

ESTRUTURAS METÁLICAS MEMORIAL DESCRITIVO, JUSTIFICATIVO E DE CÁLCULO BLOCO C

LOCAL	Nova Sede do Tribunal Regional Federal da 1ª Região – TRF1
ENDEREÇO	Lote 3, Quadra 5, Setor de Administração Federal Sul, Brasília/DF
FASE DO PROJETO	Etapla 6

OUTUBRO DE 2017

REVISÕES					
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	ELAB.	CONF.	APROV.
00	17/10/2017	Emissão Etapa Parcial Obra	André Abreu	Guilherme Machado	Luís Oliveira

ÍNDICE

1.	ESPECIFICAÇÕES GERAIS	5
1.1.	OBJETIVO	5
1.2.	DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	5
2.	NORMAS.....	5
3.	SOFTWARES UTILIZADOS	5
4.	ESPEFICAÇÕES DOS MATERIAIS	5
4.1.	PERFIS FORMADOS A FRIO E BARRA Ø	5
4.2.	PERFIS I LAMINADOS	5
4.2.1	Chapas	5
4.2.2	Parafusos	6
4.2.3	Porcas	6
4.2.4	Arruelas	6
5.	CARREGAMETOS.....	6
5.1.	CARGAS PERMANENTES (CP).....	6
5.2.	AÇÕES VARIÁVEIS (SC).....	6
5.3.	NUMERAÇÃO DOS CARREGAMENTOS	7
6.	COMBINAÇÕES	7
6.1.	COMBINAÇÕES RARAS DE SERVIÇO	8
6.2.	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS	8
6.3.	NUMERAÇÃO DAS COMBINAÇÕES	8
7.	ANÁLISE ESTRUTURAL	9
7.1.	MODELO DE CÁLCULO – BARRAS POR PROPRIEDADE	9
7.2.	DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA.....	9
7.3.	NUMERAÇÃO DOS NÓS	10
7.4.	NUMERAÇÃO DAS BARRAS	10
8.	RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL	10
9.1	Deslocamentos Verticais	10
9.2	Reações de Apoio	12
9.3	14	
9.4	Esforços nas Barras	15
10	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	18
10.1	CAPACIDADE DAS BARRAS	19
10.2	CAPACIDADE A ESFORÇOS (AXIAL + MOMENTO)	19
10.3	CAPACIDADE A ESFORÇOS (CORTANTE).....	19
10.4	CAPACIDADE A DEFORMAÇÃO	20
10.5	Resultados de dimensionamento	20

10.6	Ligações	23
10.6.1	Ligação propriedade 01 – W200x19,3	23
10.6.2	Ligação propriedade 02 – W250x22,3	27
10.6.3	Ligação propriedade 03 – UE150X60X20X3,00	31

1. ESPECIFICAÇÕES GERAIS

1.1. Objetivo

Este documento foi elaborado para apresentar a memória de cálculo da estrutura metálica do poço inglês do Bloco C do TRF.

1.2. Descrição do Edifício

A estrutura é composta por vigas metálicas de sustentação de grade de piso para apoio de equipamentos e estrutura superior com grade de fechamento..

2. NORMAS

- ANSI/AISC 360-2005 – Specification for structural steel buildings – LRFD;
- NBR 6120:1980 – Cargas para Cálculos de Estruturas de Edificações;
- NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- NBR 14762:2010- Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

3. SOFTWARES UTILIZADOS

- STRAP v.2015 – Análise e Dimensionamento.
- Planilhas para dimensionamento de elementos específicos.

4. ESPEFICAÇÕES DOS MATERIAIS

4.1. Perfis Formados a Frio e Barra Ø

- Aço A-36 250Mpa.

4.2. Perfis I Laminados

- Aço ASTM A572-Gr.50 345Mpa, Perfis “I” de vigas.

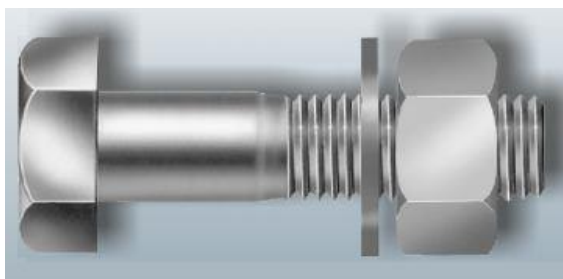
4.2.1 Chapas

- Aço A-36 250Mpa,

4.2.2 Parafusos

Parafuso sextavado ASTM A325 tipo 1, com acabamento galvanizado, de alta resistência de aço-liga temperado e revenido, para ligações em estruturas de aço, dimensões: ANSI – ASBME B 18.2.6, rosca: ANSI – ASBME B 1.1, tensão de tração mínima: 84,4 Kgf/mm², tensão de escoamento mínima: 64,7 Kgf/mm², tensão de cisalhamento: 60% da tensão de tração, dureza: 25 a 34HRC.

Na impossibilidade de testar o parafuso, deverá ser realizado o ensaio de tração completo em corpo-de-prova usinado.



4.2.3 Porcas

Porcas sextavadas, ASTM A 563 grau DH, composição: Aço médio Carbono ao Boro, dureza: 24 a 38HRC.

4.2.4 Arruelas

Arruelas F 436 – tipo 1.

5. CARREGAMENTOS

5.1. Cargas Permanentes (CP)

- PPE - Peso Próprio da estrutura metálica: calculado automaticamente pelo software
- PP_GRADES – Peso Próprio das Grade = 30 kg/m²

5.2. Ações Variáveis (SC)

- SC_PISO - Utilização (Carga Acidental – CA): 300 kg/m²
- SC_EQUIP - Equipamentos (Carga Acidental – CA): 500 kg/m²

5.3. Numeração dos carregamentos

Nº	DESCRIÇÃO
1	PP
2	PP_GRADES
3	SC_PISO
4	EQUIPAMENTOS

6. COMBINAÇÕES

As combinações foram elaboradas conforme as orientações da NBR 8800, utilizando os coeficientes apresentados nas tabelas abaixo:

Tabela 1 — Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_d \gamma_B$

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_a) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Tabela 2 — Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		γ_{ψ} ^a		
		ψ_0	ψ_1 ^d	ψ_2 ^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

^a Ver alínea c) de 4.7.5.3.
^b Edificações residenciais de acesso restrito.
^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.
^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

6.1. Combinações Raras de Serviço

As combinações para o estado limite de serviço foram adotadas como raras para se avaliar o pior caso de deslocamentos da estrutura.

$$\sum \gamma_g G + Q + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} Q_j$$

6.2. Combinações Últimas Normais

$$\sum \gamma_g G + \lambda_{q1} Q + \sum_{j=2}^n \lambda_j \psi_{0j} Q_j$$

6.3. Numeração das Combinações

Nº	COMBINAÇÃO	CARREGAMENTO (Nº) *		COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO	
1	CP(ELS)	1*1,00	+2*1,00	-	
2	CP+SC(ELS)	1*1,00	+2*1,00	+3*1,00	+4*1,00
3	CP(ELU)	1*1,25	+2*1,40	-	
4	CP+SC(ELU)	1*1,25	+2*1,40	+3*1,50	+4*1,00

7. ANÁLISE ESTRUTURAL

O modelo de cálculo foi criado a partir de um sistema unifilar de barras e nós no software STRAP, mostrado a seguir:

Para as imagens a seguir, os elementos são representados de acordo com a simbologia padrão de análise estrutural:



Linhas – Barras

Pontos – Nós

Círculos – Rótulas de momento fletor.

7.1. Modelo de Cálculo – Barras por Propriedade

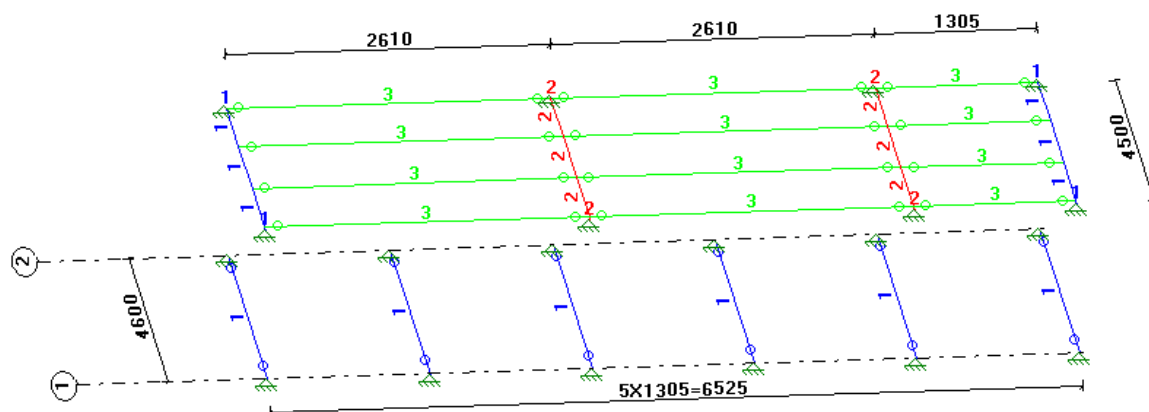


Figura 1 – Vista 3D – UNIFILAR STRAP

7.2. Deslocamento da Estrutura

Os deslocamentos da estrutura são limitados em $L/350$.

7.3. Numeração dos Nós

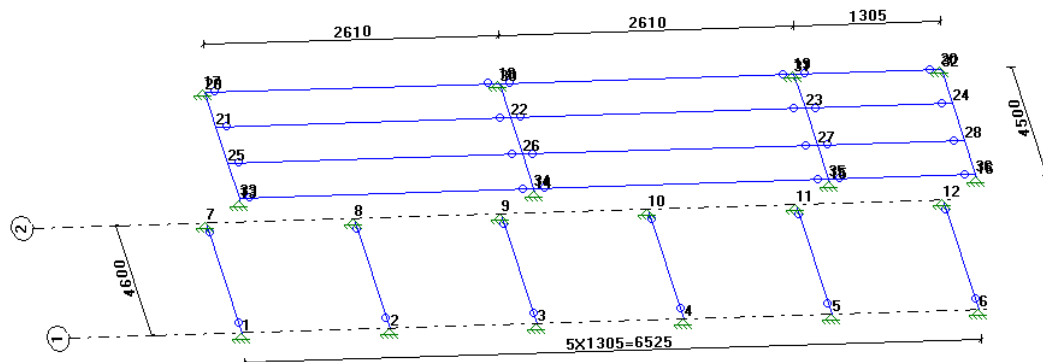


Figura 2 – Vista 3D – NUMERAÇÃO DOS NÓS

7.4. Numeração das Barras

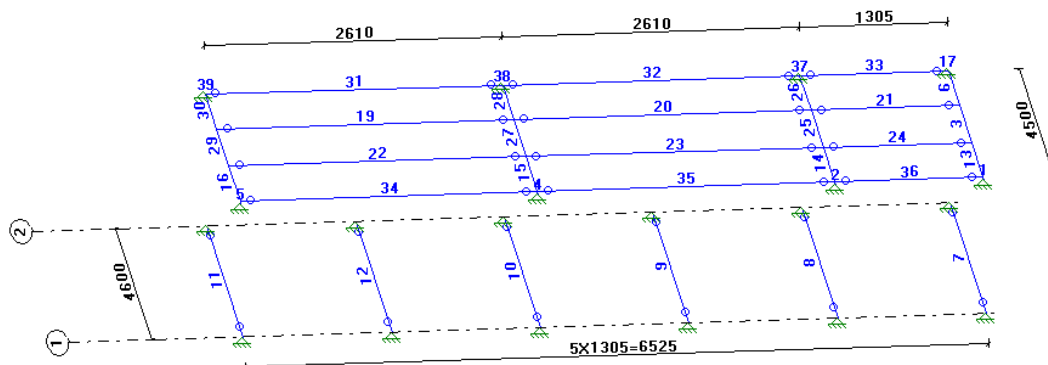


Figura 3 – Vista 3D – NUMERAÇÃO DAS BARRAS

8. RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL

9.1 Deslocamentos Verticais

Os deslocamentos verticais da estrutura são limitados em $L/350$.

Consultar a planilha de deslocamentos nodais para conferimento dos valores em todos os elementos da estrutura no sentido gravitacional.

MÁX. DESLOCAMENTOS (Unids: cm)						
Nó	X1	X2	X3	X4	X5	X6
Nó máx 1	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 2	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 3	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 4	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 5	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 6	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 7	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 8	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 9	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 10	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 11	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 12	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 13	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 14	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 15	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 16	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 17	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 18	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 19	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0
Nó máx 20	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0	0.0000000 0

Nó máx 21	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.7167293 2	0.0027324 2	0.0000000 2	0.0000000 0
Nó máx 22	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.8137078 2	0.0030804 2	-0.0000006 2	0.0000000 0
Nó máx 23	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.6152853 2	0.0023291 2	-0.0000006 2	0.0000000 0
Nó máx 24	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.3735581 2	0.0014238 2	-0.0000001 2	0.0000000 0
Nó máx 25	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.7167303 2	-0.0027324 2	0.0000000 2	0.0000000 0
Nó máx 26	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.8140018 2	-0.0030769 2	-0.0000006 2	0.0000000 0
Nó máx 27	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.6155130 2	-0.0023265 2	-0.0000006 2	0.0000000 0
Nó máx 28	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.3736968 2	-0.0014222 2	-0.0000001 2	0.0000000 0
Nó máx 29	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.0568369 2	0.0055384 2	0.0000000 2	0.0000000 0
Nó máx 30	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.0646169 2	0.0062410 2	-0.0000006 2	0.0000000 0
Nó máx 31	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.0488648 2	0.0047197 2	-0.0000006 2	0.0000000 0
Nó máx 32	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.0296377 2	0.0028883 2	-0.0000001 2	0.0000000 0
Nó máx 33	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.0568371 2	-0.0055384 2	0.0000000 2	0.0000000 0
Nó máx 34	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.0646097 2	-0.0062404 2	-0.0000006 2	0.0000000 0
Nó máx 35	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.0488621 2	-0.0047194 2	-0.0000006 2	0.0000000 0
Nó máx 36	0.0000000 0	0.0000000 0	-0.0296361 2	-0.0028881 2	-0.0000001 2	0.0000000 0

9.2 Reações de Apoio

Os valores das reações de apoio estão em função dos eixos de coordenadas global da estrutura.

REAÇÕES (Unids: tf, tf*metro)							
nó	cmb	X1	X2	X3	X4	X5	X6
1	Máx	0.000	0.000	0.841	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.090	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
2	Máx	0.000	0.000	1.636	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.135	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
3	Máx	0.000	0.000	1.636	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.135	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
4	Máx	0.000	0.000	1.636	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.135	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
5	Máx	0.000	0.000	1.636	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.135	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
6	Máx	0.000	0.000	0.841	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.090	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
7	Máx	0.000	0.000	0.841	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.090	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
8	Máx	0.000	0.000	1.636	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.135	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
9	Máx	0.000	0.000	1.636	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.135	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
10	Máx	0.000	0.000	1.636	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.135	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
11	Máx	0.000	0.000	1.636	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.135	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1
12	Máx	0.000	0.000	0.841	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	2	1	1	1
	Mín	0.000	0.000	0.090	0.000	0.000	0.000
	Comb	1	1	1	1	1	1

13 Máx Comb Mín Comb	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.165 2 0.264 1	0.000 1 0.000 1	0.000 2 0.000 1	0.000 1 0.000 1
14 Máx Comb Mín Comb	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	2.291 2 0.490 1	0.000 1 0.000 2	0.000 2 0.000 1	0.000 1 0.000 1
15 Máx Comb Mín Comb	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.732 2 0.381 1	0.000 1 0.000 2	0.000 2 0.000 1	0.000 1 0.000 1
16 Máx Comb Mín Comb	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.605 2 0.155 1	0.000 1 0.000 2	0.000 2 0.000 1	0.000 1 0.000 1
17 Máx Comb Mín Comb	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.165 2 0.264 1	0.000 1 0.000 1	0.000 2 0.000 1	0.000 1 0.000 1
18 Máx Comb Mín Comb	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	2.291 2 0.490 1	0.000 2 0.000 1	0.000 2 0.000 1	0.000 1 0.000 1
19 Máx Comb Mín Comb	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.732 2 0.381 1	0.000 2 0.000 1	0.000 2 0.000 1	0.000 1 0.000 1
20 Máx Comb Mín Comb	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.605 2 0.155 1	0.000 2 0.000 1	0.000 2 0.000 1	0.000 1 0.000 1

9.3

9.4 Esforços nas Barras

MÁX. RESULTADOS (Unids: tf, tf*metro)							
Barra		Axial	V2	V3	MT	M2	M3
1	Máx	0.000	0.000	0.885	0.000	0.088	0.000
	Comb.	1	1	4	4	4	1
	Mín	0.000	0.000	0.153	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	1	1	3	1
2	Máx	0.000	0.000	2.549	0.000	0.255	0.000
	Comb.	1	1	4	4	4	1
	Mín	0.000	0.000	0.379	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	1	1	4	1
3	Máx	0.000	0.000	0.019	0.000	0.916	0.000
	Comb.	1	1	3	4	4	1
	Mín	0.000	0.000	-0.019	0.000	0.161	0.000
	Comb.	1	1	4	1	1	1
4	Máx	0.000	0.000	3.377	0.000	0.337	0.000
	Comb.	1	1	4	4	4	1
	Mín	0.000	0.000	0.488	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	1	1	4	1
5	Máx	0.000	0.000	1.713	0.000	0.171	0.000
	Comb.	1	1	4	4	4	1
	Mín	0.000	0.000	0.262	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	1	1	1	1
6	Máx	0.000	0.000	-0.087	0.000	0.909	0.000
	Comb.	1	1	1	4	4	1
	Mín	0.000	0.000	-0.590	0.000	0.015	0.000
	Comb.	1	1	4	1	1	1
7	Máx	0.000	0.000	1.245	0.000	1.432	0.000
	Comb.	1	1	4	1	4	1
	Mín	0.000	0.000	-1.245	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	4	1	1	1
8	Máx	0.000	0.000	2.434	0.000	2.799	0.000
	Comb.	1	1	4	1	4	1
	Mín	0.000	0.000	-2.434	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	4	1	1	1
9	Máx	0.000	0.000	2.434	0.000	2.799	0.000
	Comb.	1	1	4	1	4	1
	Mín	0.000	0.000	-2.434	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	4	1	1	1
10	Máx	0.000	0.000	2.434	0.000	2.799	0.000
	Comb.	1	1	4	1	4	1
	Mín	0.000	0.000	-2.434	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	4	1	1	1
11	Máx	0.000	0.000	1.245	0.000	1.432	0.000
	Comb.	1	1	4	1	4	1
	Mín	0.000	0.000	-1.245	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	4	1	1	1
12	Máx	0.000	0.000	2.434	0.000	2.799	0.000
	Comb.	1	1	4	1	4	1
	Mín	0.000	0.000	-2.434	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	4	1	1	1

13	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.590 4 0.087 1	0.000 4 0.000 1	0.909 4 0.015 1	0.000 1 0.000 1
14	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.670 4 0.234 1	0.000 4 0.000 1	2.621 4 0.038 1	0.000 1 0.000 1
15	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	2.206 4 0.306 1	0.000 1 0.000 4	3.472 4 0.049 1	0.000 1 0.000 1
16	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.126 4 0.160 1	0.000 4 0.000 1	1.760 4 0.026 1	0.000 1 0.000 1
17	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	-0.153 1 -0.885 4	0.000 1 0.000 4	0.088 4 0.000 3	0.000 1 0.000 1
19	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.072 4 -1.072 4	0.000 1 0.000 4	0.699 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
20	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.072 4 -1.072 4	0.000 4 0.000 1	0.699 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
21	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.536 4 -0.536 4	0.000 4 0.000 1	0.175 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
22	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.072 4 -1.072 4	0.000 4 0.000 1	0.700 4 0.000 3	0.000 1 0.000 1
23	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	1.072 4 -1.072 4	0.000 1 0.000 4	0.700 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
24	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.536 4 -0.536 4	0.000 1 0.000 4	0.175 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
25	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.022 3 -0.022 4	0.000 4 0.000 1	2.628 4 0.397 1	0.000 1 0.000 1

26	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	-0.234 1 -1.671 4	0.000 4 0.000 1	2.620 4 0.038 1	0.000 1 0.000 1
27	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.022 3 -0.022 4	0.000 4 0.000 1	3.479 4 0.511 1	0.000 1 0.000 1
28	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	-0.307 1 -2.207 4	0.000 4 0.000 1	3.471 4 0.049 1	0.000 1 0.000 1
29	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.019 3 -0.019 4	0.000 1 0.000 4	1.767 4 0.275 1	0.000 1 0.000 1
30	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	-0.160 1 -1.126 4	0.000 1 0.000 4	1.760 4 0.026 1	0.000 1 0.000 1
31	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.584 4 -0.584 4	0.000 1 0.000 4	0.381 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
32	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.584 4 -0.584 4	0.000 4 0.000 1	0.381 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
33	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.292 4 -0.292 4	0.000 4 0.000 1	0.095 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
34	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.584 4 -0.582 4	0.000 4 0.000 1	0.381 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
35	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.582 4 -0.584 4	0.000 1 0.000 4	0.381 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
36	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	0.292 4 -0.292 4	0.000 1 0.000 4	0.095 4 0.000 1	0.000 1 0.000 1
37	Máx Comb. Mín Comb.	0.000 1 0.000 1	0.000 1 0.000 1	-0.379 1 -2.549 4	0.000 1 0.000 4	0.255 4 0.000 3	0.000 1 0.000 1

MÁX. RESULTADOS (Unids: tf, tf*metro)							
Barra		Axial	V2	V3	MT	M2	M3
38	Máx	0.000	0.000	-0.488	0.000	0.338	0.000
	Comb.	1	1	1	1	4	1
	Mín	0.000	0.000	-3.377	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	4	4	3	1
39	Máx	0.000	0.000	-0.262	0.000	0.171	0.000
	Comb.	1	1	1	1	4	1
	Mín	0.000	0.000	-1.712	0.000	0.000	0.000
	Comb.	1	1	4	4	1	1
* Máximo		0.000	0.000	3.377	0.000	3.479	0.000
	Barra	1	1	4	33	27	1
	Comb.	1	1	4	4	4	1
* Mínimo		0.000	0.000	-3.377	0.000	0.000	0.000
	Barra	1	1	38	36	22	1
	Comb.	1	1	4	4	3	1

10 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Levando em consideração todas as premissas de norma, lançamento estrutural, carregamentos e condições de apoio, foi obtido o resultado apresentado no item a seguir.









Qualquer alteração deverá ser comunicada ao responsável técnico.

A Tabela a seguir apresenta todas propriedades de acordo com o as figuras apresentadas no item 7.1.

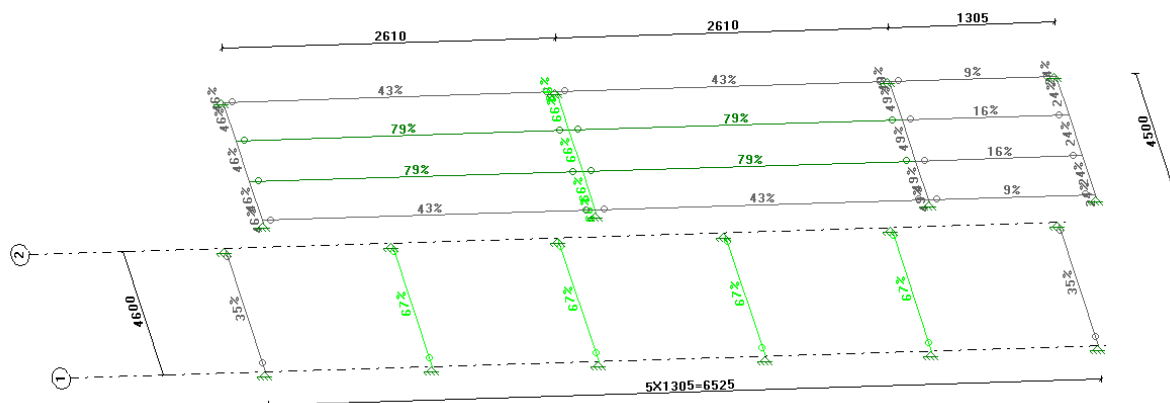
TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)					
PROPRIEDADE N.1 - W200x19.3					
A=0.2510E+02	I2=0.1686E+04	I3=0.1153E+03	J=0.3060E+01	SF2=0.450	SF3=0.441
Material = 1 - STEE	Perímetro=80.240				
h2=10.200	h3=20.300	e2=5.100	e3=10.150		
W 200x19.3					
PROPRIEDADE N.2 - W250x22.3					
A=0.2890E+02	I2=0.2939E+04	I3=0.1224E+03	J=0.3724E+01	SF2=0.496	SF3=0.407
Material = 1 - STEE	Perímetro=90.440				
h2=10.200	h3=25.400	e2=5.100	e3=12.700		
W 250x22.3					
PROPRIEDADE N.3 - Ue#150x60x20#3.04					
A=0.8816E+01	I2=0.3010E+03	I3=0.4242E+02	J=0.2626E+00	SF2=0.500	SF3=0.500
Material = 1 - STEE	Perímetro=58.610				
h2=6.000	h3=15.000	e2=4.080	e3=7.500		
Ue# 150x60x20#3.04					

10.1 Capacidade das Barras

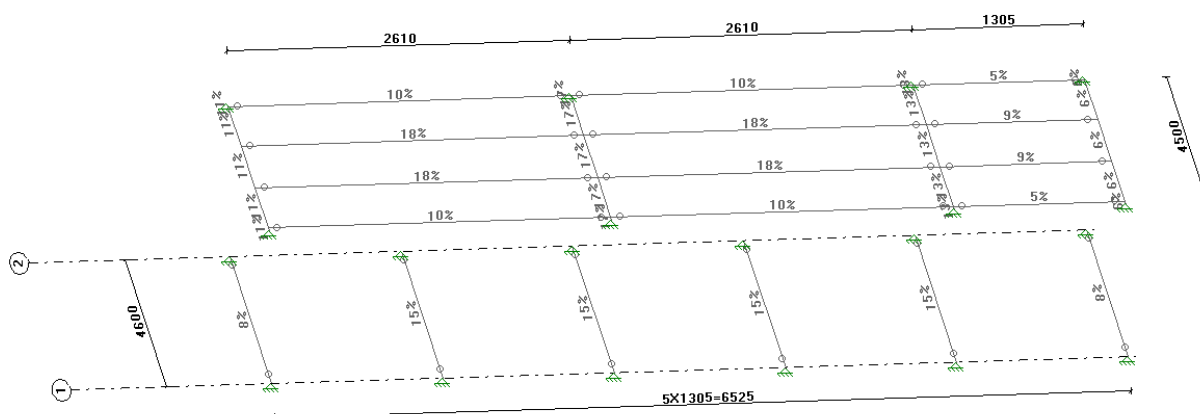
A capacidade das barras é a relação entre o esforço solicitante e o esforço resistente de cada elemento. S_d / R_d apresentado em percentual, com cores como na tabela abaixo:

Cor	Capacidade	Cor	Capacidade
	0 % a 60 %		90 % a 102 %
	60 % a 70 %		102 % a 110 %
	70 % a 80 %		110 % a 125 %
	80 % a 90 %		125 % a 999 %

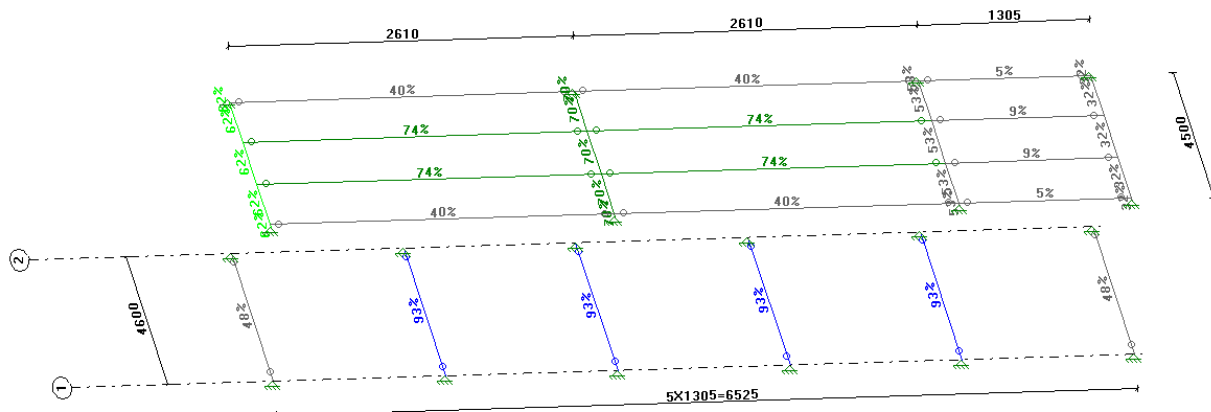
10.2 Capacidade a Esforços (Axial + Momento)



10.3 Capacidade a Esforços (Cortante)



10.4 Capacidade a Deformação



10.5 Resultados de dimensionamento

Resultados para a barra mais solicitada:

Barra:	4	10	X2 (Eixo maior)
	4.60		
RESTRIÇÕES		DADOS de CALCULO	
- Seções :	Verificar	- Kx = 1.00	- Ky = 1.00
- Aço Tipo:	MR250	- Esbeltez adm. :	200 (compr.) 240 (trac.)
		- Flecha admissível :	1/350
		- Fator Redutor de Área Tracionada :	1.00
		- Sistema :	Deslocável
TRAVAMENTOS INTERMEDIARIOS			
L =	2.30		
Torção-Lat	+		
Compressão	Y		
Seção: W 200x19.3			
$I_x = 1686.00$ $I_y = 115.27 \text{ cm}^4$ $W_{plx} = 182.6$ $W_{ply} = 35.41 \text{ cm}^3$ Área = 25.10 $h_w = 203.00$ $b_f = 102.00 \text{ mm}$ $t_w = 5.80$ $t_f = 6.50 \text{ mm}$ $J = 3.06$ $C_w = 10000.0 \text{ cm}^6$			
COMBINAÇÃO de CALCULO = 2			
Diagrama de Momentos M2			
0.00			0.00
		1.88	
Momentos nos trav. intermediários:		1.88	

Máx. Força AXIAL = 0.00 (trac.) Máx. Força CORTANTE= 1.64

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO: *** COMPACTA ***

Relação Limite:				
	Comp.	Não-Compacta	Esbelto -axial	
h/t= 33.28	< 106.3	161.2	42.1	(fy= 250.0 R = 0.000)
b/t= 7.85	< 10.7	28.3	15.8	

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V3 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rk} < 1$ $V_{rd}=0.6*fy*Aw/1.1$	$A_w = 11.77$	$V_{sd} = 1.64$ $V_{rd} = 16.06$	0.10
Momento M2 (G.2.1a) sem FLT	$M_{sd} / M_{rd} < 1.00$	$Z = 182.62$	$M_{sd} = 1.88$ $M_{rd} = 4.15$	0.45
Deformacao	$def. / L / 350 < 1.00$		$def. = 0.01230$	0.94
Flambagem Lateral com Torcao G.2.1b	$M_{sd} / M_{rd} < 1.00$	$L_b = 2.30$ $L_p = 1.07$ $L_r = 3.33$ $C_b = 1.31$	$M_{sd} = 1.88$ $M_{rd} = 4.15$ $M_r = 2.91$ $M_p = 4.57$	0.45
Segmento critico de 0.00 a 2.30 na mesa +z Momentos na extr. do segmento: 0.00 e 1.88				

PROPRIEDADE 01

Barra:

4, 15, 27, 28, 38

14

18

4.60

X2 (Eixo maior)

RESTRIÇÕES

Seções :

Verificar

Aço Tipo:

MR250

DADOS de CALCULO

Kx = 1.00

Ky = 1.00

Esbeltez adm. :

200 (compr.) 240 (trac.)

Flecha admissível :

1/350

Fator Redutor de Área Tracionada :

1.00

Sistema :

Deslocável

TRAVAMENTOS INTERMEDIARIOS

L =	0.10	1.53	3.06	4.49
Torção-Lat	+-	+-	+-	+-
Compressão	Y	Y	Y	Y

Seção: W 250x22.3

ix = 2939.00

ly = 122.43cm4

Wplx = 257.6

Wply = 37.91cm3

Área = 28.90

hw = 254.00

bf = 102.00mm

tw = 5.80

tf = 6.90mm

J = 3.72

Cw = 16000.0cm6

COMBINAÇÃO de CALCULO= 2

Diagrama de Momentos M2

0.00

0.23

2.35

2.36

0.24

Momentos nos trav. intermediários:

0.23

2.35

2.36

0.24

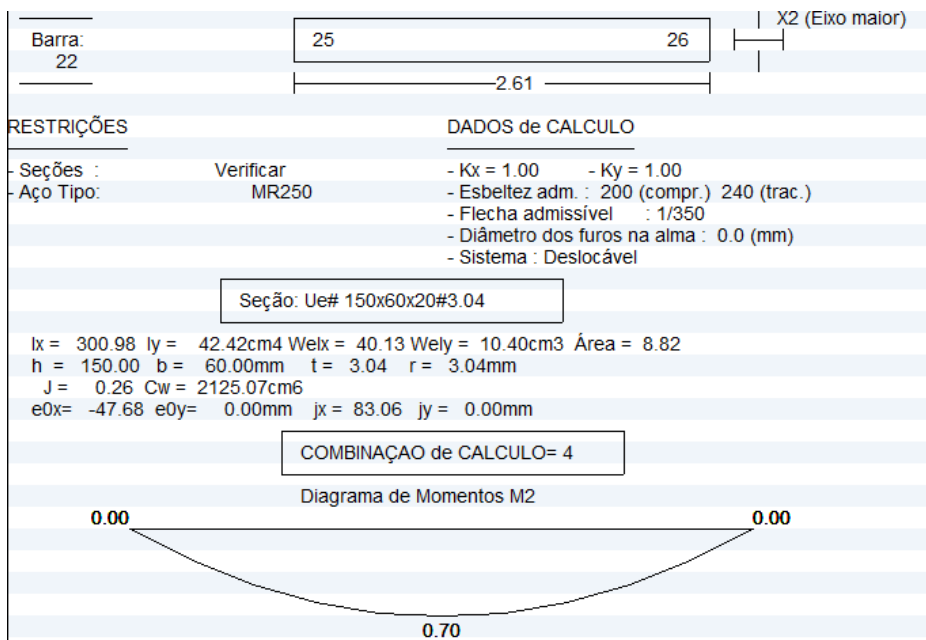
Máx. Força AXIAL = 0.00 (trac.) Máx. Força CORTANTE= 2.29

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO: *** COMPACTA / ESBELTA ***

Relação Limite:		Comp.	Não-Compacta	Esbelto -axial	
h/t= 42.24	<	106.3	161.2	42.1	(fy= 250.0 R = 0.000)
b/t= 7.39	<	10.7	28.3	15.8	

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Cortante V3 5.4.3.1.1a	$V_{sd}/V_{rk} < 1$ $V_{rd}=0.6*fy*Aw/1.1$	$A_w = 14.73$	$V_{sd} = 2.29$ $V_{rd} = 20.09$	0.11
Momento M2 (G.2.1a) sem FLT	$M_{sd} < 1.00$ M_{rd}	$Z = 257.57$	$M_{sd} = 2.36$ $M_{rd} = 5.85$	0.40
Deformacao	$def. < 1.00$ $L / 350$		$def. = 0.00932$	0.71
Flambagem Lateral com Torcao G.2.1b	$M_{sd} < 1.00$ M_{rd}	$L_b = 1.53$ $L_p = 1.02$ $L_r = 3.04$ $C_b = 1.00$	$M_{sd} = 2.36$ $M_{rd} = 5.31$ $M_r = 4.05$ $M_p = 6.44$	0.44
Segmento critico de 1.53 a 3.06 na mesa +z Momentos na extr. do segmento: 2.35 e 2.36				

PROPRIEDADE 02



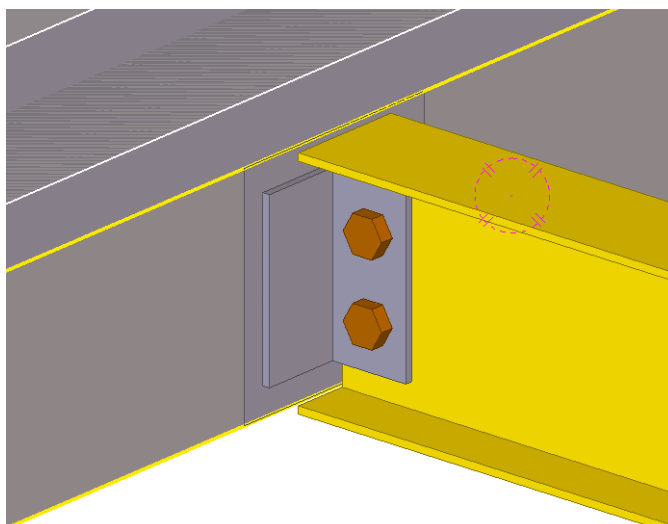
Máx. Força AXIAL = 0.00 (trac.) Máx. Força CORTANTE= 1.07

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
V3 Shear (C3.2.1-2)	$Vu/(\phi V^n Vn) < 1.00$ $Vn=0.60 \cdot Fy \cdot h \cdot t$	$\phi v = 0.95$ $h \cdot t = 4.19$	$Vu = 1.07$ $Vn = 6.29$	0.18
M2 Moment (C3.1.1-1)	$\frac{Mu}{\phi b \cdot Mn} < 1.00$	$Se = 40.13$ $Fy = 308.61$ $\phi b = 0.95$	$Mu = 0.70$ $Mn = 1.24$	0.59
M2 Moment and Shear (C3.3.2-1)	$\sqrt{\left(\frac{Mu}{\phi b \cdot Mn}\right)^2 + \left(\frac{Vu}{\phi V^n Vn}\right)^2} < 1.00$		$Mu = 0.70$ $Vu = 1.07$	0.62
Deflection	$\frac{defl.}{L / 350} < 1.00$	$lxe = 300.98$ $lye = 42.42$	$defl = 0.00558$	0.75
Lateral Torsional Buckling (C3.1.2.1-1)	$\frac{Mu}{\phi b \cdot Mn} < 1.00$	$Sc = 40.13$ $Sf = 40.13$ $Le = 2.61$ $Cb = 1.14$ $\sigma t = 156.3$ $\sigma ey = 144.9$ $\sigma ex = 1013.0$ $\phi b = 0.90$ Critical Segment from 0.00 to 2.61 on +z flange Segment End Moments: 0.00 and 0.00	$Mu = 0.70$ $Mn = 0.98$ $Mc = 0.98$ $Me = 1.19$ $My = 1.24$ $ro = 7.85$	0.79
Combined Stresses (C5.2.2-3)	$\frac{Mux}{\phi b \cdot Mnx} + \frac{Muy}{\phi b \cdot Mny} < 1.00$		$Mux = 0.70$ $Mnx = 0.98$ $Muy = 0.00$ $Mny = 0.28$	0.79

PROPRIEDADE 03

10.6 Ligações

10.6.1 Ligação propriedade 01 – W200x19,3



Beam: W200X19.3 - A572M-345
Moment: 0 N-mm

Shear: $450, \times 10^2$ N
Axial Force: 0 N

***** All Welds Are E48XX *****

Left Side Beam

Shear Connection Using Clip Angle(s):

Clip Angles: 2L76X76X4.8 X 151 mm
Angle Material: A36M

Support Side Connection: 3 E48XX Fillet Welds

Effective Thickness of Support Material: 45 mm

Beam Side Connection: 2 Bolts M19 A325M-N -STD

Bolt Holes on Beam Web: 21 mm Vert. X 21 mm Horiz.

Bolt Holes on Angles: 21 mm Vert. X 21 mm Horiz.

Beam Web Thickness: 5,8 mm

Beam Web Height: 167 mm

Beam Setback: 10 mm

Loading:

Vertical Shear, $V = 450, \times 10^2$ N

Axial Load, $H = 0$ N

Resultant, $R = (V^2 + H^2)^{0.5} = ((450, \times 10^2)^2 + (0)^2)^{0.5} = 450, \times 10^2$ N

Check Clearances:

Beam Web Clear Height = 167 $>$ 151 mm (OK)

Column Flange Width = 405 $>$ 163,8 mm (OK)

Support Side Weld: 3 E48XX

Angle Thickness = 4,8 mm

Support Thickness = 45 mm

Minimum Weld = 5 mm

Weld Size = 5 mm

Maximum Weld = 5 mm

Weld Size = 5 mm

Weld Design Strength (One Line), ϕR_n :

$= 152.7 \cdot c_1 \cdot w \cdot L / (1 + 12.96 \cdot e^2 / L^2)^{0.5}$

$= 152.7 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 151 / (1 + 12.96 \cdot 76^2 / 151^2)^{0.5}$

$= 334,2 \times 10^2$ N

Reduction Factor for Support Thickness, R_t :

$$= 1.6973 \cdot f_y \cdot t_s / ((w_L + w_R) \cdot E)$$

$$= 1.6973 \cdot 250 \cdot 45 / ((3 + 0) \cdot 480)$$

$$= 13,26 > 1 \text{ No Reduction, Design Strength (One Line)} = 334,2 \times 10^2 \text{ N}$$

$$\text{Weld Design Strength} = 668,5 \times 10^2 > 450, \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Beam Side Bolts: 2 Bolts - M19 A325M-N -STD

Spacing, $s = 75 > \text{Minimum Spacing} = 50,667 \text{ mm (OK)}$

Distance to Horizontal Edge, e_v :

$$= 38 > 32 \text{ mm (OK)}$$

Distance to Vertical Edge, e_h :

$$= 26 > 26 \text{ mm (OK)}$$

Gage on Angle Leg in Beam Web:

$$= 50 > 32 \text{ mm (OK)}$$

Design Shear Strength of Bolts:

$$= 2 \cdot N^*(\phi_r n) = 2 \cdot 2 \cdot 701,7 \times 10^2 = 280,7 \times 10^3 > 450, \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Bolt Bearing on Angles:

Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Edge Dist. = F_{be}

$$= 0.75 \cdot F_u \cdot (e - i)$$

$$= 0.75 \cdot 400 \cdot (38 - 0)$$

$$= 114, \times 10^2 \text{ N/mm} < 0.75 \cdot 2.4 \cdot F_u \cdot d = 136,8 \times 10^2 \text{ N/mm}$$

Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Spacing = F_{bs}

$$= 0.75 \cdot F_u \cdot (s - d/2 - i)$$

$$= 0.75 \cdot 400 \cdot (75 - 19/2 - 0)$$

$$= 196,5 \times 10^2 \text{ N/mm, Use } 0.75 \cdot 2.4 \cdot F_u \cdot d = 136,8 \times 10^2 \text{ N/mm}$$

Design Bearing Strength = $2 \cdot (F_{be} + F_{bs} \cdot (n - 1)) \cdot t$

$$= 2 \cdot (114, \times 10^2 + 136,8 \times 10^2 \cdot (2 - 1)) \cdot 4,8$$

$$= 240,8 \times 10^3 > 450, \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Bolt Bearing on Beam Web:

Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Spacing = F_{bs}

$$= 0.75 \cdot F_u \cdot (s - d/2 - i)$$

$$= 0.75 \cdot 450 \cdot (75 - 19/2 - 0)$$

$$= 221,1 \times 10^2 \text{ N/mm, Use } 0.75 \cdot 2.4 \cdot F_u \cdot d = 153,9 \times 10^2 \text{ N/mm}$$

Design Bearing Strength = $F_{bs} \cdot n \cdot t$

$$= 153,9 \times 10^2 \cdot 2 \cdot 5,8$$

$$= 178,5 \times 10^3 > 450, \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Design Shear Strength of the Beam:

$$\begin{aligned} \text{Design Shear Rupture Strength, } \phi R_n &= (d - n \cdot (d_h + 0.2)) \cdot t_w \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_u \\ &= (203 - 2 \cdot 23) \cdot 5.8 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 450 \\ &= 184.4 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

Design Shear Yield Strength:

$$h = 167 \text{ mm} \quad t = 5.8 \text{ mm} \quad A = 1177 \text{ mm}^2 \quad F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$a \gg h$ (No stiffeners)

$$\begin{aligned} h/t &= 167/5.8 = 28.793 \\ h/t &= 28.793 < 1096/F_y^{0.5} = 59.007 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 \cdot F_y \cdot A \\ &= 0.6 \cdot 345 \cdot 1177 \\ &= 243.7 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 243.7 \times 10^3 = 219.3 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\text{Beam Shear Strength} = \min(\phi R_n, \phi V_n) = 184.4 \times 10^3 > 45.0 \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Design Shear Strength of Angle(s):

Shear Yielding Design Strength:

$$\text{Gross Area, } A_g = L \cdot t = 151 \cdot 4.8 = 724.8 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 2 \cdot 0.54 \cdot A_g \cdot F_y = 2 \cdot 0.54 \cdot 724.8 \cdot 250 = 195.7 \times 10^3 > 45.0 \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Shear Rupture Design Strength:

$$\begin{aligned} \text{Net Area on Beam Side Leg, } A_n &= (L - n \cdot (d_h + 0.2)) \cdot t = (151 - 2 \cdot (21 + 0.2)) \cdot 4.8 = 504 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_n = 504 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 2 \cdot 0.45 \cdot A_n \cdot F_u = 2 \cdot 0.45 \cdot 504 \cdot 400 = 181.4 \times 10^3 > 45.0 \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Block Shear Strength of Beamside Leg of One Angle:

$$\text{Gross Length with Tension resistance, } L_{gt} = L_h = 26 \text{ mm}$$

$$\text{Net Length with Tension resistance, } L_{nt}$$

$$= Lgt - (dh+02)/2 = 26 - 23 / 2 = 14,5 \text{ mm}$$

Gross Length with Shear resistance, Lgv

$$= (n - 1) * s + Lv$$

$$= (2 - 1) * 75 + 38 = 113 \text{ mm}$$

Net Length with Shear resistance, Lnv

$$= Lgv - (n - 0.5) * (dv+02)$$

$$= 113 - (2 - 0.5) * 23)$$

$$= 78,5 \text{ mm}$$

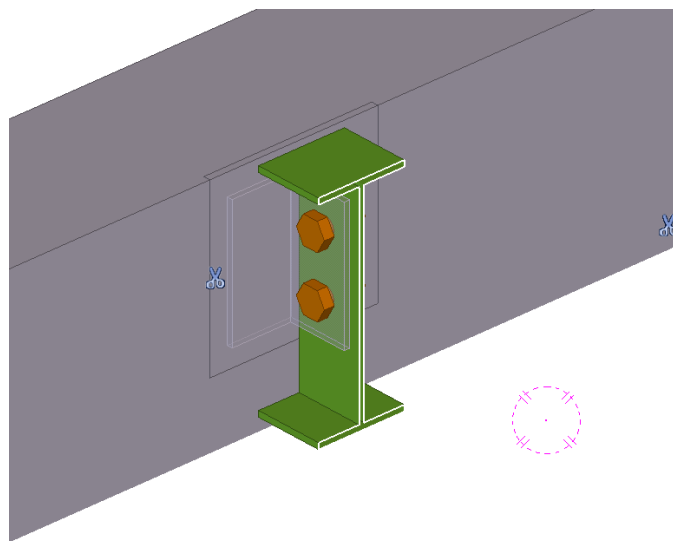
$$Lnt < 0.6 * Lnv$$

$$\varnothing Rn = 0.75 * (0.6 * Fu * Lnv + Fy * Lgt) * t$$

$$= 0.75 * (0.6 * 400 * 78,5 + 250 * 26) * 4,8$$

$$= 912,2 \times 10^2 > 225, \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

10.6.2 Ligação propriedade 02 – W250x22,3



Beam: W250X22.3 - A572M-345

Moment: 0 N-mm

Shear: $450, \times 10^2 \text{ N}$

Axial Force: 0 N

***** All Welds Are E48XX *****

Left Side Beam

Shear Connection Using Clip Angle(s):

Clip Angles: 2L76X76X4.8 X 151 mm
Angle Material: A36M

Support Side Connection: 3 E48XX Fillet Welds

Effective Thickness of Support Material: 45 mm

Beam Side Connection: 2 Bolts M19 A325M-N -STD

Bolt Holes on Beam Web: 21 mm Vert. X 21 mm Horiz.

Bolt Holes on Angles: 21 mm Vert. X 21 mm Horiz.

Beam Web Thickness: 5,8 mm

Beam Web Height: 218 mm

Beam Setback: 10 mm

Loading:

Vertical Shear, $V = 450, \times 10^2$ N

Axial Load, $H = 0$ N

Resultant, $R = (V^2 + H^2)^{0.5} = ((450, \times 10^2)^2 + (0)^2)^{0.5} = 450, \times 10^2$ N

Check Clearances:

Beam Web Clear Height = 218 \geq 151 mm (OK)

Column Flange Width = 405 \geq 163,8 mm (OK)

Support Side Weld: 3 E48XX

Angle Thickness = 4,8 mm

Support Thickness = 45 mm

Minimum Weld = 5 mm

Weld Size = 5 mm

Maximum Weld = 5 mm

Weld Size = 5 mm

Weld Design Strength (One Line), ϕR_n :

$= 152.7 \cdot c_1 \cdot w \cdot L / (1 + 12.96 \cdot e^2 / L^2)^{0.5}$

$= 152.7 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 151 / (1 + 12.96 \cdot 76^2 / 151^2)^{0.5}$

$= 334,2 \times 10^2$ N

Reduction Factor for Support Thickness, R_t :

$= 1.6973 \cdot f_y \cdot t_s / ((wL + wR) \cdot E)$

$= 1.6973 \cdot 250 \cdot 45 / ((3 + 0) \cdot 480)$

$= 13,26 \geq 1$ No Reduction, Design Strength (One Line) = $334,2 \times 10^2$ N

Weld Design Strength = $668,5 \times 10^2 \geq 450, \times 10^2$ N (OK)

Beam Side Bolts: 2 Bolts - M19 A325M-N -STD

Spacing, $s = 75 \geq$ Minimum Spacing = 50,667 mm (OK)

Distance to Horizontal Edge, e_v :

$$= 38 \geq 32 \text{ mm (OK)}$$

Distance to Vertical Edge, e_h :

$$= 26 \geq 26 \text{ mm (OK)}$$

Gage on Angle Leg in Beam Web:

$$= 50 \geq 32 \text{ mm (OK)}$$

Design Shear Strength of Bolts:

$$= 2 \cdot N^*(\phi_r n) = 2 \cdot 2 \cdot 701,7 \times 10^2 = 280,7 \times 10^3 \geq 450, \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Bolt Bearing on Angles:

Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Edge Dist. = F_{be}

$$= 0.75 \cdot F_u \cdot (e - i)$$

$$= 0.75 \cdot 400 \cdot (38 - 0)$$

$$= 114, \times 10^2 \text{ N/mm} < 0.75 \cdot 2.4 \cdot F_u \cdot d = 136,8 \times 10^2 \text{ N/mm}$$

Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Spacing = F_{bs}

$$= 0.75 \cdot F_u \cdot (s - d/2 - i)$$

$$= 0.75 \cdot 400 \cdot (75 - 19/2 - 0)$$

$$= 196,5 \times 10^2 \text{ N/mm, Use } 0.75 \cdot 2.4 \cdot F_u \cdot d = 136,8 \times 10^2 \text{ N/mm}$$

Design Bearing Strength = $2 \cdot (F_{be} + F_{bs} \cdot (n-1)) \cdot t$

$$= 2 \cdot (114, \times 10^2 + 136,8 \times 10^2 \cdot (2 - 1)) \cdot 4,8$$

$$= 240,8 \times 10^3 \geq 450, \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Bolt Bearing on Beam Web:

Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Spacing = F_{bs}

$$= 0.75 \cdot F_u \cdot (s - d/2 - i)$$

$$= 0.75 \cdot 450 \cdot (75 - 19/2 - 0)$$

$$= 221,1 \times 10^2 \text{ N/mm, Use } 0.75 \cdot 2.4 \cdot F_u \cdot d = 153,9 \times 10^2 \text{ N/mm}$$

Design Bearing Strength = $F_{bs} \cdot n \cdot t$

$$= 153,9 \times 10^2 \cdot 2 \cdot 5,8$$

$$= 178,5 \times 10^3 \geq 450, \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Design Shear Strength of the Beam:

Design Shear Rupture Strength, ϕR_n

$$= (d - n \cdot (d_h + 0.2)) \cdot t_w \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_u$$

$$= (254 - 2 \cdot 23) \cdot 5,8 \cdot 0.75 \cdot 0.6 \cdot 450$$

$$= 244,3 \times 10^3 \text{ N}$$

Design Shear Yield Strength:

$h = 218 \text{ mm}$ $t = 5,8 \text{ mm}$ $A = 1473 \text{ mm}^2$ $F_y = 345 \text{ N/mm}^2$
 $a \gg h$ (No stiffeners)

$h/t = 218/5,8 = 37,586$
 $h/t = 37,586 < 1096/F_y^{0.5} = 59,007$

$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A$
 $= 0.6 \cdot 345 \cdot 1473$
 $= 305, \times 10^3 \text{ N}$

$\phi V_n = 0.9 \cdot 305, \times 10^3 = 274,5 \times 10^3 \text{ N}$

Beam Shear Strength = $\text{Min}(\phi R_n, \phi V_n) = 244,3 \times 10^3 > 450, \times 10^2 \text{ N}$ (OK)

Design Shear Strength of Angle(s):

Shear Yielding Design Strength:

Gross Area, $A_g = L \cdot t = 151 \cdot 4,8 = 724,8 \text{ mm}^2$

$\phi R_n = 2 \cdot 0.54 \cdot A_g \cdot F_y = 2 \cdot 0.54 \cdot 724,8 \cdot 250 = 195,7 \times 10^3 > 450, \times 10^2 \text{ N}$ (OK)

Shear Rupture Design Strength:

Net Area on Beam Side Leg, A_n :
 $= (L - n \cdot (d_h + 0.2)) \cdot t = (151 - 2 \cdot (21 + 0.2)) \cdot 4,8 = 0 \text{ mm}^2$

$A_n = 504 \text{ mm}^2$

$\phi R_n = 2 \cdot 0.45 \cdot A_n \cdot F_u = 2 \cdot 0.45 \cdot 504 \cdot 400 = 181,4 \times 10^3 > 450, \times 10^2 \text{ N}$ (OK)

Block Shear Strength of Beamside Leg of One Angle:

Gross Length with Tension resistance, $L_{gt} = L_h = 26 \text{ mm}$

Net Length with Tension resistance, L_{nt}
 $= L_{gt} - (d_h + 0.2)/2 = 26 - 23 / 2 = 14,5 \text{ mm}$

Gross Length with Shear resistance, L_{gv}
 $= (n - 1) \cdot s + L_v$
 $= (2 - 1) \cdot 75 + 38 = 113 \text{ mm}$

Net Length with Shear resistance, L_{nv}
 $= L_{gv} - (n - 0.5) \cdot (d_v + 0.2)$
 $= 113 - (2 - 0.5) \cdot 23$

= 78,5 mm

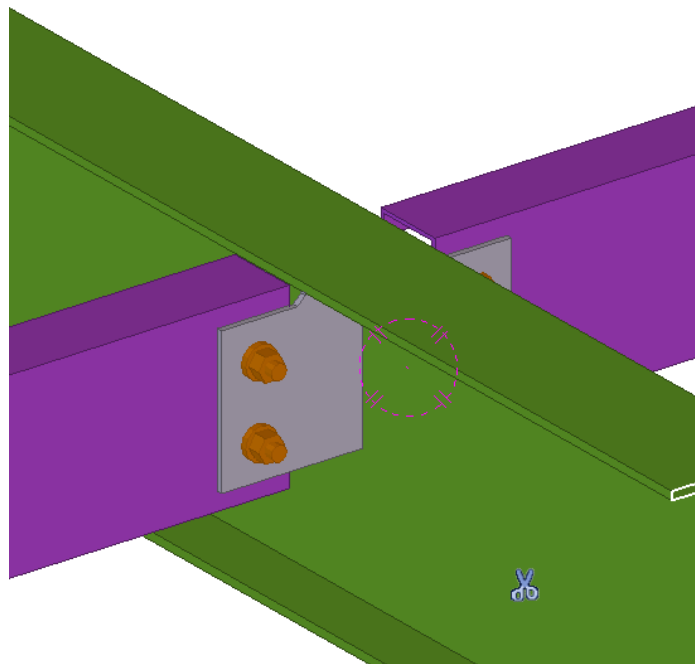
$L_{nt} \ll 0.6 \cdot L_{nv}$

$\phi R_n = 0.75 \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot L_{nv} + F_y \cdot L_{gt}) \cdot t$

= $0.75 \cdot (0.6 \cdot 400 \cdot 78,5 + 250 \cdot 26) \cdot 4,8$

= $912,2 \times 10^2 > 225 \times 10^2$ N (OK)

10.6.3 Ligação propriedade 03 – UE150X60X20X3,00



Beam Connection to Girder

Girder: W250X22.3

Beam: UE150X60X20X3,00 – A36

Moment: 0 N-mm

Shear: 110×10^2 N

Axial Force: 0 N

***** All Welds Are E48XX *****

Left Side Beam

Shear Connection Using One Plate:

Plate: 120 mm X 95 mm X 4,76 mm

Plate Material: A36M

Beam Setback: 25 mm

85EA16-EACE-PE-CXX-XXX-MD-EST-103-R00

31

Bolts: (2) M12.7 A325M-N -STD
 Bolt Holes on Beam Web: 0 mm Vert. X 0 mm Horiz.
 Bolt Holes on Plate: 14,7 mm Vert. X 14,7 mm Horiz.
 Weld: 5" E48XX Fillet Weld, both sides of PL.

Loading:

Vertical Shear, $V = 110, \times 10^2 \text{ N}$

Axial Load, $H = 0 \text{ N}$

Resultant, $R_u = (V^2 + H^2)^{0.5} = ((110, \times 10^2)^2 + (0)^2)^{0.5} = 110, \times 10^2 \text{ N}$

Check Bolt Spacing and Edge Distance:

Spacing, $s = 60 > \text{Minimum Spacing} = 33,867 \text{ mm (OK)}$

Distance to Horiz. Edge of PL, e_v :

$= 30 > 28 \text{ mm (OK)}$

Bolt Strength:

Distance from Weld Line to Bolt Line, $a = 65 > 65 \text{ mm (OK)}$

Distance from Weld Line to Bolt Line, $a = 65 < 75 \text{ mm (OK)}$

Load Eccentricity for Bolts, e_b :

Assume Flexible Support

$e_b = \text{Max}(\text{Abs}(25 \cdot (n-1) - a), a)$

$= \text{Max}(\text{Abs}(25 \cdot (2 - 1) - 65), 65)$

$= 65 \text{ mm}$

Bolt Group Strength Coefficient for Eccentric Load:

Number of Bolts = 2, Spacing = 60 mm, $C = 0,8226$

Bolt Group Design Strength = $C \cdot F_v = 0,8226 \cdot 313,5 \times 10^2 = 257,9 \times 10^2 > 110, \times 10^2 \text{ N (OK)}$

Design Shear Strength of the Beam:

Block Shear:

Net Length with Tension resistance, L_{nt}

$= l_h - 6 - (d_h + 02) / 2 = 34 - 2 / 2 = 33 \text{ mm}$

Gross Length with Tension resistance, $L_{gt} = l_h - 6 = 34 \text{ mm}$

Net Length with Shear resistance, L_{nv}

$= ((n - 1) \cdot (s - (d_v + 02)) + L_v - (d_v + 02) / 2)$

$= ((2 - 1) \cdot (60 - 2) + 30 - 2 / 2)$

$= 87 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} &\text{Gross Length with Shear resistance, } L_{gv} \\ &= (n - 1) \cdot s + L_v \\ &= (2 - 1) \cdot 60 + 30 = 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &L_{nt} \ll 0.6 \cdot L_{nv} \\ &\phi R_n = 0.75 \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot L_{nv} + F_y \cdot L_{gt}) \cdot t_w \\ &= 0.75 \cdot (0.6 \cdot 450 \cdot 87 + 345 \cdot 34) \cdot 8,1 \\ &= 214, \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

Design Shear Yield Strength:

$$\begin{aligned} &h = 120 \text{ mm} \quad t = 8,1 \text{ mm} \quad A = 1191 \text{ mm}^2 \quad F_y = 345 \text{ N/mm}^2 \\ &a \gg h \text{ (No stiffeners)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &h/t = 120/8,1 = 14,815 \\ &h/t = 14,815 < 1096/F_y^{0.5} = 59,007 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A \\ &= 0.6 \cdot 345 \cdot 1191 \\ &= 246,5 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 246,5 \times 10^3 = 221,8 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\text{Beam Shear Strength} = \min(\phi R_n, \phi V_n) = 214, \times 10^3 > 110, \times 10^2 \text{ N (OK)}$$

Coped Beam Web Strength:

$$\begin{aligned} &\text{Top Cope Length} = 48,1 \text{ mm} \\ &\text{Top Cope Depth} = 15 \text{ mm} \\ &\text{Bottom Cope Length} = 0 \text{ mm} \\ &\text{Bottom Cope Depth} = 0 \text{ mm} \\ &c = 48,1 \text{ mm} \\ &e = 73,1 \text{ mm} \\ &h_0 = 147 \text{ mm} \\ &d = 162 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &c/h_0 < 1, k = 2.2 \cdot (h_0/c)^{1.65} \\ &= 2.2 \cdot (147/48,1)^{1.65} \\ &= 13,898 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &c/d < 1, f = 2 \cdot c/d \\ &= 2 \cdot 48,1/162 \\ &= 0,5938 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\phi F_{bc} = 162700 \cdot f \cdot k \cdot (t_w/h_0)^2 \\ &= 162700 \cdot 0,5938 \cdot 13,898 \cdot (8,1/147)^2 \\ &= 4077 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Buckling Strength} &= \phi F_{bc} \cdot S_{net}/e \\ &= 4077 \cdot 473,9 \times 10^2 / 73,1 \\ &= 264,3 \times 10^4 >_{=} 110, \times 10^2 \text{ N (OK)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Local Web Flexural Yielding, } \phi b M_n/e: \\ &= 0,9 \cdot F_y \cdot S_{net}/e = 0,9 \cdot 345 \cdot 473,9 \times 10^2 / 73,1 \\ &= 201,3 \times 10^3 >_{=} 110, \times 10^2 \text{ N (OK)}\end{aligned}$$

Design Shear Strength of the Plate:

Shear Rupture Design Strength:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_u \cdot (L - n \cdot (d_h + 0,2)) \cdot t \\ &= 0,45 \cdot 400 \cdot (120 - 2 \cdot 16,7) \cdot 4,76 \\ &= 742, \times 10^2 >_{=} 110, \times 10^2 \text{ N (OK)}\end{aligned}$$

Shear Yielding Design Strength:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= (0,9 \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot L) \cdot t \\ &= (0,54 \cdot 250 \cdot 120) \cdot 4,76 \\ &= 771,1 \times 10^2 >_{=} 110, \times 10^2 \text{ N (OK)}\end{aligned}$$

Block Shear Rupture Design Strength:

$$\begin{aligned}\text{Net Area with Tension Resistance, } A_{nt} \\ &= (L_h - (d_h + 2) / 2) \cdot t \\ &= (30 - (14,7 + 2) / 2) \cdot 4,76 \\ &= 103 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Net Area with Shear Resistance, } A_{nv} \\ &= (L - L_v - (N - 0,5) \cdot (d_v + 2)) \cdot t \\ &= (120 - 30 - (2 - 0,5) \cdot (14,7 + 2)) \cdot 4,76 \\ &= 309,2 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Gross Area with Tension Resistance, } A_{gt} \\ &= L_h \cdot t = 30 \cdot 4,76 = 142,8 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Gross Area with Shear Resistance, } A_{gv} \\ &= (L - L_v) \cdot t = (120 - 30) \cdot 4,76 = 428,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{nt} < 0,6 \cdot A_{nv}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 2 \cdot 0,75 \cdot (0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}) \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 400 \cdot 309,2 + 250 \cdot 142,8) \\ &= 824,2 \times 10^2 >_{=} 110, \times 10^2 \text{ N (OK)}\end{aligned}$$

Bolt Bearing on Plate:

$$\begin{aligned} \text{Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Edge Dist.} &= F_{be} \\ &= 0.75 * F_u * (e - i) \\ &= 0.75 * 400 * (30 - 0) \\ &= 9000 \text{ N/mm} < 0.75 * 2.4 * F_u * d = 9144 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Spacing} &= F_{bs} \\ &= 0.75 * F_u * (s - d/2 - i) \\ &= 0.75 * 400 * (60 - 12,7/2 - 0) \\ &= 161,1 \times 10^2 \text{ N/mm, Use } 0.75 * 2.4 * F_u * d = 9144 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bearing Design Strength} &= (F_{be} + F_{bs} * (n - 1)) * t * e_f \\ &= (9000 + 9144 * (2 - 1)) * 4,76 * 0,4113 \\ &= 355,2 \times 10^2 > 110, \times 10^2 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

Bolt Bearing on Beam Web:

$$\begin{aligned} \text{Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Spacing} &= F_{bs} \\ &= 0.75 * F_u * (s - d/2 - i) \\ &= 0.75 * 450 * (60 - 12,7/2 - 0) \\ &= 181,1 \times 10^2 \text{ N/mm, Use } 0.75 * 2.4 * F_u * d = 102,9 \times 10^2 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bearing Strength/Bolt/Thickness Using Bolt Edge Dist.} &= F_{be} \\ &= 0.75 * F_u * (e - i) \\ &= 0.75 * 450 * (30 - 0) \\ &= 101,3 \times 10^2 \text{ N/mm} < 0.75 * 2.4 * F_u * d = 102,9 \times 10^2 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bearing Design Strength} &= (F_{be} + F_{bs} * (n - 1)) * t * e_f \\ &= (101,3 \times 10^2 + 102,9 \times 10^2 * (0 - 1)) * 8,1 * 0,4113 \\ &= 680, \times 10^2 > 110, \times 10^2 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

Weld Design Strength:

$$\text{Minimum Weld Size} = 3 < 5 \text{ mm (OK)}$$

$$\begin{aligned} \text{Load Eccentricity on Weld, } e_w &= a + e_b = 65 + 65 = 130 \text{ mm} \\ \text{Weld Strength Coefficient, } C &= 98,008 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Weld Design Strength} &= C * L * w \\ &= 98,008 * 120 * 5 \\ &= 588, \times 10^2 > 110, \times 10^2 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

Brasília, 17 de Outubro de 2017

Equipe Técnica

Eng.º André Abreu

Eng.º Guilherme Machado

Eng.º Luís Oliveira



Eng.º Guilherme Machado
(Coordenador de Projeto)



Eng.º Luís Oliveira
(Aprovação)



Eng.º André Abreu
(Eng.º Civil)