	17,60
FLA	λ_{alma}	39,34	δ_{perm} , antes da cura (cm)	2,13
	λ_p	90,53		
	Situação	OK	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
			η	0,46
Mn=Mpl (KNm)	147,8325		α_e , longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,12
Mrd (KNm)	134,393		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,129
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,063
			a (m)	0,06
			Ac, tr (m²)	0,0069
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			Itr (m4)	0,00059
			Ief (m4)	0,00042
Lb (m)	9		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	0,00
ry (m)	0,0335		Cargas perfil secundário (kN)	15,80
β_1	4,43		δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,02
			Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ	268,51		Não há cargas dessa natureza	
λ_p	42,38		δ_{var} , curta duração (cm)	0
λ_r	88,54		Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Situação	VIGA LONGA		Ief (m4)	0,00042
			Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	0
Viga Curta			Cargas perfil secundário (kN)	6
Md (KNm)	134,39		δ_{var} , longa duração (cm)	0,01
			Contraflecha e Verificação Final	
Viga Intermediária			$\delta_{\text{máx}}$, calc (cm)	2,16
Mpl (KNm)	147,83		δ_{limite} (cm)	2,57
Mr (KNm)	92,42		Verificação	OK
Cb	2,11		Contraflecha mínima (cm)	-
Mn (KNm)	-237,16		Contraflecha máxima (cm)	-
Mrd (KNm)	-237,16		Contraflecha adotada (cm)	0
			$\delta_{\text{máx}}$, adot (cm)	2,16
Viga Longa			Verificação	OK
Mcr (KNm)	64,25			
Md (KNm)	58,41			
Verificação				
Mrd, FLT (KNm)	58,41			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc _s (mm)	19
Tipo de trecho	Extremidade	A _{cs} (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	9	R _g	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	5	R _p	0,75
Região M+ (m)	7,2	Q _{rd} (kN)	70,60
Região M- (m)	4,5	Nº de conectores calc	9
e ₂ (m)	0,073	h _{cs} (mm)	99
Trecho extremidade (m)	2,573	h _{cs,adot} (mm)	105
Trecho intermediário (m)	5	cobrimento (mm)	14
Largura Efetiva (m)	2,573	Verificação	OK
		Espaçamento máximo long (cm)	48
		Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
		Espaçamento adotado long (cm)	48
		Nº de conectores adotados	19
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		CORTANTE	
λ _{alma} =h/tw	39,34	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
3,76*(E/fy)^0,5	90,53	A _w (m²)	0,00157
Verificação	Seção Compacta	V _{pl} (kN)	325,78
Interação Parcial (η _{min} <η _i <1,0)		K _v	5
η _{min}	0,46	λ _p	59,22
F _{hd} (kN)	1320,41	λ _r	253,84
C _{cd} (kN)	613,22	λ	39,34
C _{ad} (kN)	419,61	V _{rk} (kN)	296,16
a (m)	0,013	V _{rd} (kN)	269,24
Posição da LN		V _{sd} (kN)	54,8
A _{mesa} *f _{yd} (kN)	416,70	Verificação	OK
Local da LN do perfil	Alma		
y _p (m)	0,0106	Armadura de Costura	
y _c (m)	0,0046	L _m (m)	9
y _t (m)	0,0692	n _m	19
h _f (m)	0,05	n	8
M _{rd} (kNm)	287,42	η	0,46
Verificação	OK	F _{hd} (kN)	1320,41
		b ₁ (m)	2,573
		b ₂ (m)	2,573
		H _{v,sd} (kN)	80,91155827
		A _{cv} (cm²/m)	6
		f _{ctk,inf} (MPa)	2,03
		A _f (cm²/m)	0
		f _{yF} (MPa)	280
		f _{ys} (MPa)	500
		H _{v,rd} (kN)	257,14
		Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
		Bitola (mm)	4,2
		Espaçamento mínimo (cm)	2
		Espaçamento máximo (cm)	40
		Espaçamento adotado (cm)	10
		A _s (cm²/m)	1,52
		Nº de barras	11
		l _{b'} (mm)	200
		l _b (mm)	866
		Comprimento total (m)	1,73
		Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo			
Verificações Iniciais			
y _p (m)	0,0106		
2(h _x -raio)/tw	-5,73		
3,76*(E/fy)^0,5	90,53		
λ _{mesa} =0,5*bf/tf	8,02		
0,38*(E/fy)^0,5	9,15		
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA		
Momento Resistente			
Tipo de Viga	Principal		
f _{sd} (MPa)	254,55		
Área de aço da forma (mm²/m)	1587,00		
Centro de gravidade da forma (m)	0,02636		
largura efetiva (m)	2,573		
A _{sl} (cm²)	40,83		
T _{ds} (kN)	1039,40		
d ₃ (m)	0,037		
A _{at} (m²)	0,0013		
d ₄ (m)	0,00604		
A _{ac} (m²)	0,0029		
d ₅ (m)	0,17821		
M _{rd-} (kNm)	201,50		
M _{sd-} (kNm)	122,3		
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR		
Flambagem Local (FLM e FLA)		
FLM	λ_{mesa}	6,754967
	λ_p	9,149325
	Situação	OK
FLA	λ_{alma}	37,2093
	λ_p	90,53016
	Situação	OK
Mn=Mpl (KNm)	443,6355	
γ_{a1}	1,1	
Mrd (KNm)	403,305	
Verificação	OK	
Flambagem Lateral com Torção (FLT)		
Lb (m)	9	
ry (m)	0,0484	
β_1	2,27	
λ	185,90	
λ_p	42,38	
λ_r	104,81	
Situação	VIGA LONGA	
Viga Curta		
Md (KNm)	403,31	
Viga Intermediária		
Mpl (KNm)	443,64	
Mr (KNm)	278,33	
Mn (KNm)	73,14	
Mrd (KNm)	73,14	
Viga Longa		
Mcr (KNm)	198,15	
Md (KNm)	180,13	
Verificação		
Mrd,FLT (KNm)	180,13	
Verificação	OK	

MOMENTO FLETOR		
Flambagem Local (FLM e FLA)		
FLM	λ_{mesa}	8,526316
	λ_p	9,149325
	Situação	OK
FLA	λ_{alma}	45,11811
	λ_p	90,53016
	Situação	OK
Mn=Mpl (KNm)	1638,4395	
γ_{a1}	1,1	
Mrd (KNm)	1489,490	
Verificação	OK	
Flambagem Lateral com Torção (FLT)		
Lb (m)	12	
ry (m)	0,0738	
β_1	2,55	
λ	162,65	
λ_p	42,38	
λ_r	75,99	
Situação	VIGA LONGA	
Viga Curta		
Md (KNm)	1489,49	
Viga Intermediária		
Mpl (KNm)	1638,44	
Mr (KNm)	1024,37	
Cb	1,44	
Mn (KNm)	-733,71	
Mrd (KNm)	-733,71	
Viga Longa		
Mcr (KNm)	935,77	
Md (KNm)	850,70	
Verificação		
Mrd,FLT (KNm)	850,70	
Verificação	OK	

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	7,37	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	16,76
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	0,00
FLA	λ_{alma}	46,11	δ_{perm} , antes da cura (cm)	2,1
	λ_p	90,53		
	Situação	OK	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
			η	0,46
Mn=Mpl (KNm)	310,3275		α_e , longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,27
Mrd (KNm)	282,116		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,178
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,170
			a (m)	0,12
			$A_{c,tr}$ (m²)	0,0322
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			ltr (m4)	0,00212
Lb (m)	9		lef (m4)	0,00149
ry (m)	0,0387		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	10,49
β_1	3,92		Cargas perfil secundário (kN)	0,00
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,12
λ	232,86		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_p	42,38		Não há cargas dessa natureza	
λ_r	80,62		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Situação	VIGA LONGA		Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
			lef (m4)	0,00149
Viga Curta			Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	3,98
Md (KNm)	282,12		Cargas perfil secundário (kN)	0
			δ_{var} , longa duração (cm)	0,05
Viga Intermediária			Contraflecha e Verificação Final	
Mpl (KNm)	310,33		$\delta_{\text{máx,calc}}$ (cm)	2,27
Mr (KNm)	193,49		δ_{limite} (cm)	2,57
Cb	2,09		Verificação	OK
Mn (KNm)	-515,88		Contraflecha mínima (cm)	-
Mrd (KNm)	-515,88		Contraflecha máxima (cm)	-
			Contraflecha adotada (cm)	0,00
Viga Longa			$\delta_{\text{máx,adot}}$ (cm)	2,27
Mcr (KNm)	139,84		Verificação	OK
Md (KNm)	127,13			
Verificação				
Mrd,FLT (KNm)	127,13			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc _s (mm)	19
Tipo de trecho	Intermediário	A _c s (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	9	R _g	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	6	R _p	1
Região M+ (m)	7,2	Q _{rd} (kN)	94,13
Região M- (m)	4,5	Nº de conectores calc	11
e ₂ (m)	0,0855	h _c s (mm)	81
Trecho extremidade (m)	3,0855	h _c s,adot (mm)	80
Trecho intermediário (m)	6	cobrimento (mm)	45
Largura Efetiva (m)	6	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	96
		Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
		Espaçamento adotado long (cm)	96
		Nº de conectores adotados	10
		CORTANTE	
λ _{alma} =h/t _w		Escoamento da Alma por Cisalhamento	
3,76*(E/f _y)^0,5		A _w (m²)	0,00256
Verificação	Seção Compacta	V _{pl} (kN)	529,09
Interação Parcial (η _{min} <η _i <1,0)		K _v	5
η _{min}	0,46	λ _p	59,22
F _{hd} (kN)	2032,36	λ _r	253,84
C _{cd} (kN)	943,87	λ	46,11
C _{ad} (kN)	645,86	V _{rk} (kN)	480,99
a (m)	0,009	V _{rd} (kN)	437,27
Posição da LN		V _{sd} (kN)	175,7
A _{mesa} *f _{yd} (kN)	622,13	Verificação	OK
Local da LN do perfil	Alma	Armadura de Costura	
y _p (m)	0,0221	L _m (m)	9
y _c (m)	0,0062	n _m	10
y _t (m)	0,0954	n	4
h _f (m)	0	η	0,46
M _{rd} (kNm)	583,39	F _{hd} (kN)	2032,36
Verificação	OK	b ₁ (m)	6
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		b ₂ (m)	6
		H _{v,sd} (kN)	131,093111
		A _{cv} (cm²/m)	12
		f _{ctk,inf} (MPa)	2,03
		A _f (cm²/m)	0
Verificações Iniciais		f _{yF} (MPa)	280
y _p (m)	0,0221	f _{ys} (MPa)	500
2(h _x -raio)/t _w	-3,61	H _{v,rd} (kN)	514,29
3,76*(E/f _y)^0,5	90,53	Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
λ _{mesa} =0,5*b _f /t _f	7,37	Bitola (mm)	10
0,38*(E/f _y)^0,5	9,15	Espaçamento mínimo (cm)	2
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	Espaçamento máximo (cm)	40
Momento Resistente		Espaçamento adotado (cm)	40
f _{sd} (MPa)	434,78	A _s (cm²/m)	2,75
bitola (mm)	10	Nº de barras	4
espaçamento (cm)	11	l _b (cm)	477
largura efetiva (m)	6	Comprimento total (cm)	954
nº de barras	55,54545455	Verificação	OK
A _{sl} (cm²)	43,63		
T _{ds} (kN)	1896,75		
d ₃ (m)	0,062		
A _{at} (m²)	0,0021		
d ₄ (m)	0,01590		
A _{ac} (m²)	0,0044		
d ₅ (m)	0,23748		
M _{rd} - (kNm)	457,35		
M _{sd} - (kNm)	316,3		
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	8,51	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	8,54
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	0,00
FLA	λ_{alma}	50,17	δ_{perm} , antes da cura (cm)	1,8
	λ_p	90,53		
	Situação	OK	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
			η	0,46
Mn=Mpl (KNm)	212,313		α_e , longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,14
Mrd (KNm)	193,012		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,155
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,119
			a (m)	0,12
			Ac, tr (m²)	0,0165
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			ltr (m4)	0,00115
Lb (m)	9		lef (m4)	0,00081
ry (m)	0,0382		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	5,24
β_1	5,06		Cargas perfil secundário (kN)	0,00
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,12
λ	235,32			
λ_p	42,38		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_r	74,78		Não há cargas dessa natureza	
Situação	VIGA LONGA		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Viga Curta			Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Md (KNm)	193,01		lef (m4)	0,00081
			Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	1,99
Viga Intermediária			Cargas perfil secundário (kN)	0
Mpl (KNm)	212,31		δ_{var} , longa duração (cm)	0,04
Mr (KNm)	133,69			
Cb	2,08		Contraflecha e Verificação Final	
Mn (KNm)	-483,79		$\delta_{\text{máx}}$, calc (cm)	1,96
Mrd (KNm)	-483,79		δ_{limite} (cm)	2,57
			Verificação	OK
Viga Longa			Contraflecha mínima (cm)	-
Mcr (KNm)	88,28		Contraflecha máxima (cm)	-
Md (KNm)	80,26		Contraflecha adotada (cm)	0,00
			$\delta_{\text{máx}}$, adot (cm)	1,96
Verificação			Verificação	OK
Mrd, FLT (KNm)	80,26			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dcs (mm)	19
Tipo de trecho	Extremidade	Acs (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	9	Rg	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	6	Rp	1
Região M+ (m)	7,2	Qrd (kN)	94,13
Região M- (m)	4,5	Nº de conectores calc	8
e2 (m)	0,0825	hcs (mm)	81
Trecho extremidade (m)	3,0825	hcs,adot (mm)	80
Trecho intermediário (m)	6	cobrimento (mm)	45
Largura Efetiva (m)	3,0825	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	96
$\lambda_{alma}=h/tw$	50,17	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	96
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	10
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,46	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
Fhd (kN)	1558,77	Aw (m²)	0,00180
Ccd (kN)	723,93	Vpl (kN)	372,19
Cad (kN)	495,36	Kv	5
a (m)	0,013	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
Amesa*fyd (kN)	501,98	λ	50,17
Local da LN do perfil	Mesa Superior	Vrk (kN)	338,35
yp (m)	0,0096	Vrd (kN)	307,59
yc (m)	0,0048	Vsd (kN)	88,8
yt (m)	0,0834	Verificação	OK
hf (m)	0	Armadura de Costura	
Mrd (kNm)	399,71	Lm (m)	9
Verificação	OK	nm	10
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	4
Verificações Iniciais		η	0,46
yp (m)	0,0096	Fhd (kN)	1558,77
$2(hx-raio)/tw$	-6,77	b1 (m)	3,0825
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b2 (m)	3,0825
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	8,51	Hv,sd (kN)	100,5451793
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	Acv (cm²/m)	12
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	fctk,inf (MPa)	2,03
Momento Resistente		Af (cm²/m)	0
fsd (MPa)	434,78	fyF (MPa)	280
bitola (mm)	10	fys (MPa)	500
espaçamento (cm)	11	Hv,rd (kN)	514,29
largura efetiva (m)	3,0825	Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
nº de barras	29,02272727	Bitola (mm)	10
Asl (cm²)	22,79	Espaçamento mínimo (cm)	2
Tds (kN)	991,06	Espaçamento máximo (cm)	40
d3 (m)	0,050	Espaçamento adotado (cm)	40
Aat (m²)	0,0000	As (cm²/m)	2,75
d4 (m)	0,00479	Nº de barras	4
Aac (m²)	0,0050	lb (cm)	477
d5 (m)	0,21701	Comprimento total (cm)	954
Mrd- (kNm)	387,30	Verificação	OK
Msd- (kNm)	159,8		
Verificação	OK		

APÊNDICE O – Planilha para o dimensionamento da viga principal intermediária da estrutura B para o caso 2

Dados da seção		Carregamentos	
Perfil	W 610 x 140,0		
d (mm)	617	PPperfilaço (KN/m)	1,37
bf (mm)	230	$\gamma_g, ppaço$	1,25
tw (mm)	13,1	PPlajemaciça (KN/m³)	25
tf (mm)	22,2	hlaje (m)	0,12
hw (mm)	573	Acharneira (m²)	18
d' (mm)	541	Lviga (m)	6
Ag (cm²)	179,3	PPlajemaciça (KN/m)	9,00
Massa (kg/m)	140	$\gamma_g, ppconcreto$	1,35
Ix (cm⁴)	112619	PPsobrecargasperm (KN/m²)	1,95
Wx (cm³)	3650,5	PPsobrecargasperm (KN/m)	5,85
rx (cm)	25,06	$\gamma_g, ppsobrecargas$	1,35
Zx (cm³)	4173,1	Sobrecargaacidental (KN/m²)	2
Iy (cm⁴)	4515	γ_q	0,5
Wy (cm³)	392,6	Carga Total Ponderada antes da cura (KN/m)	16,87
ry (cm)	5,02	Carga Total Ponderada depois da cura (KN/m)	24,76
Zy (cm³)	614		
J (cm⁴)	225,01	Ftool	
Cw (m6)	3,98169E-06	Antes da Cura	
E (GPa)	200	Carga atuante ponderada (KN/m)	16,87
fy (MPa)	345	Carga viga secundária (KN)	233,40
fu (MPa)	450	Vsd,máx (KN)	287
Esbeltez mesa	5,18	Msd,máx + (KNm)	589,5
Esbeltez alma	43,74	Msd,máx - (KNm)	828,8
Comprimento destravado (m)	12	Depois da Cura	
Altura Laje (m)	0,12	Carga atuante ponderada (KN/m)	24,76
fck (MPa)	30	Carga viga secundária (KN)	351,40
fcd (MPa)	21,43	Vsd,máx (KN)	427,3
Raio de concordância (m)	0,038	Msd,máx + (KNm)	881,7
fsk (MPa)	500	Msd,máx - (KNm)	1236,3
fsd (MPa)	434,78		
cobrimento da laje (m)	0,04	Cb	
Econcreto (MPa)	26838,41	Mmáx (KNm)	828,8
fucs (MPa)	415	Ma (KNm)	361
		Mb (KNm)	583,8
		Mc (KNm)	55
		Cb	1,83

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	5,18	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	13,87
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	199,60
FLA	λ_{alma}	43,74	δ_{perm} , antes da cura (cm)	2,12
	λ_p	90,53		
	Situação	OK	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
			η	0,54
Mn=Mpl (KNm)	1439,7195		α_e , longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,40
Mrd (KNm)	1308,836		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,309
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,181
			a (m)	0,12
			Ac,tr (m²)	0,0483
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			ltr (m4)	0,01337
			lef (m4)	0,01010
Lb (m)	12		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	7,90
ry (m)	0,0502		Cargas perfil secundário (kN)	118,00
β_1	1,96		δ_{perm} , depois da cura (cm)	1,24
λ	239,13		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_p	42,38		Não há cargas dessa natureza	
λ_r	88,93		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Situação	VIGA LONGA			
			Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Viga Curta			lef (m4)	0,01010
Md (KNm)	1308,84		Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	3,00
			Cargas perfil secundário (kN)	33,8
Viga Intermediária			δ_{var} , longa duração (cm)	0,04
Mpl (KNm)	1439,72			
Mr (KNm)	881,60		Contraflecha e Verificação Final	
Cb	1,83		$\delta_{\text{máx,calc}}$ (cm)	3,40
Mn (KNm)	-1530,82		δ_{limite} (cm)	3,43
Mrd (KNm)	-1530,82		Verificação	OK
			Contraflecha mínima (cm)	-
Viga Longa			Contraflecha máxima (cm)	-
Mcr (KNm)	687,86		Contraflecha adotada (cm)	0,00
Md (KNm)	625,33		$\delta_{\text{máx,adot}}$ (cm)	3,40
			Verificação	OK
Verificação				
Mrd,FLT (KNm)	625,33			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dcs (mm)	19
Tipo de trecho	Intermediário	Acs (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	12	Rg	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	9	Rp	1
Região M+ (m)	9,6	Qrd (kN)	94,13
Região M- (m)	6	Nº de conectores calc	33
e2 (m)	0,115	hcs (mm)	81
Trecho extremidade (m)	4,615	hcs,adot (mm)	80
Trecho intermediário (m)	9	cobrimento (mm)	45
Largura Efetiva (m)	9	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	96
$\lambda_{alma}=h/tw$	43,74	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	96
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	13
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,54	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
Fhd (kN)	5623,50	Aw (m²)	0,00808
Ccd (kN)	3017,76	Vpl (kN)	1673,12
Cad (kN)	1584,05	Kv	5
a (m)	0,018	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
Amesa*fyd (kN)	1601,43	λ	43,74
Local da LN do perfil	Mesa Superior	Vrk (kN)	1521,02
yp (m)	0,0220	Vrd (kN)	1382,74
yc (m)	0,0110	Vsd (kN)	427,3
yt (m)	0,1900	Verificação	OK
hf (m)	0	Armadura de Costura	
Mrd (kNm)	2600,09	Lm (m)	12
Verificação	OK	nm	13
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	4
Verificações Iniciais		η	0,54
yp (m)	0,0220	Fhd (kN)	5623,50
$2(hx-raio)/tw$	-5,84	b1 (m)	9
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b2 (m)	9
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	5,18	Hv,sd (kN)	408,6544658
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	Acv (cm²/m)	12
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	fctk,inf (MPa)	2,03
Momento Resistente		Af (cm²/m)	0
fsd (MPa)	434,78	fyF (MPa)	280
bitola (mm)	10	fys (MPa)	500
espaçamento (cm)	11	Hv,rd (kN)	514,29
largura efetiva (m)	9	Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
nº de barras	82,81818182	Bitola (mm)	10
Asl (cm²)	65,05	Espaçamento mínimo (cm)	2
Tds (kN)	2828,05	Espaçamento máximo (cm)	40
d3 (m)	0,062	Espaçamento adotado (cm)	40
Aat (m²)	0,0000	As (cm²/m)	2,75
d4 (m)	0,01098	Nº de barras	4
Aac (m²)	0,0179	lb (cm)	479
d5 (m)	0,40504	Comprimento total (cm)	958
Mrd- (kNm)	2452,35	Verificação	OK
Msd- (kNm)	1236,3		
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	5,42	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antescura (kN/m)	7,17
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	56,60
FLA	λ_{alma}	40,76	δ_{perm} , antes da cura (cm)	2,1
	λ_p	90,53		
	Situação	OK	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
			η	0,54
Mn=Mpl (KNm)	696,693		α_e , longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,21
Mrd (KNm)	633,357		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,232
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,123
			a (m)	0,12
			Ac,tr (m²)	0,0247
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			Itr (m4)	0,00453
Lb (m)	12		Ief (m4)	0,00343
ry (m)	0,0428		Cargas permanentes, depoiscura (kN/m)	3,95
β_1	2,32		Cargas perfil secundário (kN)	35,40
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,15
λ	280,18			
λ_p	42,38		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_r	93,51		Não há cargas dessa natureza	
Situação	VIGA LONGA		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Viga Curta			Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Md (KNm)	633,36		Ief (m4)	0,00343
			Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	1,50
Viga Intermediária			Cargas perfil secundário (kN)	13,4
Mpl (KNm)	696,69		δ_{var} , longa duração (cm)	0,06
Mr (KNm)	428,81			
Cb	1,86		Contraflecha e Verificação Final	
Mn (KNm)	-929,41		$\delta_{\text{máx}}$, calc (cm)	2,31
Mrd (KNm)	-929,41		δ_{limite} (cm)	3,43
			Verificação	OK
Viga Longa			Contraflecha mínima (cm)	-
Mcr (KNm)	291,38		Contraflecha máxima (cm)	-
Md (KNm)	264,89		Contraflecha adotada (cm)	0,00
			$\delta_{\text{máx}}$, adot (cm)	2,31
Verificação			Verificação	OK
Mrd,FLT (KNm)	264,89			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dcs (mm)	19
Tipo de trecho	Extremidade	Acs (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	12	Rg	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	9	Rp	1
Região M+ (m)	9,6	Qrd (kN)	94,13
Região M- (m)	6	Nº de conectores calc	21
e2 (m)	0,096	hcs (mm)	81
Trecho extremidade (m)	4,596	hcs,adot (mm)	80
Trecho intermediário (m)	9	cobrimento (mm)	45
Largura Efetiva (m)	4,596	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	96
$\lambda_{alma}=h/tw$	40,76	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	96
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	13
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,54	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
Fhd (kN)	3578,59	Aw (m²)	0,00486
Ccd (kN)	1920,39	Vpl (kN)	1006,33
Cad (kN)	1008,03	Kv	5
a (m)	0,023	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
Amesa*fyd (kN)	1065,86	λ	40,76
Local da LN do perfil	Mesa Superior	Vrk (kN)	914,85
yp (m)	0,0167	Vrd (kN)	831,68
yc (m)	0,0084	Vsd (kN)	167,1
yt (m)	0,1428	Verificação	OK
hf (m)	0	Armadura de Costura	
Mrd (kNm)	1289,82	Lm (m)	12
Verificação	OK	nm	13
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	4
Verificações Iniciais		η	0,54
yp (m)	0,0167	Fhd (kN)	3578,59
$2(hx-raio)/tw$	-5,80	b1 (m)	4,596
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b2 (m)	4,596
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	5,42	Hv,sd (kN)	260,0528419
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	Acv (cm²/m)	12
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	fctk,inf (MPa)	2,03
Momento Resistente		Af (cm²/m)	0
fsd (MPa)	434,78	fyF (MPa)	280
bitola (mm)	10	fys (MPa)	500
espaçamento (cm)	11	Hv,rd (kN)	514,29
largura efetiva (m)	4,596	Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
nº de barras	42,78181818	Bitola (mm)	10
Asl (cm²)	33,60	Espaçamento mínimo (cm)	2
Tds (kN)	1460,90	Espaçamento máximo (cm)	40
d3 (m)	0,057	Espaçamento adotado (cm)	40
Aat (m²)	0,0000	As (cm²/m)	2,75
d4 (m)	0,00837	Nº de barras	4
Aac (m²)	0,0114	lb (cm)	478
d5 (m)	0,30342	Comprimento total (cm)	956
Mrd- (kNm)	1168,41	Verificação	OK
Msd- (kNm)	464,3		
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	4,95	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes,antescura (kN/m)	8,92
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	0
FLA	λ_{alma}	21,06	δ_{perm} ,antes da cura (cm)	2,98
	λ_p	90,53		
	Situação	OK	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
			η	0,40
Mn=Mpl (KNm)	68,172		α_e ,longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,13
Mrd (KNm)	61,975		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,080
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,061
			a (m)	0,06
			Ac,tr (m²)	0,0081
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			Itr (m4)	0,00027
Lb (m)	6		Ief (m4)	0,00018
ry (m)	0,0241		Cargas permanentes,depoiscura (kN/m)	7,90
β_1	1,89		Cargas perfil secundário (kN)	0
			δ_{perm} ,depois da cura (cm)	0,20
λ	248,93			
λ_p	42,38		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_r	174,54		Não há cargas dessa natureza	
Situação	VIGA LONGA		δ_{var} ,curta duração (cm)	0
Viga Curta			Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Md (KNm)	61,97		Ief (m4)	0,00018
			Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	3
Viga Intermediária			Cargas perfil secundário (kN)	0
Mpl (KNm)	68,17		δ_{var} ,longa duração (cm)	0,07
Mr (KNm)	41,78			
Cb	1,55		Contraflecha e Verificação Final	
Mn (KNm)	37,89		$\delta_{\text{máx}}$,calc (cm)	3,25
Mrd (KNm)	37,89		δ_{limite} (cm)	1,71
			Verificação	OK
Viga Longa			Contraflecha mínima (cm)	1,54
Mcr (KNm)	45,30		Contraflecha máxima (cm)	3,18
Md (KNm)	41,18		Contraflecha adotada (cm)	2
			$\delta_{\text{máx}}$,adot (cm)	1,25
Verificação			Verificação	OK
Mrd,FLT (KNm)	41,18			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc _s (mm)	19
Tipo de trecho	Intermediário	A _{cs} (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	6	R _g	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	3	R _p	0,75
Região M+ (m)	4,8	Q _{rd} (kN)	70,60
Região M- (m)	3	Nº de conectores calc	6
e ₂ (m)	0,051	h _{cs} (mm)	99
Trecho extremidade (m)	1,551	h _{cs,adot} (mm)	105
Trecho intermediário (m)	3	cobrimento (mm)	14
Largura Efetiva (m)	3	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	48
$\lambda_{alma}=h/tw$	21,06	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	48
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	13
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,40	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
F _{hd} (kN)	987,95	A _w (m²)	0,00106
C _{cd} (kN)	395,18	V _{pl} (kN)	218,59
C _{ad} (kN)	345,78	K _v	5
a (m)	0,007	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
A _{mesa} *f _{yd} (kN)	329,51	λ	21,06
Local da LN do perfil	Alma	V _{rk} (kN)	198,72
y _p (m)	0,0182	V _{rd} (kN)	180,65
y _c (m)	0,0056	V _{sd} (kN)	71,4
y _t (m)	0,0372	Verificação	OK
h _f (m)	0,05	Armadura de Costura	
M _{rd} (kNm)	145,84	L _m (m)	6
Verificação	OK	n _m	13
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	5
Verificações Iniciais		η	0,40
y _p (m)	0,0182	F _{hd} (kN)	987,95
$2(hx-raio)/tw$	-4,44	b ₁ (m)	3
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b ₂ (m)	3
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	4,95	H _{v,sd} (kN)	85,62272727
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	A _{cv} (cm²/m)	6
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	f _{ctk,inf} (MPa)	2,03
Momento Resistente		A _f (cm²/m)	15,87
Tipo de Viga	Secundária	f _{yF} (MPa)	280
f _{sd} (MPa)	254,55	f _{ys} (MPa)	500
Área de aço da forma (mm²/m)	1587,00	H _{v,rd} (kN)	24494,96
Centro de gravidade da forma (m)	0,02636	Ascostura, mín (cm²/m)	1,5
largura efetiva (m)	3	Bitola (mm)	4,2
A _{sl} (cm²)	0,00	Espaçamento mínimo (cm)	2
T _{ds} (kN)	0,00	Espaçamento máximo (cm)	40
d ₃ (m)	0,045	Espaçamento adotado (cm)	40
A _{at} (m²)	0,0011	A _s (cm²/m)	0,48
d ₄ (m)	0,01259	Nº de barras	4
A _{ac} (m²)	0,0020	l _{b'} (mm)	200
d ₅ (m)	0,10460	l _b (mm)	670
M _{rd-} (kNm)	71,52	Comprimento total (m)	1,34
M _{sd-} (kNm)	71,4	Verificação	OK
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	7,18	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	4,53
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	0
FLA	λ_{alma}	23,97	δ_{perm} , antes da cura (cm)	2,2
	λ_p	90,53		
	Situação	OK	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
			η	0,40
Mn=Mpl (KNm)	48,093		α_e , longa	22,36
γ_{a1}	1,1		btr (m)	0,07
Mrd (KNm)	43,721		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,077
Verificação	OK		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,046
			a (m)	0,06
			Ac, tr (m²)	0,0042
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			ltr (m4)	0,00016
Lb (m)	6		lef (m4)	0,00010
ry (m)	0,0232		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	3,95
β_1	3,42		Cargas perfil secundário (kN)	0
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,18
λ	258,57			
λ_p	42,38		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_r	132,64		Não há cargas dessa natureza	
Situação	VIGA LONGA		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Viga Curta			Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Md (KNm)	43,72		lef (m4)	0,00010
			Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	1,5
Viga Intermediária			Cargas perfil secundário (kN)	0
Mpl (KNm)	48,09		δ_{var} , longa duração (cm)	0,07
Mr (KNm)	29,66			
Cb	1,52		Contraflecha e Verificação Final	
Mn (KNm)	5,44		$\delta_{\text{máx}}$, calc (cm)	2,45
Mrd (KNm)	5,44		δ_{limite} (cm)	1,71
			Verificação	OK
Viga Longa			Contraflecha mínima (cm)	0,74
Mcr (KNm)	23,11		Contraflecha máxima (cm)	2,38
Md (KNm)	21,01		Contraflecha adotada (cm)	1
			$\delta_{\text{máx}}$, adot (cm)	1,45
Verificação			Verificação	OK
Mrd,FLT (KNm)	21,01			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc _s (mm)	19
Tipo de trecho	Extremidade	A _{cs} (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	6	R _g	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	3	R _p	0,75
Região M+ (m)	4,8	Q _{rd} (kN)	70,60
Região M- (m)	3	Nº de conectores calc	5
e ₂ (m)	0,051	h _{cs} (mm)	99
Trecho extremidade (m)	1,551	h _{cs,adot} (mm)	105
Trecho intermediário (m)	3	cobrimento (mm)	14
Largura Efetiva (m)	1,551	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	48
$\lambda_{alma}=h/tw$	23,97	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	48
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	13
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,40	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
F _{hd} (kN)	733,91	A _w (m²)	0,00089
C _{cd} (kN)	293,56	V _{pl} (kN)	183,69
C _{ad} (kN)	256,87	K _v	5
a (m)	0,010	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
A _{mesa} *f _{yd} (kN)	227,14	λ	23,97
Local da LN do perfil	Alma	V _{rk} (kN)	166,99
y _p (m)	0,0234	V _{rd} (kN)	151,81
y _c (m)	0,0049	V _{sd} (kN)	35,9
y _t (m)	0,0356	Verificação	OK
h _f (m)	0,05	Armadura de Costura	
M _{rd} (kNm)	104,48	L _m (m)	6
Verificação	OK	n _m	13
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	5
Verificações Iniciais		η	0,40
y _p (m)	0,0234	F _{hd} (kN)	733,91
$2(hx-raio)/tw$	-0,23	b ₁ (m)	1,551
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b ₂ (m)	1,551
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	7,18	H _{v,sd} (kN)	63,60545455
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	A _{cv} (cm²/m)	6
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	f _{ctk,inf} (MPa)	2,03
Momento Resistente		A _f (cm²/m)	15,87
Tipo de Viga	Secundária	f _{yF} (MPa)	280
f _{sd} (MPa)	254,55	f _{ys} (MPa)	500
Área de aço da forma (mm²/m)	1587,00	H _{v,rd} (kN)	24494,96
Centro de gravidade da forma (m)	0,02636	Ascostura, mín (cm²/m)	1,5
largura efetiva (m)	1,551	Bitola (mm)	4,2
A _{sl} (cm²)	0,00	Espaçamento mínimo (cm)	2
T _{ds} (kN)	0,00	Espaçamento máximo (cm)	40
d ₃ (m)	0,050	Espaçamento adotado (cm)	10
A _{at} (m²)	0,0008	A _s (cm²/m)	1,52
d ₄ (m)	0,01854	Nº de barras	11
A _{ac} (m²)	0,0015	l _{b'} (mm)	200
d ₅ (m)	0,09393	l _b (mm)	549
M _{rd-} (kNm)	49,57	Comprimento total (m)	1,10
M _{sd-} (kNm)	35,9	Verificação	OK
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	6,70	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	1,13
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	58,90
FLA	λ_{alma}	49,22	δ_{perm} , antes da cura (cm)	2,04
	λ_p	90,53	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
	Situação	OK	η	0,54
Mn=Mpl (KNm)			α_e , longa	22,36
γ_{a1}			btr (m)	0,27
Mrd (KNm)			$\gamma_{a,i}$ (m)	0,267
Verificação			$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,101
			a (m)	0,06
			Ac,tr (m ²)	0,0161
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			ltr (m4)	0,00510
Lb (m)	12		lef (m4)	0,00389
ry (m)	0,0450		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	0,00
β_1	3,31		Cargas perfil secundário (kN)	52,10
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,24
			Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ	266,80		Não há cargas dessa natureza	
λ_p	42,38		δ_{var} , curta duração (cm)	0
λ_r	73,58		Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Situação	VIGA LONGA		lef (m4)	0,00389
Viga Curta			Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	0
Md (KNm)	740,12		Cargas perfil secundário (kN)	19,8
Viga Intermediária			δ_{var} , longa duração (cm)	0,09
Mpl (KNm)	814,13		Contraflecha e Verificação Final	
Mr (KNm)	499,83		$\delta_{\text{máx,calc}}$ (cm)	2,37
Cb	1,91		δ_{limite} (cm)	3,43
Mn (KNm)	-2508,90		Verificação	OK
Mrd (KNm)	-2508,90		Contraflecha mínima (cm)	-
Viga Longa			Contraflecha máxima (cm)	-
Mcr (KNm)	308,04		Contraflecha adotada (cm)	0
Md (KNm)	280,04		$\delta_{\text{máx,adot}}$ (cm)	2,37
Verificação			Verificação	OK
Mrd,FLT (KNm)	280,04			
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc _s (mm)	19
Tipo de trecho	Intermediário	A _{cs} (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	12	R _g	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	6	R _p	0,75
Região M+ (m)	9,6	Q _{rd} (kN)	70,60
Região M- (m)	6	Nº de conectores calc	29
e ₂ (m)	0,1045	h _{cs} (mm)	99
Trecho extremidade (m)	3,1045	h _{cs,adot} (mm)	105
Trecho intermediário (m)	6	cobrimento (mm)	14
Largura Efetiva (m)	6	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	48
$\lambda_{alma}=h/tw$	49,22	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	48
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	25
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,54	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
F _{hd} (kN)	3688,36	A _w (m²)	0,00544
C _{cd} (kN)	1979,30	V _{pl} (kN)	1125,38
C _{ad} (kN)	1038,95	K _v	5
a (m)	0,018	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
A _{mesa} *f _{yd} (kN)	1022,58	λ	49,22
Local da LN do perfil	Alma	V _{rk} (kN)	1023,07
y _p (m)	0,0207	V _{rd} (kN)	930,06
y _c (m)	0,0080	V _{sd} (kN)	262,8
y _t (m)	0,1636	Verificação	OK
h _f (m)	0,05	Armadura de Costura	
M _{rd} (kNm)	1484,45	L _m (m)	12
Verificação	OK	n _m	25
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	9
Verificações Iniciais		η	0,54
y _p (m)	0,0207	F _{hd} (kN)	3688,36
$2(hx-raio)/tw$	-4,39	b ₁ (m)	6
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b ₂ (m)	6
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	6,70	H _{v,sd} (kN)	229,0854042
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	A _{cv} (cm²/m)	6
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	f _{ctk,inf} (MPa)	2,03
Momento Resistente		A _f (cm²/m)	0
Tipo de Viga	Principal	f _{yF} (MPa)	280
f _{sd} (MPa)	254,55	f _{ys} (MPa)	500
Área de aço da forma (mm²/m)	1587,00	H _{v,rd} (kN)	257,14
Centro de gravidade da forma (m)	0,02636	Ascostura,mín (cm²/m)	1,5
largura efetiva (m)	6	Bitola (mm)	4,2
A _{sl} (cm²)	95,22	Espaçamento mínimo (cm)	2
T _{ds} (kN)	2423,78	Espaçamento máximo (cm)	40
d ₃ (m)	0,047	Espaçamento adotado (cm)	10
A _{at} (m²)	0,0033	A _s (cm²/m)	1,52
d ₄ (m)	0,01275	Nº de barras	11
A _{ac} (m²)	0,0084	l _{b'} (mm)	200
d ₅ (m)	0,34864	l _b (mm)	2716
M _{rd} (kNm)	1051,04	Comprimento total (m)	5,43
M _{sd} (kNm)	748,5	Verificação	OK
Verificação	OK		

MOMENTO FLETOR			ELS	
Flambagem Local (FLM e FLA)			Verificação de Deformação Vertical (Flechas)	
FLM	λ_{mesa}	6,56	Perfil Isolado antes da cura	
	λ_p	9,15	Cargas permanentes, antes cura (kN/m)	0,71
	Situação	OK	Cargas perfil secundário (kN)	21,40
FLA	λ_{alma}	42,03	δ_{perm} , antes da cura (cm)	2,66
	λ_p	90,53	Viga Mista, cargas permanentes após cura	
	Situação	OK	η	0,54
			α_e , longa	22,36
Mn=Mpl (KNm)	350,106		btr (m)	0,14
γ_{a1}	1,1		$\gamma_{a,i}$ (m)	0,179
Mrd (KNm)	318,278		$\gamma_{tr,i}$ (m)	0,064
Verificação	OK		a (m)	0,06
			Ac, tr (m²)	0,0083
Flambagem Lateral com Torção (FLT)			Itr (m4)	0,00142
Lb (m)	12		Ief (m4)	0,00108
ry (m)	0,0392		Cargas permanentes, depois cura (kN/m)	0,00
β_1	3,16		Cargas perfil secundário (kN)	19,00
			δ_{perm} , depois da cura (cm)	0,32
λ	306,27		Viga Mista, cargas variáveis de curta duração	
λ_p	42,38		Não há cargas dessa natureza	
λ_r	89,57		δ_{var} , curta duração (cm)	0
Situação	VIGA LONGA		Viga Mista, cargas variáveis de longa duração	
Viga Curta			Ief (m4)	0,00108
Md (KNm)	318,28		Sobrecarga acidental ponderada (kN/m)	0
Viga Intermediária			Cargas perfil secundário (kN)	7,2
Mpl (KNm)	350,11		δ_{var} , longa duração (cm)	0,12
Mr (KNm)	217,78		Contraflecha e Verificação Final	
Cb	1,96		$\delta_{\text{máx, calc}}$ (cm)	3,10
Mn (KNm)	-695,19		δ_{limite} (cm)	3,43
Mrd (KNm)	-695,19		Verificação	OK
Viga Longa			Contraflecha mínima (cm)	-
Mcr (KNm)	124,80		Contraflecha máxima (cm)	-
Md (KNm)	113,46		Contraflecha adotada (cm)	0
Verificação			$\delta_{\text{máx, adot}}$ (cm)	3,10
Mrd, FLT (KNm)	113,46		Verificação	OK
Verificação	OK			

VIGA MISTA		Dimensionamento dos Conectores (Stud Bolts)	
Largura Efetiva		dc _s (mm)	19
Tipo de trecho	Extremidade	A _{cs} (m²)	0,000284
Lentreapoios (m)	12	R _g	1
Dist entre vigas adjacentes (m)	6	R _p	0,75
Região M+ (m)	9,6	Q _{rd} (kN)	70,60
Região M- (m)	6	Nº de conectores calc	18
e ₂ (m)	0,086	h _{cs} (mm)	99
Trecho extremidade (m)	3,086	h _{cs,adot} (mm)	105
Trecho intermediário (m)	6	cobrimento (mm)	14
Largura Efetiva (m)	3,086	Verificação	OK
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Positivo		Espaçamento máximo long (cm)	48
$\lambda_{alma}=h/tw$	42,03	Espaçamento mínimo long (cm)	11,4
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	Espaçamento adotado long (cm)	48
Verificação	Seção Compacta	Nº de conectores adotados	25
Interação Parcial ($\eta_{min}<\eta_i<1,0$)		CORTANTE	
η_{min}	0,54	Escoamento da Alma por Cisalhamento	
F _{hd} (kN)	2273,86	A _w (m²)	0,00283
C _{cd} (kN)	1220,23	V _{pl} (kN)	585,44
C _{ad} (kN)	640,51	K _v	5
a (m)	0,022	λ_p	59,22
Posição da LN		λ_r	253,84
A _{mesa} *f _{yd} (kN)	706,69	λ	42,03
Local da LN do perfil	Mesa Superior	V _{rk} (kN)	532,22
y _p (m)	0,0119	V _{rd} (kN)	483,83
y _c (m)	0,0059	V _{sd} (kN)	99
y _t (m)	0,1096	Verificação	OK
h _f (m)	0,05	Armadura de Costura	
M _{rd} (kNm)	653,26	L _m (m)	12
Verificação	OK	n _m	25
Dimensionamento ao Fletor nas Regiões de Momento Negativo		n	7
Verificações Iniciais		η	0,54
y _p (m)	0,0119	F _{hd} (kN)	2273,86
$2(hx-raio)/tw$	-6,64	b ₁ (m)	3,086
$3,76*(E/fy)^{0,5}$	90,53	b ₂ (m)	3,086
$\lambda_{mesa}=0,5*bf/tf$	6,56	H _{v,sd} (kN)	181,5819075
$0,38*(E/fy)^{0,5}$	9,15	A _{cv} (cm²/m)	6
Verificações Iniciais	VIGA COMPACTA	f _{ctk,inf} (MPa)	2,03
Momento Resistente		A _f (cm²/m)	0
Tipo de Viga	Principal	f _{yF} (MPa)	280
f _{sd} (MPa)	254,55	f _{ys} (MPa)	500
Área de aço da forma (mm²/m)	1587,00	H _{v,rd} (kN)	257,14
Centro de gravidade da forma (m)	0,02636	Ascostura, mín (cm²/m)	1,5
largura efetiva (m)	3,086	Bitola (mm)	4,2
A _{sl} (cm²)	48,97	Espaçamento mínimo (cm)	2
T _{ds} (kN)	1246,63	Espaçamento máximo (cm)	40
d ₃ (m)	0,038	Espaçamento adotado (cm)	10
A _{at} (m²)	0,0000	A _s (cm²/m)	1,52
d ₄ (m)	0,00594	Nº de barras	11
A _{ac} (m²)	0,0072	l _{b'} (mm)	200
d ₅ (m)	0,23652	l _b (mm)	2194
M _{rd} (kNm)	585,33	Comprimento total (m)	4,39
M _{sd} (kNm)	280,5	Verificação	OK
Verificação	OK		