

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**PROJETO DE ESTRUTURAS MISTAS
DE AÇO E CONCRETO**

AUTOR: EDUARDO DANTAS DE PAULA JUNIOR
PROF. ORIENTADOR: RODRIGO BARRETO CALDAS

2016

Introdução e Objetivos

Tendo em vista as disciplinas cursadas na Especialização, oferecidas pela Universidade Federal de Minas Gerais, optou-se por desenvolver o trabalho prático referente ao dimensionamento de um piso, ou seja, lajes e vigas, e também os pilares de um edifício comercial constituído de 10 pavimentos típicos acima do térreo (10 lajes) com pé direito de 3,5 m, em estrutura mista, com o objetivo de trabalhar as etapas específicas do projeto estrutural.

Neste trabalho não está sendo considerada a ação do vento e nenhuma outra força horizontal, portanto, não será analisada a estabilização do prédio.

As etapas a serem cumpridas são as seguintes:

- Levantamento de cargas nominais e de cálculo;
- Análise estrutural e obtenção de esforços solicitantes;
- Cálculo da viga mista;
- Cálculo da laje mista;
- Cálculo dos pilares mistos;
- Detalhamento.

Adicionalmente um dos objetivos do trabalho, é fazer uma planilha mais completa possível que permita o dimensionamento contemplando todos os requisitos para o cálculo de vigas mistas, com isso pode-se facilitar a otimização e dimensionamento destas vigas de acordo com a atual versão da NBR8800: 2008.

Para o desenvolvimento da planilha, abordaremos um breve contexto sobre os principais requisitos de dimensionamento de vigas mistas na parte introdutória.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	4
1.1 GENERALIDADES	4
1.2 PERFIS DE AÇO.....	4
1.3 LAJES DE CONCRETO	4
1.4 CONECTORES DE CISLHAMENTO.....	5
1.5 VERIFICAÇÃO A FLEXÃO	8
1.5.1 <i>Verificação da viga mista ao momento fletor.....</i>	<i>8</i>
1.5.1.1 Vigas Mistas com $htw \leq 3,76 E/fy$ e interação completa	8
1.5.1.2 Vigas mistas com $htw \leq 3,76 E/fy$, e interação parcial.....	11
1.5.1.3 Vigas mistas com $3,76 E/fy < h/tw < 5,70 E/fy$ e interação completa.....	13
1.5.1.4 Vigas mistas com $3,76 E/fy < h/tw < 5,70 E/fy$ e interação parcial	15
1.5.2 <i>Verificação da limitação de tensões na viga de aço.....</i>	<i>15</i>
1.5.3 <i>Verificação da viga mista à força cortante</i>	<i>15</i>
1.5.4 <i>Estado-limite de serviço</i>	<i>16</i>
2. PLANILHA – CRIAÇÃO E INSTRUÇÕES DE USO	17
3. CARACTERÍSTICAS DO PISO DO EDIFÍCIO	26
4. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS.....	27
4.1 PESOS ESPECÍFICOS DOS MATERIAIS	27
4.2 ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS	27
4.3 NORMAS ADOTADAS	27
5. CARREGAMENTOS.....	28
5.1 CARGA PERMANENTE – CP.....	28
5.2 SOBRECARGA DEVIDO AO USO - SC	28
6. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO SISTEMA DE PISO.....	29
6.1 VIGA VPM2/VMS	29
6.2 VIGA VPM1.....	32
6.3 VIGA VPM2/VMS	34
6.4 VIGA VPM1.....	35
7. DIMENSIONAMENTO DAS LAJES MISTAS.....	47
7.1 CÁLCULO DA ARMADURA DE COSTURA:	50
7.2 ARMADURA DE CONTINUIDADE:	55
8. CÁLCULO DOS PILARES MISTOS.....	57
9. DESENHOS DE PROJETO	62
9.1 PLANO DAS VIGAS:	62
9.2 DIAGRAMA DE STUD BOLT:	64
9.3 DIAGRAMA DE ARMAÇÃO DO PILAR:	65
9.4 ARMADURAS:.....	66

1.1 Generalidades

A viga mista consiste em impor que cada viga de aço trabalhe em conjunto com uma faixa da laje de concreto. Para que exista essa interação, deve-se ter ligação mecânica entre as vigas de aço e a laje de concreto, proporcionada por elementos apropriados denominados conectores de cisalhamento.

O emprego de vigas mistas ao invés de vigas de aço convencionais permite uma redução no consumo de aço, pois tais vigas recebem a contribuição da laje de concreto na resistência aos esforços de compressão, sendo assim a viga de aço praticamente não trabalha a compressão.

1.2 Perfis de Aço

A ABNT NBR 8800:2008 prevê para as vigas mistas de aço e concreto, o uso de perfil I de aço, laminado ou soldado, simétrico em relação ao plano de flexão.

As vigas mistas devem ter relação entre a altura e a espessura de alma (h/tw) inferior ou igual a $5,7\sqrt{E/fy}$.

1.3 Lajes de Concreto

Com relação à laje de concreto ela pode ser tanto maciça moldada no local quanto laje mista com forma de aço incorporada.

A largura efetiva é a faixa de laje que trabalha em conjunto com a viga de aço, sua determinação teórica é complexa, entretanto, para fins práticos a norma permite que sejam adotados valores empíricos, assim deve ser seguido o menor dos seguintes valores abaixo:

- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios ($Le/8$);
- Metade da distância entre linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente ($e1/2$);
- Distância da linha de centro da viga a borda de uma laje em balanço ($e2$).

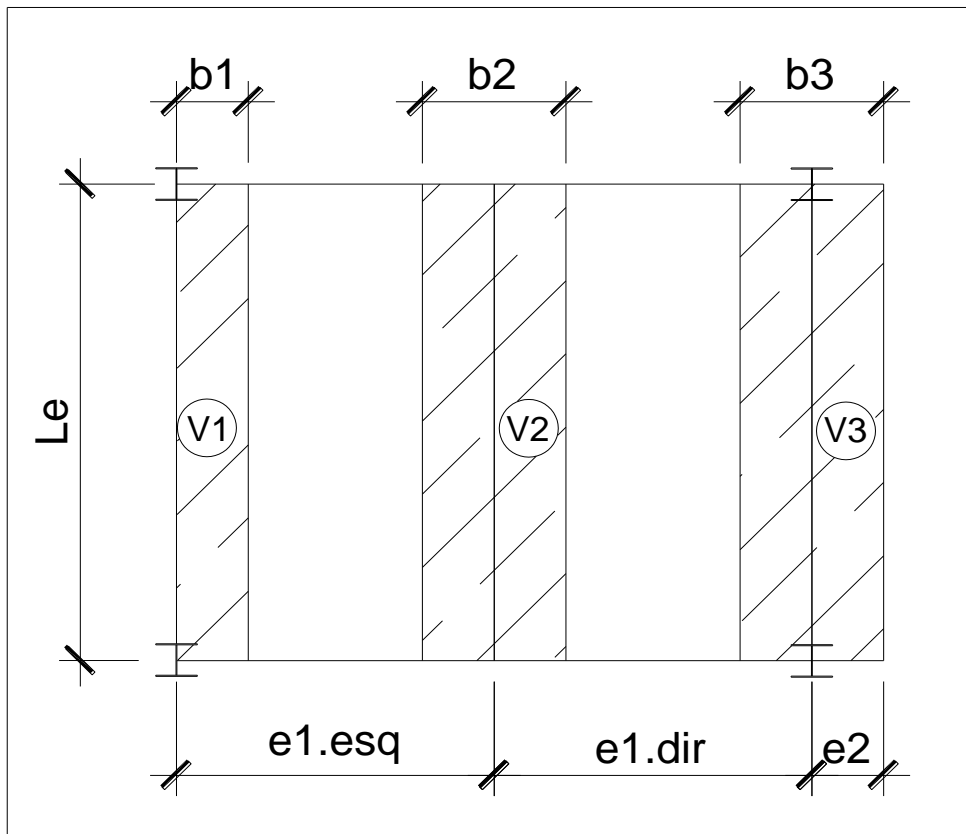


Figura 1 – largura efetiva

1.4 Conectores de Cisalhamento

Conforme anteriormente mencionado, para se ter uma viga mista, precisa-se de uma ligação mecânica entre a viga de aço e a laje de concreto, normalmente, os elementos responsáveis por essa ligação são os conectores de cisalhamento. Estes conectores podem ser encontrados de dois tipos: o tipo pino com cabeça (“stud bolt”), e também em perfil U laminado.

A força resistente de cálculo de um conector do tipo pino com cabeça é dada pelo menor dos valores seguintes:

$$QRd \leq \frac{1}{2} Acs \frac{\sqrt{fck Ec}}{\gamma cs} \text{ ou } \frac{Rg Rp Acs fucs}{\gamma cs}$$

$\gamma cs = 1,25$ (combinações normais, especiais ou de construção);

Acs = área da seção transversal do conector;

$fucs$ = resistência à ruptura do aço do conector;

Ec = módulo de elasticidade do concreto;

Rg = coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

Rp = coeficiente da posição do conector.

Rg	Situação de Aplicação
1	- para um conector soldado em uma nervura de forma de aço perpendicular ao perfil de aço;
	- para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço;
	- para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma forma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação bf/hf igual ou superior a 1,5, figura 13.22;
0,85	- para dois conectores soldados em uma nervura de forma de aço perpendicular ao perfil de aço;
	- para um conector soldado através de uma forma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação bf/hf inferior a 1,4;
0,7	- para tres ou mais conectores soldados em uma nervura de forma de aço perpendicular ao perfil de aço.

Rp	Situação de Aplicação
1	- para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos 50 % da largura da mesa deve estar em contato direto com esse concreto;
0,75	- para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e em igual ou superior a 50 mm, onde em é a distancia da borda do fuste do conector à alma da nervura da forma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector, conforme a figura 13.11 (exemplificando, no sentido do momento máximo para uma viga simplesmente apoiado);
	- para conectores soldados através de uma forma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;
0,6	- para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e em inferior a 50 mm.

A força resistente de cálculo de um conector do tipo perfil U laminado, com altura de seção transversal igual ou superior a 75 mm, totalmente embutido na laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço é dada por:

$$QRd = \frac{0,3 (tfcs + 0,5 twcs)Lcs \sqrt{fcs Ec}}{\gamma cs}$$

tfcs = espessura da mesa do conector;

twcs = espessura da alma do conector;

Lcs = comprimento do perfil U.

Devido à ligação mecânica entre a viga de aço e os conectores de cisalhamento existe na região de contato entre os dois materiais um esforço horizontal Fhd, que impede o deslizamento relativo e garante o trabalho conjunto da viga metálica e a laje de concreto.

Pode-se notar que o valor do esforço cortante longitudinal Fhd nunca será superior ao menor dos esforços normais resistidos pelo aço ou concreto. Dessa forma:

$$Fhd \leq 0,85 fcd b tc \text{ ou } Aa fyd$$

Quando todo esforço longitudinal é transferido entre a laje e o perfil, por meio de um número adequado de conectores, a viga mista possui interação completa. Caso o número de conectores não seja suficiente a interação será parcial ou até mesmo inexistente e nesse caso a viga deve ser verificada como viga de aço isolada.

O grau de interação é dado por:

$$\alpha = n QRd / Fhd$$

Onde n é o número de conectores de cada lado da seção de momento fletor solicitante de cálculo máximo.

No dimensionamento da viga considera-se que:

- Para $\alpha \geq 1,0$: devem ser verificadas como vigas mistas com interação completa;
- Para $\alpha_{min} < \alpha < 1,0$: devem ser verificadas como vigas mistas com interação parcial;
- Para $\alpha < \alpha_{min}$: devem ser verificadas como vigas de aço.

O grau de interação mínimo α_{min} é dado por:

- Quando o perfil de aço componente da viga mista tem mesas de áreas iguais:

$$\alpha_{min} \geq 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 Le) \text{ ou } 0,4$$

- Quando o perfil de aço componente da viga mista tem mesas de áreas diferentes, com a área da mesa inferior igual a três vezes a área da mesa superior:

$$\alpha_{min} \geq 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,30 - 0,015 Le) \text{ ou } 0,4$$

Onde Le é o comprimento do vão da viga biapoiada, em m.

- para situações intermediárias entre as anteriores pode-se efetuar interpolação linear.

Para os perfis de aço com mesas de áreas iguais e $Le > 25 \text{ m}$; e para os perfis de aço com área da mesa inferior igual a três vezes a área da mesa superior e $Le > 20 \text{ m}$; tem-se $\alpha_{min} = 1,0$.

1.5 Verificação a flexão

Primeiramente deve-se determinar se a construção será escorada ou não durante a concretagem e cura do concreto, cura esta que se supõe atingida quando o concreto alcança 75% de sua resistência característica a compressão, f_{ck} .

Os estados-limites últimos possíveis no sistema misto são devidos a atuação do momento fletor e da força cortante. Porém, como a mesa superior do perfil de aço encontra-se continuamente unida a laje pelos conectores, não pode ocorrer flambagem lateral com torção (FLT). Além disso, mesmo que a mesa superior esteja comprimida, sua flambagem local (FLM) não representa um estado-limite último. Portanto, nas vigas mistas, o estado-limite último para o momento fletor está associado apenas a flambagem local da alma (FLA).

Se a construção for não escorada, como o sistema misto só se manifesta após a cura do concreto, as vigas de aço isoladas devem possuir resistência adequada para suportar todas as ações que aparecem antes da cura. As vigas de aço, neste caso, devem ser verificadas quanto aos estados-limites últimos flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA).

1.5.1 Verificação da viga mista ao momento fletor

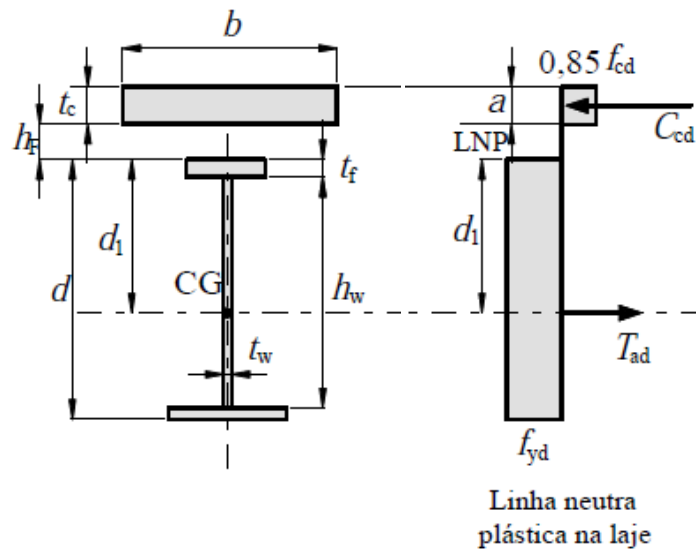
Considerando-se, portanto, o estado-limite último de flambagem local da alma, tem-se:

- Para a relação de esbeltez da alma $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$, as vigas devem ser dimensionadas considerando as propriedades plásticas da seção mista;
- Para $3,76 \sqrt{E/f_y} < \frac{h}{t_w} < 5,70 \sqrt{E/f_y}$, as vigas devem ser dimensionadas usando as propriedades elásticas da seção mista.

1.5.1.1 Vigas Mistas com $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$ e interação completa

Para o grau de interação $\alpha > 1,0$, significa que as vigas serão dimensionadas considerando interação completa. A linha neutra plástica (LNP) pode estar na laje, se $0,85 f_{cd} b t_c \geq A_a f_{yd}$, ou no perfil, se $A_a f_{yd} > 0,85 f_{cd} b t_c$.

a) Viga mista com interação completa e LNP na laje.



Do equilíbrio das forças resultantes, obtem-se a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto:

$$C_{cd} = 0,85 F_{cd} b a$$

E a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

$$T_{ad} = A_a f_{yd}$$

Sendo b a largura efetiva da laje de concreto e A_a a área do perfil de aço.

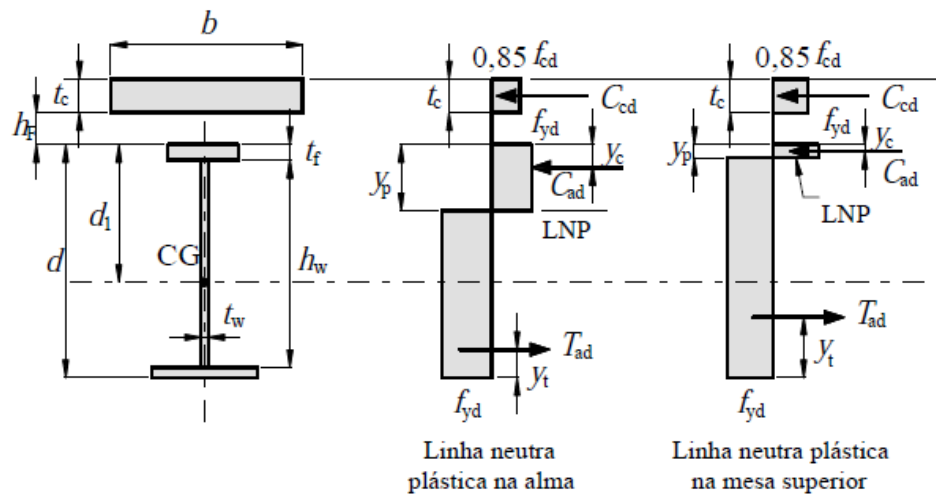
Pela igualdade das resultantes, determina-se a espessura da região comprimida da laje:

$a = T_{ad} / 0,85 f_{cd} b$, do binário de forças chega-se, portanto, ao momento fletor resistente de cálculo:

$$MR_d = T_{ad} (d_1 + h_f + t_c - a/2)$$

Onde d_1 é a distancia do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil, h_f é a altura da nervura da laje com forma incorporada e t_c é a altura da laje de concreto.

b) Viga mista com interação completa e linha neutra plástica no perfil



Do equilíbrio das forças resultantes, obtém-se a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto.

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c$$

E a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço

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

E a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad}$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada como indicado a seguir:

- para $C_{ad} \leq A_{fs} f_{yd}$ – LNP na mesa superior, distante da face superior da viga de aço de

$$y_p = C_{ad} t_{fs} / A_{fs} f_{yd}$$

Onde A_{fs} é a área da mesa superior do perfil de aço e t_{fs} é a espessura da mesa superior do perfil de aço;

- para $C_{ad} > A_{fs} f_{yd}$ – LNP na alma, distante da face superior da viga de aço de

$$y_p = t_{fs} + h_w(C_{ad} - A_{fs} f_{yd} / A_w f_{yd})$$

Onde t_{fs} é a espessura da mesa superior do perfil de aço; h_w é a altura da alma, tomada como a distancia entre faces internas das mesas; A_{fs} é a área da mesa superior do perfil de aço; A_w é a área da alma do perfil de aço, igual ao produto $h_w t_w$, com t_w igual à espessura da alma.

O momento fletor resistente de cálculo fica igual a

$$M_{Rd} = (C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} (T_c/2 + h_f + d - y_t))$$

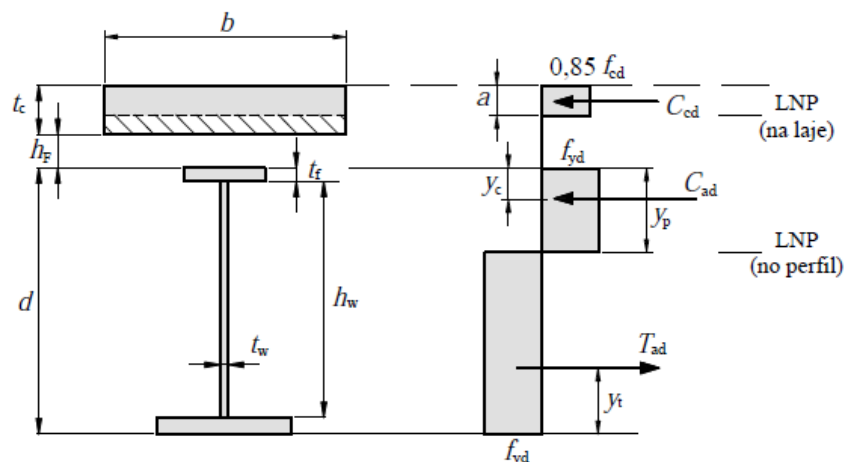
Onde y_t é a distancia do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil; y_c é a distancia do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil.

1.5.1.2 Vigas mistas com $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$, e interação parcial.

Para o grau de interação $\alpha_{min} < \alpha < 1,0$ significa que as vigas serão dimensionadas considerando interação parcial A linha neutra plástica (LNP) esta localizada no perfil (mesa ou alma) e apenas parte da laje esta comprimida.

Com a redução da espessura de laje efetiva, do equilíbrio de forcas internas longitudinais, tem-se:

$$C_{cd} = \alpha F_{hd}$$



Do equilíbrio das forças resultantes determina-se a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço

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

E a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad}$$

A espessura da laje considerada efetiva pode ser determinada então como

$$a = C_{cd} / 0,85 f_{cd} b$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada como indicado a seguir:

- para $C_{ad} \leq A_{fs} f_{yd}$ – LNP na mesa superior, distante da face superior da viga de aço de

$$y_p = C_{ad} t_{fs} / A_{fs} f_{yd}$$

Onde A_{fs} é a área da mesa superior do perfil de aço e t_{fs} é a espessura da mesa superior do perfil de aço;

- para $C_{ad} > A_{fs} f_{yd}$ – LNP na alma, distante da face superior da viga de aço de

$$y_p = t_{fs} + h_w (C_{ad} - A_{fs} f_{yd} / A_w f_{yd})$$

O momento fletor resistente de cálculo fica igual a

$$M_{Rd} = (C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} (T_c/2 + h_f + d - y_t))$$

1.5.1.3 Vigas mistas com $3,76 \sqrt{E/f_y} < h/t_w < 5,70 \sqrt{E/f_y}$ e interação completa.

Para o grau de interação $\alpha \geq 1,0$ significa que as vigas serão dimensionadas considerando interação completa. As vigas devem ser dimensionadas usando as propriedades elásticas da seção mista.

Nestas vigas, como há possibilidade de ocorrência de flambagem local da alma em regime inelástico, as tensões atuantes na viga mista devem ser limitadas de modo que o limite elástico em cada material não seja ultrapassado. A posição da linha neutra deve ser obtida admitindo distribuição de tensões linear na seção homogeneizada.

O momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} \geq (W_{tr})_i f_{yd} \text{ ou } \alpha E (W_{tr})_s f_{cd}$$

Onde alfa α é a razão entre os módulos de elasticidade do aço E e do concreto E_c , portanto, $\alpha E = E/E_c$, e $(W_{tr})_i$ e $(W_{tr})_s$ são os módulos resistentes elásticos inferior e superior, respectivamente, da seção mista homogeneizada.

As propriedades geométricas da seção mista devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção formada pelo componente de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva, dividindo essa largura pela razão modular, ignorando-se a participação do concreto na zona tracionada.

Considera-se, portanto, que a área de concreto é convertida numa área equivalente de aço, reduzindo-se sua largura efetiva b para

$$b_{tr} = b/\alpha E$$

A tabela abaixo ilustra o cálculo das propriedades geométricas da seção transformada considerando a linha neutra elástica (LNE) na viga de aço ou na laje de concreto (o índice a se refere à viga de aço isolada e o índice TR à seção transformada).

Inicialmente é feito o cálculo da posição de LNE em relação à face inferior da viga de aço e em seguida, para cada uma das possibilidades, é feito o cálculo do momento de inércia e dos módulos resistentes elásticos da seção homogeneizada.

<p>Posição da linha neutra elástica (LNE): $y_{tr,i} = \frac{Aa ya + Ac'(d + hf + tc/2)}{Aa + Ac'}$</p>	
<p>$y_{tr,i} \leq d$ LNE passando pela viga</p>	<p>$y_{tr,i} > d$ LNE passando pela laje de concreto</p>
<p>$y_{tr} = y_{tr,i}$</p> $I_{tr} = I_a + Aa (y_{tr} - ya)^2 + \frac{btr tc^3}{12} + Ac'(d + hf + tc/2 - y_{tr})^2$	<p>$a = \frac{-Aa + \sqrt{Aa^2 + 2btr Aa(d/2 + hf + tc)}}{btr}$</p> <p>$y_{tr} = (d + hf + tc) - a$</p> $I_{tr} = I_a + Aa(y_{tr} - ya)^2 + \frac{btr a^3}{12} + btr a \left(\frac{a}{2}\right)^2$
<p>Módulo resistente inferior: $(W_{tr})_i = I_{tr}/y_{tr}$</p> <p>Módulo resistente superior: $(W_{tr})_s = \frac{I_{tr}}{(d + hf + tc) - y_{tr}}$</p>	

1.5.1.4 Vigas mistas com $3,76 \sqrt{E/f_y} < h/t_w < 5,70 \sqrt{E/f_y}$ e interação parcial

Para o grau de interação $\alpha_{\min} < \alpha < 1,0$ as vigas devem ser dimensionadas considerando interação parcial. Nesse caso, a determinação de tensões é feita como no item anterior, alterando-se apenas o valor de $(W_{tr})_i$ para:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\alpha}((W_{tr})_i - W_a)$$

Onde W_a é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço. Na expressão anterior, convém ressaltar que α deve ser limitado ao valor máximo igual a 1,0.

1.5.2 Verificação da limitação de tensões na viga de aço

Nas vigas mistas biapoiadas com $3,76 \sqrt{E/f_y} < h/t_w < 5,70 \sqrt{E/f_y}$, deve-se limitar na seção mais solicitada na mesa inferior:

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

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

1.5.3 Verificação da viga mista à força cortante

A força cortante em vigas mistas deve ser determinada considerando somente a resistência do perfil de aço, portanto, deve-se seguir a equação abaixo:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

1.5.4 Estado-limite de serviço

Para o cálculo dos deslocamentos, deve ser considerado o momento de inércia efetivo dado por:

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

Onde I_a é o momento de inércia da seção do perfil isolado e I_{tr} é o momento de inércia da seção homogeneizada. O valor máximo para α é 1,0.

Para aplicação da análise elástica é necessário comprovar que a tensão máxima causada pelas ações de serviço não atinja a resistência ao escoamento do aço do perfil. Devem-se usar as combinações raras de serviço.

No caso de construções não escoradas, a deformação elástica provocada pelas ações que solicitam a viga de aço isolada, antes da cura do concreto, pode ser elevada. Na prática, este problema costuma ser resolvido prevendo uma contra-flecha adequada para a viga de aço.

2. Planilha – Criação e Instruções de Uso

Conforme visto em capítulos anteriores, foram apresentados os principais requisitos de dimensionamento das vigas mistas, com isso, temos condições e embasamento técnico para criação e utilização da planilha, que por sua vez irá facilitar e automatizar o processo de cálculo em capítulos posteriores.

A seguir, mostraremos algumas instruções para utilização da planilha.

A primeira aba a se preencher na planilha, é a aba “facilitador”, nela você pode optar por gerar os esforços solicitantes na viga em análise, preenchendo os campos de carga e escolhendo a opção de viga, ou, também permite já entrar com os esforços solicitantes em determinada viga que não esteja no padrão da planilha, veja abaixo:

Tabela para inserção das cargas:

Incluir carregamentos

Comp. de influência

Tipo de Ação	Fase de Atuação	Especificação	q_k (kN/m ²)	L_{inf} (m)	Q_{Total} (kN/m)
Ações Permanentes (Pesos Próprios)	Antes e após a cura do concreto	Perfil de aço, conectores, chapas de ligação, parafusos, etc.	0,00	2,50	6,88
		Laje de concreto	2,75		
	Somente antes da cura do	Forma da laje, incluindo elementos de suporte	0,00		0,00
		Somente após a cura do concreto	Revestimento do piso		2,00
	Forro falso		0,00		
	Divisórias móveis	0,00			
Ações variáveis (sobrecargas)	Somente durante a	Sobrecarga de construção	0,00	2,50	0,00
	Somente após a construção	Sobrecarga de utilização	5,00		12,50

Somatório de Sobrecargas: 5,00 kN/m² Ok ! $\Sigma SC \leq 5$ kN/m²

Obs.: a especificação das cargas é padrão, porem, se o usuário tenha uma carga característica, basta editar ou incluí-la.

Após o preenchimento das cargas da viga em análise, a planilha fará os cálculos gerando os coeficientes para as combinações necessárias das ações antes, e depois da cura.

Ações para os esforços antes da cura, fase de construção:

CP1 =	6,88	kN/m
SC1 =	0,00	kN/m

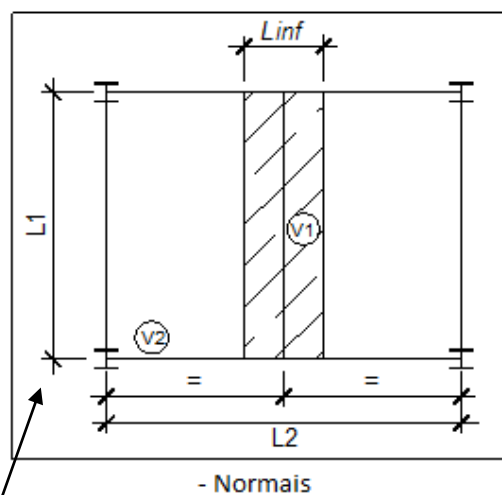
Ações para os esforços antes da cura, fase de construção:

CP2 =	11,88	kN/m
SC2 =	12,50	kN/m

Fatores para Combinações de Ações agrupadas:

- Construção

CP1:	1,30
SC1:	1,20



Esquemático das vigas

CP2:	1,40
SC2:	1,40

Tabela 1 da NBR 8800:2008

Para gerar os esforços solicitantes na viga em análise, o usuário deve entrar com os vãos das vigas de acordo com o “esquemático das vigas” na figura mostrada acima. Após entrar com os vãos, deve-se escolher o caso da viga em que se está se analisando, sendo que, possuem 4 casos no total. O caso 1, refere-se a uma viga bi-apoiada com carregamento distribuído, o caso 2, a uma viga bi-apoiada com uma carga concentrada no meio do vão, o caso 3, a uma viga bi-apoiada com 2 cargas concentradas nos terços do vão e por fim, o caso 4, que não representa nenhuma das alternativas acima, ou seja, o usuário entra com os esforços manualmente, veja abaixo.

Esforços Solicitantes: Vão da Viga V1 - L1 = 7,5 m
 Vão da Viga V2 - L2 = 7,5 m

Caso 1: viga bi-apoiada com carregamento distribuído Caso 1

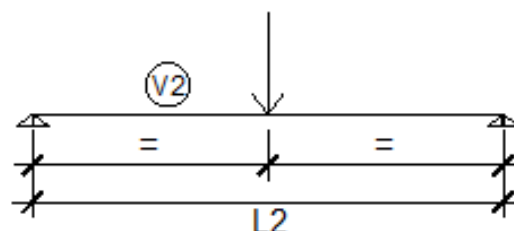
$M_{sd} (Cp1+Sc1) = 62,84$ kN.m
 $V_{sd} (Cp1+Sc1) = 33,52$ kN

$M_{sd} (Cp2+Sc2) = 239,94$ kN.m
 $V_{sd} (Cp2+Sc2) = 127,97$ kN

Caso 2: viga bi-apoiada com 1 carga concentrada (centro) Caso 2

$M_{sd} (Cp1+Sc1) = 125,68$ kN.m
 $V_{sd} (Cp1+Sc1) = 33,52$ kN

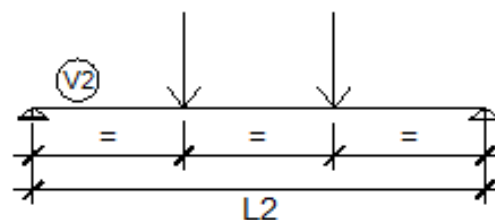
$M_{sd} (Cp2+Sc2) = 479,88$ kN.m
 $V_{sd} (Cp2+Sc2) = 127,97$ kN



Caso 3: viga bi-apoiada com 2 cargas concentradas (terços) Caso 3

$M_{sd} (Cp1+Sc1) = 167,58$ kN.m
 $V_{sd} (Cp1+Sc1) = 67,03$ kN

$M_{sd} (Cp2+Sc2) = 639,84$ kN.m
 $V_{sd} (Cp2+Sc2) = 255,94$ kN



Caso 4: nenhum dos casos acima (inserir manualmente) Caso 4

$M_{sd} (Cp1+Sc1) =$ kN.m
 $V_{sd} (Cp1+Sc1) =$ kN

$M_{sd} (Cp2+Sc2) =$ kN.m
 $V_{sd} (Cp2+Sc2) =$ kN

Completado esta primeira aba (facilitador) da planilha, pode-se passar para próxima, “viga mista”. Na nova aba (viga mista), a parte dos esforços se preenche de forma automática, em função do preenchimento correto da primeira aba, posteriormente, deve-se fazer a escolha dos materiais.

1 - Esforços Solicitantes:

1.1 - Antes da Cura do Concreto

$M_{ed} =$ 12568,36 kN.cm Momento fletor de cálculo.
 $V_{ed} =$ 33,52 kN Esforço cortante de cálculo.

1.2 - Depois da Cura do Concreto

$M_{ed} =$ 47988,28 kN.cm Momento fletor de cálculo.
 $V_{ed} =$ 127,97 kN Esforço cortante de cálculo.

2 - Propriedades dos Materiais:

2.1 - Aço dos perfis

Aço: Usicivil 300
 $f_y =$ 29,50 kN/cm²
 $f_u =$ 41,50 kN/cm²

Aço dos perfis

2.2 - Aço Conectores Tipo Pino com Cabeça

Aço: Usicivil 300
 $f_y =$ 29,50 kN/cm²
 $f_u =$ 41,50 kN/cm²

Aço dos conectores

2.3 - Dados do Concreto

Concreto: CA20
 $f_{ck} =$ 20 Mpa
 $E_c =$ 21287,4 Mpa

Classe do concreto

De acordo com a figura acima, basta fazer a escolha do aço e suas propriedades carregam automaticamente.

Em seguida deve-se escolher o perfil para a viga em análise, pode-se optar por vigas em aço laminado ou em perfis soldados, no caso de perfis laminados, a tabela Açominas está anexada a planilha, então, basta escolher o perfil pela sua nomenclatura que suas dimensões são carregadas. No caso de perfil soldado, você compõe com as dimensões que preferir, veja abaixo.

Dimensões para perfis soldados

Escolha 1 – soldado
Escolha 2 – laminado

3 - Propriedades do Perfil:

Perfil Soldado:

$d =$ 500 mm
 $b_f =$ 150 mm
 $t_f =$ 8 mm
 $t_w =$ 16 mm

Laminado: W 360 x 39

$d =$ - mm
 $b_f =$ - mm
 $t_f =$ - mm
 $t_w =$ - mm

- SELECIONE 1 PARA PERFIL SOLDADO, OU 2 PARA PERFIL LAMINADO: 1

- Propriedades Geométricas da Seção:

$h =$ 484,00 mm	$r_x =$ 17,09 cm	$J =$ 73,39 cm ⁴
$A_g =$ 101,44 cm ²	$I_y =$ 466,52 cm ⁴	$C_w =$ 282319,57 cm ⁶
$I_x =$ 29642,44 cm ⁴	$W_y =$ 62,20 cm ³	peso/m = 79,63 kgf/m
$W_x =$ 1185,70 cm ³	$Z_y =$ 120,98 cm ³	
$Z_x =$ 1527,42 cm ³	$r_y =$ 2,14 cm	

- Verificação da Esbeltez da Alma:

$h/t_w =$ 30,25 $h/t_w \leq 3,76 \times (E/f_y)^{1/2} \ggggggg$ Análise Plástica

O cálculo das propriedades é feito automaticamente, e a relação de esbeltez da alma, também, relação esta que é importante posteriormente para o dimensionamento.

O passo seguinte será a escolha do tipo de construção, caso se opte pela construção escorada, não será feita a verificação da viga de aço isolada, caso se opte pela construção não escorada, a verificação da viga de aço isolada, será feita.

Escolha do tipo de construção

3 - Verificação quanto ao Momento Fletor:

- Tipo de construção: Não Escorada

3.1 - Antes da Cura: Verificação da Viga de Aço Isolada Verificação Necessária !

*** Flambagem Local da Alma (FLA)**

$\lambda = h/t_w =$	30,25	
$\lambda_p = 3,76 (E/f_y)^{1/2} =$	97,90	$\lambda < \lambda_p$
$\lambda_r = 5,76 (E/f_y)^{1/2} =$	148,42	

Mpl =	45059,01	kN.cm
Mr =	34978,08	kN.cm
Mcr =	-	kN.cm
MRk =	45059,01	kN.cm

A NBR 8800 não contempla.

*** Flambagem Local da Mesa (FLM)**

$\lambda = b/2t_f =$	9,38	
$\lambda_p = 0,38 (E/f_y)^{1/2} =$	9,89	$\lambda < \lambda_p$
$\lambda_r = 0,95 (E k_c / (f_y W_r))^{1/2} =$	25,21	

Mpl =	45059,01	kN.cm
Mr =	24484,66	kN.cm
Mcr =	88302,14	kN.cm
MRk =	45059,01	kN.cm

*** Flambagem Lateral por Torção (FLT)**

Lb = 0 mm

Observação:
Viga travada a FLT.

Auxílio para Cálculo de Cb (Em verificação)

$\lambda = L_b/r_y =$	0,0	
$\lambda_p = 1,76 (E/f_y)^{1/2} =$	45,8	$\lambda < \lambda_p$
$\lambda_r = 1,38 (I_y J) / (r_y J.B1) =$	178,2	

Cb = 1

Mpl =	45059,0	kN.cm
Mr =	24484,7	kN.cm
Mcr =	-	kN.cm
MRk =	45059,0	kN.cm

Resumo - Momento Fletor Resistente de Cálculo para a Viga Isolada

MRd =	40962,7	kN.cm
MSd =	12568,4	kN.cm

Ok ! Mrk <= 1,5.Wx.fy

Ok! Mrd >= MSd 30,68%

Auxílio para definir o valor de Cb

Feito as verificações da viga de aço isolada, quando se optar pelo tipo de construção “não escorada”, passa-se para verificação da viga após a cura do concreto.

Os itens que o usuário deve entrar são a espessura da laje de concreto/altura da forma, os valores dos vãos para compor a largura efetiva.

Para orientação do usuário, tem uma aba da planilha com o nome “Tabela de Steel Deek”, onde possui o catálogo do fabricante Metform das alturas de laje, vãos, pesos e sobrecargas suportadas.

Com a relação de esbeltez da alma calculada, a planilha fará o cálculo das propriedades da seção de concreto e aço.

3.2 - Depois da Cura: Verificação da Viga Mista

- Laje de Concreto:

$t_c = 10,0$ cm
 $h_f = 0,0$ cm

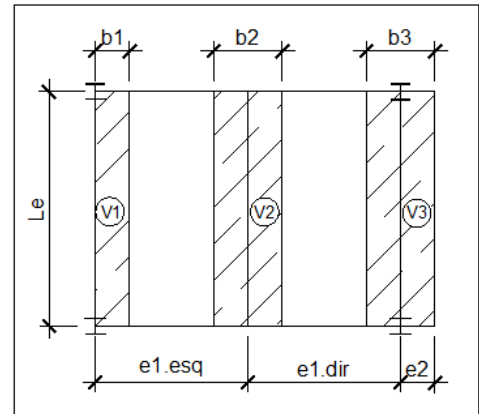
Informações sobre a laje de concreto

- Cálculo da Largura Efetiva:

$e1_{(esq.)} = 4,00$ m
 $e1_{(dir.)} = 4,00$ m
 $e2_{(bal.esq)} = 0,00$ m
 $e2_{(bal.dir)} = 0,00$ m
 $Le = 7,50$ m

$b_{esq.} = 0,938$ m
 $b_{dir.} = 0,938$ m
 $b_{Total} = 1,875$ m

Informações sobre largura efetiva



$h/t_w = 30,3$

$h/t_w \leq 3,76 \times (E/f_y)^{1/2} \rightarrow$ Análise Plástica

Para o grau de interação, a planilha fará o cálculo usando o coeficiente igual a 1 (um), e também o usuário pode entrar com o valor que desejar.

Com relação ao índice de esbeltez da alma, a planilha fará o cálculo considerando os dois limites, $h/t_w \leq 3,76 \times (E/f_y)^{1/2}$ e $3,76 \times (E/f_y)^{1/2} < h/t_w \leq 5,76 \times (E/f_y)^{1/2}$, cabe ao usuário identificar em qual desses limites a alma da viga escolhida está, e pode-se ocultar o outro limite da planilha.

Cálculo das Propriedades considerando $h/t_w \leq 3,76 \times (E/f_y)^{1/2}$

Cálculo do Momento Fletor Resistente Considerando Interação Completa

Tipo de Interação: **Completa**

$\alpha \geq 1$

Cálculo das propriedades baseado no limite de esbeltez da alma $h/t_w \leq 3,76 \times (E/f_y)^{1/2}$

Verificação da posição da LNP

$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c = 2276,79$ kN
 $A \cdot \sigma_{yd} = 2720,44$ kN

Result. Comp. no Concreto
 Result. Trac. no Aço
 $0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c < A \cdot \sigma_{yd}$ (LNP passa no Perfil de aço)

$C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c = 2276,79$ kN
 $C_{ad} = (A \cdot \sigma_{yd} - C_{cd}) / 2 = 221,83$ kN
 $T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} = 1249,31$ kN
 $y_p = 0,55$ cm
 $y_c = 0,28$ cm
 $y_t = 22,80$ cm
 $M_{rd} = 79272,52$ kN.cm
 $M_{Sd} = 47988,28$ kN.cm

Result. Comp. no Aço
 Posição da LNP na Mesa
 $C_{ad} < A \cdot f_s$ (LNP na Mesa Superior)

Grau de interação da viga

Ok! $M_{rd} \geq M_{Sd}$ 60,54%

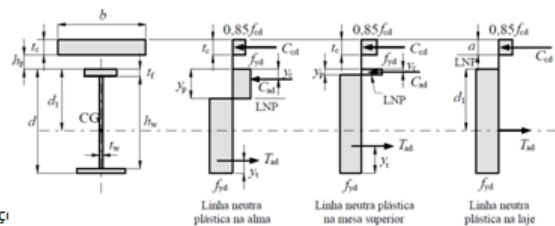
Cálculo do Momento Fletor Resistente Considerando Interação Parcial

Tipo de Interação: **Parcial**

informar α

$\alpha_{mín.} = 0,40$

$\alpha_{dot.} = 0,52$



$F_{hd} = 2276,79$ kN
 $C_{cd} = \alpha \cdot F_{hd} = 1183,93$ kN
 $C_{ad} = (A \cdot \sigma_{yd} - C_{cd}) = 768,25$ kN
 $a = T_{ad} / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b) = 5,20$ cm
 $y_p = 11,20$ cm
 $y_c = 3,66$ cm
 $y_t = 16,27$ cm
 $M_{rd} = 71807,56$ kN.cm
 $M_{Sd} = 47988,28$ kN.cm

LNP na Viga de Aço
 Resultante no Concreto
 Resultante na parte comprimida de aço
 Espessura da laje efetiva comprimida
 $C_{ad} > A \cdot f_s$ (LNP na Alma)
 Dist. do centroide da parte comprimida até a face do perfil
 Dist. do centroide da parte tracionada do perfil até a face inferior do mesmo
 Momento fletor Resistente de cálculo
 Ok! $M_{rd} \geq M_{Sd}$ 66,83%

Cálculo das Propriedades considerando $3,76 \times (E/fy)^{1/2} < h/tw \leq 5,76 \times (E/fy)^{1/2}$

Cálculo do Momento Fletor Resistente Considerando Interação Completa

Tipo de Interação: **Completa**

$\alpha \geq 1$

Cálculo das propriedades baseado no limite de esbeltez da alma $3,76 \times (E/fy)^{1/2} < h/tw \leq 5,76 \times (E/fy)^{1/2}$

α_e	9,40		Razão entre módulos de elasticidade entre aço e concreto
b_{tr}	19,96	cm	Largura efetiva
$y_{tr,i}$	44,9	cm	($y_{tr,i} \leq d + hf$) LNP no Perfil de Aço
a		cm	
y_{tr}	44,89	cm	Posição da linha neutra
I_{tr}	91834,78	cm ⁴	Inércia transformada
$(W_{tr})_i$	2045,77	cm ³	Módulo de resistencia inferior
$(W_{tr})_S$	6077,75	cm ³	Módulo de resistencia superior
M_{rd}	54863,92	kN.cm	
M_{Sd}	47988,3	kN.cm	Ok! $M_{rd} \geq M_{Sd}$ 87,47%

Cálculo do Momento Fletor Resistente Considerando Interação Parcial

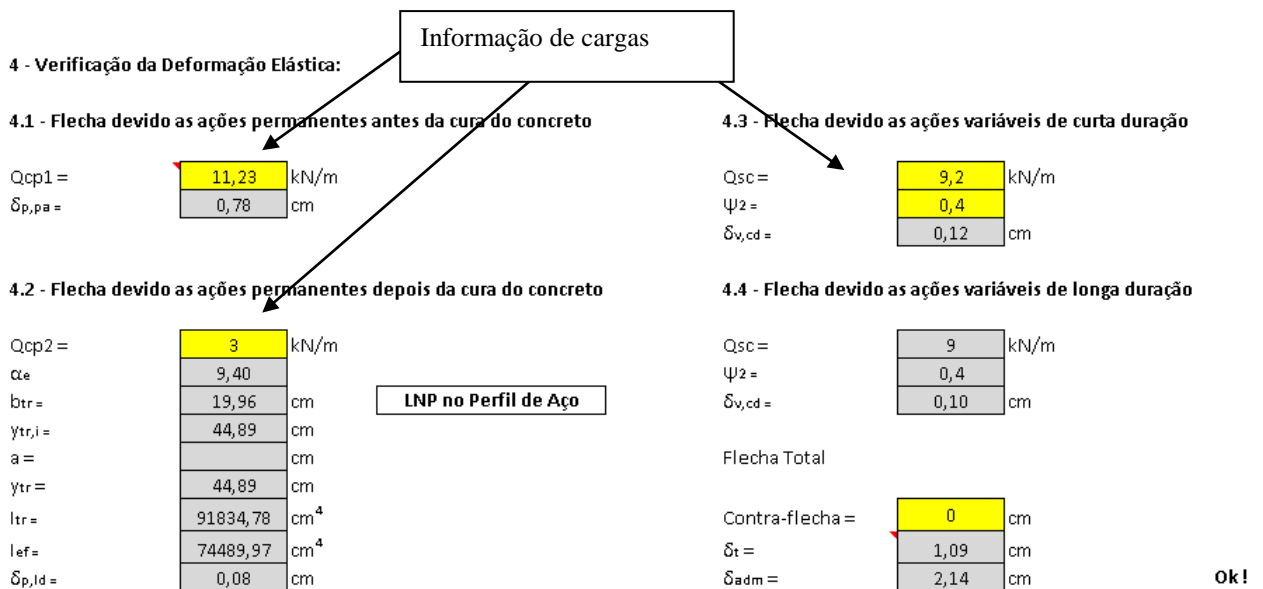
Tipo de Interação: **Parcial**

informar α

α_e	9,40		Razão entre módulos de elasticidade entre aço e concreto
b_{tr}	19,96	cm	Largura efetiva
$y_{tr,i}$	44,9	cm	($y_{tr,i} \leq d + hf$) LNP no Perfil de Aço
a		cm	
y_{tr}	44,89	cm	Posição da linha neutra
I_{tr}	91834,78	cm ⁴	Inércia transformada
$(W_{tr})_i = (W_{ef})$	1805,91	cm ³	Módulo de resistencia inferior
$(W_{tr})_S$	6077,75	cm ³	Módulo de resistencia superior
M_{rd}	48431,15	kN.cm	
M_{Sd}	47988,3	kN.cm	Ok! $M_{rd} \geq M_{Sd}$ 99,09%

Concluído essa etapa de comparação dos momentos fletores solicitantes, com os momentos fletores resistentes da seção mista, a planilha fará a verificação das deformações. As deformações são calculadas baseando-se na escolha do modelo estrutural da viga na aba “facilitador”, conforme visto anteriormente, seja ela bi-apoiada com carregamento distribuído, bi-apoiada com cargas concentradas, ou outro modelo qualquer em que o usuário entra com os esforços (caso 4), no ultimo caso, a flecha será calculada com base no momento fletor informado, considerando a viga com carregamento distribuído e diagrama parabólico consequentemente.

Importante o usuário notar que a planilha fará os cálculos considerando os dados de entrada das cargas antes e após a cura do concreto, e que ela também fará a consideração sobre ações de longa e curta duração, portanto, é de extrema importância que o usuário entre corretamente com os carregamentos, veja abaixo.



O próximo passo é a verificação quanto ao esforço cortante, veja abaixo.

5 - Verificação quanto ao Esforço Cortante:

$\lambda = h/t_w =$	30,25
$\lambda_p = 1,10 (k_v \cdot E/f_y)^{1/2} =$	64,04
$\lambda_r = 1,37 (k_v \cdot E/f_y)^{1/2} =$	79,76

$\lambda < \lambda_p$

Obs.: Viga inicialmente sem enrijecedores transversais

Vrd =	1287,27	kN
Vsd =	127,97	kN

Ok! Vrd ≥ Vsd	9,94%
----------------------	--------------

Notar que a planilha não considera a colocação de enrijecedores transversais, artifício que pode ser usado pelo usuário caso esta verificação seja crítica.

Por fim, mas não menos importante, passa-se ao calculo da quantidade de conectores para que a viga trabalhe com a parcela de concreto.

As opções de conectores são: conector do tipo pino com cabeça, e conector em perfil U laminado. A planilha também possui uma tabela anexa com os coeficientes redutores de resistência para conector do tipo pino com cabeça.

6 - Cálculo do Número de Conectores de Cisalhamento

Selecione o Tipo de Conector: **Stud Bolt**

Escolha do conector

Øb =	3/4"	
Øb =	19,05	mm
Acs =	2,85	cm ²
Fhd =	2276,79	kN
Rg =	1,00	
Rp =	1,00	
	150,00	mm
QRd =	74,39	kN
$n \geq \alpha \cdot Fhd / QRd =$	15,92	
n =	16,00	

Consultar Tabela (Rg & Rp)

-> somente para conector em perfil U

Tabela anexa

e _{long.máx.} =	800,00	mm
e _{long.mín.} =	114,30	mm
h _{cs.mín.} =	81,20	mm
h _{cs.adot.} =	80	mm
cs =	25,00	mm

Ok!

Número de Conectores stud bolt

Após todas as abordagens sobre os principais requisitos de dimensionamento de viga mista, e conclusão da planilha, podemos passar efetivamente para resolução do trabalho prático, ou seja, a resolução do sistema de piso proposto, a diante daremos as informações necessárias para o seguimento do trabalho.

3. Características do piso do edifício

Para uma primeira etapa deste trabalho contemplou-se o levantamento das cargas e esforços do sistema do piso do edifício comercial de 10 pavimentos. Cada pavimento será constituído por módulos típicos com vigas mistas secundárias apoiando em vigas mistas principais e estas apoiando em pilares mistos parcialmente envolvidos por concreto.

O módulo típico do piso possui dimensões de 8,0 m de largura e 9,0 m de comprimento com vigas secundárias espaçadas a cada 3,0 m no sentido horizontal, cujo esquema arquitetônico é mostrado na FIGURA 1.

Na figura 1, são mostrados três tipos de vigas mistas, são elas: viga mista principal 1 (VPM1), viga mista principal 2 (VPM2) e viga mista secundária que neste caso para efeito de dimensionamento, é igual a viga mista principal 2 (VPM2).

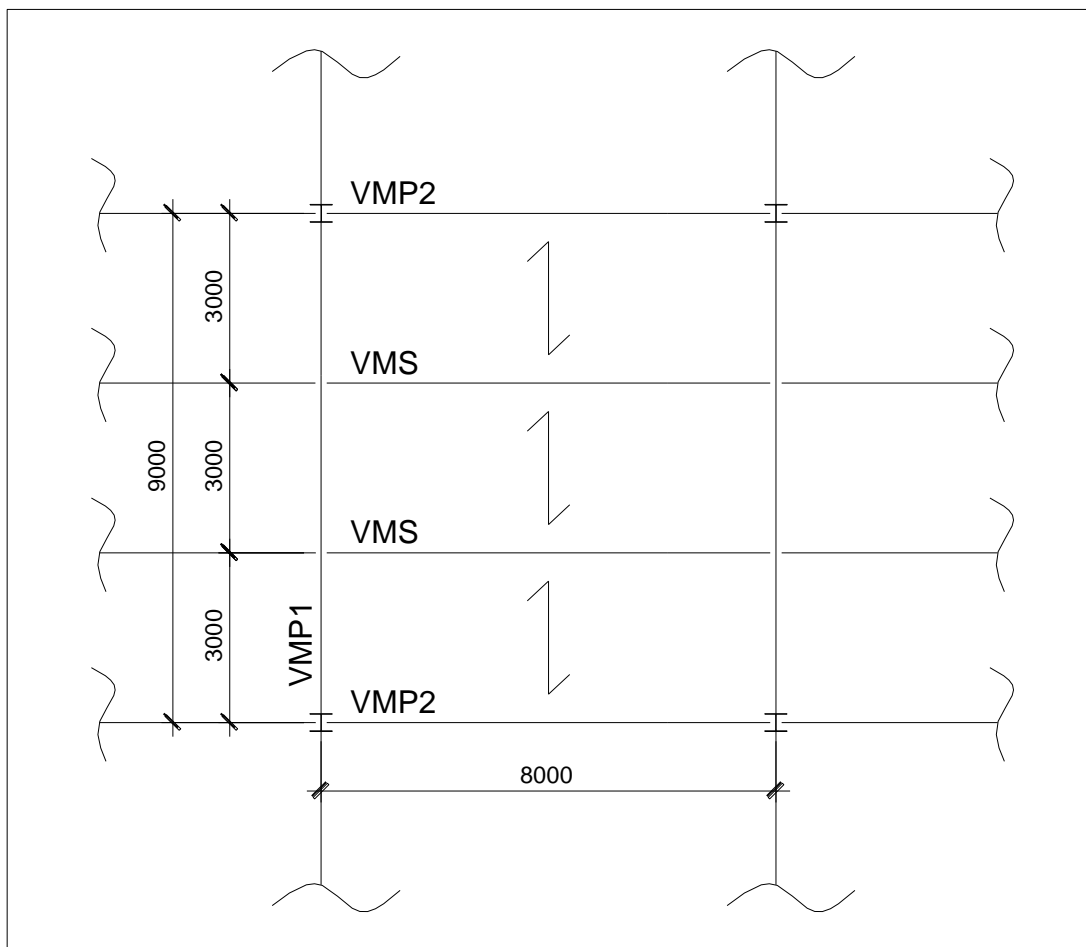


Figura 1 - Módulo típico de vigas mistas

4. Especificações técnicas

4.1 Pesos específicos dos materiais

Concreto armado (NBR-6120) – 25 kN/m³

Aço (NBR-6120) – 78,5 kN/m³

4.2 Especificações dos materiais

Perfis Soldados para Pilares (CS) – USI CIVIL 350 – $f_y = 350$ MPa $f_u = 500$ MPa

Perfis Soldados para Vigas (VS) – USI CIVIL 350 – $f_y = 350$ MPa $f_u = 500$ MPa

Espessura mínima – $t_{mín} = 6,3$ mm

Módulo de elasticidade longitudinal dos aços – $E = 200$ GPa

Conector de Cisalhamento STUD BOLT – $f_u = 415$ MPa

Concreto da laje – $f_{ck} = 30$ MPa

4.3 Normas adotadas

ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto.

5.1 Carga Permanente – CP

Laje	3,50 kN/m ²
Vigas de aço	0,30 kN/m ²
Divisórias	1,00 kN/m ²
Revestimento	0,50 kN/m ²

5.2 Sobrecarga devido ao uso - SC

Pisos pavimentos (NBR – 6120)	3,0 kN/m ²
-------------------------------------	-----------------------

6. Análise e Dimensionamento das vigas do sistema de piso

Nos edifícios com estruturas de aço, sempre que possível opta-se por um sistema estrutural composto por pórticos contraventados, nos quais as vigas são ligadas às colunas por meio de ligações flexíveis. Dessa forma, as vigas ficam biapoiadas e não há transferência de momentos entre elas e os pilares. Assim, as vigas figuram como elementos estruturais independentes dos pilares e não influenciam diretamente na rigidez dos pórticos funcionando apenas como escoras. Como consequência pode-se efetuar sua análise e seu dimensionamento antes de realizar a análise dos pórticos que neste trabalho não será apresentado. Além disso, devido ao fato de estarem birrotuladas, as vigas ficam submetidas a momentos positivos ao longo de todo seu vão. Com isso, as lajes de concreto se conectadas a elas ficam sujeitas apenas a compressão.

Dessa forma, pode-se adotar um sistema misto em que a laje de concreto fica conectada ao perfil de aço com vantagem para os dois materiais: o aço trabalha somente a tração e o concreto somente a compressão.

Neste projeto, são adotadas as seguintes características para as vigas do sistema de piso:

- Concreto de laje com $f_{ck} = 30$ MPa;
- Conectores de cisalhamento do tipo STUD BOLT;
- Vigas biapoiadas;
- Construção não escorada.

A seguir apresentam-se as ações consideradas sobre cada viga do sistema de piso mostrado na Figura 1.

6.1 Viga VPM2/VMS

AÇÕES NOMINAIS CONSIDERADAS SOBRE O PISO

Laje: 3,50 kN/m²

Estrutura: 0,30 kN/m²

Divisórias: 1,00 kN/m²

Revestimento: 0,50 kN/m²

Sobrecarga de piso (Q_{piso}) = 3,0 kN/m²

AÇÕES NOMINAIS SOBRE A VIGA MISTA

Vão livre – $L = 8,0$ m

Largura de influencia das ações:

$$L_{inf} = 3,0 \text{ m}$$

Ações suportadas para viga mista:

$$CP = (G_{Laje} + G_{Est} + G_{Rev} + G_{Div}) \cdot L_{inf} = (3,5 + 0,3 + 1,0 + 0,5) \times 3,0 = 15,9 \text{ kN/m}$$

$$SC = Q_{Piso} \cdot L_{inf} = 3,0 \times 3,0 = 9,0 \text{ kN/m}$$

Para determinação das ações finais na viga mista, foram consideradas combinações de ações normais de construção, para facilidade na obtenção das ações, estas foram consideradas agrupadas que, de acordo com a tabela 1 da NBR 8800:2008, podem ser considerados como 1,4 para ações permanentes, se a sobrecarga total não ultrapassar o valor de $5,0 \text{ kN/m}^2$, e 1,4 para sobrecargas se a carga permanente total da estrutura, também não forem superiores a $5,0 \text{ kN/m}^2$.

Valor final de cálculo

$$(CP + SC) \times 1,4 = (15,9 + 9,0) \times 1,4 = 34,86 \text{ kN/m}$$

Esquema de carregamento da viga VPM2/VMS

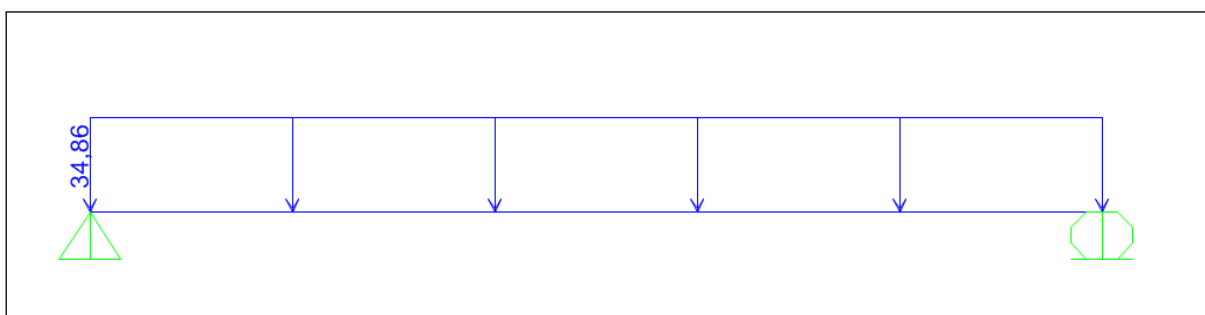


Figura 2 - Esquema de carregamento da viga VPM2/VMS

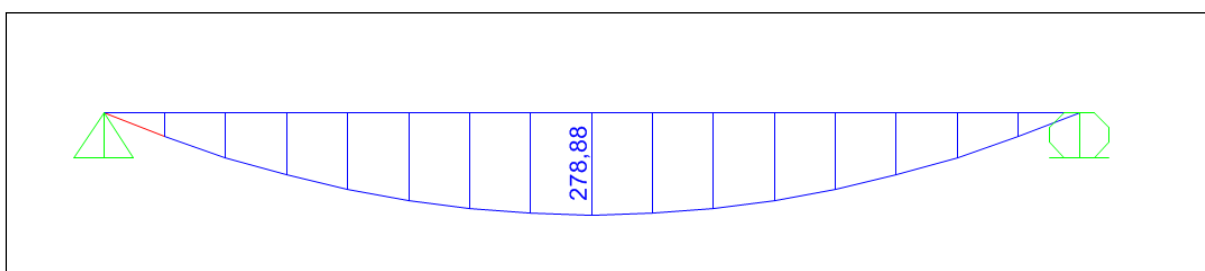


Figura 3 - Diagrama de Momento fletor (kN.m)

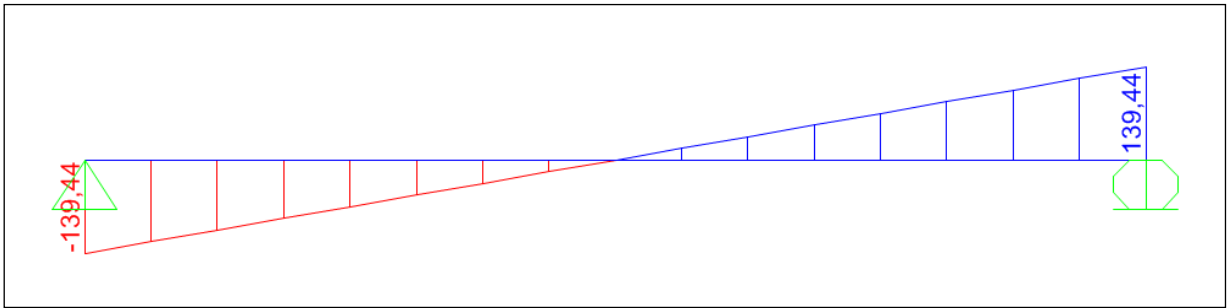


Figura 4 - Diagrama de Esforço cortante (kN)

6.2 Viga VPM1

AÇÕES NOMINAIS SOBRE A VIGA MISTA

Nota-se na Figura 1 que, cada viga VPM2 recebe duas vezes a reação da viga VMS a cada 1/3 do vão da mesma.

Vão livre – $L = 9,0\text{m}$

Reações da viga VMS:

$$CP = 63,60 \text{ kN}$$

$$SC = 36,00 \text{ kN}$$

Valor final de cálculo

$$2 \times (CP + SC) \times 1,4 = 2 \times (63,60 + 36,00) \times 1,4 = 278,88 \text{ kN}$$

Esquema de carregamento da viga VPM1

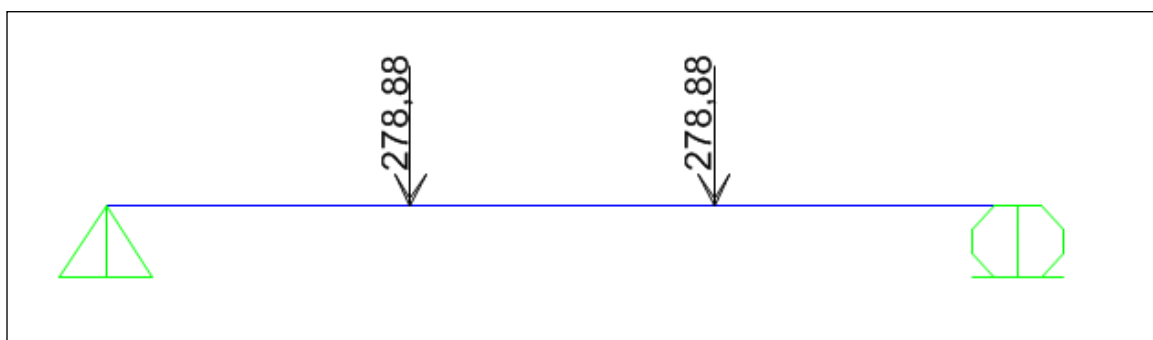


Figura 5 - Esquema de carregamento da viga VPM1

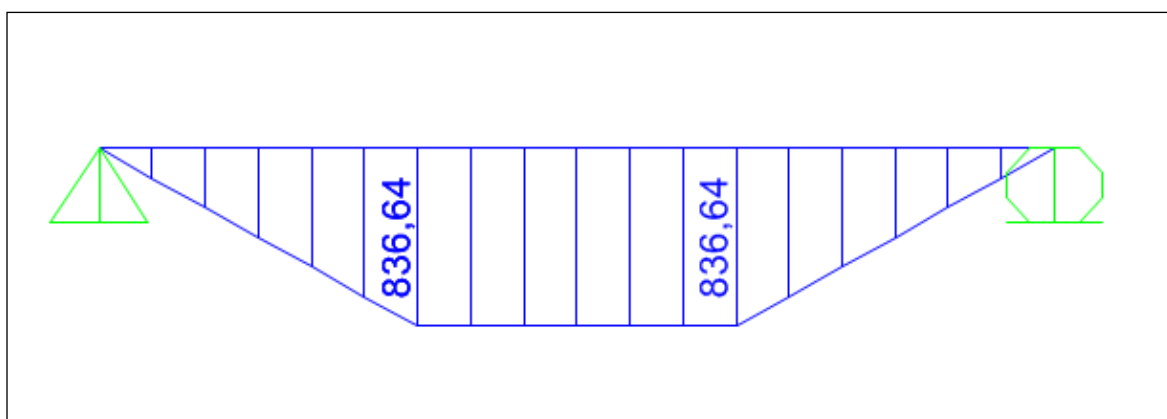


Figura 6 - Diagrama de Momento fletor (kN.m)

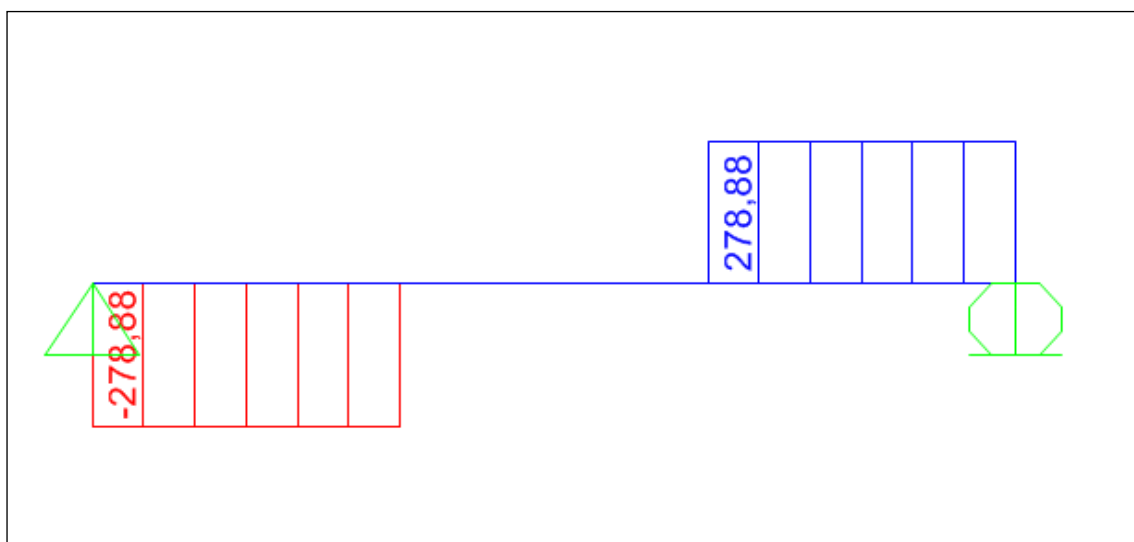


Figura 7 - Diagrama de Esforço cortante (kN)

Para contemplar o dimensionamento das vigas propostas neste trabalho (VPM1, VMS e VPM2), como optamos pela construção não escorada, durante a etapa de construção, o concreto não atinge a resistência necessária para configurar um sistema misto (interação aço e concreto), portanto a viga de aço deve trabalhar isoladamente sendo necessária a determinação dos esforços para esta situação, ou seja, antes que a cura do concreto ocorra.

6.3 Viga VPM2/VMS

AÇÕES NOMINAIS CONSIDERADAS SOBRE O PISO ANTES DA CURA

Laje: 3,50 kN/m²

Estrutura: 0,30 kN/m²

Forma: 0,20 kN/m²

Sobrecarga de Construção ($Q_{const.}$) = 1,0 kN/m²

AÇÕES NOMINAIS SOBRE A VIGA DE AÇO ISOLADA

Vão livre – $L = 8,0$ m

Largura de influencia das ações:

$L_{inf} = 3,0$ m

Ações suportadas para viga de aço isolada:

$$CP = (G_{Laje} + G_{Est} + G_{Form.}) \cdot L_{inf} = (3,5 + 0,3 + 0,2) \times 3,0 = 12,0 \text{ kN/m}$$

$$SC = Q_{Const.} \cdot L_{inf} = 1,0 \times 3,0 = 3,0 \text{ kN/m}$$

Para determinação das ações finais na viga de aço, foram consideradas combinações de ações especiais ou de construção, para facilidade na obtenção das ações, estas foram consideradas agrupadas que, de acordo com a tabela 1 da NBR 8800:2008, podem ser considerados como 1,3 para ações permanentes, se a sobrecarga total não ultrapassar o valor de 5,0 kN/m², e 1,2 para sobrecargas se a carga permanente total da estrutura, também não forem superiores a 5,0 kN/m².

Valor final de cálculo

$$1,3CP + 1,2SC = 1,3 \times 12 + 1,2 \times 3,0 = 19,20 \text{ kN/m}$$

Esquema de carregamento da viga VPM2/VMS

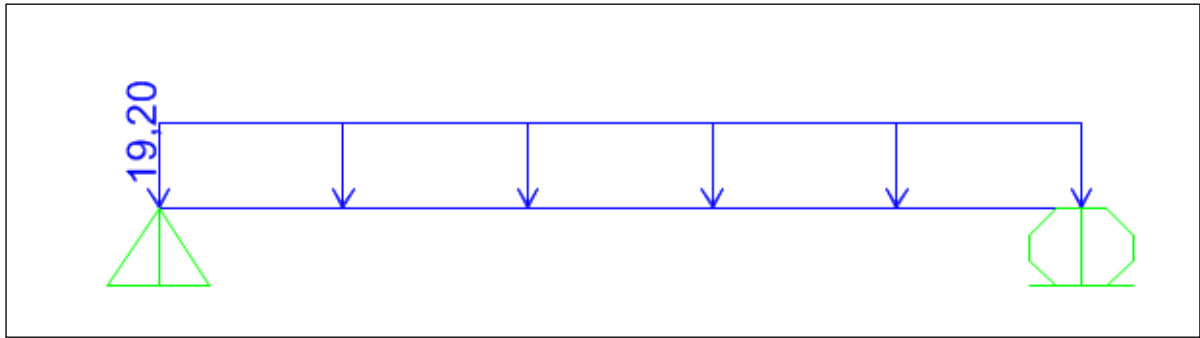


Figura 8 - Esquema de carregamento da viga VPM2/VMS

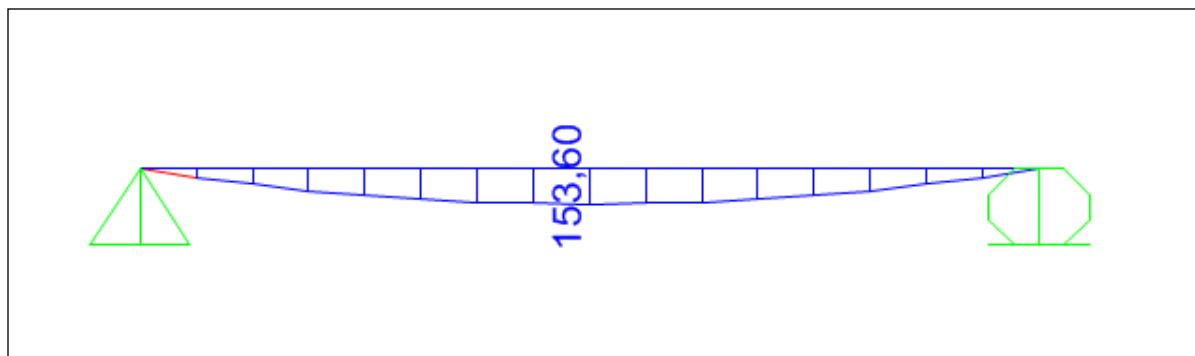


Figura 9 - Diagrama de Momento fletor (kN.m)

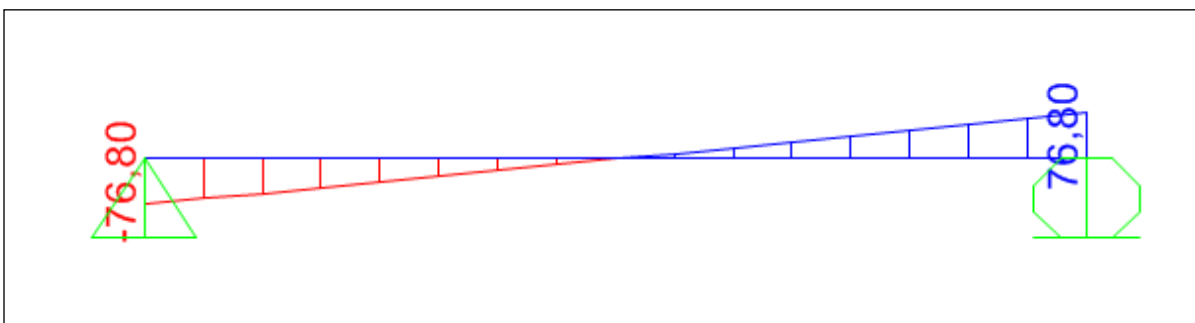


Figura 10 - Diagrama de Esforço cortante (kN)

6.4 Viga VPM1

AÇÕES NOMINAIS SOBRE A VIGA DE AÇO

Como notamos na Figura 1, cada viga VPM2 recebe duas vezes a reação da viga VMS a cada 1/3 do vão da mesma.

Vão livre – $L = 9,0\text{m}$

Reações da viga VMS:

$$CP = 48,00 \text{ kN}$$

$$SC = 12,00 \text{ kN}$$

Valor final de cálculo

$$2 \times (1,3 \times CP + 1,2 \times SC) = 2 \times (62,4 + 14,4) = 153,60 \text{ kN}$$

Esquema de carregamento da viga VPM1

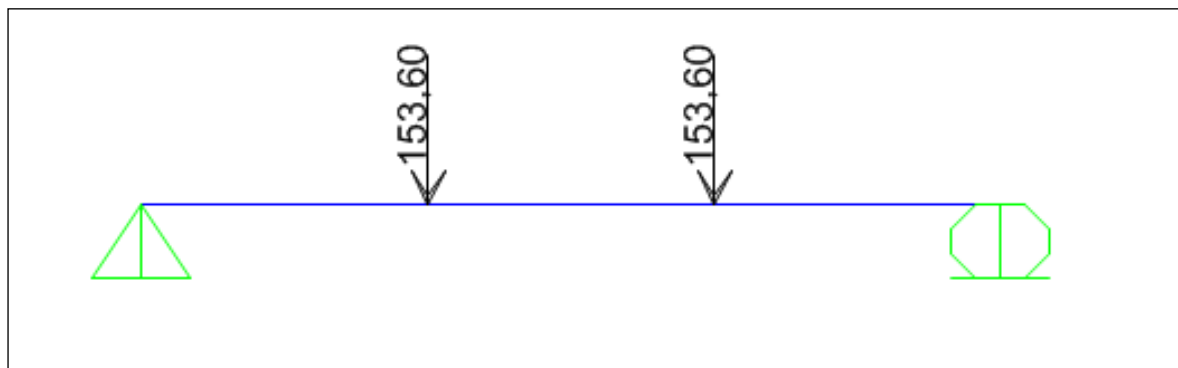


Figura 11 - Esquema de carregamento da viga VPM1

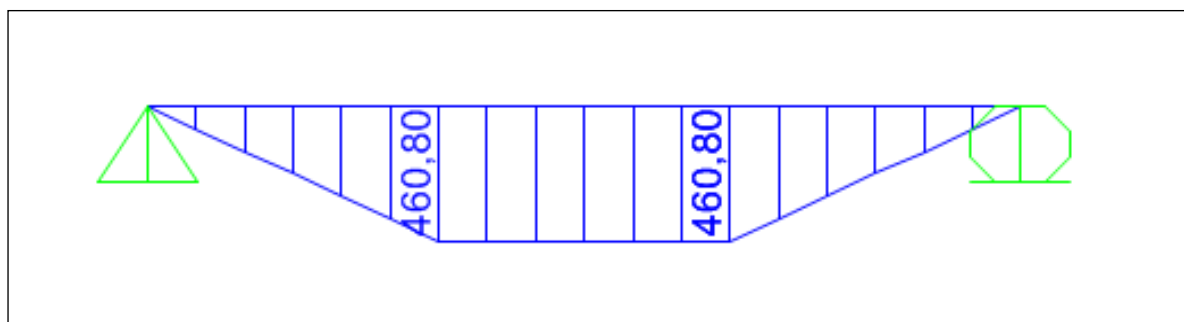


Figura 12 - Diagrama de Momento fletor (kN.m)

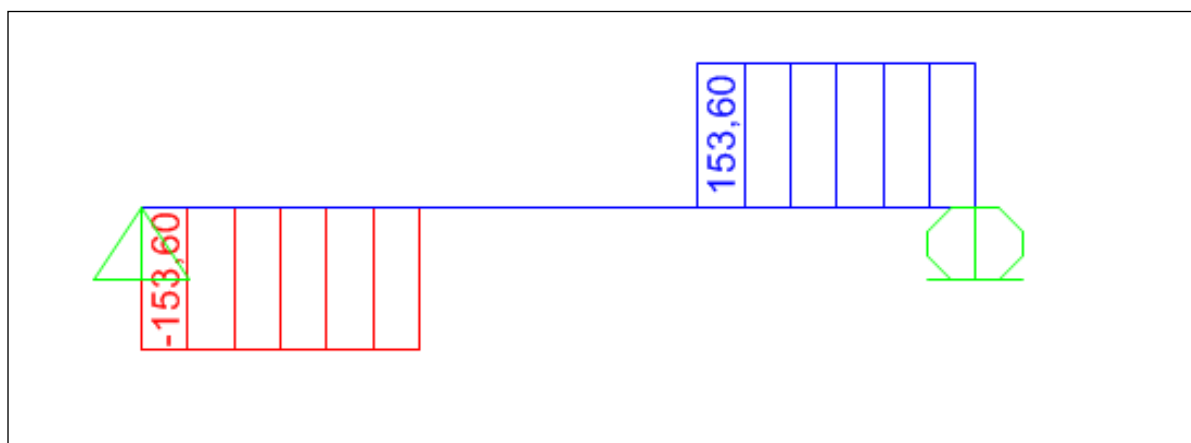


Figura 13 - Diagrama de Esforço cortante (kN)

Quadro Final de Esforços:

Esforço/Período	Viga	Momento Fletor Crítico (kN.cm)	Esforço Cortante Crítico (kN)
Antes da Cura do Concreto	Viga VPM2/VMS	15360	76,8
	Viga VPM1	46080	153,6
Depois da Cura do Concreto	Viga VPM2/VMS	27888	139,44
	Viga VPM1	83664	278,88

Assim temos os esforços para dimensionar as vigas VPM1, VPM2 e VMS, antes da cura e após a cura do concreto.

DIMENSIONAMENTO DA VIGA VPM2/VMS:

O dimensionamento das vigas foi realizado através de uma planilha eletrônica a fim de facilitar os cálculos e otimizar o perfil avaliando tanto os estados limites últimos antes da cura e depois da cura do concreto, como também a avaliação dos estados limites de serviço, ou seja, verificação da flecha. Assim, desta forma os resultados são apresentados abaixo de maneira simplificada.

- Propriedades Geométricas da Seção:

Perfil Soldado: Laminado: W 360 x 32,9

d =	350	mm	d =	-	mm
bf =	150	mm	bf =	-	mm
tf =	8	mm	tf =	-	mm
tw =	6,35	mm	tw =	-	mm

- SELECIONE 1 PARA PERFIL SOLDADO, OU 2 PARA PERFIL LAMINADO:

1

- Propriedades Geométricas da Seção:

h =	334,00	mm	rx =	14,10	cm	J =	8,11	cm ⁴
Ag =	45,21	cm ²	ly =	450,71	cm ⁴	Cw =	131792,9	cm ⁶
Ix =	8990,78	cm ⁴	Wy =	60,10	cm ³	peso/m =	35,49	kgf/m
Wx =	513,76	cm ³	Zy =	93,37	cm ³			
Zx =	587,50	cm ³	ry =	3,16	cm			

- Verificação da Esbeltez da Alma:

h/tw = 52,6 h/tw ≤ 3,76 x (E/fy)^{1/2} >>>>>> Análise Plástica

3 - Verificação quanto ao Momento Fletor:

- Tipo de construção: **Não Escorada**

3.1 - Antes da Cura: Verificação da Viga de Aço Isolada Verificação Necessária !

*** Flambagem Local da Alma (FLA)**

$\lambda = h/t_w =$	52,60
$\lambda_p = 3,76 (E/f_y)^{1/2} =$	89,88
$\lambda_r = 5,76(E/f_y)^{1/2} =$	136,26

$\lambda < \lambda_p$

M _{pl} =	20562,33	kN.cm
M _r =	17981,56	kN.cm
M _{cr} =	-	kN.cm
M _{Rk} =	20562,33	kN.cm

A NBR 8800 não contempla.

*** Flambagem Local da Mesa (FLM)**

$\lambda = b/2t_f =$	9,38
$\lambda_p = 0,38 (E/f_y)^{1/2} =$	9,08
$\lambda_r = 0,95(EK_c/(f_y - W_r))^{1/2} =$	20,16

$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

M _{pl} =	20562,33	kN.cm
M _r =	12587,09	kN.cm
M _{cr} =	29015,69	kN.cm
M _{Rk} =	20352,57	kN.cm

*** Flambagem Lateral por Torção (FLT)**

L_b = **0** mm

Observação:

Viga travada a FLT.

Auxílio para Cálculo de C_b (Em verificação)

$\lambda = L_b/r_y =$	0,0
$\lambda_p = 1,76 (E/f_y)^{1/2} =$	42,1
$\lambda_r = 1,38, (I_y/J)^{1/2} / r_y, J.B.1 =$	118,5
C _b =	1

$\lambda < \lambda_p$

M _{pl} =	20562,3	kN.cm
M _r =	12587,1	kN.cm
M _{cr} =	-	kN.cm
M _{Rk} =	20562,3	kN.cm

M _{máx} =	15026,24	kN.cm
M _A =	11269,68	kN.cm
M _B =	15026,24	kN.cm
M _C =	11269,68	kN.cm
C _b =	1,14	

Resumo - Momento Fletor Resistente de Cálculo para a Viga Isolada

M _{Rd} =	18502,3	kN.cm	Ok ! M_{rk} <= 1,5.W_x.f_y
M _{Sd} =	15360,0	kN.cm	Ok! M_{rd} >= M_{Sd} 83,02%

3.2 - Depois da Cura: Verificação da Viga Mista

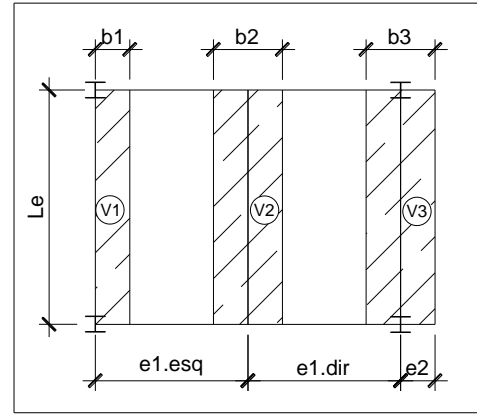
- Laje de Concreto:

$t_c = 8,5$ cm
 $h_f = 7,5$ cm

- Cálculo da Largura Efetiva:

$e1(esq.) = 3,00$ m
 $e1(dir.) = 3,00$ m
 $e2(bal.esq) = 0,00$ m
 $e2(bal.dir) = 0,00$ m
 $Le = 8,00$ m

$b_{esq.} = 1,000$ m
 $b_{dir.} = 1,000$ m
 $b_{Total} = 2,000$ m



$h/t_w = 52,6$ $h/t_w \leq 3,76 \times (E/f_y)^{1/2}$ -> Análise Plástica

Cálculo das Propriedades considerando $h/t_w \leq 3,76 \times (E/f_y)^{1/2}$

Cálculo do Momento Fletor Resistente Considerando Interação Completa

Tipo de Interação: Completa $\alpha \geq 1$

Verificação da posição da LNP

$0,85.f_{cd}.b.t_c = 3096,43$ kN
 $A \alpha .f_{yd} = 1438,47$ kN

Result. Comp. no Concreto $0,85.f_{cd}.b.t_c \geq A \alpha .f_{yd}$ (LNP passa na Laje de Concreto)
 Result. Trac. no Aço

$C_{cd} = 0,85.f_{cd}.b.a = 1438,47$ kN
 $T_{ad} = C_{cd} = 1438,47$ kN
 $a = T_{ad} / (0,85.f_{cd}.b) = 3,95$ cm

Posição da LNP na laje

$M_{rd} = 45348,62$ kN.cm
 $M_{sd} = 27888,00$ kN.cm

Ok! $M_{rd} \geq M_{sd}$ 61,50%

Cálculo do Momento Fletor Resistente Considerando Interação Parcial

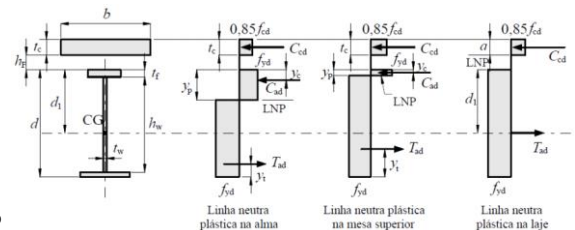
Tipo de Interação: Parcial informar α

$\alpha_{mín.} = 0,50$ $\alpha_{dot.} = 0,5$

$F_{hd} = 1438,47$ kN
 $C_{cd} = \alpha .F_{hd} = 719,23$ kN
 $C_{ad} = (A \alpha .f_{yd} - C_{cd}) / \alpha = 359,62$ kN
 $a = T_{ad} / (0,85.f_{cd}.b) = 1,97$ cm
 $y_p = 0,75$ cm
 $y_c = 0,38$ cm
 $y_t = 11,79$ cm
 $M_{rd} = 35699,96$ kN.cm
 $M_{sd} = 27888,00$ kN.cm

LNP na Viga de Aço
 Resultante no Concreto
 Resultante na parte comprimida de aço
 Espessura da laje efetiva comprimida
 $C_{ad} \leq A f_s$ (LNP na Mesa Superior)
 Dist. do centroide da parte comprimida até a face do perfil
 Dist. do centroide da parte tracionada do perfil até a face inferior do mesmo
 Momento fletor Resistente de cálculo

Ok! $M_{rd} \geq M_{sd}$ 78,12%



4 - Verificação da Deformação Elástica:

4.1 - Flecha devido as ações permanentes antes da cura do concreto

Qcp1 = 12 kN/m
 $\delta_{p,pa}$ = 3,56 cm

4.3 - Flecha devido as ações variáveis de curta duração

Qsc = 9 kN/m
 ψ_2 = 0,4
 $\delta_{v,cd}$ = 0,43 cm

4.2 - Flecha devido as ações permanentes depois da cura do concreto

Qcp2 = 4,5 kN/m
 α_e = 23,01
 b_{tr} = 8,69 cm
 $y_{tr,i}$ = 35,65 cm
 a = cm
 y_{tr} = 35,65 cm
 I_{tr} = 33429,86 cm⁴
 I_{ef} = 26271,82 cm⁴
 $\delta_{p,ld}$ = 0,46 cm

LNP no Perfil de Aço

4.4 - Flecha devido as ações variáveis de longa duração

Qsc = 9 kN/m
 ψ_2 = 0,4
 $\delta_{v,cd}$ = 0,37 cm

Flecha Total

Contra-flecha = 3 cm
 δ_t = 1,81 cm
 δ_{adm} = 2,29 cm

Ok !

5 - Verificação quanto ao Esforço Cortante:

$\lambda = h/t_w = 52,60$
 $\lambda_p = 1,10 (k_v.E/f_y)^{1/2} = 58,80$
 $\lambda_r = 1,37 (k_v.E/f_y)^{1/2} = 73,23$

$\lambda < \lambda_p$

Obs.: Viga inicialmente sem enrijecedores transversais

Vrd = 424,30 kN
Vsd = 139,44 kN

Ok! Vrd >= Vsd 32,86%

6 - Cálculo do Número de Conectores de Cisalhamento

Selecione o Tipo de Conector: Stud Bolt

ϕ_b : 3/4"
 ϕ_b = 19,05 mm
 A_{cs} = 2,85 cm²
 F_{hd} = 1438,47 kN
 R_g = 1,00
 R_p = 0,75
 R_p = 150,00 mm
 Q_{Rd} = 70,97 kN
 $n \geq \alpha \cdot F_{hd}/Q_{Rd} = 10,13$
 $n = 11,00$

Consultar Tabela (Rg & Rp)

-> somente para conector em perfil U

Número de Conectores stud bolt

eLong.máx. = 680,00 mm
eLong.mín. = 114,30 mm
 h_{csmin} = 85,20 mm
 h_{csadot} = 80 mm
 C_s = 89,00 mm

Ok !

DIMENSIONAMENTO DA VIGA VPM1:

- Propriedades Geométricas da Seção:

Perfil Soldado: Laminado: W 360 x 32,9

d =	600	mm	d =	-	mm
bf =	200	mm	bf =	-	mm
tf =	9,5	mm	tf =	-	mm
tw =	8	mm	tw =	-	mm

- SELECIONE 1 PARA PERFIL SOLDADO, OU 2 PARA PERFIL LAMINADO: 1

- Propriedades Geométricas da Seção:

h =	581,00	mm	rx =	23,39	cm	J =	21,67	cm ⁴
Ag =	84,48	cm ²	ly =	1269,15	cm ⁴	Cw =	1106346,7	cm ⁶
Ix =	46203,29	cm ⁴	Wy =	126,91	cm ³	peso/m =	66,32	kgf/m
Wx =	1540,11	cm ³	Zy =	199,30	cm ³			
Zx =	1797,07	cm ³	ry =	3,88	cm			

- Verificação da Esbeltez da Alma:

h/tw = 72,6 $h/tw \leq 3,76 \times (E/f_y)^{1/2}$ >>>>>> Análise Plástica

3 - Verificação quanto ao Momento Fletor:

- Tipo de construção: Não Escorada Verificação da Viga Antes da Cura

- Verificação quanto ao Momento Fletor:

Antes da Cura: Verificação da viga de aço isolada

* Flambagem Lateral por Torção

Lb = 3000 mm Formas impedem FLT

$\lambda = L_b/r_y =$ 77,4

$\lambda_p = 1,76 (E/f_y)^{1/2} =$ 42,1 $\lambda_p < \lambda < \lambda_r, M_{rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)$

$\lambda_r = 1,38 (I_y J) / r_y J.B.1 =$ 118,7

Cb = 1

Mpl =	62897,5	kN.cm
Mr =	37732,7	kN.cm
Mcr =	84962,6	kN.cm
MRk =	51301,5	kN.cm

* Flambagem Local da Alma

$\lambda = h/tw =$ 72,6

$\lambda_p = 3,76 (E/f_y)^{1/2} =$ 89,9 $\lambda < \lambda_p, (M_{rk} = M_{pl})$ Momento de Plastificação

$\lambda_r = 5,76 (E/f_y)^{1/2} =$ 136,3

Mpl =	62897,5	kN.cm
Mr =	53903,8	kN.cm
Mcr =	-	kN.cm
MRk =	62897,5	kN.cm

A NBR 8800 não contempla.

* Flambagem Local da Mesa

$\lambda = b/2tf =$ 10,5

$\lambda_p = 0,38 (E/f_y)^{1/2} =$ 9,1 $\lambda_p < \lambda < \lambda_r, M_{rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)$

$\lambda_r = 0,95 (E K_c / (f_y W_r))^{1/2} =$ 18,6

Mpl =	62897,5	kN.cm
Mr =	37732,7	kN.cm
Mcr =	58716,3	kN.cm
MRk =	59081,1	kN.cm

Momento Fletor Resistente de Cálculo da Viga Isolada

Mrd =	46637,7	kN.cm	Ok ! Mrk ≤ 1,5.Wx.fy	
MSd =	46080,0	kN.cm	Ok! Mrd ≥ MSd	98,80%

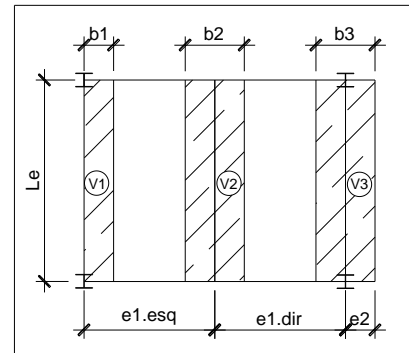
Depois da Cura: Verificação da Viga Mista

- Laje de Concreto:

tc =	8,5	cm
hf =	7,5	cm

- Cálculo da Largura Efetiva:

e1esq. =	8,00	m	besq. =	1,13	m
e1dir. =	8,00	m	bdir. =	1,13	m
e2(bal.esq) =	0,00	m	bTotal =	2,25	m
e2(bal.dir) =	0,00	m			
Le =	9,00	m			



h/tw =	72,6	h/tw ≤ 3,76 x (E/fy) ^{1/2} -> Análise Plástica
--------	------	---

Cálculo das Propriedades considerando h/tw ≤ 3,76 x (E/fy)^{1/2}

Cálculo do Momento Fletor Resistente Considerando Interação Completa

Tipo de Interação: **Completa** $\alpha \geq 1$

- Posição da LNP

$C_{cd} = 0,85.f_{cd}.b.t_c =$	3483,5	kN	Result. Comp. no Concreto	$C_{cd} \geq T_{ad}$ (LNP na Laje de Concreto)
$T_{ad} = A_a.f_{yd} =$	2688,0	kN	Result. Trac. no Aço	
$a = T_{ad} / (0,85.f_{cd}.b) =$	6,56	cm	Posição da LNP na laje	
Mrd =	114832,8	kN.cm		
MSd =	83664,0	kN.cm	Ok! Mrd ≥ MSd	72,86%

Cálculo do Momento Fletor Resistente Considerando Interação Parcial

Tipo de Interação: **Parcial** **informar α**

$\alpha_{min.} =$	0,53	$\alpha_{dot.} =$	0,53	
Fhd =	2688,00	kN	LNP na Viga de Aço	
$C_{cd} = \alpha.Fhd =$	1424,64	kN	Resultante no Concreto	
$C_{ad} = (A_a.f_{yd} - C_{cd})/2$	631,68	kN	Resultante na parte comprimida de aço	
$a = T_{ad} / (0,85.f_{cd}.b) =$	3,48	cm	Espessura da laje efetiva comprimida	
$y_p =$	2,02	cm	Cad > Afs (LNP na Alma)	
$y_c =$	0,53	cm	Dist. do centroide da parte comprimida até a face do perfil	
$y_t =$	20,94	cm	Dist. do centroide da parte tracionada do perfil até a face inferior do mesmo	
Mrd =	100298,79	kN.cm	Momento fletor Resistente de cálculo	
MSd =	83664,0	kN.cm	Ok! Mrd ≥ MSd	83,41%

4 - Verificação da Deformação Elástica:

4.1 - Flecha devido as ações permanentes antes da cura do concreto

Pcp1	96	kN
$\delta_{p,pa}$	2,69	cm

4.3 - Flecha devido as ações variáveis de curta duração

Psc	72	kN
ψ_2	0,4	
$\delta_{v,cd}$	0,47	cm

4.2 - Flecha devido as ações permanentes depois da cura do concreto

Pcp2	36	kN
α_e	23,01	
b_{tr}	9,78	cm
$y_{tr,i}$	50,70	cm
a		cm
y_{tr}	50,70	cm
I_{tr}	119725,72	cm ⁴
I_{ef}	99728,43	cm ⁴
$\delta_{p,ld}$	0,47	cm

LNP no Perfil de Aço

4.4 - Flecha devido as ações variáveis de longa duração

Psc	72	kN
ψ_2	0,4	
$\delta_{v,cd}$	0,37	cm

Flecha Total

Contra-flecha =	2	cm
δ_t	2,00	cm
δ_{adm}	2,57	cm

Ok !

5 - Verificação quanto ao Esforço Cortante:

$\lambda = h/t_w =$	72,63
$\lambda_p = 1,10 (k_v.E/f_y)^{1/2} =$	58,80
$\lambda_r = 1,37 (k_v.E/f_y)^{1/2} =$	73,23

$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

Obs.: Viga inicialmente sem enrijecedores transversais

Vrd =	741,89	kN
Vsd =	278,88	kN

Ok! Vrd >= Vsd 37,59%

6 - Cálculo do Número de Conectores de Cisalhamento

Selecione o Tipo de Conector: Stud Bolt

ϕ_b :	3/4"	
$\phi_b =$	19,05	mm
Acs =	2,85	cm ²
Fhd =	2688,00	kN
Rg =	1,00	
Rp =	1,00	
	150,00	mm
QRd =	94,63	kN
$n \geq \alpha \cdot F_{hd}/Q_{Rd} =$	15,06	
n =	16,00	

Consultar Tabela (Rg & Rp)

-> somente para conector em perfil U

Número de Conectores stud bolt

e _{long,máx.} =	680,00	mm
e _{long,min.} =	114,30	mm
h _{csmín} =	85,20	mm
h _{csadot} =	80	mm
cs =	89,00	mm

Ok !

Disposição de Conectores ao longo das Vigas VPM2 e VMS

Conforme planilha de cálculo mostrada, são necessários 11 conectores de cisalhamento para cada metade de vão para viga mista (VPM2/VMS) trabalhar com interação parcial de fator igual a 0,50, com isso, determinou-se o espaçamento entre eles em função do espaçamento máximo e mínimo que consta na planilha.

$$\text{Espaçamento} = \text{vão} / (\text{numero de conectores}) = 4000/11 = 363,63 \text{ mm}$$

Adotou-se então 360 mm de espaçamento entre eles, a figura 14 abaixo, apresenta um detalhamento dos conectores para a viga analisada.

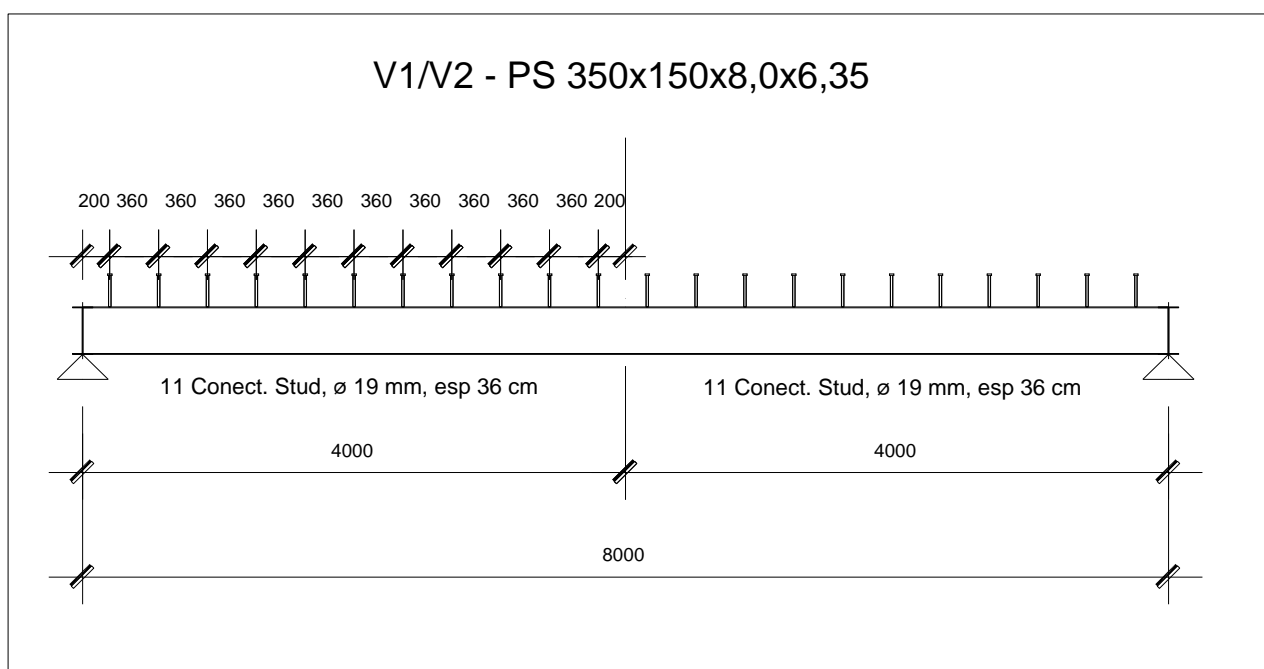


Figura 14 – Esquema de conectores para as vigas VPM2 e VMS

Uma observação a ser destacada é a questão da direção do deck, que conforme mostrado na figura 1, este é posicionado na direção do maior vão, ou seja, as nervuras são perpendiculares as vigas VPM2 e VMS, ou seja, a fixação dos conectores fica limitada a cada onda baixa do deck, podendo não respeitar o espaçamento acima determinado, como a laje ainda não foi dimensionada, não se tem conhecimento da largura b_f , que seria a distancia entre as ondas baixas, ficando assim para uma análise refinada posterior.

Disposição de Conectores ao longo das Vigas VPM1

Conforme planilha de cálculo mostrada acima, são necessários 21 conectores de cisalhamento para cada terço de vão extremo da viga mista (VPM1) trabalhar com interação parcial de fator igual a 0,53, para o terço do vão intermediário não são necessários conectores de cisalhamento uma vez que o momento fletor que atua nessa faixa de viga se mantém constante, contudo, adota-se numero de conectores mínimos respeitando assim o espaçamento máximo mostrado também na planilha.

Conectores para os terços extremos do vão:

$$\text{Espaçamento} = \text{vão} / (\text{numero de conectores}) = 3000/16 = 187,50 \text{ mm}$$

Adotou-se então 180 mm.

Conectores para o terço central do vão:

$$\text{Espaçamento máximo é igual a } 8 \times t_c = 8 \times 8,5 \text{ cm} = 68 \text{ cm} = 680 \text{ mm}$$

Adotou-se então um espaçamento de 500 mm

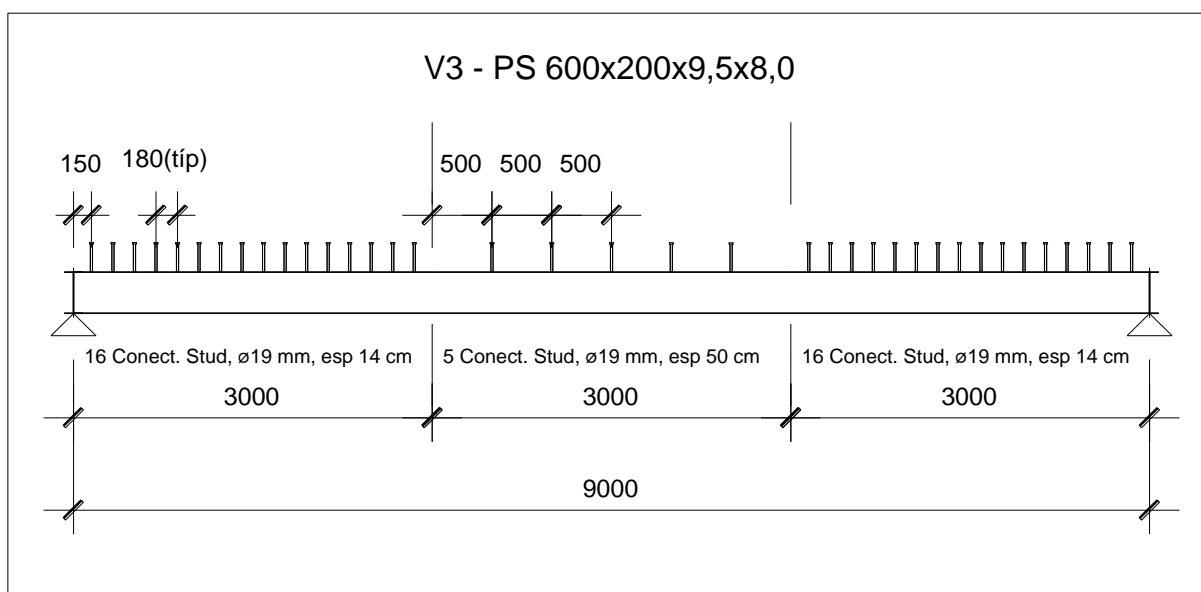


Figura 15 – Esquema de conectores para as vigas VPM1

Esquema do Piso Resumido:

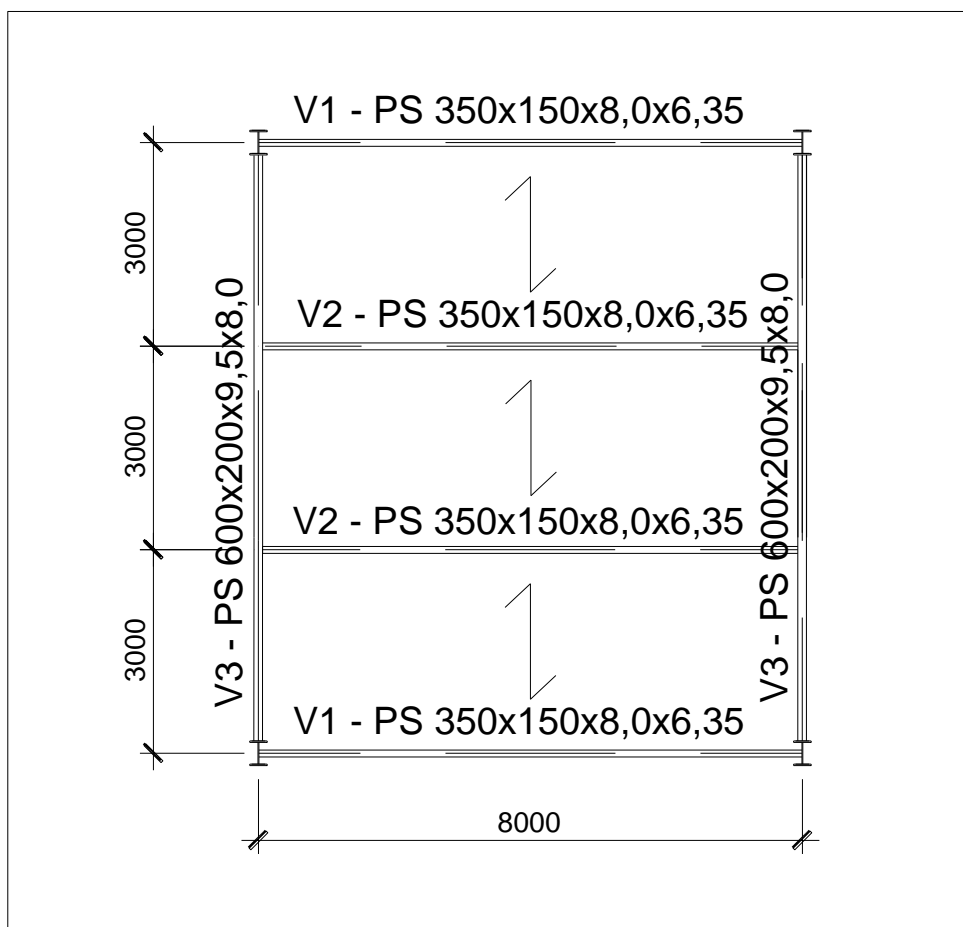


Figura 16 – Esquema unifilar dos pisos

Comparativo do peso próprio da estrutura com o que foi adotado inicialmente:

Peso do perfil PS 350x150x8,0x6,35 => 35,50 kgf/m²

Peso do perfil PS 600x200x9,5x8,0 => 66,50 kgf/m²

4 vigas x 8,0 metros x 35,50 kgf/m = 1136 kgf

2 vigas x 9,0 metros x 66,50 kgf/m = 1197 kgf

Total = 1136 + 1197 = 2333 kgf

Área do piso = 8,0 x 9,0 = 72 m², taxa de peso = 2333 kgf/ 72 m² = 32,40 kgf/m²

Taxa de peso = 0,32 kN/m²

Taxa inicialmente considerada = 0,30 kN/m²

Conclusão: a diferença encontrada entre o valor estimado e o valor real foi de 7 %, como este valor é baixo, não implica em redimensionar as vigas.

7. Dimensionamento das Lajes Mistas

Para o dimensionamento das lajes mistas, devem ser verificados os estados limites últimos da estrutura com relação à flexão e cisalhamento da laje, e também com relação aos estados limites de serviço de deformação, empoçamento tanto da laje, quanto forma de aço quando esta é usada.

No entanto, para o cálculo da laje e da forma de aço quando usada, são necessárias normas como a NBR 6123 de concreto armado, e NBR 14672 para estruturas de aço formadas a frio, já que a forma de aço é composta por chapas finas, contudo na maioria das vezes, o próprio fabricante já realiza ensaios nas lajes e dispõe de tabelas praticas para o dimensionamento das mesmas, desta maneira, para o dimensionamento das lajes, vamos consultar as tabelas de dimensionamento do fabricante METFORM. A seguir são mostradas passo a passo as considerações para o dimensionamento da laje.

Informações importantes para o dimensionamento da laje:

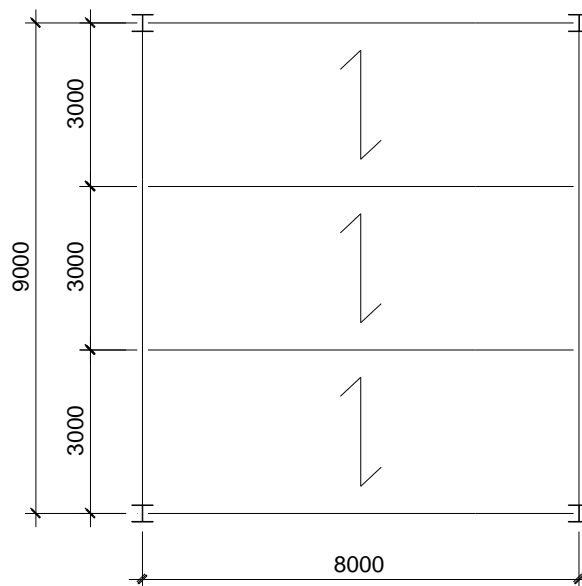


Figura 17 – dimensões das lajes

- Vão da laje: 3,0 metros
- Resistência característica do concreto: $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- Sobrecarga máxima sobreposta:
 - ✓ Peso próprio de divisórias: $1,0 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ Peso próprio de revestimento: $0,5 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ Sobrecarga de piso: $3,0 \text{ kN/m}^2$
 - ✓ Total: $1,0 + 0,5 + 3,0 = 4,5 \text{ kN/m}^2$

Critérios para análise da melhor escolha da laje:

De acordo com a apostila do curso de especialização “Dimensionamento Básico de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto” são três os critérios básicos para se analisar a escolha da melhor solução para lajes, são eles:

1. Menor peso de chapa de aço, em função da espessura da chapa do deck;
2. Menor peso de vigas de aço secundárias;
3. Menor peso próprio do sistema, ou seja, peso de concreto da laje.

Então, de acordo com a carga máxima sobreposta calculada de 4,5 kN/m², pode-se consultar as tabelas de dimensionamento da METFORM, e chega-se as seguintes lajes que resistem a tal sobrecarga:

<i>MF-50</i>								
	Altura total da	Espessura Steel	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio	3.000
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)		
Lajes de Piso	110	1,25	3.050	3.650	3.650	1400	2,13	4,77
	120	1,25	2.950	3.550	3.550	1350	2,36	5,35
	130	1,25	2.800	3.400	3.400	1350	2,6	5,92
	140	1,25	2.700	3.300	3.300	1300	2,83	6,5
	150	0,95	1.700	2.650	2.750	950	3,04	4,66
		1,25	2.600	3.200	3.250	1250	3,07	7,08
	160	0,95	1.600	2.550	2.650	950	3,27	5,04
		1,25	2.550	3.100	3.150	1250	3,3	7,65
	170	0,95	1.500	2.500	2.600	900	3,51	5,42
		1,25	2.450	3.050	3.050	1200	3,54	8,23

Tabela 1 – Lajes MF-50, resistente à sobrecarga máxima sobreposta (4,5 kN/m²)

MF-75								
	Altura total da	Espessura Steel	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio	3.000
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)		
Lajes de Piso	140	0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	5,76
	140	1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	8,31
	150	0,8	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	4,93
	150	0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	6,33
	150	1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	9,13
	160	0,8	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	5,37
	160	0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	6,9
	160	1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	9,95
	170	0,8	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	5,82
	170	0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	7,47
	170	1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	10,78
	180	0,8	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	6,26
	180	0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	8,04
	180	1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,5	11,6
	190	0,8	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	6,71
	190	0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,7	8,62
	190	1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	12,43
	200	0,8	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	7,16
200	0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	9,19	
200	1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	13,25	

Tabela 2 – Lajes MF-75, resistente à sobrecarga máxima sobreposta (4,5 kN/m²)

De acordo com o primeiro critério estabelecido para o dimensionamento, selecionaram-se as lajes resistentes à sobrecarga máxima sobreposta filtrando as que possuem menor espessura.

MF-75								
	Altura total da	Espessura Steel	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio	3.000
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)		
Lajes de Piso	150	0,8	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	4,93
	160	0,8	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	5,37
	170	0,8	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	5,82
	180	0,8	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	6,26
	190	0,8	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	6,71
	200	0,8	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	7,16

Tabela 3 – Lajes MF-75 com menor espessura

Nota-se na Tabela 3 acima que, nenhuma laje MF-50 com espessura de 0,8 mm atende a sobrecarga máxima.

De acordo com o segundo critério, que implica em menor peso de vigas secundárias, seriam duas possibilidades a se estudar, vigas secundárias no sentido horizontal e vigas secundárias no sentido longitudinal, porem, como o sistema de piso com sua geometria foi um dado do

trabalho, ou seja, foi definido, subentende que, este estudo já tenha sido feito e a melhor solução é a que foi apresentada, portanto, o segundo critério não se aplica.

E por fim, de acordo com o terceiro critério, menor peso próprio do sistema, chega-se então a laje final MF-75.

	Altura total da	Espessura Steel	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio	3.000
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)		
Lajes de Piso	150	0,8	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	4,93

Conclusão:

A laje considerada de menor custo que resiste a sobrecarga máxima imposta é a MF-75 com altura total de 150 mm ($t_c = 75$ mm, $h_f = 75$ mm), e espessura 0,8 mm. Para atender ao vão de 3,0 m entre vigas secundárias, trabalha-se no mínimo com vãos duplos para evitar escoramento da mesma.

Observações:

- Foi considerado inicialmente para o dimensionamento das vigas mistas uma laje de peso igual a 3,5 kN/m², e o peso encontrado no dimensionamento foi de 2,74 kN/m², que nos dá uma diferença de 28 %, ou seja, seria coerente voltar no dimensionamento das vigas mistas para avaliar se consegue uma economia.
- Foi adotada uma laje inicial para cálculo das vigas mistas com parâmetros geométricos diferentes da encontrada com $t_c = 85$ mm e $h_f = 75$ mm, o que também pode acarretar em mudança no dimensionamento das vigas.

7.1 Cálculo da Armadura de Costura:

Cálculo da força solicitante de cálculo por unidade de comprimento em cada plano longitudinal:

$$H_v, s_d = (n m \alpha F_{hd} / n) (b_1 / (b_1 + b_2)) / L_m$$

Viga VPM2/VMS

$L_m = 4,0$ m (comprimento na qual foram instalados os 11 conectores de maneira uniforme)

$n m = n = 11$

$\alpha = 0,50$

$$F_{hd} = 1438,47 \text{ kN}$$

$$b_1 = b_2$$

$$H_{v, sd} = (n m \alpha F_{hd} / n) (b_1 / (b_1 + b_2)) / L_m = (0,5 \times 1438,47) \times (0,5) / 400 = 0,90 \text{ kN/cm}$$

$$H_{v, rd} \leq 0,6 A_{cv} f_{ctk, inf} / \gamma_c + A_s f_{ys} / \gamma_s + A_{ff} F / \gamma_a$$

$$H_{v, rd} \leq 0,2 A_{cv} f_{ck} / \gamma_c + 0,6 A F f_y F / \gamma_a$$

$$A F = 0 \text{ (a favor da segurança)}$$

$$A_{cv} = L_m t_c / L_m = 7,5 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$f_{ctk, inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} = 2,03 \text{ MPa} = 0,203 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ys} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Aço CA-50)}$$

$$H_{v, rd} \leq 0,6 \times 7,5 \times 0,203 / 1,4 + A_s \times 50 / 1,15 \leq 0,2 \times 7,5 \times 3,0 / 1,4$$

$$A_s \leq 5,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fazendo:

$$H_{v, rd} \leq H_{v, sd}$$

$$0,90 \leq 43,48 A_s + 0,6525$$

$$A_s \geq 0,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima:

$$1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ou } 0,002 A_{cv} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 0,57 \text{ cm}^2/\text{m}$, foi adotado área mínima de $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$, 8 barras de 5 mm por metro, que resulta em uma área de $1,6 \text{ cm}^2$, atendendo assim a solicitação.

Para tela soldada adotar Q-75 Φ 3,8x Φ 3,8 – 150x150

Calculo do comprimento de ancoragem da armadura de costura:

$$l_b = \{(nm \alpha F_{hd} / n)(b_1 / (b_1 + b_2)) / 0,85 f_{cd} t_c\} + l_b'$$

$$l_b' = \emptyset / 4 ((f_{ys} / y_s) / 1,575 f_{ctk, inf} / y_c)$$

$$l_b' = 5 / 4 ((500 / 1,15) / 1,575 \times 2,03 / 1,4) = 237,98 \text{ mm} \geq 10 \emptyset = 50 \text{ mm ou } 100 \text{ mm}$$

$$l_b = \{(0,5^2 \times 1438,47) / 0,85 \times (3,0 / 1,4) \times 7,5\} + 238 = 264,30 \text{ mm}$$

Disposições construtivas:

- Cobrimento mínimo de 25 mm
- Diâmetro das barras $5 \text{ mm} \leq 1/8 t_c = 75/8 = 9,375 \text{ mm}$
- Espaçamento das barras de $1000/8 = 125 \text{ mm} \geq 1,2 \times 25 = 30 \text{ mm}$
- Espaçamento das barras de $1000/8 = 125 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$

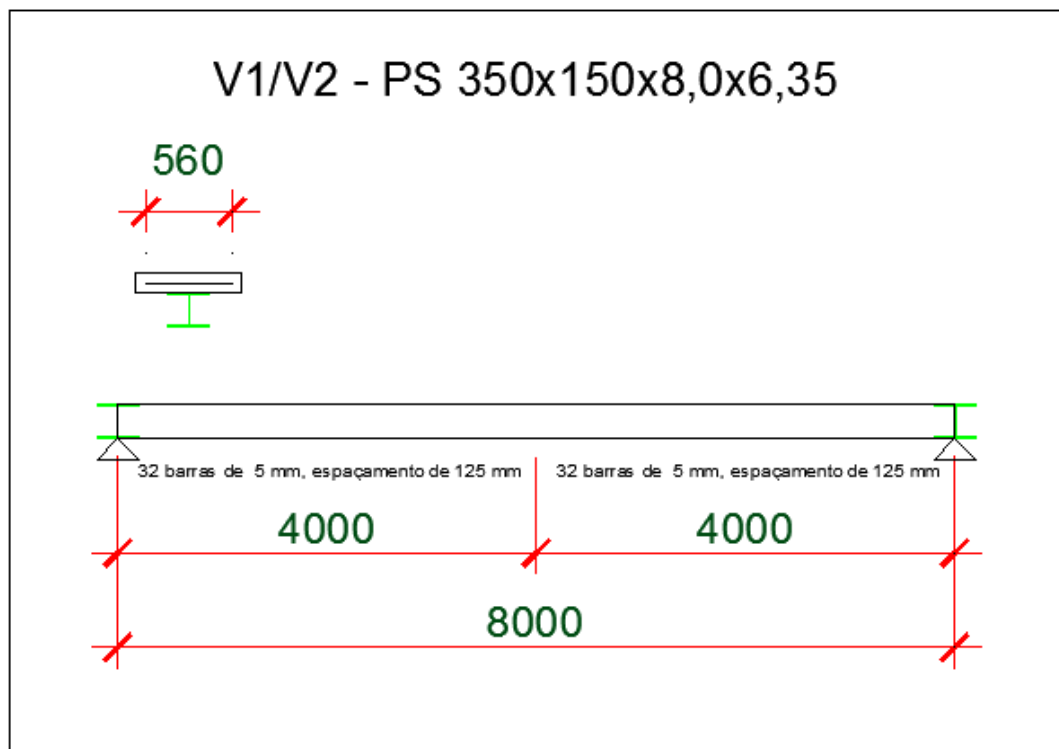


Figura 18 – disposições das armaduras da viga VMS/VPM2

Viga VPM1

$L_m = 3,0$ m (comprimento na qual foram instalados os 16 conectores de maneira uniforme)

$$n_m = n = 16$$

$$\alpha = 0,53$$

$$F_{hd} = 2688,0 \text{ kN}$$

$$b_1 = b_2$$

$$H_{v, sd} = (n_m \alpha F_{hd}/n)(b_1/(b_1 + b_2))/L_m =$$

$$H_{v, sd} = (0,53 \times 2688,0) \times (0,5)/300 = 2,37 \text{ kN/cm}$$

$$H_{v, rd} \leq 0,6 A_{cv} f_{ctk, inf}/\gamma_c + A_s f_{ys}/\gamma_s + A_f f_{yF}/\gamma_a$$

$$H_{v, rd} \leq 0,2 A_{cv} f_{ck}/\gamma_c + 0,6 A_f f_{yF}/\gamma_a$$

$$A_f = 0 \text{ (a favor da segurança)}$$

$$A_{cv} = L_m t_c/L_m = 7,5 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$f_{ctk, inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} = 2,03 \text{ Mpa} = 0,203 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ys} = 500 \text{ Mpa} = 50 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Aço CA-50)}$$

$$H_{v, rd} \leq 0,6 \times 7,5 \times 0,203/1,4 + A_s 50/1,15 \leq 0,2 \times 7,5 \times 3,0/1,4$$

$$A_s \leq 5,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fazendo:

$$H_{v, rd} \leq H_{v, sd}$$

$$2,37 \leq 43,48 A_s + 0,6525$$

$$A_s \geq 3,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima:

$$1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ou } 0,002A_{cv} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área da armadura de costura adotada foi de $3,95 \text{ cm}^2/\text{m}$, 8 barras de 8 mm que resulta em uma área de $4,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ entre o ponto de momento máximo e o ponto de momento nulo, que compreende entre os terços extremos da viga. Para o trecho que compreende o terço intermediário da viga utilizaremos armadura mínima de $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$, 3 barras de 8 mm, resultando em $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Calculo do comprimento de ancoragem da armadura de costura:

$$l_b = \{(nm \alpha F_{hd}/n)(b_1/(b_1 + b_2))/0,85 f_{cd} t_c\} + l_b'$$

$$l_b' = \emptyset/4 ((f_{ys} / y_s)/1,575 f_{ctk}, \text{inf}/y_c)$$

$$l_b' = 8/4 ((500/1,15)/1,575 \times (2,03/1,4)) = 380,76 \text{ mm} \geq 10 \emptyset = 50 \text{ mm ou } 100 \text{ mm}$$

$$l_b = \{(0,5^2 \times 2688,0)/0,85 \times (3,0/1,4) \times 7,5\} + 380,76 = 430,0 \text{ mm}$$

Disposições construtivas:

- Cobrimento mínimo de 25 mm
- Diâmetro das barras $8 \text{ mm} \leq 1/8 t_c = 75/8 = 9,375 \text{ mm}$
- Espaçamento das barras de $1000/8 = 125 \text{ mm} \geq 1,2 \times 25 = 30 \text{ mm}$
- Espaçamento das barras de $1000/8 = 125 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$
- Vão central espaçar 4 barras de 8 mm com espaçamento de 125 mm (a favor da segurança).

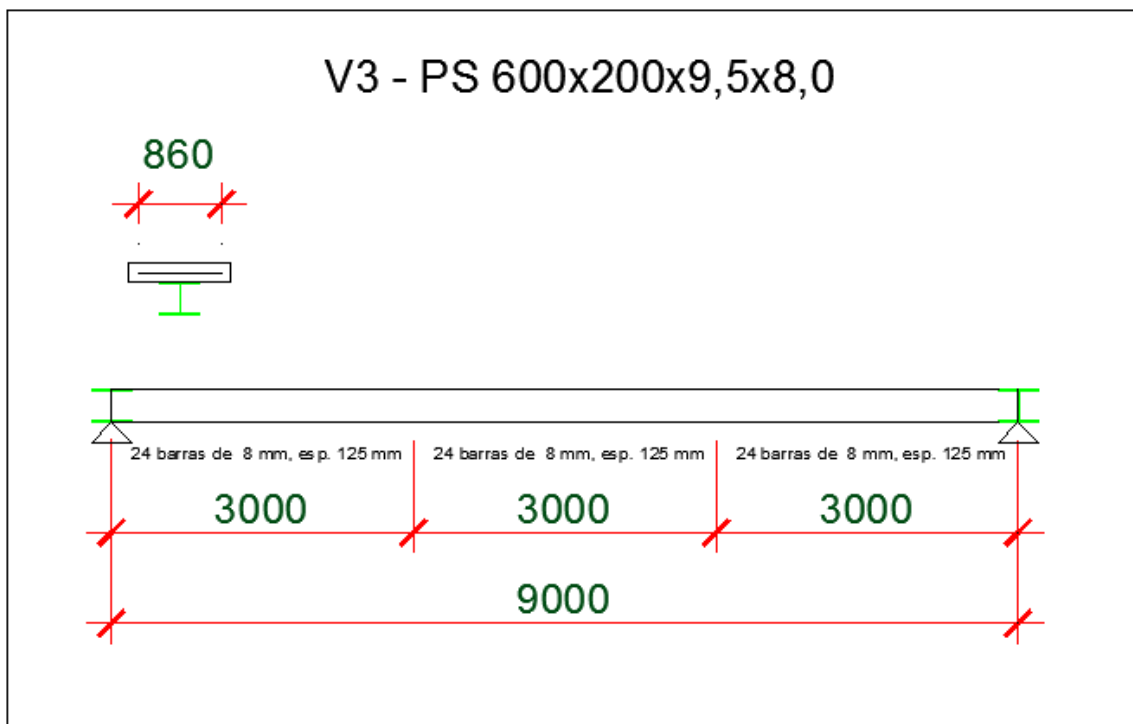


Figura 19 – disposições das armaduras da viga VPM1

7.2 Armadura de continuidade:

$$A_{sc} = 0,72 f_{ct,ef} b t t_c / \sigma_{st}$$

$$f_{ct,ef} = 3,0 \text{ Mpa}$$

$$b t = 1/32 (8000 + 8000) = 500 \text{ mm}$$

$$t_c = 75 \text{ mm}$$

$$\sigma_{st} = 810 (w_k f_{ck}^{2/3} / \emptyset)^{0,5} \leq f_{ys}$$

$$w_k = 0,3 \text{ (agressividade moderada)}$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm (valor estipulado – não pode superar 20 mm ou } 1/8 t_c = 9,375 \text{ mm)}$$

$$\sigma_{st} = 810 (0,3 \times 30^{2/3} / 8)^{0,5} = 487,39 \text{ Mpa} \leq 500 \text{ Mpa}$$

$$A_{sc} = 0,72 \times 3,0 \times 500 \times 75 / 487,39 = 166,20 \text{ mm}^2 = 1,66 \text{ cm}^2$$

$nsc = 1,66/0,5 = 3,3 > \text{Usar 4 barras}$

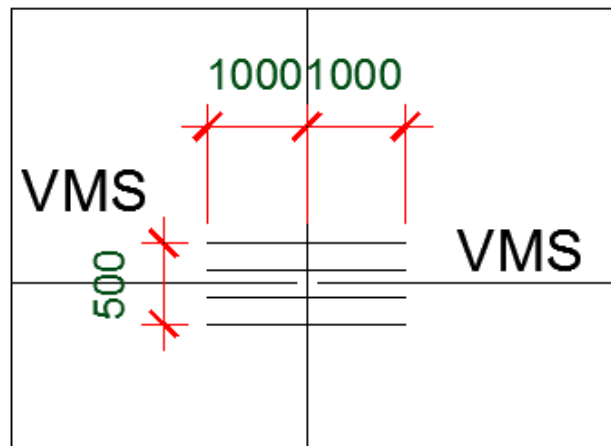


Figura 20 – croqui para armadura de continuidade

8. Cálculo dos Pilares Mistos

Cálculo do esforço que chega no pilar

O esforço que chega em cada coluna no primeiro pavimento (crítico), é o esforço de dez lajes acima do térreo, portanto, calcula-se o esforço de uma laje descarregando na coluna e se multiplica por dez.

Esforço por pavimento:

Cada coluna recebe a reação de apoio de 2 vigas VSM/VPM2 e também 2 vigas VPM1:

$$2 \text{ x reações VPM2/VMS} \Rightarrow 2 \times 139,44 = 278,88 \text{ kN}$$

$$2 \text{ x reações VPM1} \Rightarrow 2 \times 278,88 = 557,76 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 836,64 \text{ kN}$$

Introdução de carga devido a vigas conectadas ao pilar:

Considerando que a parte de introdução de cargas do pilar tenha que transferir todo cortante $V_{sd} = 836,64 \text{ kN}$, vamos determinar o número de conectores necessários a transferir este esforço.

Verificação do perfil de aço quanto à plastificação localizada

$$\sum V_{sd} = 836,64 \text{ kN} \leq N_{pl,a} = A a f_{yd} = 174 \text{ cm}^2 \times 31,82 \text{ kN/cm}^2 = 5536,68 \text{ kN}$$

Número de conectores

Tensão de cisalhamento dado na interface aço-concreto

$$a \leq 2 \times 40 = 80 \text{ cm ou } 1/3 \times 350 = 116,70 \text{ cm}$$

$$a = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{comprimento de introdução de carga}$$

$$\text{Perímetro} \Rightarrow 2 \times (400 - 2 \times 16) + 2 \times (400 - 12,5) = 1511 \text{ mm}$$

$$\tau_{sd} = \Sigma V_{l, sd} / A_{xP} = 310,30 / (174 \times 151,1) = 0,012 \text{ kN/cm}^2 = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\Sigma V_{l, sd} (1 - N_{pl, a, Rd} / N_{pl, Rd}) = 836,64 (1 - 5536,68 / 8800,88) = 310,30 \text{ kN}$$

$$\tau_{sd} > \tau_{Rd}, \text{ onde } \tau_{Rd} = 0,3 \text{ MPa}$$

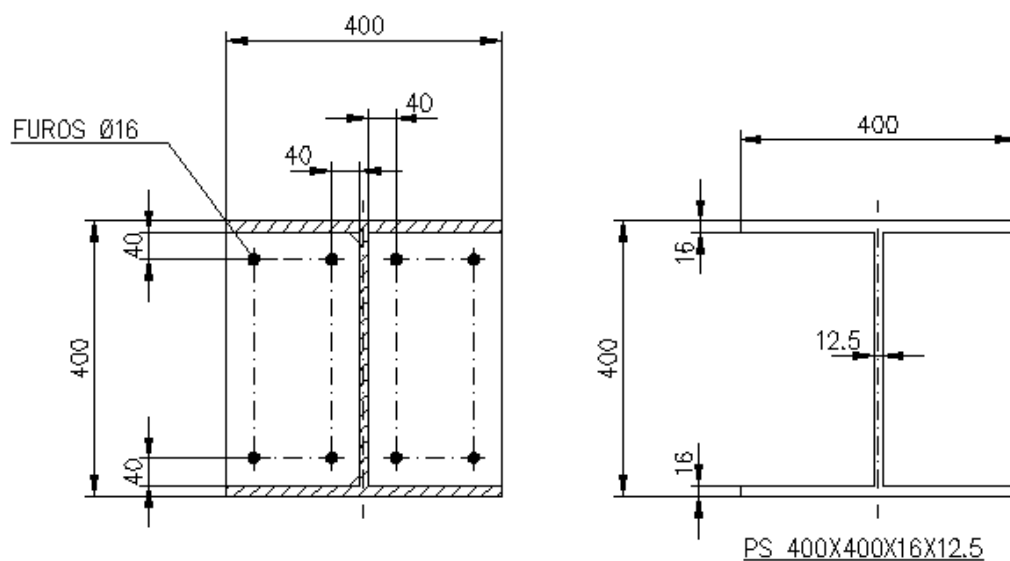
$$0,12 \geq 0,3 \text{ MPa}$$

Não é necessária a colocação de conector

O esforço axial que cada pavimento descarrega no pilar é de 836,64 kN, multiplicando por 10, temos:

$$10 \times 836,64 = 8366,40 \text{ kN} = N_{c, sd}$$

Pré-dimensionamento do pilar:



Dados:

Aço: USI CIVIL 350 ($f_y = 350 \text{ MPa}$, $f_u = 500 \text{ MPa}$)

Armadura: CA-50 ($f_{ys} = 500 \text{ MPa}$)

Resistência do concreto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Propriedades geométricas relevantes e mecânicas dos componentes

$$A_a = 2 \times (40 \times 1,6) + 1,25 \times (40 - 2 \times 1,6) = 174 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,x} = 2(40 \times 1,6^3 / 12) + (40 - 2 \times 1,6) 1,25^3 / 12 = 17072,66 \text{ cm}^4$$

Aço considerado para pilares: USI CIVIL 350

Armadura longitudinal: 8 barras com diâmetro de 16 mm – aço CA-50

Propriedades geométricas das barras:

$$A_s = 8 \times (\pi \times 1,6^2 / 4) = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$I_{s,x} = 8 \times 2,01 \times (40/2 - 1,6 - 4,0 - 1,6/2)^2 = 2974,16 \text{ cm}^2$$

$$I_{s,y} = 4 \times 2,01 \times \left(\frac{40}{2} - 4,0 - \frac{1,6}{2} \right)^2 + 4 \times 2,01 \times \left(\frac{1,25}{2} + 4,0 + \frac{1,6}{2} \right)^2 = 2094,18 \text{ cm}^2$$

Concreto – propriedades geométricas:

$$A_c = b \times h_c - A_a - A_s = 40 \times 40 - 174 - 16,08 = 1409,92 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,x} = \frac{40 \times 40^3}{12} - 52404,48 - 2974,16 = 157954,70 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,y} = \frac{40 \times 40^3}{12} - 17072,66 - 2094,18 = 2540833,16 \text{ cm}^2$$

Propriedades mecânicas:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4760 \sqrt{f_{ck}} = 26071,60 \text{ MPa} = 2607,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cred} = 0,4 E_c = 0,4 \times 2607,2 = 1042,86 \text{ kN/cm}^2$$

2)verificação da relação largura/espessura para não ocorrência de flambagem local

$$b_f/t_f = 400/16 = 25 \leq 1,49\sqrt{E_a/f_y} = 1,49\sqrt{2000/35} = 35,62 \text{ (ok!)}$$

3)verificação dos limites de aplicabilidade

Seção transversal

-seção duplamente simétrica e invariável ao longo do comprimento

-relação entre altura e largura:

$$0,2 \leq \frac{h_c}{b_c} = \frac{40}{40} = 1,0 \leq 5,0 \text{ (ok!)}$$

-fator de contribuição do perfil de aço

$$N_{pl,Rd} = f_y A_a + 0,85 f_{cd} A_c + f_{sd} A_s$$

$$N_{pl,Rd} = 31,82 \times 174 + 0,85 \times 2,14 \times 1409,92 + 43,5 \times 16,05 = 8800,80 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a} = A_a f_y = 31,82 \times 174 = 5536,68 \text{ kN}$$

$$0,2 < \delta = \frac{5536,68}{8800,80} = 0,63 < 0,9 \text{ (ok!)}$$

4)força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{pl,Rk} = f_y A_a + 0,85 f_{ck} A_c + f_{ys} A_s = 35 \times 174 + 0,85 \times 3,0 \times 1409,92 + 50 \times 16,08$$

$$N_{pl,Rk} = 10489,30 \text{ kN}$$

$$(EI)_{ex} = E_a I_{ax} + 0,6 E_c \text{ red } I_{cx} + E_s I_{sx}$$

$$(EI)_{ex} = 20000 \times 52404,48 + 0,6 \times 1042,86 \times 157954,70 + 21000 \times 2974,16 =$$

$$(EI)_{ex} = 1209381743 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

$$(EI)_{ey} = E_a I_{ay} + 0,6 E_c \text{ red } I_{cy} + E_s I_{sy}$$

$$(EI)_{ey} = 20000 \times 17072,66 + 0,6 \times 1042,86 \times 2540833,16 + 21000 \times 2094,18 =$$

$$(EI)_{ey} = 1975270942 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$$

Como $(EI)_{ey} > (EI)_{ex}$ e $K_x L_x > K_y L_y = 350 \text{ cm}$, a menor carga de flambagem elástica é $N_{e,x}$, logo:

$$N_e = N_{e,x} = \frac{\pi^2 (EI)_{ex}}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 1975270942}{350^2} = 159144,02 \text{ kN}$$

$$\lambda_{o,n} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_e}} = \sqrt{\frac{10489,30}{159144,02}} = 0,2567 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\lambda_{o,m} = 0,2567 \leq 1,5$$

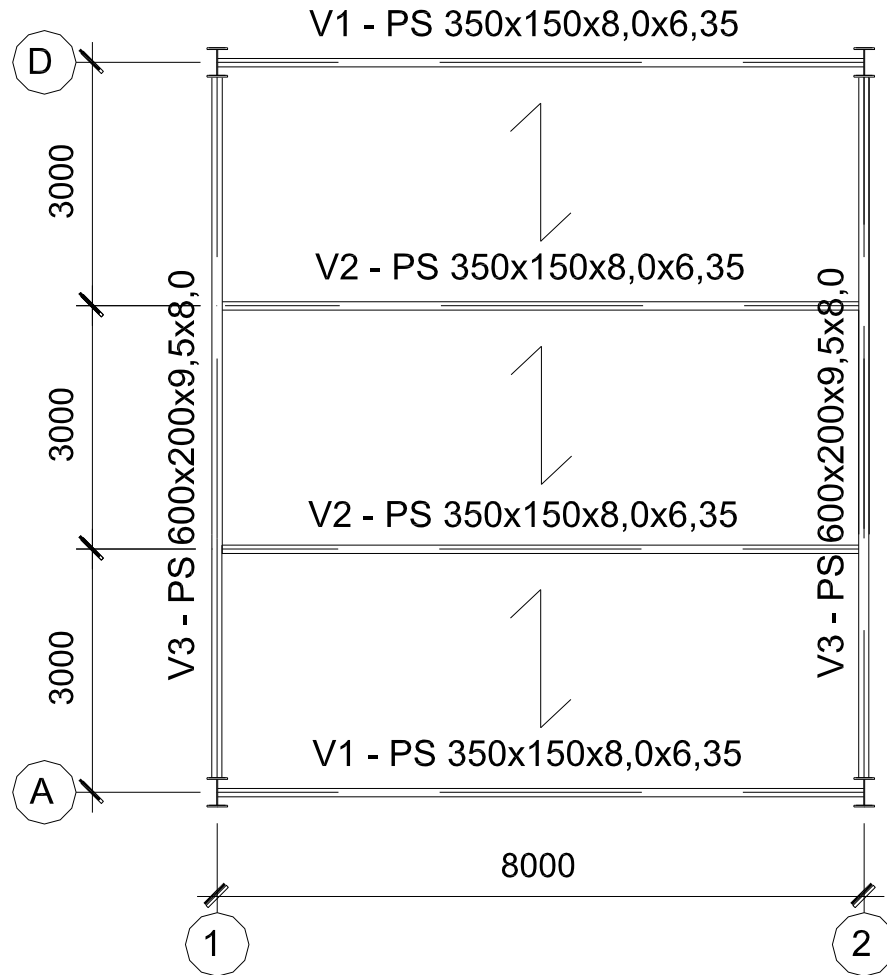
$$\chi = 0,658^{\lambda_{o,m}^2} = 0,658^{0,257^2} = 0,9728$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = 0,9728 \times 8800,08 = 8561,33 \text{ kN}$$

Como, $N_{c,Sd} = 8366,40 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 8561,33 \text{ kN}$, o pilar atende ao esforço solicitante.

$$N_{pl,Rd} / N_{c,Sd} = 8561,33 / 8366,40 = 1,02 \text{ (2\% de folga)}$$

9.1 Plano das Vigas:




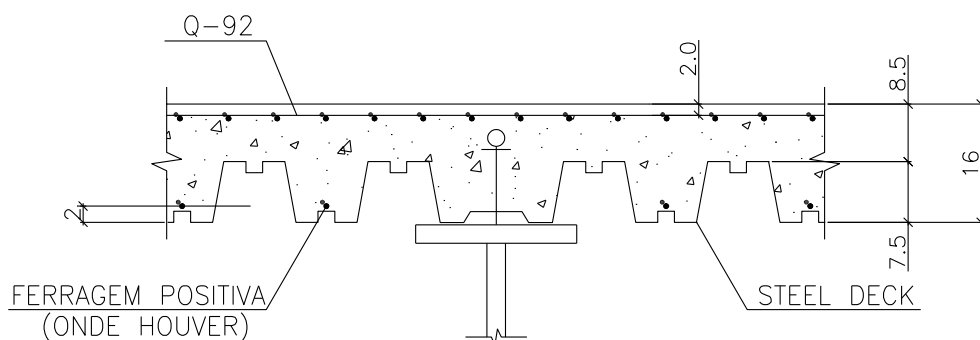

PLANO DAS VIGAS (TRECHO TÍP.)
ESCALA 1:100

TABELA DE PERFIS I							
MARCA	TIPO	d, dL/d0 ou h	bfs	bfi	tfs	tfi	tw
V1	PS	350	150	150	8.00	8.00	6.35
V2	PS	350	150	150	8.00	8.00	6.35
V3	PS	600	200	200	9.50	9.50	8.00

NOTAS:

- 1- DIMENSÕES EM MILÍMETROS (E.A).
- 2- MATERIAL:
 - PERFIS SOLDADOS USI CIVIL 350 $F_y > 350 \text{ MPa}$ (E.A);
- 3- STEEL DECK MF75 AÇO ZAR 280 COM ESPESSURA DE 0,8 mm.
- 4- CONCRETO DA LAJE - $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$, DENSIDADE = 2400 kg/m^3 E ALTURA DE 160mm.



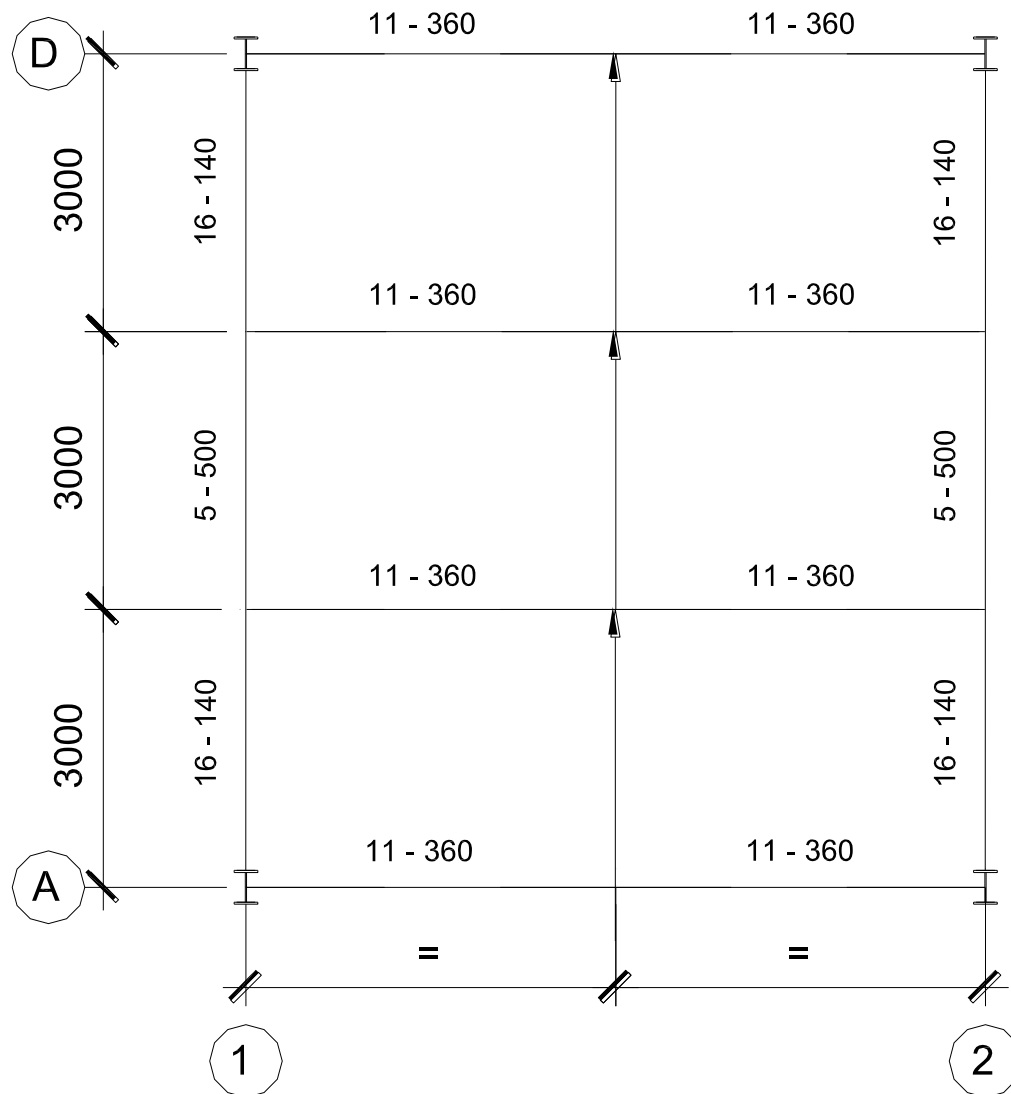
DETALHE DAS TELAS (SIMPLES)


ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA DAS TELAS				
TIPO DE TELA	ØL-ESPAC mm-cm	ØT-ESPAC mm-cm	PESO kg/m ²	PESO kg (p / 1 Trecho)
Q-92	4.2 - 15	4.2 - 15	1,48	106,56

NOTAS GERAIS:

- 1 – Medidas em centímetro, bitolas em milímetro.
- 2 – Aço: CA-60 para telas.
- 3 – Concreto Estrutural:
 - densidade normal;
 - $f_{ck} > 30\text{MPa}$;
- 4 – Prever cura úmida com prazo mínimo de 7 dias.
- 5 – Altura da laje = 16 cm. –
- 6 – A superfície do steel deck deve estar totalmente limpa no ato da concretagem.
- 7 – Não interromper a concretagem próximo ao eixo das vigas metálicas.
- 9 – Cortar e adaptar a tela na região dos furos.
- 10 – Realizar a junta serrada um dia após a concretagem e utilizar material para vedação do local. Onde for possível, coincidir a junta serrada com a onda alta do steel deck.
- 11 – A tela típica a ser utilizada no piso é a Q-92.

9.2 Diagrama de Stud Bolt:



 **DIAGRAMA DE STUD BOLT**
ESCALA 1:100

NOTAS:

- 1- DIMENSÕES EM MILÍMETROS (E.A).
- 2- NÃO PERMITIR A AUSÊNCIA DE CONECTORES EM 3 OU MAIS CANALETAS CONSECUTIVAS.
- 3- NÃO COLOCAR O 1º CONECTOR A UMA DISTÂNCIA INFERIOR A 100mm DA FACE DA COLUNA OU VIGA.
- 4- LEGENDA:
16-140: 16 CONECTORES COM ESPAÇAMENTO DE 140 mm.

9.3 Diagrama de Armação do Pilar:

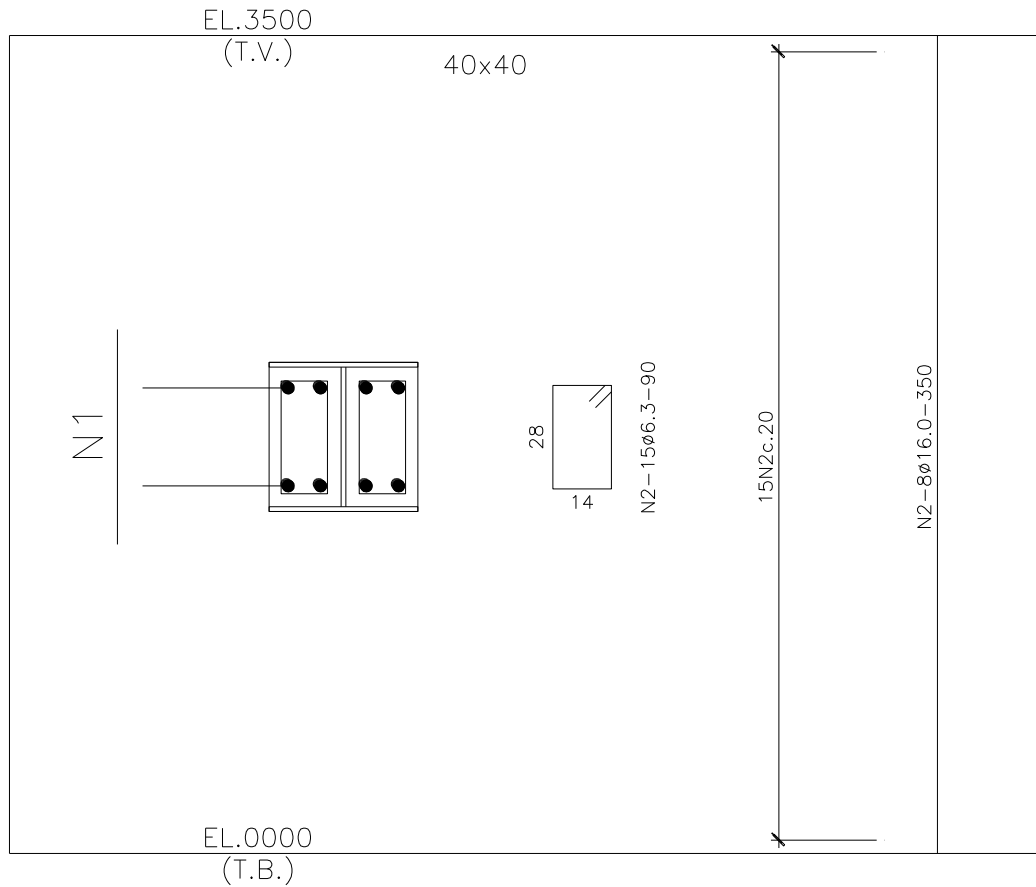
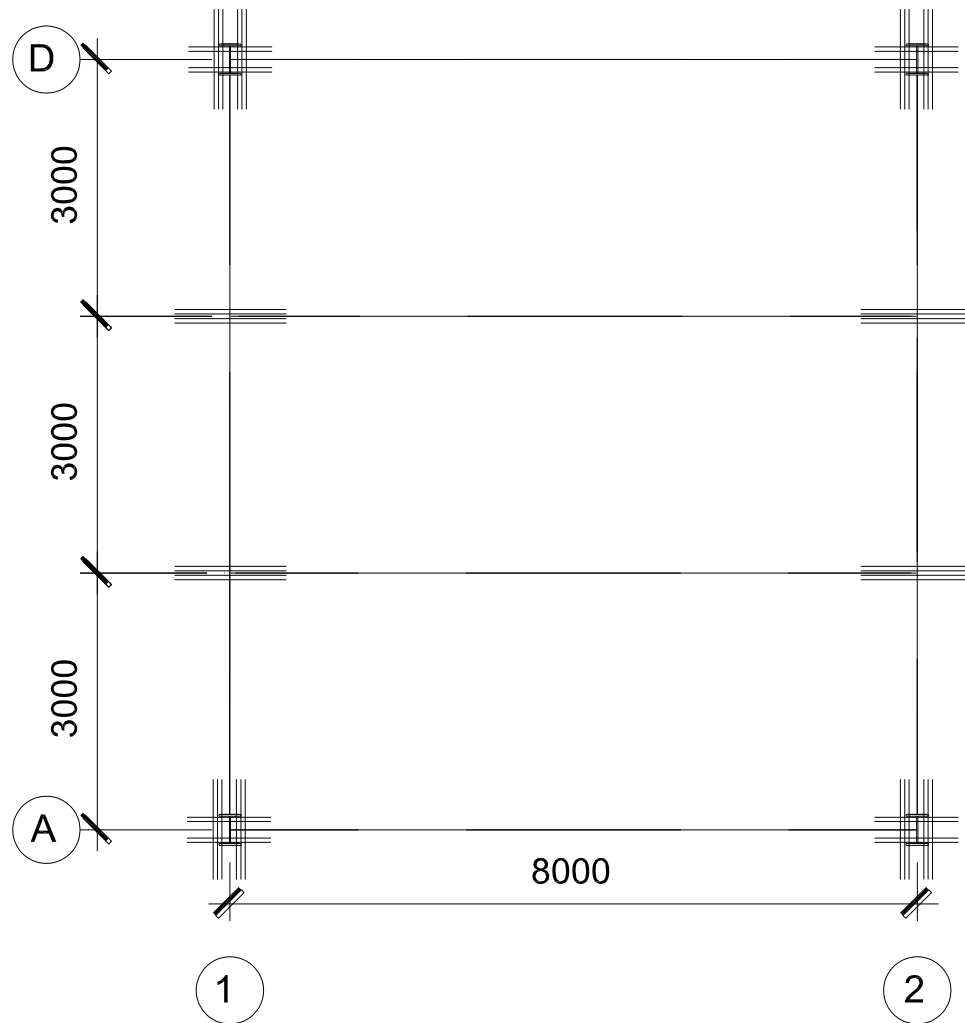



DIAGRAMA DE ARMAÇÃO
TÉRREO

NOTAS :

- 1 - MEDIDAS EM CENTÍMETRO, BITOLAS E ELEVAÇÕES EM MILÍMETRO.
- 2 - CONCRETO ESTRUTURAL C30 (f_{ck} 30 MPa), COM MÓDULO
- 3 - COBRIMENTO MÍNIMO DA FERRAGEM = 4,0cm (DE CADA FACE).

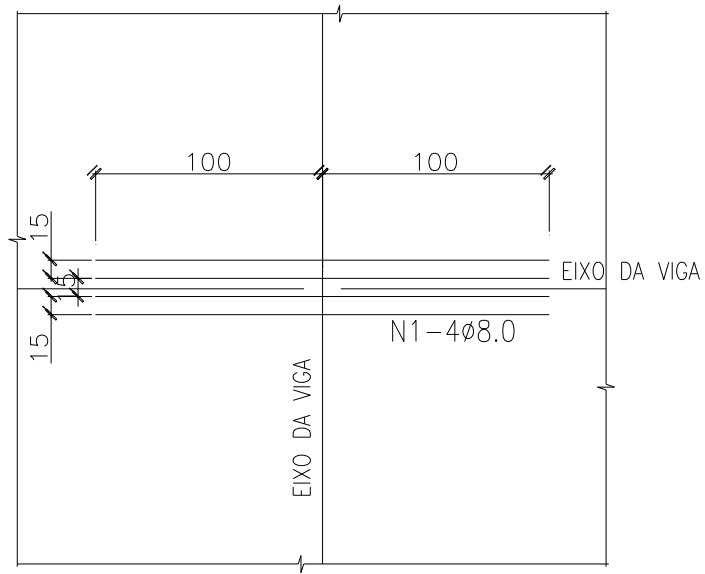
9.4 Armaduras:



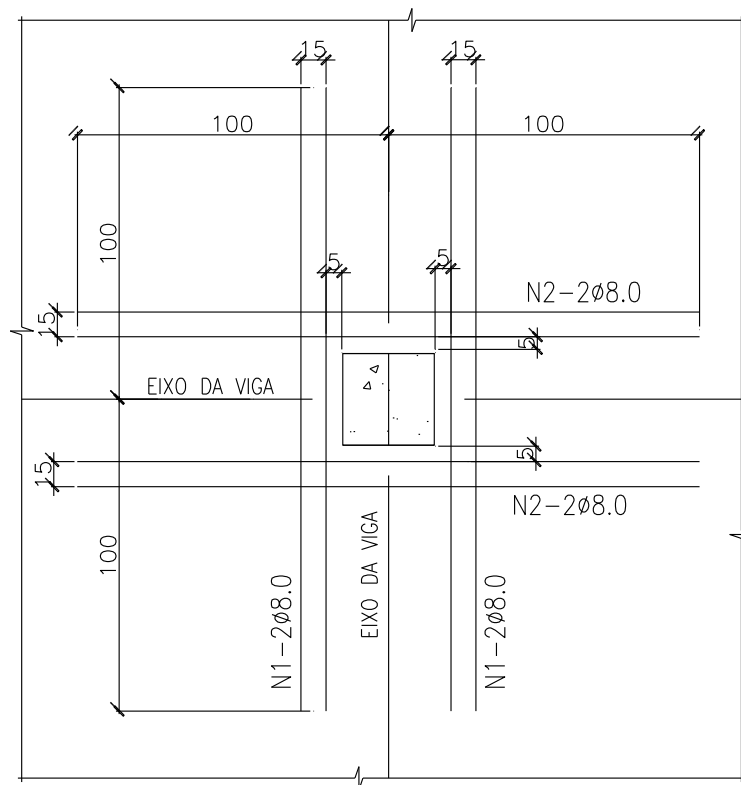
 **ARMADURAS DE CONTINUIDADE**
ESCALA 1:100

NOTAS GERAIS:

- 1 – Medidas em centímetro, bitolas e elevações em milímetro.
- 2 – Aço: CA-50.
- 3 – Concreto Estrutural:
 - densidade normal;
 - $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$;
- 4 – Prever cura úmida com prazo mínimo de 7 dias.
- 5 – A cura da laje deverá ser rigorosa, seguindo norma específica.
- 6 – Altura da laje = 16,0cm.
- 7 – A superfície do steel deck deve estar totalmente limpa no ato da concretagem.
- 8 – Não interromper a concretagem próximo ao eixo das vigas metálicas.
- 9 – As armaduras negativas deverão ser posicionadas 4 cm abaixo do topo da laje de concreto.
- 10 – Em nenhuma hipótese, poderá ser utilizado o nivelamento a laser para a concretagem das lajes. Deve ser garantida a espessura constante da laje ao longo do vão.



DETALHE 1



DETALHE 2