



	CLASSIFICAÇÃO RESTRITA	COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ	
PROJETO DETALHADO COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ OBRA DE ARTE ESPECIAIS MEMÓRIA DE CÁLCULO			Nº MRS EI2204-LC-109-4-MC-J00-002	PÁGINA 2/391
			Nº JMSOUTO JMRS07B9-02-1-OE-MCA-0002	REV. 0

ÍNDICE



<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>PÁGINA</u>
1.0	PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS	9
1.1	MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL	9
2.0	GEOMETRIA	10
3.0	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	12
3.1	CONCRETO ESTRUTURAL	12
3.2	AÇO PARA ARMADURA PASSIVA	14
3.3	AÇO PARA ARMADURA ATIVA	14
4.0	NORMAS E BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	16
4.1	PADRÕES INTERNACIONAIS E NACIONAIS	16
4.2	REFERÊNCIAS PRÁTICAS	17
5.0	MODELO DE CÁLCULO	18
6.0	CARREGAMENTOS	23
6.1	CARGAS PERMANENTES	23
6.2	ΦΦCARGAS MÓVEIS	23
6.3	CARGA DE VENTO	27
6.4	VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	28
7.0	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	29
7.1	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS	29
7.2	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS ESPECIAIS OU DE CONSTRUÇÃO	30
7.3	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS EXCEPCIONAIS	30
7.4	COMBINAÇÕES QUASE PERMANENTES DE SERVIÇO	31
7.5	COMBINAÇÕES FREQUENTES DE SERVIÇO	31
7.6	COMBINAÇÕES RARAS DE SERVIÇO	31
7.7	FATORES PARA AS COMBINAÇÕES ÚLTIMAS	31
7.8	FATORES PARA AS COMBINAÇÕES DE SERVIÇO	32
7.9	COMBINAÇÕES ADOTADAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO	34
7.10	COMBINAÇÕES ADOTADAS PARA ESTRUTURAS DE AÇO	36
8.0	DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO TABULEIRO	39
8.1	ESFORÇOS SOLICITANTES	39
8.2	DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS	43
8.3	DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS	48
8.4	DIMENSIONAMENTO DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS	50

 Logística S.A.	 ENGENHARIA E CONSULTORIA	CLASSIFICAÇÃO	COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ	
		RESTRITA	Nº MRS	PÁGINA
PROJETO DETALHADO COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ OBRA DE ARTE ESPECIAIS MEMÓRIA DE CÁLCULO			EI2204-LC-109-4-MC-J00-002	3/391
			Nº JMSOUTO	REV.
			JMRS07B9-02-1-OE-MCA-0002	0

9.0	DIMENSIONAMENTO DO GUARDA RODAS	56
10.0	DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS – VÃO 31,20M	57
10.1	PROTENSÃO	57
10.2	VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES	58
10.3	ALONGAMENTO DOS CABOS DE PROTENSÃO	64
10.4	ARMADURA PASSIVA	67
10.5	VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DAS LONGARINAS	77
11.0	DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS – VÃO 22,20M	81
11.1	PROTENSÃO	81
11.2	VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES	82
11.3	ALONGAMENTO DOS CABOS DE PROTENSÃO	88
11.4	ARMADURA PASSIVA	91
11.5	VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DAS LONGARINAS	102
12.0	DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS	106
12.1	ESFORÇOS SOLICITANTES	106
12.2	CÁLCULO DAS ARMADURAS	108
12.3	VERIFICAÇÃO TROCA DE APARELHO DE APOIO	110
13.0	ESTRUTURA METÁLICA – VÃO 02	114
13.1	LONGARINAS	114
13.2	DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS METÁLICAS – APOIOS	216
13.3	DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS METÁLICAS – INTERMEDIÁRIAS	227
13.4	DIMENSIONAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS	235
13.5	VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS	237
14.0	APARELHOS DE APOIO	240
14.1	ENCONTRO 1	240
14.2	APOIO 1 – LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS	246
14.3	APOIO 1 – LONGARINAS METÁLICAS	251
14.4	APOIO 2	256
14.5	APOIO 3 – LONGARINAS METÁLICAS	261
14.6	APOIO 3 – LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS	266
14.7	ENCONTRO 2	271
15.0	PILARES	276
15.1	ESFORÇOS SOLICITANTES	276
16.0	VIGAS TRAVESSAS	311

		CLASSIFICAÇÃO RESTRITA	COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ	
PROJETO DETALHADO COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ OBRA DE ARTE ESPECIAIS MEMÓRIA DE CÁLCULO			Nº MRS EI2204-LC-109-4-MC-J00-002	PÁGINA 4/391
			Nº JMSOUTO JMRS07B9-02-1-OE-MCA-0002	REV. 0

16.1	ENCONTROS 01 E 02	311
16.2	APOIO 01	318
16.3	APOIO 02	324
16.4	APOIO 03	330
17.0	DIMENSIONAMENTO DAS JUNTAS DE MOVIMENTAÇÃO	339
18.0	DIMENSIONAMENTO DAS LAJES DE TRANSIÇÃO	342
18.1	DISPOSIÇÃO DO CARREGAMENTO ADOTADO	342
18.2	ESFORÇOS SOLICITANTES	344
18.3	DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS	346
18.4	DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS	347
19.0	DIMENSIONAMENTO DAS CORTINAS	349
20.0	DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO	354
20.1	CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS	354
20.2	CARGAS NAS ESTACAS	368
20.3	RESUMO DAS ESTACAS	374
20.4	CÁLCULO DAS ARMADURAS	375
20.5	DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS	380
21.0	TERMO DE ENCERRAMENTO	391

 MRS Logística S.A.	 JMSOUTO ENGENHARIA E CONSULTORIA	CLASSIFICAÇÃO	COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ	
		RESTRITA	Nº MRS	PÁGINA
PROJETO DETALHADO COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ OBRA DE ARTE ESPECIAIS MEMÓRIA DE CÁLCULO			EI2204-LC-109-4-MC-J00-002	5/391
			Nº JMSOUTO	REV.
			JMRS07B9-02-1-OE-MCA-0002	0

LISTA DE FIGURAS

<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>PÁGINA</u>
Figura 1– Seção transversal típica no trecho isostático (vigas pré-moldadas)	10
Figura 2– Seção transversal típica no trecho contínuo (vigas metálicas)	10
Figura 3- Perfil Longitudinal da ponte– 1/2	11
Figura 4- Perfil Longitudinal da ponte – 2/2	11
Figura 5 – Evolução do fator β_1	14
Figura 6 – Sistema de coordenadas de um elemento do tipo shell com quatro nós	19
Figura 7 – Sistema de coordenadas de um elemento do tipo shell com três nós	19
Figura 8 – Sistema de coordenadas de um elemento do tipo frame	20
Figura 9 – Modelo Estrutural da ponte no programa CSiBridge	20
Figura 10 – Propriedades do concreto do tabuleiro, $f_{ck} = 40$ MPa	21
Figura 11 – Propriedades do concreto dos demais elementos, $f_{ck} = 35$ MPa	21
Figura 12 – Propriedades do concreto das estacas, $f_{ck} = 20$ MPa	22
Figura 13 – Disposição das cargas estáticas do TB-450	24
Figura 14 – Hipótese de ponte cheia	27
Figura 15 – Hipótese de ponte vazia	28
Figura 16 – Fatores de majoração para as cargas permanentes	32
Figura 17 – Fatores de majoração para as cargas variáveis	32
Figura 18 – Fatores de combinação de redução para as ações variáveis	33
Figura 19 – Envoltória de Momento Fletor Máximo	39
Figura 20 – Envoltória de Força Normal Máxima – kN/m	40
Figura 21 – Envoltória de Momento Fletor Máximo – kN.m/m – Meio do Vão	40
Figura 22 – Envoltória de Momento Fletor Mínimo – kN.m/m – Meio do Vão	41
Figura 23 – Envoltória de Momento Fletor Mínimo – kN.m/m – Extremidade	42
Figura 24 – Envoltória de Esforço Normal máximo sobre o apoio intermediário – kN.m/m – Extremidade	42
Figura 25 – Envoltória de Força Cortante – kN/m	43
Figura 26 – Esquema de cálculo do guarda rodas	56
Figura 27 – Tensão na face superior da longarina – ELS-F – 3ª Etapa	59
Figura 28 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-F - 3ª Etapa	59
Figura 29 – Tensão na face superior da longarina – ELS-D – 3ª Etapa	60
Figura 30 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-D – 3ª Etapa	60
Figura 31 – Tensão na face inferior da longarina – Ato da protensão – 1ª Etapa	61
Figura 32 – Tensão na face superior da longarina – Ato da protensão – 1ª Etapa	62
Figura 33 – Tensão na face superior da longarina – ELS-F – 2ª Etapa	62
Figura 34 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-F – 2ª Etapa	63
Figura 35 – Traçado do Cabo C1	64
Figura 36 – Diagrama de Força Normal no Cabo C1	65
Figura 37 – Traçado do Cabo C2	65
Figura 38 – Diagrama de Força Normal no Cabo C2	65
Figura 39 – Traçado do Cabo C3	66
Figura 40 – Diagrama de Força Normal no Cabo C3	66
Figura 41 – Momento Fletor na Longarina – kN.m/m	67


 MRS Logística S.A.	 JMSOUTO ENGENHARIA E CONSULTORIA	CLASSIFICAÇÃO	COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ	
		RESTRITA	Nº MRS EI2204-LC-109-4-MC-J00-002	PÁGINA 6/391
PROJETO DETALHADO COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ OBRA DE ARTE ESPECIAIS MEMÓRIA DE CÁLCULO		Nº JMSOUTO JMRS07B9-02-1-OE-MCA-0002	REV. 0	

Figura 42 – Esforço Normal na Longarina – kN	68
Figura 43 – Esforço Devido a Protensão – kN	69
Figura 44 – Esforço Cortante – kN – Envoltória ELU	72
Figura 45 – Esforço Cortante Devido a Protensão – kN	73
Figura 46 – Momento Torsor – kNm	74
Figura 47 – Deformação devido ao peso próprio da viga	77
Figura 48 – Deformação devido a protensão	78
Figura 49 – Deformação devido concretagem da laje	78
Figura 50 – Deformação devido as cargas permanentes complementares	79
Figura 51 – Deformação devido ao carregamento móvel	79
Figura 52 – Tensão na face superior da longarina – ELS-F – 3ª Etapa	83
Figura 53 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-F - 3ª Etapa	83
Figura 54 – Tensão na face superior da longarina – ELS-D – 3ª Etapa	84
Figura 55 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-D – 3ª Etapa	84
Figura 56 – Tensão na face inferior da longarina – Ato da protensão – 1ª Etapa	85
Figura 57 – Tensão na face superior da longarina – Ato da protensão – 1ª Etapa	86
Figura 58 – Tensão na face superior da longarina – ELS-F – 2ª Etapa	86
Figura 59 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-F – 2ª Etapa	87
Figura 60 – Traçado do Cabo C1	88
Figura 61 – Diagrama de Força Normal no Cabo C1	88
Figura 62 – Traçado do Cabo C2	89
Figura 63 – Diagrama de Força Normal no Cabo C2	89
Figura 64 – Traçado do Cabo C3	90
Figura 65 – Diagrama de Força Normal no Cabo C3	90
Figura 66 – Momento Fletor na Longarina – kN.m/m	91
Figura 67 – Esforço Normal na Longarina – kN	92
Figura 68 – Esforço Devido a Protensão – kN	93
Figura 69 – Esforço Cortante – kN – Envoltória ELU	96
Figura 70 – Esforço Cortante Devido a Protensão – kN	97
Figura 71 – Momento Torsor – kNm	98
Figura 72 – Deformação devido ao peso próprio da viga	102
Figura 73 – Deformação devido a protensão	103
Figura 74 – Deformação devido concretagem da laje	103
Figura 75 – Deformação devido as cargas permanentes complementares	104
Figura 76 – Deformação devido ao carregamento móvel	104
Figura 77 – Momento Fletor Mínimo – kN.m	106
Figura 78 – Momento Fletor Máximo – kN.m	106
Figura 79 – Esforço Cortante – kN	107
Figura 80 – Momento de torção – kN.m	107
Figura 81 – Momento Fletor Mínimo – kN.m	110
Figura 82 – Momento Fletor Máximo – kN.m	110
Figura 83 – Esforço de cisalhamento – kN.m	111
Figura 84 – nomenclatura dos pilares	276
Figura 85 - Envoltória Esforço Normal – kN	276
Figura 86 - Envoltória Momento Fletor Transversal - Superior – kN.m	277
Figura 87 - Envoltória Momento Fletor Transversal – Inferior – kN.m	277

 MRS Logística S.A.	 JMSOUTO ENGENHARIA E CONSULTORIA	CLASSIFICAÇÃO	COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ	
		RESTRITA	Nº MRS EI2204-LC-109-4-MC-J00-002	PÁGINA 7/391
PROJETO DETALHADO COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ OBRA DE ARTE ESPECIAIS MEMÓRIA DE CÁLCULO		Nº JMSOUTO JMRS07B9-02-1-OE-MCA-0002	REV. 0	

Figura 88 - Envoltória Momento Fletor Longitudinal – Superior – kN.m	277
Figura 89 - Envoltória Momento Fletor Longitudinal – Inferior – kN.m	278
Figura 90 – Posição dos Macacos hidráulicos	295
Figura 91 - Esforço Normal – kN	295
Figura 92 - Momento Fletor Transversal – kN.m	296
Figura 93 - Momento Fletor Longitudinal – kN.m	296
Figura 94 – Envoltória de Esforço Normal – kN	301
Figura 95 – Momento Fletor Transversal - Superior – kN.m	301
Figura 96 – Momento Fletor Transversal – Inferior – kN.m	302
Figura 97 – Momento Fletor Longitudinal – Superior – kN.m	302
Figura 98 – Momento Fletor Longitudinal – Inferior – kN.m	303
Figura 99 – Esforço cortante Longitudinal – kN.m	308
Figura 100 – Esforço cortante Transversal – kN.m	309
Figura 101 – Momento fletor máximo – kN.m	311
Figura 102 – Momento fletor mínimo – kN.m	311
Figura 103 – Esforço Axial – kN	311
Figura 104 – Esforço Cortante– kN	312
Figura 105 – Momento torsor – kN.m	312
Figura 106 – Apoio dos macacos sobre as Travessas – kN	315
Figura 107 – Momento fletor máximo – kN.m	315
Figura 108 – Momento fletor mínimo – kN.m	316
Figura 109 – Esforço Axial– kN	316
Figura 110 – Esforço Cortante– kN	316
Figura 111 – Momento fletor máximo – kN.m	318
Figura 112 – Momento fletor mínimo – kN.m	318
Figura 113 – Esforço Axial – kN	318
Figura 114 – Esforço Cortante– kN	318
Figura 115 – Momento torsor – kN.m	318
Figura 116 – Apoio dos macacos sobre as Travessas – kN	321
Figura 117 – Momento fletor máximo – kN.m	321
Figura 118 – Momento fletor mínimo – kN.m	322
Figura 119 – Esforço Axial– kN	322
Figura 120 – Esforço Cortante– kN	322
Figura 121 – Momento Torsor– kN.m	322
Figura 122 – Momento fletor mínimo – kN.m	324
Figura 123 – Esforço Axial – kN	324
Figura 124 – Esforço Cortante– kN	324
Figura 125 – Momento torsor – kN.m	324
Figura 126 – Apoio dos macacos sobre as Travessas – kN	327
Figura 127 – Momento fletor mínimo – kN.m	328
Figura 128 – Esforço Cortante– kN	328
Figura 129 – Momento fletor máximo – kN.m	330
Figura 130 – Momento fletor mínimo – kN.m	330
Figura 131 – Esforço Axial – kN	330
Figura 132 – Esforço Cortante– kN	330
Figura 133 – Momento torsor – kN.m	331



 MRS Logística S.A.	 JMSOUTO ENGENHARIA E CONSULTORIA	CLASSIFICAÇÃO RESTRITA	COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ	
			PROJETO DETALHADO COMPLEXO VIÁRIO BARRA DO PIRAÍ OBRA DE ARTE ESPECIAIS MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº MRS EI2204-LC-109-4-MC-J00-002
		Nº JMSOUTO JMRS07B9-02-1-OE-MCA-0002	REV. 0	

Figura 134 – Apoio dos macacos sobre as Travessas – kN	335
Figura 135 – Momento fletor máximo – kN.m	336
Figura 136 – Esforço Axial– kN	336
Figura 137 – Esforço Cortante– kN	336
Figura 138 – Momento Torsor– kN.m	337
Figura 139 – Carregamento aplicado sobre a laje de transição	343
Figura 140 – Modelo de Cálculo Para Laje de Transição – kN.m/m	343
Figura 141 – Momento fletor máximo horizontal face inferior – kN.m/m	344
Figura 142 – Momento fletor máximo horizontal face superior – kN.m/m	344
Figura 143 – Momento fletor máximo vertical face inferior – kN.m/m	345
Figura 144 – Momento fletor máximo vertical face superior – kN.m/m	345
Figura 145 – Esforço cisalhante máximo – kN/m – Combinação Última Normal	348
Figura 146 – Modelo da cortina	349
Figura 147 – Momento fletor máximo horizontal face interna – kN.m/m	350
Figura 148 – Momento fletor máximo horizontal face externa – kN.m/m	350
Figura 149 – Esforço Axial Horizontal – kN/m	350
Figura 150 – Momento fletor máximo vertical face interna – kN.m/m	351
Figura 151 – Momento fletor máximo vertical face externa – kN.m/m	351
Figura 152 – Esforço Axial Vertical – kN/m	351
Figura 153 – Esforço cisalhante máximo – kN/m – Combinação Última Normal	353
Figura 154 – Locação das sondagens	354
Figura 155 – Boletim de sondagem – SM-09	356
Figura 156 – Boletim de sondagem – SM-10	356
Figura 157 – Boletim de sondagem – SM-11	357
Figura 158 – Boletim de sondagem – SM-12	358
Figura 159 – Esforço Axial – kN	376
Figura 160 – Momento Fletor Total – kN.m	376
Figura 161 – Modelo de Bielas e Tirantes	384
Figura 162 – Esforços Solicitantes	385
Figura 163 – Verificação das bielas junto às estacas	385
Figura 164 – Verificação das bielas junto aos pilares	386
Figura 165 – Armaduras do bloco	386

1.0 PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

1.1 MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

O presente documento apresenta o dimensionamento estrutural do viaduto do Complexo Viário Barra do Piraí, no município de Barra do Piraí – RJ.

A intervenção é constituída de 4 (cinco) vão, sendo os dois vão de extremidade isostáticos com comprimentos de 31,20 m e 22,20 m respectivamente e os vãos centrais contínuos com comprimento de 20,8 m e 20,7 m, totalizando 94,90 metros de extensão. A seção transversal do tabuleiro possui 12,20 m de largura e é composto de 5 vigas em concreto protendido nos trechos isostáticos e 5 vigas metálicas no trecho contínuo, que por sua vez, sustentam uma laje em concreto armado com 0,22 m de espessura.

Serão adotadas vigas denominadas transversinas, ligando as longarinas transversalmente, na região dos apoios das mesmas e em pontos intermediários das estruturas metálicas. O apoio das longarinas nas vigas travessas se dará sobre aparelhos de apoio em neoprenes fretados com chapas de aço.

A infraestrutura da O.A.E. será definida por blocos de fundação sobre estacas raíz, solução definida após análise dos boletins de sondagem e os devidos estudos de capacidade de carga e interação estaca-solo.

2.0 GEOMETRIA

A figuras abaixo ilustram a seção transversal e o perfil longitudinal da ponte.

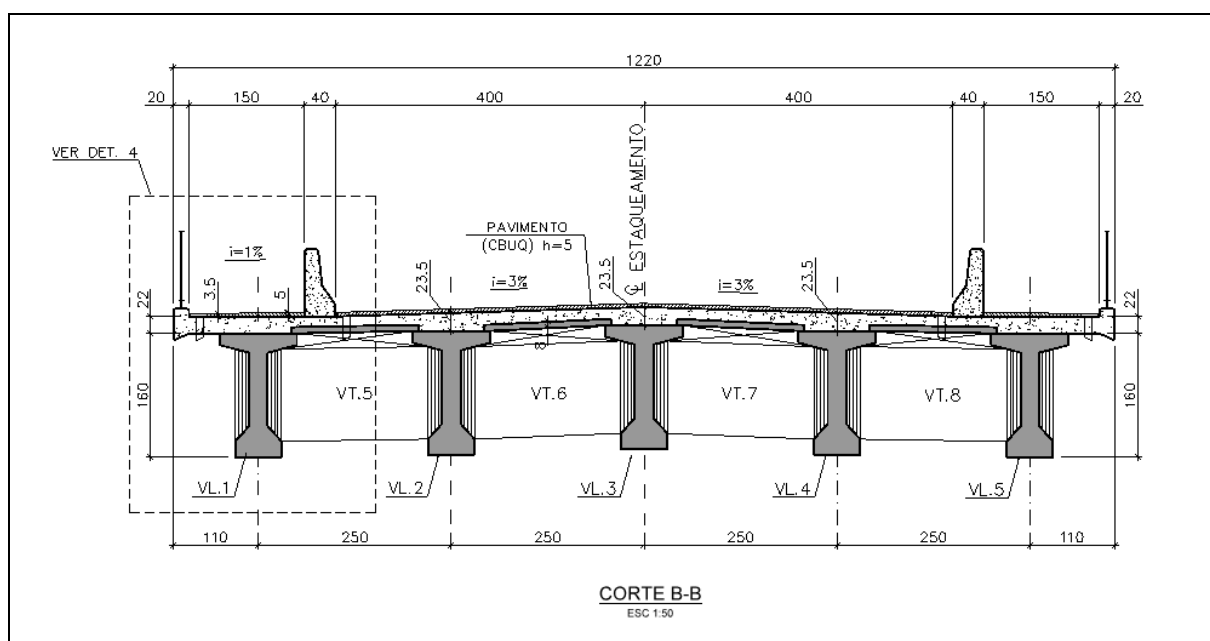


Figura 1– Seção transversal típica no trecho isostático (vigas pré-moldadas)

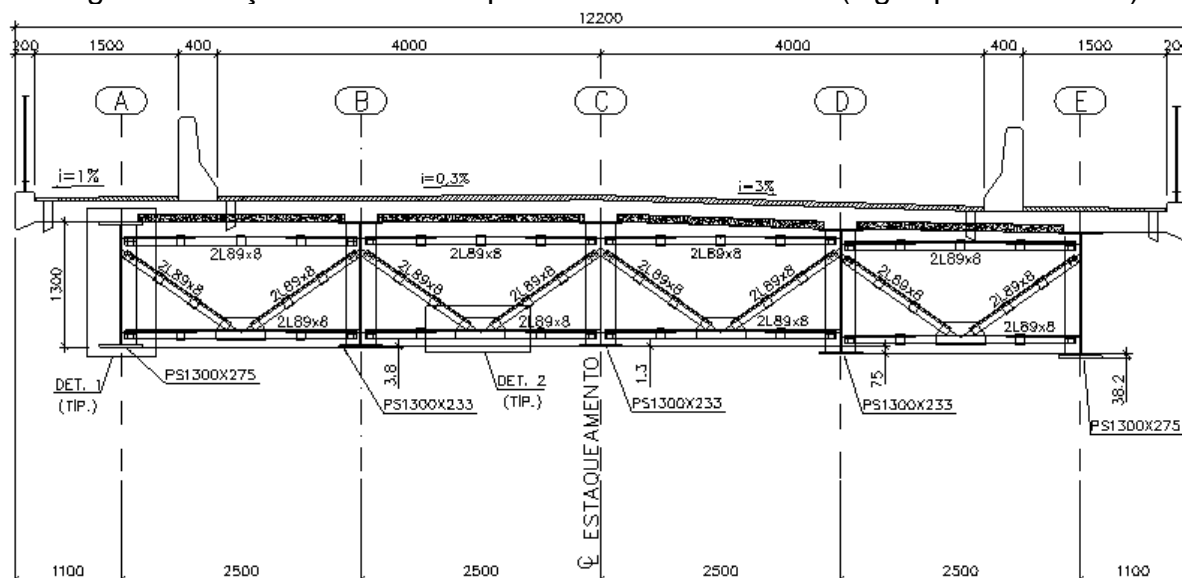
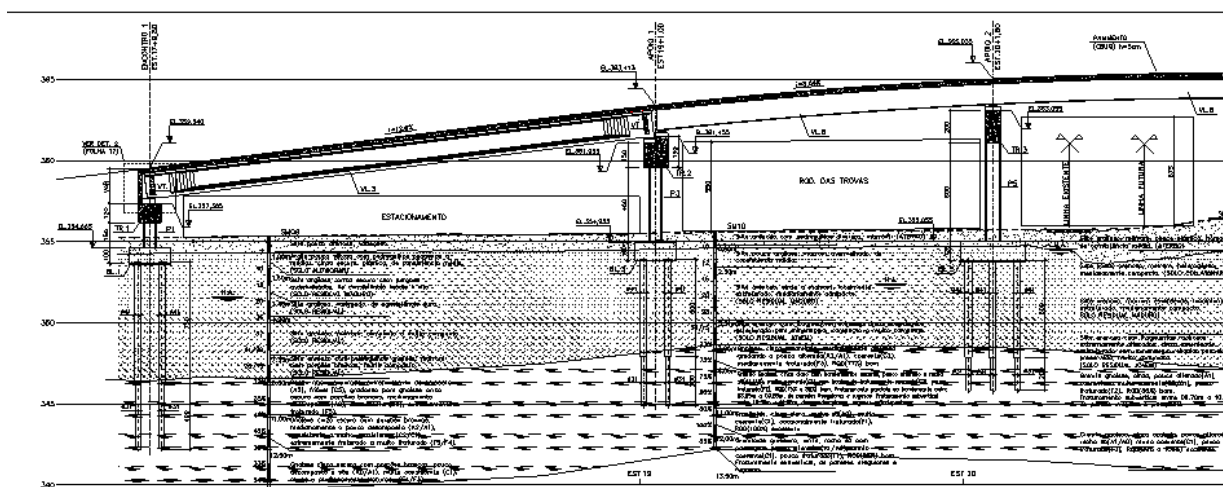
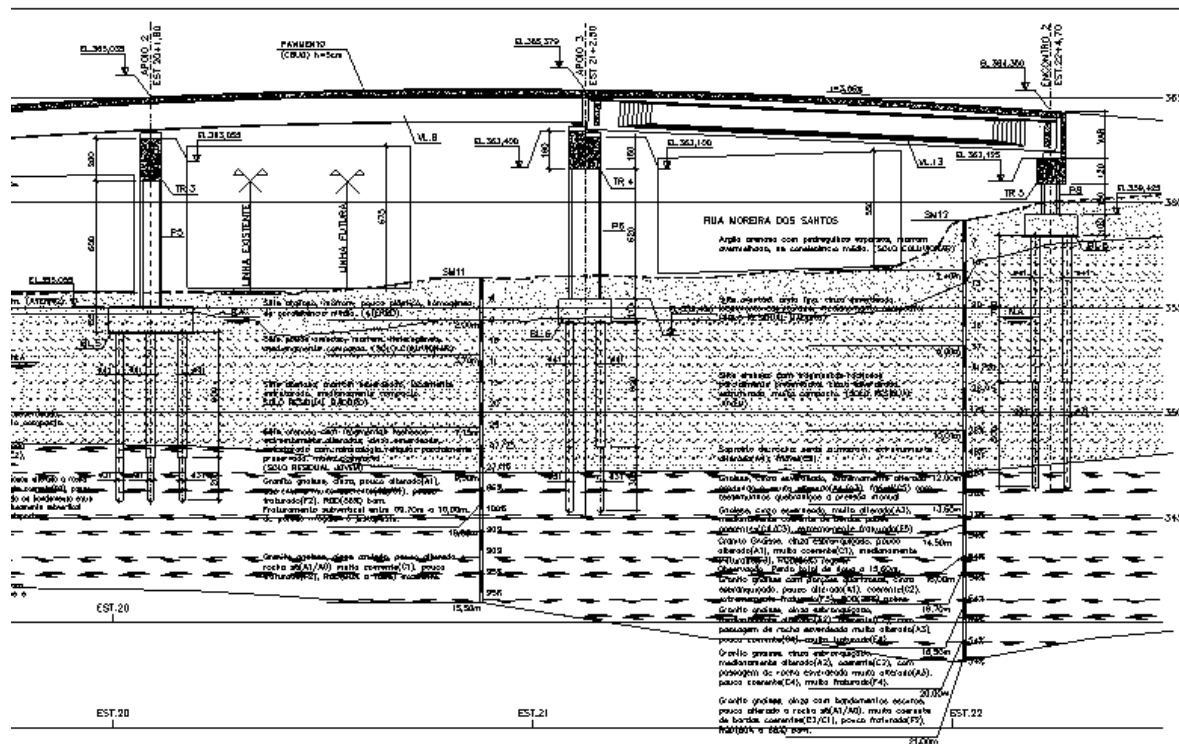


Figura 2– Seção transversal típica no trecho contínuo (vigas metálicas)



'Figura 3- Perfil Longitudinal da ponte- 1/2



'Figura 4- Perfil Longitudinal da ponte - 2/2

3.0 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

3.1 CONCRETO ESTRUTURAL

Resistência característica a compressão ¹ (f_{ck}) para a superestrutura.....	40MPa
Resistência característica média a tração ² ($f_{tk, med}$) para a superestrutura.....	3,5MPa
Resistência característica a compressão ¹ (f_{ck}) para as demais estruturas.....	35MPa
Resistência característica média a tração ² ($f_{tk, med}$) para as demais estruturas.....	3,2MPa
Resistência característica a compressão ¹ (f_{ck}) para as estacas.....	20MPa
Módulo de elasticidade secante ³ (E_{cs}) para a superestrutura.....	28.688MPa
Módulo de elasticidade secante ³ (E_{cs}) para as demais estruturas.....	26.462MPa
Coeficiente de poisson.....	0,2
Coeficiente de dilatação térmica.....	$10^{-5}C^{-1}$
Peso específico do concreto.....	25kN/m ³
Tipo de cimento previsto ⁴	CPIII ou CPIV
Fator água cimento (CAA II).....	$\leq 0,55$
Cobrimento Nominal ⁵ (CAA II) – Armaduras passivas.....	30mm
Cobrimento Nominal ⁵ – Armaduras Ativas.....	65mm

Notas

1 - Resistência característica aos 28 dias;

2 - A resistência média a tração foi determinada segundo as prescrições do item 8.2.5 (pg. 23) da NBR 6118:2014. Para os concretos especificados tem-se:

$$\text{Para } f_{ck} = 40\text{MPa} \rightarrow f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,5\text{MPa}$$

$$\text{Para } f_{ck} = 35\text{MPa} \rightarrow f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,2\text{MPa};$$

3 - A determinação do módulo de elasticidade secante foi determinada seguindo as recomendações do item 8.2.8 (pg.24) da NBR 6118:2014.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\alpha_i = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \leq 1,0$$

Adotando-se a hipótese que será utilizada agregados provenientes de jazidas de calcário tem-se:

$$\alpha_E = 0,9$$

Para os concretos especificados tem-se:

$$\text{Para } f_{ck} = 40\text{MPa} \rightarrow \alpha_i = 0,9 \rightarrow E_{cs} = 28.688\text{MPa}$$

$$\text{Para } f_{ck} = 35\text{MPa} \rightarrow \alpha_i = 0,8875 \rightarrow E_{cs} = 26.462\text{MPa};$$

4 – A previsão do tipo de cimento a ser utilizado visa estabelecer critério para estudo da evolução da resistência do concreto e conseqüentemente, estudar deformações na fase construtiva, bem como estudar perdas de protensão provenientes dos fenômenos de fluência e retração. Para o estudo da evolução da resistência do concreto utilizou-se as prescrições do item 12.3.3 (pg. 70) da NBR 6118:2014. Segundo o referido item tem-se:

$$f_{ck,j} = \beta_1 \cdot f_{ck}$$

Onde:

$$\beta_1 = e^{\left[1 - \sqrt{\left(\frac{28}{t} \right)} \right]}$$

Para o cimento previsto tem-se S igual a 0,38. A figura apresenta a evolução do fator β_1 no decorrer da vida útil da estrutura.

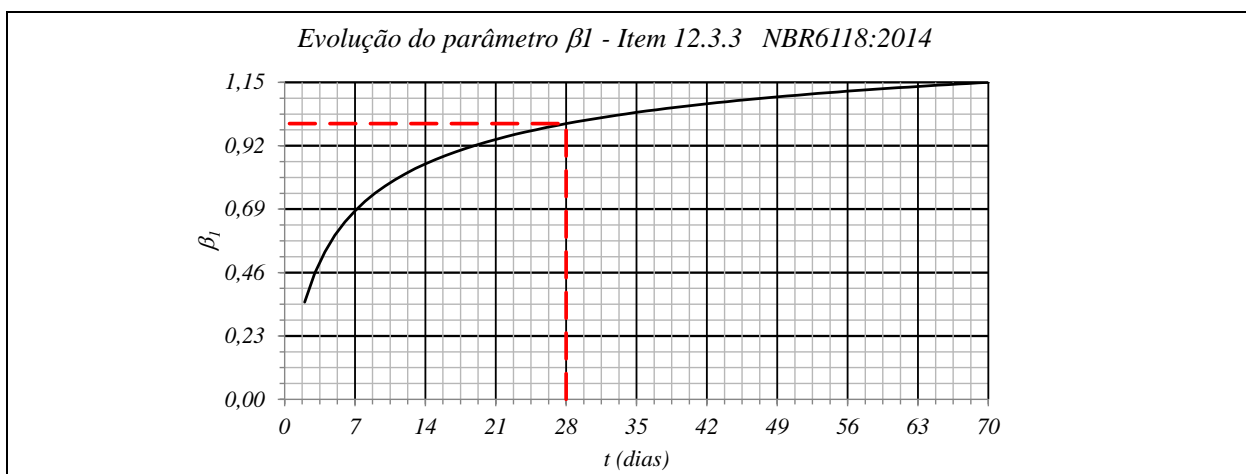


Figura 5 – Evolução do fator β_1

5 – Os cobrimentos nominais adotados consideram tolerância de execução de 10 mm conforme prescrições do item 7.4.7.2 (pg. 19) da NBR6118:2014 e classe de agressividade ambiental II. Para os trechos em contato com o solo será adotado cobrimento nominal ≥ 5 mm.

Cobrimentos adotados para a armadura passiva: blocos, cintas e pilares = 5cm; travessas = 4cm; longarinas, transversinas e laje = 3cm.

Cobrimento adotado para a armadura ativa = 3,5cm.

3.2 AÇO PARA ARMADURA PASSIVA

Tensão de escoamento nominal.....500MPa

Módulo de Elasticidade.....210GPa

Coefficiente de poisson.....0,3

Coefficiente de dilatação térmica.....10-5 °C⁻¹

Peso específico.....78,50kN/m³

3.3 AÇO PARA ARMADURA ATIVA

Resistência característica ao escoamento..... f_{yk} = 1.710MPa

Resistência característica à tração..... f_{ptk} =
1.900MPa

Módulo de elasticidade..... E_s =
202GPa

3.3.1 AÇO ESTRUTURAL

- Aço estrutural de chapas laminadas a quente:

ASTM A588 ($f_y = 345$ MPa; $f_u = 485$ MPa) ou USI SAC 350 ($f_y = 350$ MPa; $f_u = 500$ MPa) ou WS350 ($f_y = 350$ MPa; $f_u = 500$ MPa) (espessuras 6 a 76,2 mm)

- Parafusos: ASTM A325 Tipo 3, patinável, ($f_{yb} = 635$ MPa; $f_{yu} = 825$ MPa)

- Eletrodo: E7018G ou E7018W ($f_w = 485$ MPa)

- Coeficiente de Poisson do aço: 0,3

- Módulo de elasticidade do aço: $E = 200000$ MPa = 2000 tf/cm²

- Coeficiente de dilatação térmica do aço: 12×10^{-6} / °C

4.0 NORMAS E BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

4.1 PADRÕES INTERNACIONAIS E NACIONAIS

- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
- –Bridge Design Specifications – 8 th edition
- AS 3600 – Australian Standard – Concrete Structures.
- ASTM D6760 – Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing.
- ASTM E2924 – Standard Practice for Intumescent Coatings.
- DIN – Geprüft Surface Treatment Inspector.
- EN 1993-1-1 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1 General structural rules
- BS EN 1337-3 – Structural bearings Part 3: Elastomeric bearings.
- ISO 12944 – Paints and varnishes — Corrosion protection of steel structures by protective paint systems — Parts 1 to 9.
- ABNT NBR7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ABNT NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ABNT NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ABNT NBR 16694: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. Rio de Janeiro, 2020.
- ABNT NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.
- ABNT NBR 6118: Procedimento de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

4.2 REFERÊNCIAS PRÁTICAS

- EABC – Committee on Technical Cooperation in the Development of the Rail TransportSystem/ 11th July 2016 – Reliability, Availability, Maintainability, Safety (RAMS) andLife Cycle Costs (LCC).
- FHWA – Bridge Inspectors Reference Manual.
- Computers and Structures Inc.CSI Analysis Reference Manual For: SAP2000®, ETABS®and SAFE®.Berkeley, 2011.
- Computers and Structures Inc.Introduction to SAP2000/BridgeTM.Berkeley, 2011.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais. Rio de Janeiro, 1996.
- APARELHOS DE APOIO PROFIP.Catálogo Técnico.São Paulo, 2015.
- PFEIL, W. Pontes de Concreto Armado. Rio de Janeiro: LTC, 1977
- Bowles, J. E. et al. (1996), Foundation analysis and design, McGraw-hill.
- Cintra, J. A., Aoki, N., Albiero and Henrique, J. (2011), Fundações diretas: projeto geotécnico, Oficina de Textos.
- ERREIRA, Priscila Feitosa de Sá (2017), Estacas de seção circular semienterradas submetidas a cargas laterais
- PINHO, F.O.; BELLEY, I.H. (2020), Manual de pontes e viadutos em Vigas Mistas, 2ª edição, CBCA.
- FAKURY, R.H., SILVA, A.L.R.C; CALDAS, R.B. (2016), Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto, Pearson.

5.0 MODELO DE CÁLCULO

Em uma primeira análise da ponte em estudo, percebe-se que o comportamento global da superestrutura se dá de forma isostática. Contudo, a distribuição dos esforços entre cada um dos elementos que compõe a superestrutura e a sua interação com os demais elementos que compõe a ponte se dá de forma mais complexa. Salienta-se também, que a interação solo-estrutura não é algo que se possa quantificar analiticamente sem uso de equações diferenciais com razoável nível de complexidade. Frente a esta conjuntura, a determinação dos esforços solicitantes em cada elemento da estrutura foi feita por meio de modelos numéricos.

Dentre os diversos métodos de modelagem numérica existentes na literatura (Métodos dos Elementos Finitos, Método dos Elementos de Contorno, Métodos das Faixas Finitas, Método dos Elementos Finitos Generalizados, etc) optou-se pelo o uso do Método dos Elementos Finitos clássico, de agora em diante denominado no presente texto como MEF. Frente esta escolha, fez necessário o uso de um software capaz de gerar modelos de elementos finitos com facilidade de uso e confiabilidade garantida. Dentre os diversos softwares disponíveis no mercado optou-se pelo o uso do “CSiBridge” (versão 21.0.2).

Nos modelos elaborados, quando se fez necessário modelar elementos estruturais planos delgados sujeitos a solicitações normais e tangenciais, utilizaram-se elementos finitos de casca delgada denominados pelo programa como “shell thin”. As shell's thin são elementos planos de quatro ou três nós cuja formulação combina o comportamento de membrana ao comportamento de flexão de placas delgadas.

A idealização matemática do comportamento de membrana usa uma formulação paramétrica que inclui todos os esforços decorrentes de deslocamentos no plano médio da casca e esforços decorrente do momento de torção paralelo ao eixo ortogonal ao plano médio da casca.

O comportamento a flexão da “shell thin” é formulado segundo a teoria de placas delgadas de Kirchhoff - Love.

Cada “shell thin” possui um sistema de eixos locais na qual são definidas as orientações das propriedades dos materiais (recurso que possibilita a simulação de materiais anisotrópico e ortotrópico), carregamentos e esforços solicitantes. A Figura 6 e Figura 7 apresentam o sistema de coordenadas locais para uma “shell thin” com quatro e três nós respectivamente.

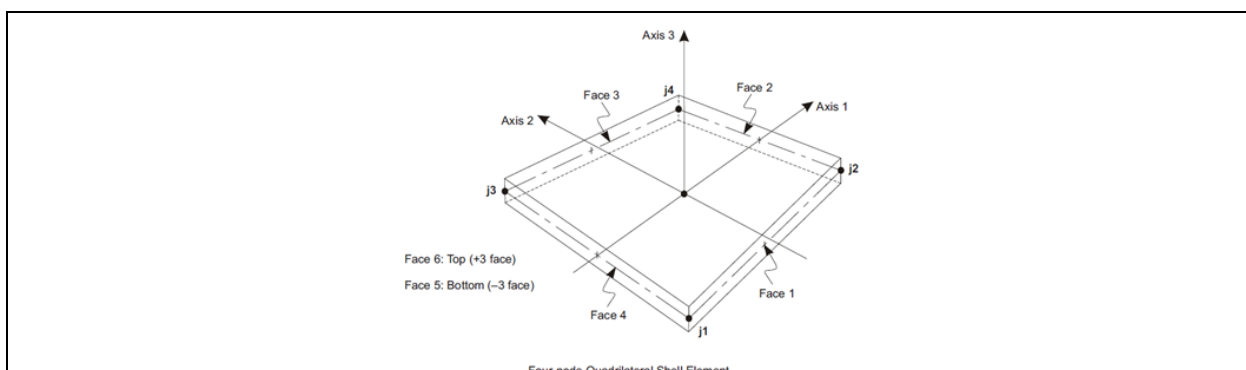


Figura 6 – Sistema de coordenadas de um elemento do tipo shell com quatro nós

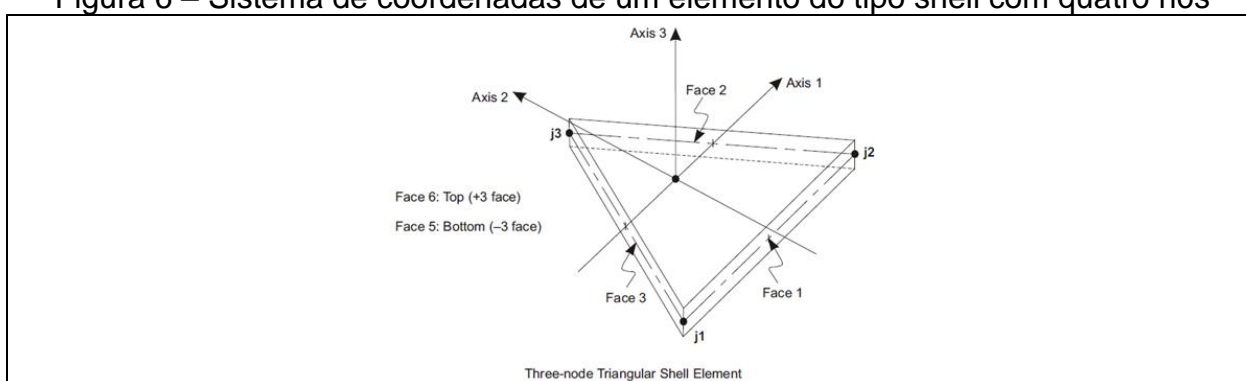


Figura 7 – Sistema de coordenadas de um elemento do tipo shell com três nós

A matriz de rigidez destes elementos é obtida por meio de uma formulação isoparamétrica e integração numérica com o uso de quatro pontos de integração. As tensões e forças internas nos elementos são determinadas em 2x2 pontos de Gauss e extrapoladas para os nós do elemento.

Quando se fez necessário modelar elementos estruturais planos medianamente espessos (espessura maior que um décimo do vão) sujeitos a solicitações normais e tangenciais, utilizaram-se elementos finitos de casca medianamente espessa e denominados pelo programa como “shell thick”. O elemento “shell thick” se difere do elemento “shell thin” no seu comportamento a flexão. O elemento de shell thick possui seu comportamento a flexão baseado na teoria de Mindlin–Reissner para placas medianamente espessas.

Elementos estruturais que permitem a sua idealização por meio de elementos unidimensionais, tais como, pilares, vigas e estacas, foram modelados utilizando elementos finitos de pórtico espacial generalizado e denominados pelo programa com “Frame”. A formulação das frame’s inclui os efeitos da flexão biaxial, torção, deformação axial e distorções causadas pelas tensões tangenciais (formulação baseada na viga de Timoshenko). Cada elemento do tipo frame possui dois nós com seis graus de liberdade cada.

As frames possuem um sistema de eixo local onde são definidas as orientações das propriedades dos materiais, carregamentos e esforços solicitantes. A Figura 8 apresenta o sistema de coordenadas local do de um do tipo frame.

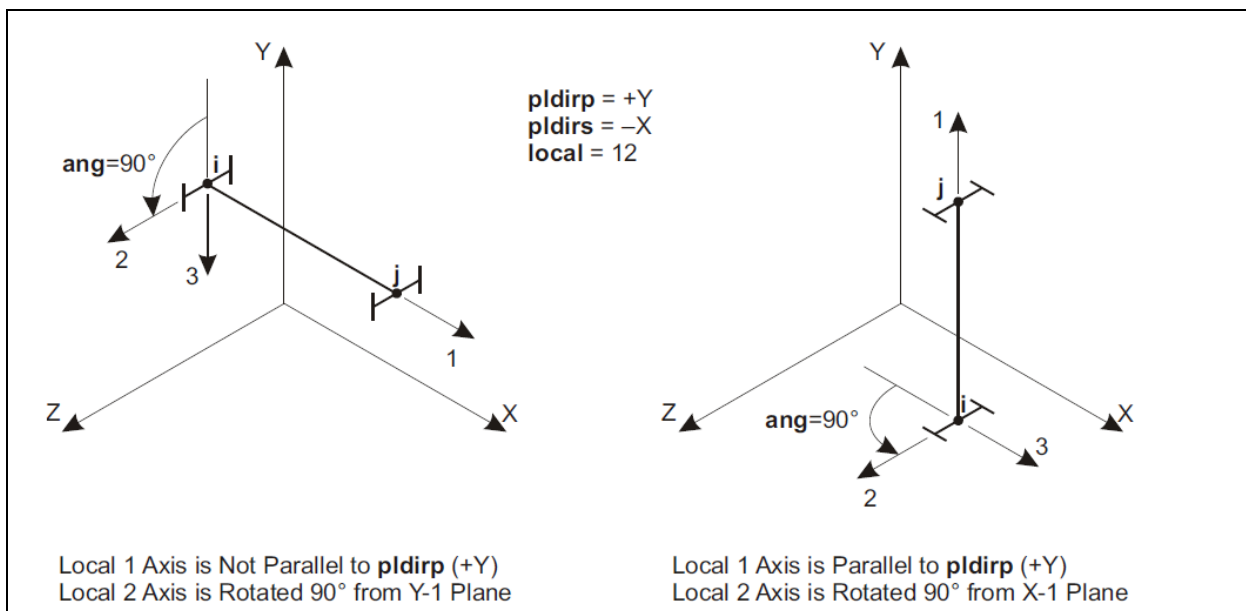


Figura 8 – Sistema de coordenadas de um elemento do tipo frame

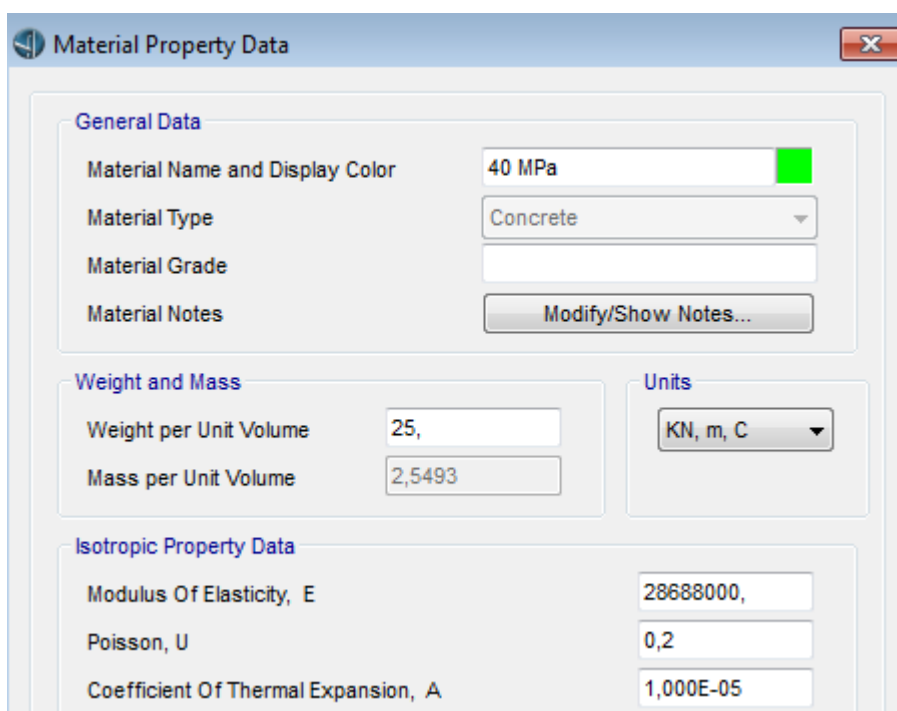
A transferência de carga da superestrutura para a mesoestrutura foi feita por intermédio de um elemento que simula o aparelho de apoio.

A interface da estrutura com o solo foi modelada com o uso de molas elásticas, fisicamente não lineares (distinção entre o comportamento a compressão e tração) e cujas rizezas foram calculadas com base nas propriedades do solo.

A acurácia dos modelos elaborados foi garantida com o uso de um número de elementos suficientes para que não haja diferença significativa entre os resultados obtidos com a presente malha e os resultados de uma malha com maior discretização. Em malhas elaboradas com elementos de cascas e elementos sólidos, evitou-se o uso de elementos com elevado grau de distorção e o uso de elementos triangulares (elementos com acurácia inferior aos elementos quadrilaterais).

A seguir são apresentados os dados de entrada referentes aos materiais e à geometria dos elementos estruturais da ponte.

Figura 9 – Modelo Estrutural da ponte no programa CSiBridge



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: 40 MPa

Material Type: Concrete

Material Grade:

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25,

Mass per Unit Volume: 2,5493

Units

KN, m, C

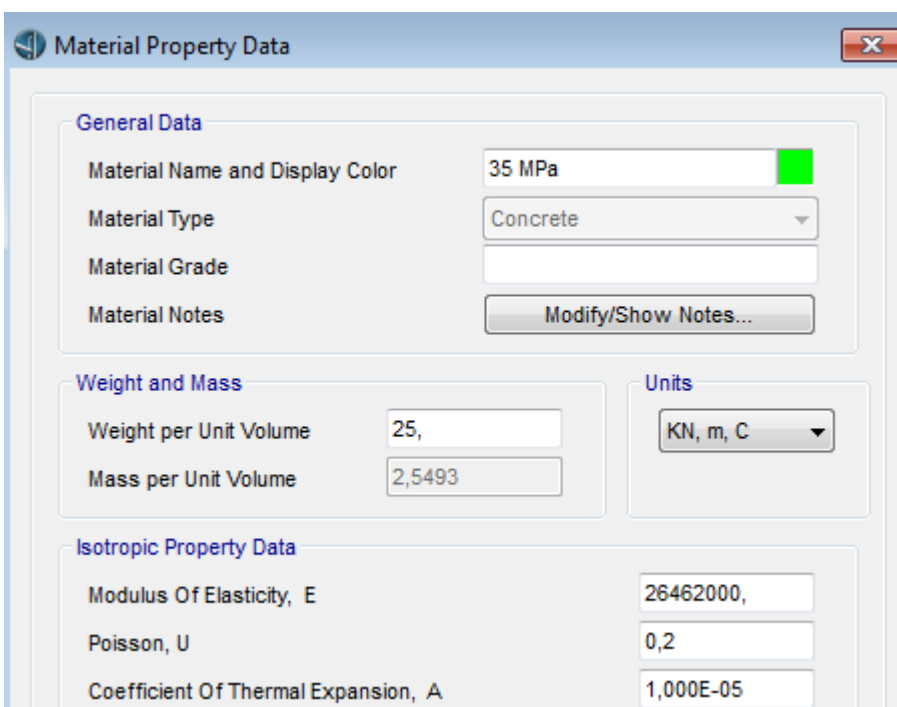
Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 28688000,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Figura 10 – Propriedades do concreto do tabuleiro, $f_{ck} = 40$ MPa



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: 35 MPa

Material Type: Concrete

Material Grade:

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25,

Mass per Unit Volume: 2,5493

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 26462000,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Figura 11 – Propriedades do concreto dos demais elementos, $f_{ck} = 35$ MPa

The screenshot shows a software window titled "Material Property Data" with a close button in the top right corner. The window is divided into three main sections:

- General Data:** Includes a text field for "Material Name and Display Color" containing "20 MPa" with a green color swatch, a dropdown menu for "Material Type" set to "Concrete", an empty text field for "Material Grade", and a button labeled "Modify/Show Notes..." for "Material Notes".
- Weight and Mass:** Includes text fields for "Weight per Unit Volume" (25,) and "Mass per Unit Volume" (2,5493). To the right is a "Units" dropdown menu set to "KN, m, C".
- Isotropic Property Data:** Includes text fields for "Modulus Of Elasticity, E" (20285000,), "Poisson, U" (0,2), and "Coefficient Of Thermal Expansion, A" (1,000E-05).

Figura 12 – Propriedades do concreto das estacas, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

6.0 CARREGAMENTOS

6.1 CARGAS PERMANENTES

6.1.1 PESO PRÓPRIO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O peso próprio dos elementos estruturais é calculado automaticamente pelo programa CSiBridge, uma vez que são atribuídas seção, propriedades geométricas e propriedades dos materiais que os compõe.

- PP: calculado pelo programa *CSiBridge*, considerando-se $\gamma_{conc.}=25\text{kN/m}^3$;
- Capeamento: espessura de 5cm $\rightarrow q = 0,05\text{m} \times 24\text{kN/m}^3 = 1,2\text{kN/m}^2$;
- Recapeamentos futuros: $q = 2,0\text{kN/m}^2$;
- Guarda-Rodas tipo New Jersey: $A = 0,232\text{m}^2/\text{m} \rightarrow q = 5,8 \text{ kN/m}$ (cada lado).

6.2 $\Phi\Phi$ CARGAS MÓVEIS

6.2.1 CARGAS MÓVEIS VERTICAIS

A carga móvel vertical é representada pelo carregamento gerado pelo tráfego de veículos conforme especificado pela NBR7188:2013 item 5.1 (pg.3 a pg.5). Foi considerado veículo tipo TB-450, que possui uma carga concentrada "P" de 75 kN/roda e carga distribuída "p" de 5kN/m² em seu entorno, conforme ilustrado abaixo.

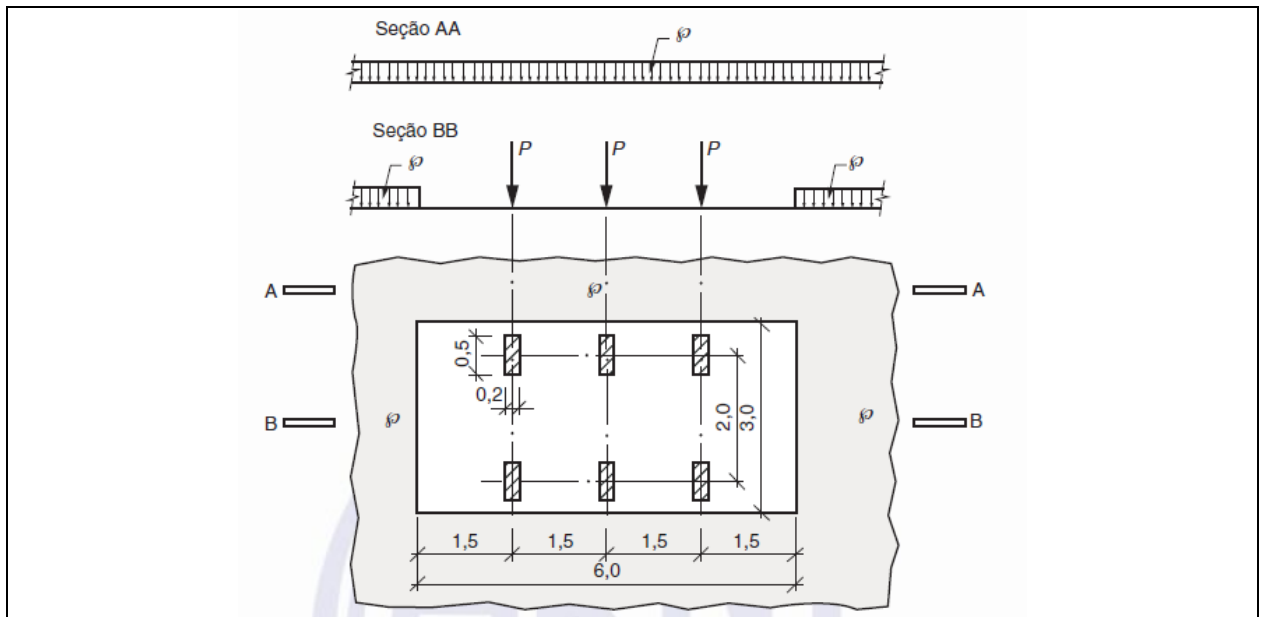


Figura 13 – Disposição das cargas estáticas do TB-450

A carga móvel assume posição qualquer em toda a pista rodoviária com as rodas na posição mais desfavorável, inclusive acostamento e faixas de segurança. A carga distribuída é aplicada na posição mais desfavorável, independentemente das faixas rodoviárias.

A fim de considerar o efeito dinâmico das cargas móveis, serão calculados a seguir os coeficientes de ponderação CIV, CNF e CIA conforme o item 5.1.2 da NBR 7188/2013.

- Coeficiente de Impacto Vertical (CIV):

CIV = 1,35, para estruturas com vão menor do que 10,0 m;

$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$, para estruturas com vão entre 10,0 m e 200,0 m;

onde

L_{iv} é o vão em metros para o cálculo CIV, conforme o tipo de estrutura,

sendo;

L_{iv} usado para estruturas de vão isostático. L_{iv} : média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos;

L_{iv} é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

L é o vão, expresso em metros (m).

Para estruturas com vãos acima de 200,0 m, deve ser realizado estudo específico para a consideração da amplificação dinâmica e definição do coeficiente de impacto vertical.

Coeficiente de impacto vertical CIV para o vão isostático de 31,20 m:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{31,20 + 50} \right) = 1,261$$

Coeficiente de impacto vertical CIV para o vão isostático de 22,20 m:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{22,20 + 50} \right) = 1,293$$

Coeficiente de impacto vertical CIV para os vãos contínuos de 20,70 m e 20,80 m:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{20,75 + 50} \right) = 1,299$$

Os coeficientes de impacto vertical são aplicados nas combinações de ações e computados nos esforços de pilares, blocos e estacas para seu dimensionamento estrutural.

Para o dimensionamento das lajes e transversinas foram consideradas combinações específicas com $CIV = 1,35$.

- Coeficiente de Número de Faixas (CNF):

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9$$

onde "n" é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (2 - 2) = 1$$

- Coeficiente de Impacto Adicional (CIA):

Os esforços das cargas móveis definidas devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente de impacto adicional, abaixo definido:

$CIA = 1,25$, para obras em concreto ou mistas.

6.2.2 FRENAGEM E/OU ACELERAÇÃO

As forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são um percentual da carga característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável, concomitantemente com a respectiva carga:

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$$

Onde:

$$H_f \geq 135 \text{ kN};$$

B é a largura efetiva, expressa em metros (m), da carga distribuída de 5 kN/m²;

L é o comprimento concomitante, expresso em metros (m), da carga distribuída.

Portanto, tem se:

$$H_f = 0,25 * 11,4 * 134,8 * 1 = 384,18 \text{ kN} > 135 \text{ kN} \rightarrow H_f = 384,18 \text{ kN}.$$

6.2.1 FORÇA CENTRÍFUGA

As forças horizontais provenientes da força centrífuga em obras com curvatura horizontal, aplicadas no nível da pista de rolamento, são um percentual da carga do veículo tipo aplicado sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável, concomitante com a respectiva carga.

Para curva com raio inferior a 200 m:

$$H_{fc} = 2,4 P$$

Para curva com raio entre 200 e 1500 m:

$$H_{fc} = 480 \frac{P}{R}$$

Para curva com raio superior a 1500 m:

$$H_{fc} = 0$$

Onde:

$$P \geq 75 \text{ kN};$$

R é o raio de curvatura, expresso em metros (m).

Portanto, tem se:

$$H_f = 2,4 P = 180 \text{ kN}$$

6.2.1 COLISÃO AO NÍVEL DO TABULEIRO

Será considerada uma carga de 100kN perpendicular ao tráfego no topo dos guarda rodas.

6.3 CARGA DE VENTO

A NBR7187:2003, recomenda por meio do item 7.2.3 (pg.6), que a força estática equivalente decorrente da pressão de vento deve ser determinada segundo as prescrições da NBR 6123:2019.

Serão adotadas duas hipóteses para a atuação da carga do vento no sentido transversal. Uma, considerando se a ponte cheia e outra, considerando se a ponte vazia de veículos.

Para o caso de ponte cheia, a carga de vento foi considerada atuando até uma altura de 2 metros acima do pavimento asfáltico.

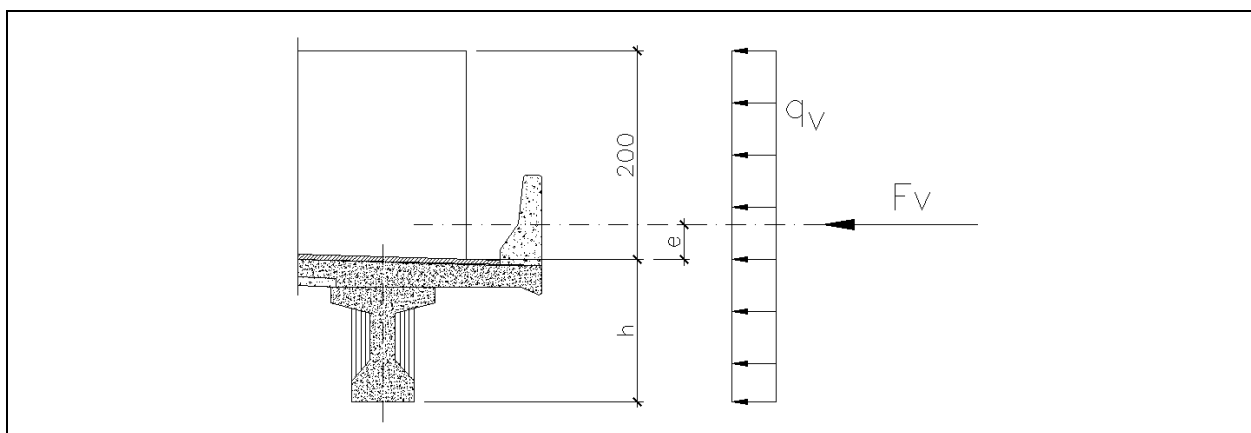


Figura 14 – Hipótese de ponte cheia

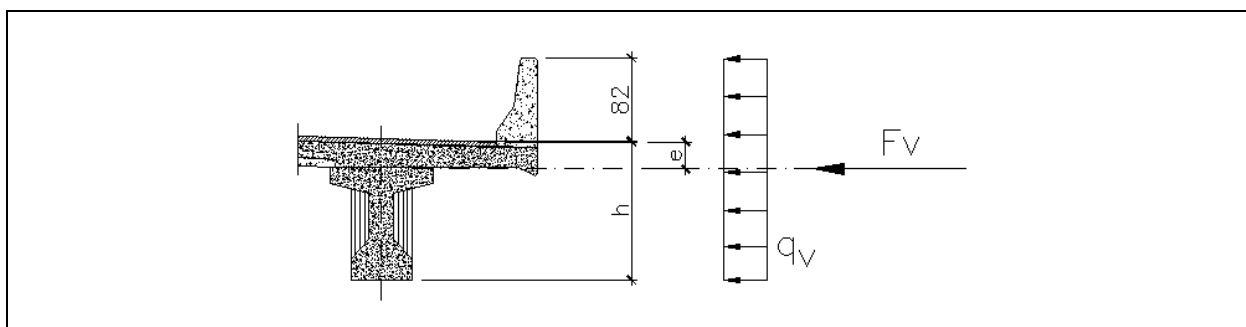


Figura 15 – Hipótese de ponte vazia

1ª Hipótese: ponte cheia

- $h = 1,87\text{m}$;
- Altura da batida = $1,87\text{m} + 2,00\text{m} = 3,87\text{m}$;
- $q_v = 1 \text{ kN/m}^2$;
- $F_v = 1,0 \times 3,87 = 3,87 \text{ kN/m}$.

2ª Hipótese: ponte vazia

- $h = 1,87\text{m}$;
- Altura da batida = $1,87\text{m} + 0,82\text{m} = 2,69\text{m}$;
- $q_v = 1,5 \text{ kN/m}^2$;
- $F_v = 1,5 \times 2,69 = 4,04 \text{ kN/m}$.

→ Será adotada a 2ª hipótese → $4,04 \text{ kN/m}$ e $2,12 \text{ kN.m/m}$ distribuída ao longo do eixo da ponte, onde $e=0,44\text{m}$ ($1,87\text{m} - 2,69\text{m} / 2 = 0,53\text{m}$).

6.4 VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Será considerado um acréscimo/redução de temperatura de $\pm 15^\circ\text{C}$ na laje do tabuleiro.

Será considerado um gradiente de temperatura de $+7^\circ\text{C}$ na laje do tabuleiro.

7.0 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

Os carregamentos atuantes na ponte em questão foram combinados de forma a obter uma envoltória de esforços para verificação dos estados limites últimos e estados limites de utilização. Para tal, as ações foram classificadas como ações permanentes e ações variáveis da seguinte forma:

Ações permanentes:

- Peso próprio dos elementos estruturais;
- Peso do capeamento;
- Recapeamentos futuros;
- Forças de protensão;
- Deformações impostas (retração e fluência).

Ações variáveis:

- Cargas móveis (Trem tipo e Frenagem / Aceleração / Centrífuga);
- Carga de Vento;
- Variações de temperatura.

Frente ao grande número de carregamentos a qual a estrutura está sujeita, as cargas serão agrupadas segundo a sua natureza.

Apresenta-se em continuação a definição de cada uma das combinações elaboradas.

7.1 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS

Segundo a NBR 8681:2004, item 5.1.3.1, as combinações últimas normais são dadas por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_q \cdot \left[F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot F_{qj,k}) \right]$$

Onde:

$F_{Gi,k}$, é o valor característico das ações permanentes;

$F_{q1,k}$, é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{0j} \cdot F_{qj,k}$, é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

7.2 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS ESPECIAIS OU DE CONSTRUÇÃO

Segundo a NBR 8681:2004, item 5.1.3.2, as combinações últimas especiais ou de construção são dadas por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_q \cdot \left[F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j,ef} \cdot F_{qj,k}) \right]$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes,

$F_{q1,k}$ é o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada;

$\psi_{0j,ef}$ é igual ao fator ψ_{0j} adotado nas combinações normais, salvo quando a ação principal F_{q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\psi_{0j,ef}$, pode ser tomado com o correspondente a ψ_{2j} .

7.3 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS EXCEPCIONAIS

Segundo a NBR 8681:2004, item 5.1.3.3, as combinações últimas normais são dadas por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \gamma_q \cdot \left[\sum_{j=1}^n (\psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k}) \right]$$

Onde:

$F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional.

7.4 COMBINAÇÕES QUASE PERMANENTES DE SERVIÇO

Segundo a NBR 8681:2004, item 5.1.5.1, " Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_{2j} \cdot F_{Qk}$. Sendo assim, tem-se que:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

7.5 COMBINAÇÕES FREQUENTES DE SERVIÇO

Segundo a NBR 8681:2004, item 5.1.5.2, "nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal é tomada com se valor frequente $\psi_1 \cdot F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_{2j} \cdot F_{Qk}$ ". Sendo assim, tem-se que:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Qj,k})$$

7.6 COMBINAÇÕES RARAS DE SERVIÇO

Segundo a NBR 8681:2004, item 5.1.5.3, "nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com o seu valor característico $F_{Q1,k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_{1j} \cdot F_{Qk}$ ". Sendo assim tem-se que:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} \cdot F_{Qj,k})$$

7.7 FATORES PARA AS COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

Na elaboração das combinações normais e de construção utilizaram-se os fatores de majoração especificados no item 5.1.4.2 da NBR 8681:2004, que por sua vez são reproduzidos as seguir:

Tabela 2 — Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Figura 16 – Fatores de majoração para as cargas permanentes

Tabela 5 — Ações variáveis consideradas conjuntamente¹⁾

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

Figura 17 – Fatores de majoração para as cargas variáveis

7.8 FATORES PARA AS COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

Na elaboração das combinações normais e de construção utilizaram-se os fatores de majoração especificados no item 5.1.4.4 da NBR 8681:2004, que por sua vez são reproduzidos as seguir:

<i>Ações</i>	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>Vento</i>			
<i>Pressões dinâmicas do vento nas estruturas em geral</i>	0,6	0,3	0
<i>Temperatura</i>			
<i>Variações uniformes de temperatura em relação a média anual local</i>	0,6	0,5	0,3
<i>Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos</i>			
<i>Passarelas de pedestres</i>	0,6	0,4	0,3
<i>Pontes rodoviárias</i>	0,7	0,5	0,3
<i>Pontes ferroviárias não especializadas</i>	0,8	0,7	0,5
<i>Pontes ferroviárias especializadas</i>	1	1	0,6
<i>Vigas de rolamento de pontes rolantes</i>	1	0,8	0,5

Figura 18 – Fatores de combinação de redução para as ações variáveis

7.9 COMBINAÇÕES ADOTADAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO

Portanto, para a ponte em questão, foram adotadas as seguintes combinações:

Combinação 1: $1,00 \times$ Cargas Permanentes Mínimas → Carregamento mínimo nominal da Ponte: PP + capeamento + guarda rodas;

Combinação 2: $1,00 \times$ Cargas Permanentes Máximas → PP + capeamento + recapeamentos futuros + guarda-rodas;

Combinação 3: Verificação das longarinas para ELS-F durante a operação da ponte → $1,00 \times$ Cargas Permanentes + $1,00 \times$ Protensão Vigas + $0,5 \times$ Cargas Móveis;

Combinação 4: Verificação das longarinas para ELS-D durante a operação da ponte → $1,00 \times$ Cargas Permanentes + $1,00 \times$ Protensão Vigas + $0,3 \times$ Cargas Móveis;

Combinação 5: Verificação das longarinas para ELS-F durante a construção da ponte → $1,00 \times$ Cargas Permanentes + $1,00 \times$ Protensão Vigas + $0,5 \times$ Cargas Móveis;

Combinação 6: Verificação das longarinas para ELS-D durante a construção da ponte → $1,00 \times$ Cargas Permanentes + $1,00 \times$ Protensão Vigas + $0,3 \times$ Cargas Móveis;

Combinação 7: Verificação das longarinas ao ELU no ato da protensão → $1,00 \times$ PP_{viga} + $1,10 \times$ Protensão;

Combinação 8: ELU das longarinas, travessas, pilares, blocos e cintas – 1ª hipótese → $1,35 \times$ Cargas Permanentes + $1,5 \times$ Cargas Móveis + $1,5 \times 0,6 \times$ Vento + $1,5 \times 0,6 \times$ Temperatura;

Combinação 9: ELU das longarinas, travessas, pilares, blocos e cintas – 2ª hipótese → $1,35 \times$ Cargas Permanentes + $1,5 \times$ Cargas Móveis + $1,5 \times 0,6 \times$ Vento;

Combinação 10: ELU das lajes e transversinas – 1ª hipótese → $1,35 \times$ Cargas Permanentes + $1,5 \times$ Cargas Móveis + $1,5 \times 0,6 \times$ Vento + $1,5 \times 0,6 \times$ Temperatura;

Combinação 11: ELU das lajes e transversinas – 2ª hipótese → $1,35 \times$ Cargas Permanentes + $1,5 \times$ Cargas Móveis + $1,5 \times 0,6 \times$ Vento;

Combinação 12: ELU das lajes e transversinas – 5ª hipótese → $1,1 \times$ Cargas Permanentes + $1,0 \times$ Impacto no Guarda Rodas + $0,6 \times$ Cargas Móveis (sem CIA) + $0,6 \times$ Vento;

Combinação 13: Carregamento máximo nominal para verificação da fadiga na armadura passiva das longarinas → 1,00 x Cargas Permanentes + 0,5 x Cargas Móveis;

Combinação 14: Carregamento máximo nominal para verificação da fadiga na armadura da laje do tabuleiro → 1,00 x Cargas Permanentes + 0,8 x Cargas Móveis;

Combinação 18: Cargas nas estacas – 1ª hipótese → 1,00 x Cargas Permanentes Máximas + 1,0 x Cargas Móveis + 1,0 x Vento + 1,0 x Temperatura;

Combinação 19: Cargas nas estacas – 1ª hipótese → 1,00 x Cargas Permanentes Máximas + 1,0 x Cargas Móveis + 1,0 x Vento.

Combinação 20: Verificação da flecha nas longarinas para ELS-DEF → 1,00 x Cargas Permanentes Máximas + 0,3 x Cargas Móveis.

7.10 COMBINAÇÕES ADOTADAS PARA ESTRUTURAS DE AÇO

Para o viaduto em questão, foram adotadas as seguintes combinações:

Agrupamentos:

CP - Permanentes totais = peso próprio + guarda-rodas + pavimentação + recapeamento

CP₁ - Permanentes (seção de aço trabalhando isoladamente) = peso próprio

CP₂ - Permanentes adicionais = pavimentação + recapeamento + guarda rodas

CP_{min} - Permanentes mínimas = peso próprio + guarda-rodas + pavimentação

W - Vento (envoltória dos esforços)

T - Temperatura (envoltória dos esforços para os casos considerados)

Móvel - (envoltória dos esforços para o TB45 + Multidão multiplicados pelo coeficiente de impacto vertical + Aceleração /Frenagem) x CIA (onde aplicável)

Q - Variáveis (carregamento temporário durante a concretagem)

Combinações para Estado Limite Último - Antes da cura do concreto da laje

$$CC1 = CP_1 \times 1,25 + Q \times 1,30$$

$$CC2 = CP_1 \times 1,25 + W$$

Combinações para Estado Limite Último - Após a cura do concreto da laje

$$CN1 = CP \times 1,35 + \text{Móvel} \times CIA \times 1,50$$

(Móvel como ação principal)

$$CN2 = CP_{min} \times 1,00 + \text{Móvel} \times CIA \times 1,50$$

(Móvel como ação principal, permanente favorável)

$$CN3 = CP \times 1,35 + \text{Móvel} \times CIA \times 1,50 + 0,84 W$$

(Móvel como ação principal, com vento)

$$CN4 = CP \times 1,35 + \text{Móvel} \times CIA \times 1,05 + 1,40 W$$

(Vento como ação principal, com móvel)

$$CN5 = CP_{\min} \times 1,00 + 1,40 W$$

(Vento como ação principal, permanente favorável)

$$CN6 = CP_{\min} \times 1,00 + \text{Móvel} \times CIA \times 1,05 + 1,40 W$$

(Vento como ação principal, com móvel, permanente favorável)

$$CN7 = CP \times 1,35 + \text{Móvel} \times CIA \times 1,50 + 0,84 W + 0,72 T$$

(Móvel principal, com vento e temperatura)

$$CN8 = CP \times 1,35 + \text{Móvel} \times CIA \times 1,05 + 0,84 W + 1,20 T$$

(Temperatura como ação principal, com móvel e vento)

$$CN9 = CP_{\min} \times 1,00 + 1,20 T$$

(Temperatura como ação principal, permanente favorável)

$$CN10 = CP_{\min} \times 1,00 + 0,84 W + 1,20 T$$

(Temperatura como ação principal, com vento, permanente favorável)

Para a verificação da fadiga na estrutura de aço foi utilizada a seguinte combinação:

$$F_{d,fad} = 0,5 \text{ Móvel}$$

Combinações para Estado Limite de Serviço

Para verificação do deslocamento máximo da estrutura

CS1 = 0,5 Móvel

Para determinação da contra-flecha da longarina

CS2 = CP1 (viga isolada) + CP2 (viga mista)

8.0 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DO TABULEIRO

8.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

Para análise da laje foram consideradas duas etapas de dimensionamento. Na 1ª etapa será calculado o tabuleiro com espessura de 22cm e na 2ª etapa será feita a verificação das pré-lajes

- Direção Longitudinal

- $M_d = 58,6 \text{ kN.m}$

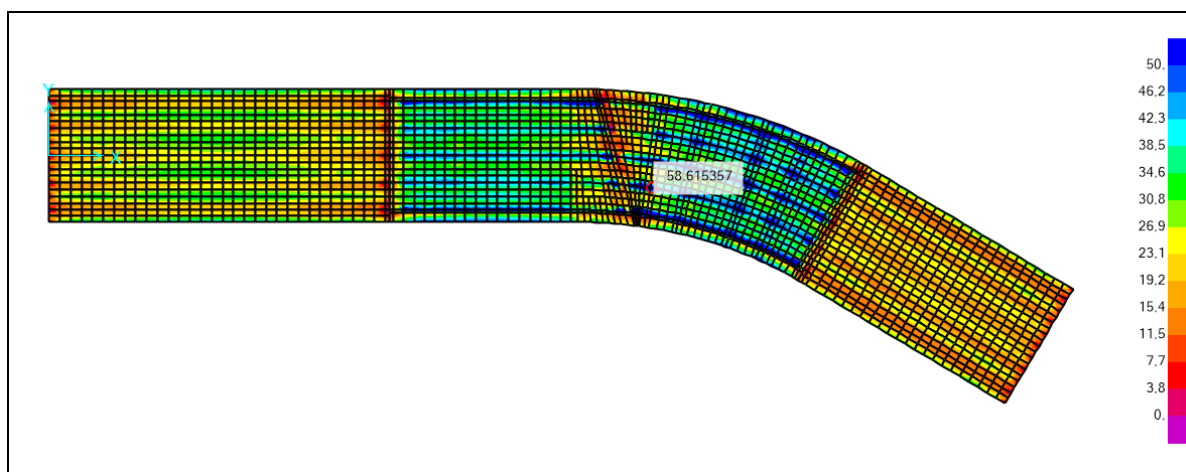


Figura 19 – Envoltória de Momento Fletor Máximo

- Direção Transversal

- $N_d = 45 \text{ kN/m}$

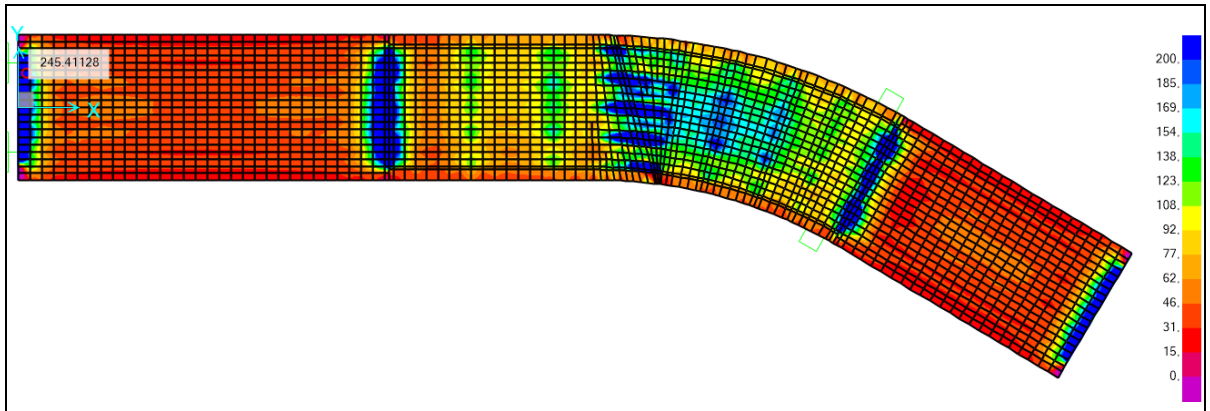


Figura 20 – Envolvória de Força Normal Máxima – kN/m

- Md = 55,7 kN.m

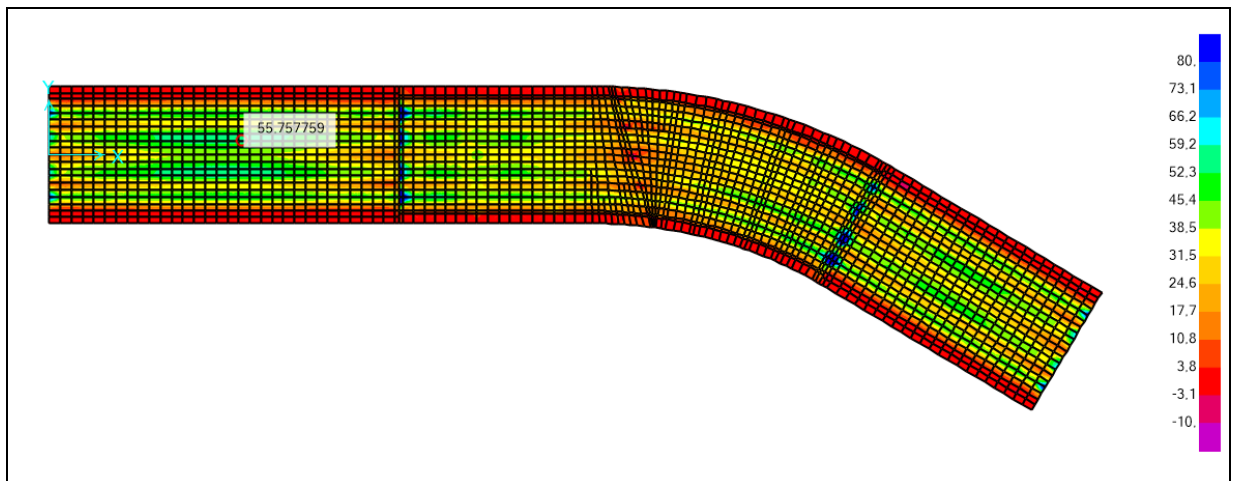


Figura 21 – Envolvória de Momento Fletor Máximo – kN.m/m – Meio do Vão
- Md = 64,3 kN.m

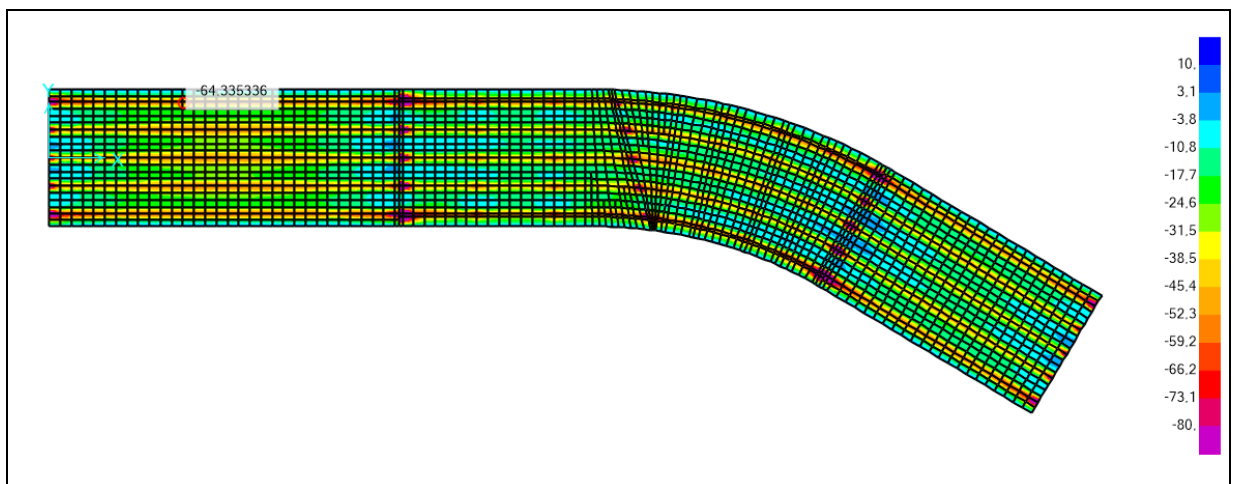


Figura 22 – Envoltória de Momento Fletor Mínimo – kN.m/m – Meio do Vão

- $M_d = -86,9 \text{ kN.m/m}$

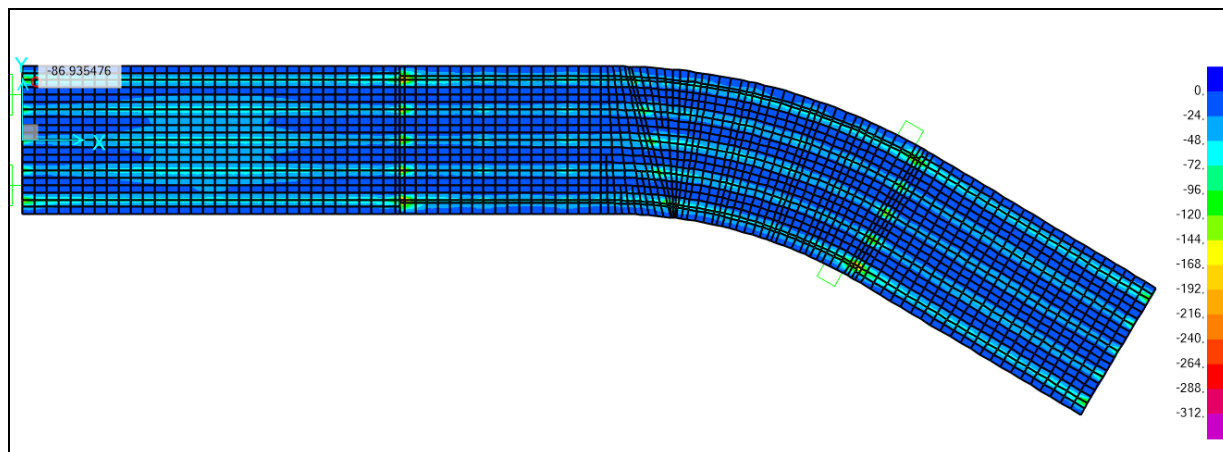


Figura 23 – Envoltória de Momento Fletor Mínimo – kN.m/m – Extremidade

- $N_d = 1027 \text{ kN.m/m}$

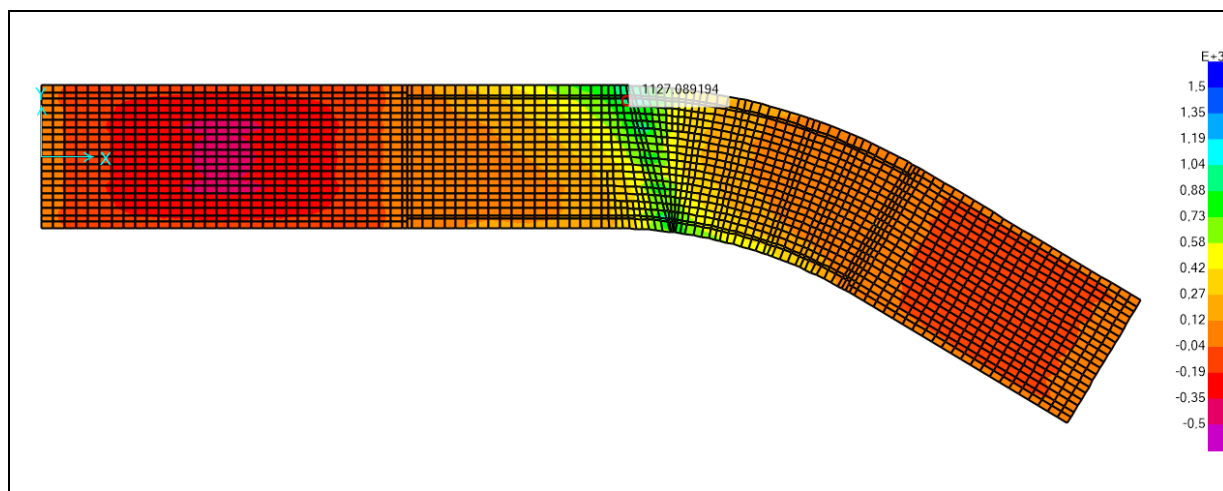


Figura 24 – Envoltória de Esforço Normal máximo sobre o apoio intermediário – kN.m/m – Extremidade

- Vd = 69 kN/m

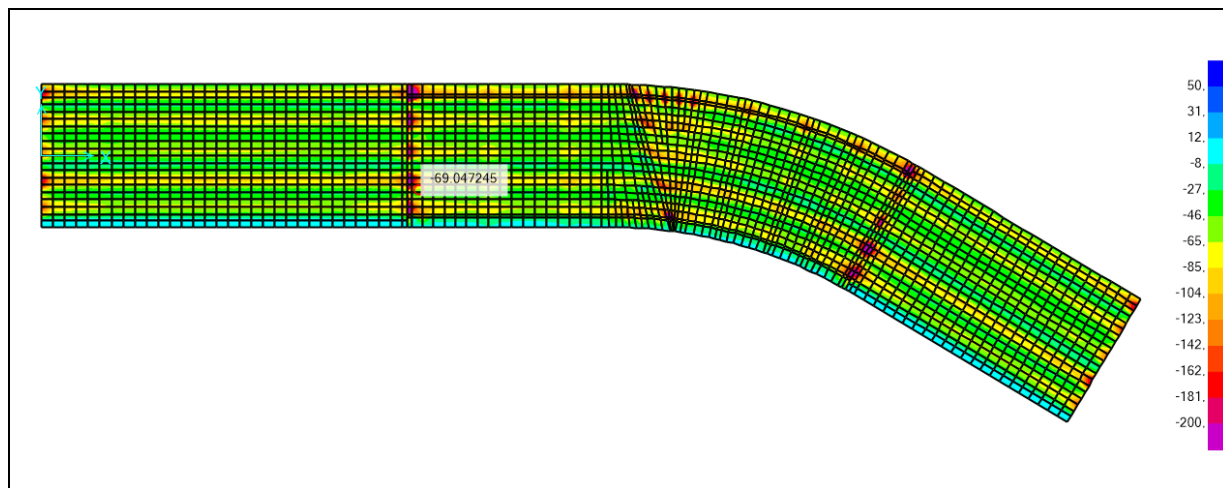


Figura 25 – Envoltória de Força Cortante – kN/m

8.2 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS

- Cálculo das armaduras – Vão 01

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014										fck (Mpa)	40,00
										fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU				
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	As' (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)
Armadura Inferior Longitudinal	100,00	22,00	13,50	8,50	50,5		9,15	Ø 12,5 c.10	0,00	0,00	3,94
Armadura Superior Longitudinal	100,00	22,00	16,00	6,00	21,4		3,13	Ø 12,5 c.12,5	0,00	0,00	3,94
Armadura Superior Transversal - Meio do Vão	100,00	22,00	17,00	5,00	64,3	50,44	9,85	Ø 16 c.15	0,00	0,00	3,94
Armadura Superior Transversal - Extremidades	100,00	22,00	17,00	5,00	86,9	245,41	15,97	Ø16 c.10	0,00	0,00	3,94
Armadura Inferior Transversal - Meio do Vão	100,00	22,00	17,50	4,50	55,7	50,44	8,31	Ø16 c.10	0,00	0,00	3,94
Armadura Inferior Transversal - Extremidades	100,00	22,00	17,50	4,50	74	245,41	13,64	Ø 16 c.12,5	0,00	0,00	3,94

- Verificação de Fadiga – Vão 01

VERIFICAÇÃO DA FADIGA NA ARMADURA												
Identificação	Md,serv.máx (kN.m)	σ ,max (MPa)	Md,serv.Mín. (kN.m)	σ ,mín (MPa)	Bitola adotada (mm)	$\Delta\sigma$	Δf_{sd} ,fad, min	K,fad	As,fad	K,fiss	As,fiss	As Adotada
Armadura Inferior Longitudinal	18,36	174,82	-4,15	-40	12,5	214,33	190	1,13	10,32	1,00	10,32	Ø 12,5 c.10
Armadura Superior Longitudinal	10,50	196,05	-4,15	-77	12,5	273,54	190	1,44	5,67	1,00	5,67	Ø 12,5 c.12,5
Armadura Superior Transversal - Meio do Vão	29,54	207,60	-6,11	-43	16,0	250,53	190	1,32	12,98	1,00	12,98	Ø 16 c.15
Armadura Superior Transversal - Extremidades	45,99	199,28	-5,17	-22	16,0	221,68	190	1,17	18,63	1,00	18,63	Ø16 c.10
Armadura Inferior Transversal - Meio do Vão	32,67	264,25	-13,30	-108	16,0	371,83	190	1,96	16,27	1,00	16,27	Ø16 c.10
Armadura Inferior Transversal - Extremidades	38,05	187,57	-3,80	-19	16,0	206,31	190	1,09	14,81	1,00	14,81	Ø 16 c.12,5

Devido o acréscimo na armadura devido a verificação da fadiga e fissuração, a armação adotada será a representada na verificação da fadiga.

- Cálculo das armaduras – Vão 02

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014											fck (Mpa)	40,00
											fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU					
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	A's (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)	
Armadura Inferior Longitudinal	100,00	22,00	13,50	8,50	58,6		10,75	Ø 12,5 c.10	0,00	0,00	3,94	
Armadura Superior Longitudinal - Extremidades	100,00	22,00	16,00	6,00	65,6		9,99	Ø 12,5 c.10	0,00	0,00	3,94	
Armadura Superior Transversal - Meio do Vão	100,00	22,00	17,00	5,00	66,4	270,65	13,27	Ø 16 c.12,5	0,00	0,00	3,94	
Armadura Superior Transversal - Extremidades	100,00	22,00	17,00	5,00	100,3	270,65	18,38	Ø 16 c.10	0,00	0,00	3,94	
Armadura Superior Transversal - Apoio intermediário	100,00	22,00	17,00	5,00	62,5	270,65	12,70	Ø 16 c.12,5	0,00	0,00	3,94	
Armadura Inferior Transversal - Meio do Vão	100,00	22,00	17,50	4,50	73,6	270,65	13,88	Ø 16 c.12,5	0,00	0,00	3,94	
Armadura Inferior Transversal - Extremidades	100,00	22,00	17,50	4,50	52	270,65	10,88	Ø 16 c.12,5	0,00	0,00	3,94	
Armadura Inferior Transversal - Apoio intermediário	100,00	22,00	17,50	4,50	43	270,65	9,59	Ø 12,5 c.10	0,00	0,00	3,94	
Armadura Superior Longitudinal - Apoio intermediário	100,00	22,00	16,00	6,00	62,5	1024,00	25,19	Ø 20 c.12,5	0,00	0,00	3,94	

- Verificação de Fadiga – Vão 02

VERIFICAÇÃO DA FADIGA NA ARMADURA												
Identificação	Md,serv.máx (kN.m)	σ ,max (MPa)	Md,serv.Mín. (kN.m)	σ ,mín (MPa)	Bitola adotada (mm)	$\Delta\sigma$	$\Delta f_{sd,fad}$, min	K,fad	As,fad	K,fiss	As,fiss	As Adotada
Armadura Inferior Longitudinal	17,62	142,84	-4,22	-34	12,5	177,05	190	1,00	10,75	1,00	10,75	Ø 12,5 c.10
Armadura Superior Longitudinal - Extremidades	15,99	117,69	-9,50	-70	12,5	187,62	190	1,00	9,99	1,00	9,99	Ø 12,5 c.10
Armadura Superior Transversal - Meio do Vão	29,46	153,64	-11,04	-58	16,0	211,21	190	1,11	14,75	1,00	14,75	Ø 16 c.12,5
Armadura Superior Transversal - Extremidades	40,73	153,37	-9,97	-38	16,0	190,91	190	1,00	18,47	1,00	18,47	Ø 16 c.10
Armadura Superior Transversal - Apoio intermediário	29,15	158,78	-6,73	-37	16,0	195,44	190	1,03	13,07	1,00	13,07	Ø 16 c.12,5
Armadura Inferior Transversal - Meio do Vão	30,26	146,54	-8,34	-40	16,0	186,93	190	1,00	13,88	1,00	13,88	Ø 16 c.12,5
Armadura Inferior Transversal - Extremidades	39,70	245,23	-4,58	-28	16,0	273,53	190	1,44	15,67	1,00	15,67	Ø 16 c.12,5
Armadura Inferior Transversal - Apoio intermediário	22,10	154,93	-4,41	-31	12,5	185,85	190	1,00	9,59	1,00	9,59	Ø 12,5 c.10
Armadura Superior Longitudinal - Apoio intermediário	5,50	16,05	-28,00	-82	20,0	97,78	185	1,00	25,19	1,00	25,19	Ø20 c.12,5

- Cálculo das armaduras – Vão 03

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014											fck (Mpa)	40,00
											fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU					
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	A's (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)	
Armadura Inferior Longitudinal	100,00	22,00	13,50	8,50	36,0		6,41	Ø 12,5 c.15	0,00	0,00	3,94	
Armadura Superior Longitudinal	100,00	22,00	16,00	6,00	21,4		3,13	Ø 12,5 c.15	0,00	0,00	3,94	
Armadura Superior Transversal - Meio do Vão	100,00	22,00	17,00	5,00	51,5	50,44	7,97	Ø 16 c.15	0,00	0,00	3,94	
Armadura Superior Transversal - Extremidades	100,00	22,00	17,00	5,00	66,0	234,98	12,70	Ø16 c.10	0,00	0,00	3,94	
Armadura Inferior Transversal - Meio do Vão	100,00	22,00	17,50	4,50	63,3	50,44	9,40	Ø16 c.15	0,00	0,00	3,94	
Armadura Inferior Transversal - Extremidades	100,00	22,00	17,50	4,50	92	234,98	16,01	Ø 16 c.12,5	0,00	0,00	3,94	

- Verificação de Fadiga – Vão 03

VERIFICAÇÃO DA FADIGA NA ARMADURA												
Identificação	Md,serv.máx (kN.m)	σ_{max} (MPa)	Md,serv.Mín. (kN.m)	σ_{min} (MPa)	Bitola adotada (mm)	$\Delta\sigma$	$\Delta f_{sd,fad, min}$	K,fad	As,fad	K,fiss	As,fiss	As Adotada
Armadura Inferior Longitudinal	13,03	177,07	-3,69	-50	12,5	227,21	190	1,20	7,67	1,00	7,67	Ø 12,5 c.15
Armadura Superior Longitudinal	11,22	209,50	-8,70	-162	12,5	371,94	190	1,96	7,71	1,00	7,71	Ø 12,5 c.15
Armadura Superior Transversal - Meio do Vão	28,38	246,50	-5,43	-47	16,0	293,66	190	1,55	12,31	1,00	12,31	Ø 16 c.15
Armadura Superior Transversal - Extremidades	41,04	223,56	-5,70	-31	16,0	254,61	190	1,34	17,02	1,00	17,02	Ø16 c.10
Armadura Inferior Transversal - Meio do Vão	26,46	189,27	-8,16	-58	16,0	247,64	190	1,30	12,25	1,00	12,25	Ø16 c.15
Armadura Inferior Transversal - Extremidades	32,22	135,29	-3,00	-13	16,0	147,89	190	1,00	16,01	1,00	16,01	Ø 16 c.12,5

8.3 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

Para verificar o cisalhamento, verificou-se primeiro se a seção de concreto resiste aos esforços solicitantes sem a necessidade de armaduras transversais. Tomando como a ABNT NBR 6118:2014 temos que caso $V_{sd} \leq V_{Rd1}$ não é necessário armar elementos lineares com $b_w \geq 5d$ ao cisalhamento.

Sendo a força cortante de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

Onde:

$\tau_{Rd} = 0,25 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$, sendo τ_{Rd} a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento

k é um coeficiente estabelecido por norma;

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d}$ é a taxa de armadura da seção em análise;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$, é a tensão de compressão atuante na seção em análise.

- Laje do Tabuleiro

Dados			
Base da Seção de Concreto (b_w ou b_f)	1,00	m	
Altura da Seção de Concreto (h)	0,220	m	
Cobrimento (d')	0,040	m	
Área de armação longitudinal (A_s)	16,08	cm ²	
Área de concreto (A_c)	0,220	m ²	
Resistência nominal do concreto (f_{ck})	40	MPa	
Resistência de cálculo (f_{ywd})- Item 19.4.2	363	MPa	
Coeficiente de minoração da resistência (γ_c)	1,40		
Modelo I (NBR 6118/2014: 19.4.1)			
Fases			
f_{ctd}	$(0,7 + 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$	1,75	MPa
k	Valor absoluto de: $1,6 - d$	1,42	m
ρ	$A_s / (b_w \cdot d)$	0,0089	
σ_{cp}	$N_s / (b_w \cdot h)$	0,00	MPa
V_{Rd1}	$[0,25 \cdot f_{ctd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot r) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$	174,59	kN

É possível notar que não existem esforços superiores a V_{Rd1} atuando no tabuleiro, portanto, a seção resiste as solicitações transversais sem a necessidade de armaduras.

8.4 DIMENSIONAMENTO DAS PLACAS PRÉ-MOLDADAS

Verificação da Placa Pré-Moldada – Vão 01 - Extremidade

Flecha máxima - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
1,67	1,00	40	0,08	0,045	0,035
e _{Tabuleiro} (m)		γ(kN/m ³)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
0,22		25	2,00	3,5	1,00
E(Mpa)	I(m ⁴)	q(kN/m)	M _k (kN.m)	V _k (kN)	γ _f
28688,18	4,26667E-05	6,50	2,266	5,428	1,4
α	y _f (m)	fct (MPa)	M _r (kN.m)	Δ _{max} (cm)	Δ _{adm} (cm)
1,5	0,04	3,51	5,6141	0,0538	0,668
Flexão Normal - Fase Construção - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
1,67	1,00	40	0,08	0,045	0,035
M _d (kN.m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m ³)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
3,17	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado (cm ²)		A _S '(cm ²)		A _S Existente (cm ²)	
1,68		0,00		16,08	
A _S Min(cm ²)		ΔA _S		STATUS	
1,43		859%		OK! Armadura atende	
Correção da Armadura - Lajota					
e _{lajota} (m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m ³)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
0,08	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado Pré Laje(cm ²)		F _{As0} (kN)	f _{y0} (kN/cm ²)	f _{yd} (kN/cm ²)	f _{yFINAL} (kN/cm ²)
1,62		50,17	3,12	43,48	40,36
M _{d,Max} (kN.m)	M _{d,0} (kN.m)	M _{Laje} (kN.m)	K _{fad}	A _{SUT} (cm ²)	A _{SFINAL} (cm ²)
86,9000	3,06	83,84	1,09	11,01	12,93
Verificação ao Cisalhamento					
fck (MPa)	fct (MPa)	γ _c	fct _d (MPa)	fc _d (MPa)	a _{v2}
40	3,51	1,4	1,75	28,57	0,84
k	ρ	V _d (kN)	V _{Rd1} (kN)	V _{Rd2} (kN)	Verif.
1,56	0	7,60	36,83	291,60	Ok! Vd<VRd1

✓ Verificação da Placa Pré-Moldada – Vão 01 – Meio do vão

Flecha máxima - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
1,67	1,00	40	0,08	0,045	0,035
e _{Tabuleiro} (m)		γ(kN/m³)	PP (kN/m²)	PP _{conc} (kN/m²)	SC(kN/m²)
0,22		25	2,00	3,5	1,00
E(Mpa)	I(m ⁴)	q(kN/m)	M _k (kN.m)	V _k (kN)	γ _f
28688,18	4,26667E-05	6,50	2,266	5,428	1,4
α	y _t (m)	fct (MPa)	M _r (kN.m)	Δ _{max} (cm)	Δ _{adm} (cm)
1,5	0,04	3,51	5,6141	0,0538	0,668
Flexão Normal - Fase Construção - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
1,67	1,00	40	0,08	0,045	0,035
M _d (kN.m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m³)	PP (kN/m²)	PP _{conc} (kN/m²)	SC(kN/m²)
3,17	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado (cm²)		A _S '(cm²)		A _S Existente (cm²)	
1,68		0,00		20,10	
A _S Min(cm²)		ΔA _S		STATUS	
1,43		1098%		OK! Armadura atende	
Correção da Armadura - Lajota					
e _{lajota} (m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m³)	PP (kN/m²)	PP _{conc} (kN/m²)	SC(kN/m²)
0,08	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado Pré Laje (cm²)		F _{As0} (kN)	f _{y0} (kN/cm²)	f _{yd} (kN/cm²)	f _{yFINAL} (kN/cm²)
1,62		50,17	2,50	43,48	40,98
M _{d,Max} (kN.m)	M _{d,0} (kN.m)	M _{Laje} (kN.m)	K _{fad}	A _{SUT} (cm²)	A _{SFINAL} (cm²)
55,7000	3,06	52,64	1,96	6,77	14,07
Verificação ao Cisalhamento					
fck (MPa)	fct (MPa)	γ _c	fct _d (MPa)	fc _d (MPa)	a _{v2}
40	3,51	1,4	1,75	28,57	0,84
k	ρ	V _d (kN)	V _{Rd1} (kN)	V _{Rd2} (kN)	Verif.
1,56	0	7,60	36,83	291,60	Ok! Vd<VRd1

✓ Verificação da Placa Pré-Moldada – Vão 02 – Extremidade

Flecha máxima - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
2,15	1,00	40	0,08	0,045	0,035
e _{Tabuleiro} (m)		γ(kN/m ³)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
0,22		25	2,00	3,5	1,00
E(Mpa)	I(m ⁴)	q(kN/m)	M _k (kN.m)	V _k (kN)	γ _f
28688,18	4,26667E-05	6,50	3,756	6,988	1,4
α	y _i (m)	fct (MPa)	M _r (kN.m)	Δ _{max} (cm)	Δ _{adm} (cm)
1,5	0,04	3,51	5,6141	0,1477	0,860
Flexão Normal - Fase Construção - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
2,15	1,00	40	0,08	0,045	0,035
M _d (kN.m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m ³)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
5,26	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado(cm ²)		A _S '(cm ²)		A _S Existente(cm ²)	
2,85		0,00		16,08	
A _S Min(cm ²)		ΔA _S		STATUS	
1,43		464%		OK! Armadura atende	
Correção da Armadura - Lajota					
e _{lajota} (m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m ³)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
0,08	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado Pré Laje(cm ²)		F _{As0} (kN)	f _{y0} (kN/cm ²)	f _{yd} (kN/cm ²)	f _{yFINAL} (kN/cm ²)
2,74		85,12	5,29	43,48	38,18
M _{d,Max} (kN.m)	M _{d,0} (kN.m)	M _{Laje} (kN.m)	K _{fad}	A _{SUT} (cm ²)	A _{SFINAL} (cm ²)
52,0000	5,07	46,93	1,44	6,01	9,85
Verificação ao Cisalhamento					
fck (MPa)	fct (MPa)	γ _c	fct _d (MPa)	fc _d (MPa)	a _{v2}
40	3,51	1,4	1,75	28,57	0,84
k	ρ	V _d (kN)	V _{Rd1} (kN)	V _{Rd2} (kN)	Verif.
1,56	0	9,78	36,83	291,60	Ok! Vd<VRd1

✓ Verificação da Placa Pré-Moldada – Vão 02 – Meio do vão

Flecha máxima - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
2,15	1,00	40	0,08	0,045	0,035
e _{Tabuleiro} (m)		γ(kN/m ²)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
0,22		25	2,00	3,5	1,00
E(Mpa)	I(m ⁴)	q(kN/m)	M _k (kN.m)	V _k (kN)	γ _f
28688,18	4,26667E-05	6,50	3,756	6,988	1,4
α	γ _f (m)	fct (MPa)	M _r (kN.m)	Δ _{max} (cm)	Δ _{adm} (cm)
1,5	0,04	3,51	5,6141	0,1477	0,860
Flexão Normal - Fase Construção - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
2,15	1,00	40	0,08	0,045	0,035
M _d (kN.m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m ²)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
5,26	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado (cm ²)		A _S '(cm ²)		A _S Existente (cm ²)	
2,85		0,00		16,08	
A _S Min(cm ²)		ΔA _S		STATUS	
1,43		464%		OK! Armadura atende	
Correção da Armadura - Lajota					
e _{lajota} (m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m ²)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
0,08	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado Pré Laje (cm ²)		F _{As0} (kN)	f _{y0} (kN/cm ²)	f _{yd} (kN/cm ²)	f _{yFINAL} (kN/cm ²)
2,74		85,12	5,29	43,48	38,18
M _{d,Max} (kN.m)	M _{d,0} (kN.m)	M _{Laje} (kN.m)	K _{fad}	A _{SUT} (cm ²)	A _{SFINAL} (cm ²)
73,6000	5,07	68,53	1	8,90	10,14
Verificação ao Cisalhamento					
fck (MPa)	fct (MPa)	γ _c	fct _d (MPa)	fc _d (MPa)	a _{v2}
40	3,51	1,4	1,75	28,57	0,84
k	ρ	V _d (kN)	V _{Rd1} (kN)	V _{Rd2} (kN)	Verif.
1,56	0	9,78	36,83	291,60	Ok! Vd<VRd1

✓ Verificação da Placa Pré-Moldada – Vão 03 – Extremidade

Flecha máxima - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
1,67	1,00	40	0,08	0,045	0,035
e _{Tabuleiro} (m)		γ(kN/m ³)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
0,22		25	2,00	3,5	1,00
E(Mpa)	I(m ⁴)	q(kN/m)	M _k (kN.m)	V _k (kN)	γ _f
28688,18	4,26667E-05	6,50	2,266	5,428	1,4
α	y _i (m)	fct (MPa)	M _r (kN.m)	Δ _{max} (cm)	Δ _{adm} (cm)
1,5	0,04	3,51	5,6141	0,0538	0,668
Flexão Normal - Fase Construção - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
1,67	1,00	40	0,08	0,045	0,035
M _d (kN.m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m ³)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
3,17	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado(cm ²)		A _S '(cm ²)		A _S Existente (cm ²)	
1,68		0,00		16,08	
A _S Min(cm ²)		ΔA _S		STATUS	
1,43		859%		OK! Armadura atende	
Correção da Armadura - Lajota					
e _{lajota} (m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m ³)	PP (kN/m ²)	PP _{conc} (kN/m ²)	SC(kN/m ²)
0,08	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado Pré Laje(cm ²)		F _{As0} (kN)	f _{y0} (kN/cm ²)	f _{yd} (kN/cm ²)	f _{yFINAL} (kN/cm ²)
1,62		50,17	3,12	43,48	40,36
M _{d,Max} (kN.m)	M _{d,0} (kN.m)	M _{Laje} (kN.m)	K _{fad}	A _{sUT} (cm ²)	A _{sFINAL} (cm ²)
92,0000	3,06	88,94	1	11,72	12,63
Verificação ao Cisalhamento					
fck (MPa)	fct (MPa)	γ _c	fct _d (MPa)	fc _d (MPa)	a _{v2}
40	3,51	1,4	1,75	28,57	0,84
k	ρ	V _d (kN)	V _{Rd1} (kN)	V _{Rd2} (kN)	Verif.
1,56	0	7,60	36,83	291,60	Ok! Vd<VRd1

✓ Verificação da Placa Pré-Moldada – Vão 03 – Meio do vão

Flecha máxima - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
1,67	1,00	40	0,08	0,045	0,035
e _{Tabuleiro} (m)		γ(kN/m³)	PP (kN/m²)	PP _{conc} (kN/m²)	SC(kN/m²)
0,22		25	2,00	3,5	1,00
E(Mpa)	I(m ⁴)	q(kN/m)	M _k (kN.m)	V _k (kN)	γ _f
28688,18	4,26667E-05	6,50	2,266	5,428	1,4
α	y _t (m)	fct (MPa)	M _r (kN.m)	Δ _{max} (cm)	Δ _{adm} (cm)
1,5	0,04	3,51	5,6141	0,0538	0,668
Flexão Normal - Fase Construção - Lajota					
Vão(m)	b (m)	fck (MPa)	e _{lajota} (m)	d (m)	d' (m)
1,67	1,00	40	0,08	0,045	0,035
M _d (kN.m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m³)	PP (kN/m²)	PP _{conc} (kN/m²)	SC(kN/m²)
3,17	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado(cm²)		A _S '(cm²)		A _S Existente(cm²)	
1,68		0,00		13,40	
A _S Min(cm²)		ΔA _S		STATUS	
1,43		699%		OK! Armadura atende	
Correção da Armadura - Lajota					
e _{lajota} (m)	e _{Tabuleiro} (m)	γ(kN/m³)	PP (kN/m²)	PP _{conc} (kN/m²)	SC(kN/m²)
0,08	0,22	25	2,00	3,5	1,00
A _S Calculado Pré Laje (cm²)		F _{As0} (kN)	f _{y0} (kN/cm²)	f _{yd} (kN/cm²)	f _{yFINAL} (kN/cm²)
1,62		50,17	3,74	43,48	39,73
M _{d,Max} (kN.m)	M _{d,0} (kN.m)	M _{Laje} (kN.m)	K _{fad}	A _{SUT} (cm²)	A _{SFINAL} (cm²)
63,3000	3,06	60,24	1,3	7,78	11,07
Verificação ao Cisalhamento					
fck (MPa)	fct (MPa)	γ _c	fct _d (MPa)	fc _d (MPa)	a _{v2}
40	3,51	1,4	1,75	28,57	0,84
k	ρ	V _d (kN)	V _{Rd1} (kN)	V _{Rd2} (kN)	Verif.
1,56	0	7,60	36,83	291,60	Ok! Vd<VRd1

9.0 DIMENSIONAMENTO DO GUARDA RODAS

Foi considerada uma carga pontual de 100kN aplicada no topo do guarda-rodas. Convertendo-a em um carregamento linear e computando o efeito do espraio a 45°, tem-se:

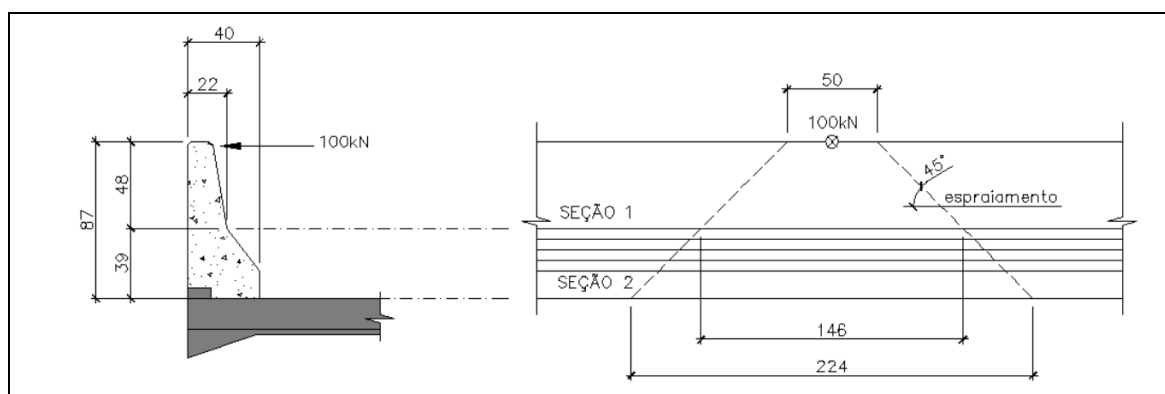


Figura 26 – Esquema de cálculo do guarda rodas

- O momento fletor gerado na Seção 1, cuja largura é 22cm, (ver Figura 26) é:
 $M_1 = 100kN * 0,48m = 48,0kN.m$ distribuído em 146cm;
 Portanto, o valor do esforço de flexão por metro, nesta seção, é:
 $M_{sd,1} = 1,4 * 48,0kN.m / 1,46m = 46,1kN.m/m$

- O momento fletor gerado na Seção 2, cuja largura é 40cm, (ver Figura 26) é:
 $M_2 = 100kN * 0,87m = 87,0kN.m$ distribuído em 224cm;
 Portanto, o valor do esforço de flexão por metro, nesta seção, é:
 $M_{sd,2} = 1,4 * 87,0kN.m / 2,24m = 54,4kN.m/m$

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014										fck (Mpa)	40,00
										fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU				
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	A's (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)
Armadura vertical - Trecho seção 1	100,00	22,00	18,00	4,00	46,1	0,00	6,07	Ø10 c.10	0,00		3,94
Armadura vertical - Trecho seção 2	100,00	40,00	36,00	4,00	54,4	0,00	3,51	Ø10 c.10	0,00		7,16

10.0 DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS – VÃO 31,20M

10.1 PROTENSÃO

Nesta análise, será considerado concreto protendido nível 2: Protensão limitada (pós-tração).

Para os cabos de protensão, será adotado aço CP-190RB, com 15 cordoalhas $\phi 12.7$ mm. Área de uma cordoalha $\phi 12.7$ mm = 0,987 cm² → Área do cabo com 15 $\phi 12.7$ mm = 15x0,987 = 14,805 cm².

Coeficientes de perda por atrito: $\mu = 0,2$; $k = 0,002$ rad/m e acomodação das ancoragens de 6 mm.

Tensão de aplicação da protensão σ_{pi} :

$$\sigma_{pi} = \text{menor valor entre } 0,74 f_{ptk} \text{ e } 0,82 f_{pyk} \text{ (aços RB)}$$

$$\sigma_{pi} = 0,74 \times 1900 = 1406 \text{ MPa e } 0,82 \times 1710 = 1402 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 1402 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow P_i = 14,805 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 1402 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 = 2075,7 \text{ kN} \Rightarrow \text{será adotada força de protensão de } 2050 \text{ kN.}$$

Serão adotados 3 cabos em cada longarina.

Para o dimensionamento da longarina serão consideradas três etapas:

- Na 1ª etapa, faz-se a protensão de 100% da força dos cabos, com a longarina isolada, para conseguir suportar seu peso próprio; São consideradas apenas as perdas imediatas devido ao atrito e ao encurtamento do concreto;
- Na 2ª etapa, após fazer o içamento da longarina, carrega-se a mesma com o peso próprio da laje e das transversinas, além de uma sobrecarga de construção de 1 kN/m². São consideradas as perdas imediatas devido ao

atrito, à acomodação das ancoragens e ao encurtamento do concreto. A longarina ainda é considerada isolada, sem contribuição da laje em sua inércia;

- Na 3ª etapa faz-se a verificação no tempo infinito, com a atuação de todas as cargas (permanentes totais e móvel) e todas as perdas de protensão, com a laje incorporada na seção transversal.

10.2 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES

Para concreto protendido nível 2: Protensão limitada (pós-tração), devem ser verificadas duas condições:

ELS-F, para combinação frequente – 2ª e 3ª etapas de verificação;

ELS-D, para combinação quase permanente – 2ª e 3ª etapas de verificação.

Também deve ser atendida a condição para ELU no ato da protensão – 1ª etapa de verificação.

Tensões admissíveis na longarina:

$$\sigma_{c,adm} = 0,7 * f_{ck} = 0,7 * 40 \rightarrow \sigma_{c,adm} = 28,0MPa$$

$$\sigma_{t,adm} = 1,2 * 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 1,2 * 0,7 * 0,3 * 40^{\frac{2}{3}} \rightarrow \sigma_{t,adm} = 2,94MPa$$

- ELS-F – 3ª Etapa de Verificação - Tensão na face superior:

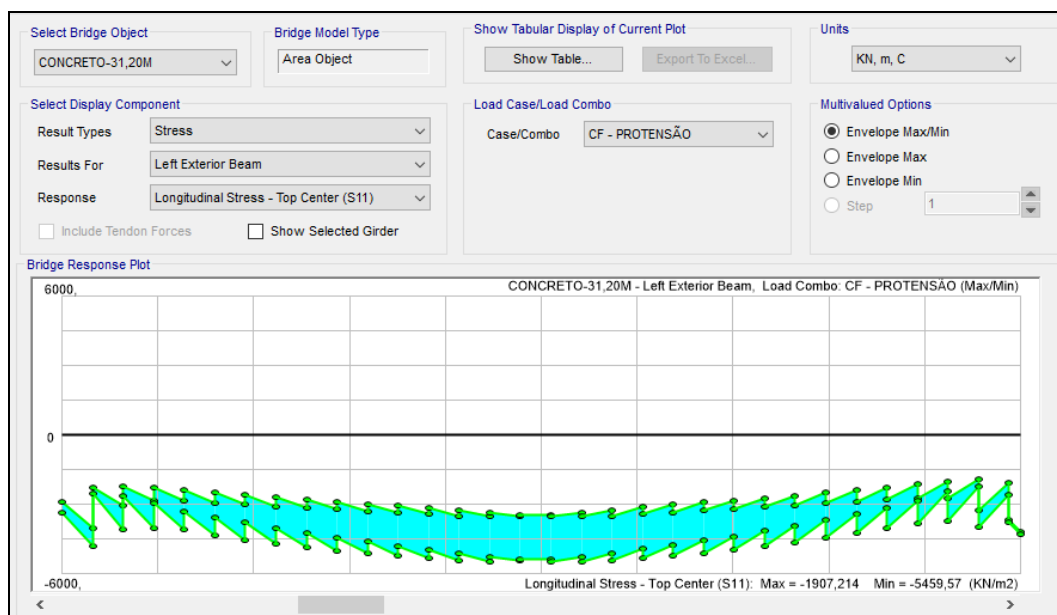


Figura 27 – Tensão na face superior da longarina – ELS-F – 3ª Etapa

$$\sigma_c = 5,46 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$$

- ELS-F – 3ª Etapa de Verificação - Tensão na face inferior:

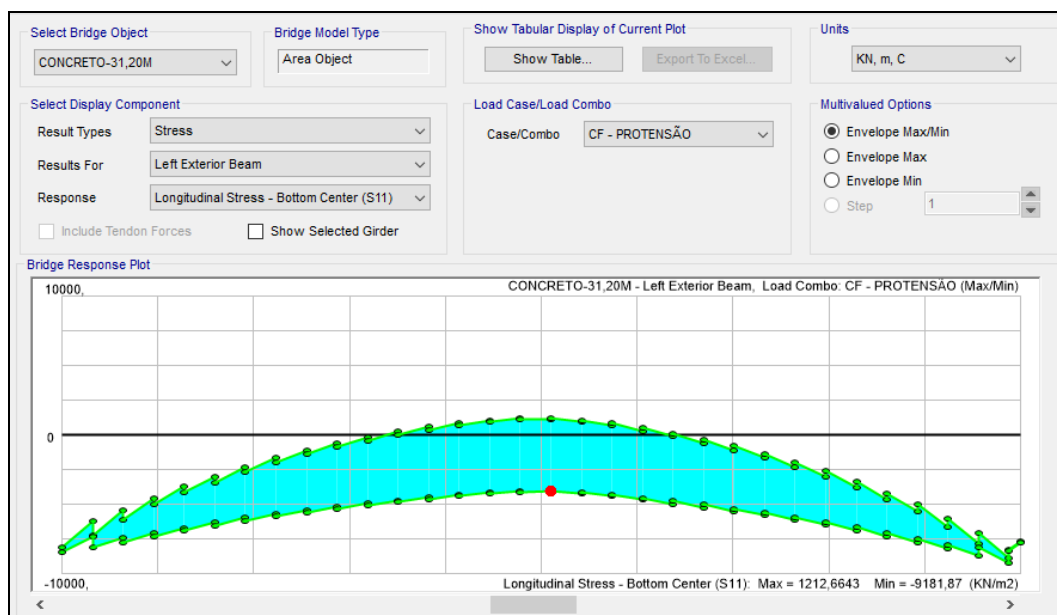


Figura 28 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-F - 3ª Etapa

$$\sigma_t = 1,21 \text{ MPa} < \sigma_{t,adm} = 2,94 \text{ MPa}$$

- ELS-D – 3ª Etapa de Verificação - Tensão na face superior:

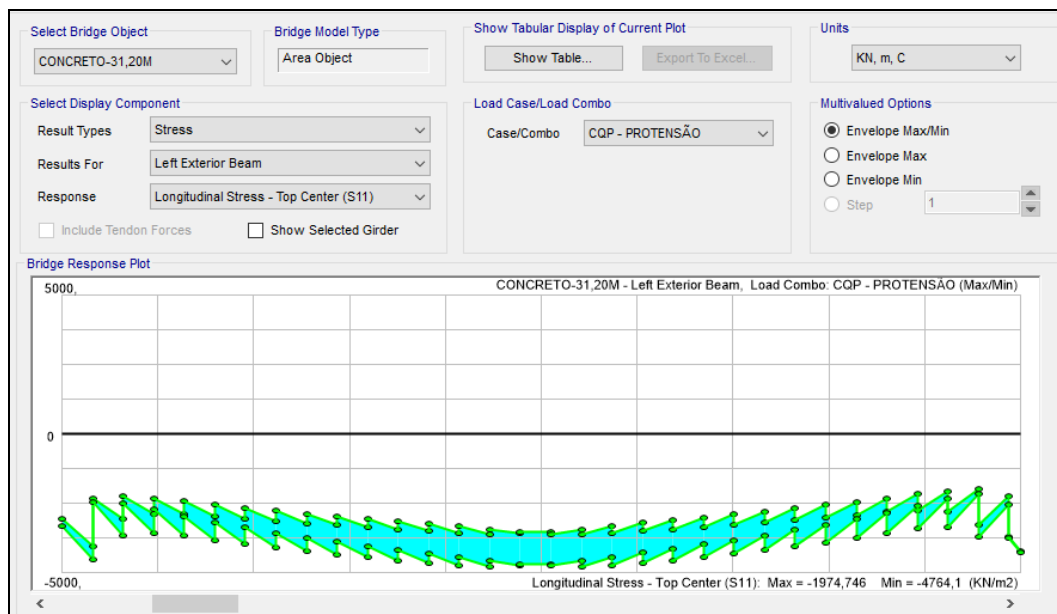


Figura 29 – Tensão na face superior da longarina – ELS-D – 3ª Etapa

$$\sigma_c = 4,76 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$$

- ELS-D – 3ª Etapa de Verificação - Tensão na face inferior:

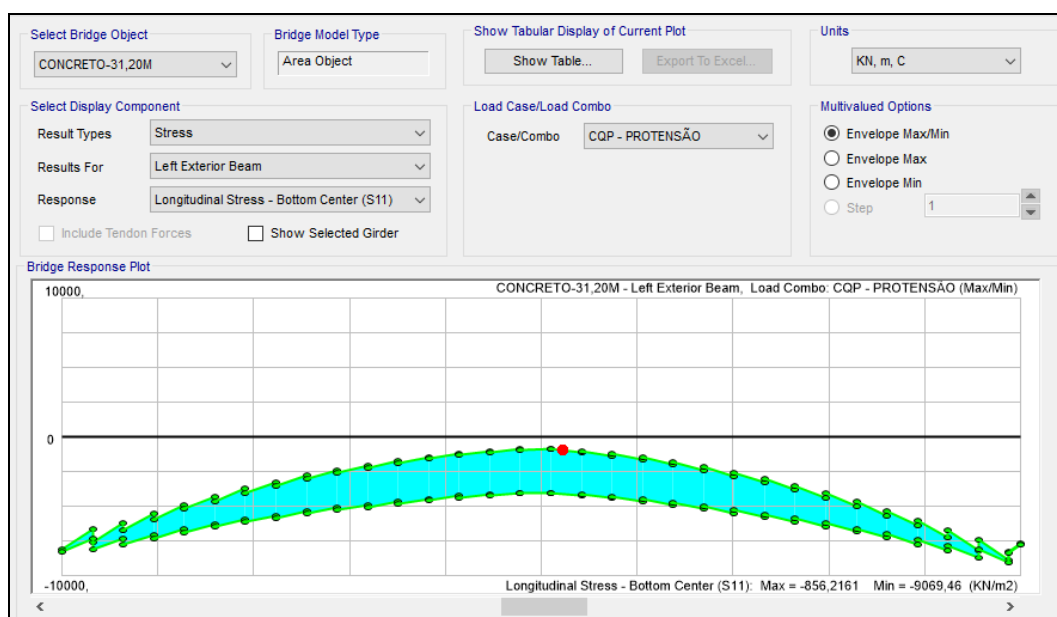


Figura 30 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-D – 3ª Etapa

$$\sigma_c = -0,86 \text{ MPa} < \sigma_{t,adm} = 0,0 \text{ MPa} \text{ (Não ocorre tração)}$$

- ATO DA PROTENSÃO – 1ª Etapa de Verificação - Tensão na face inferior:

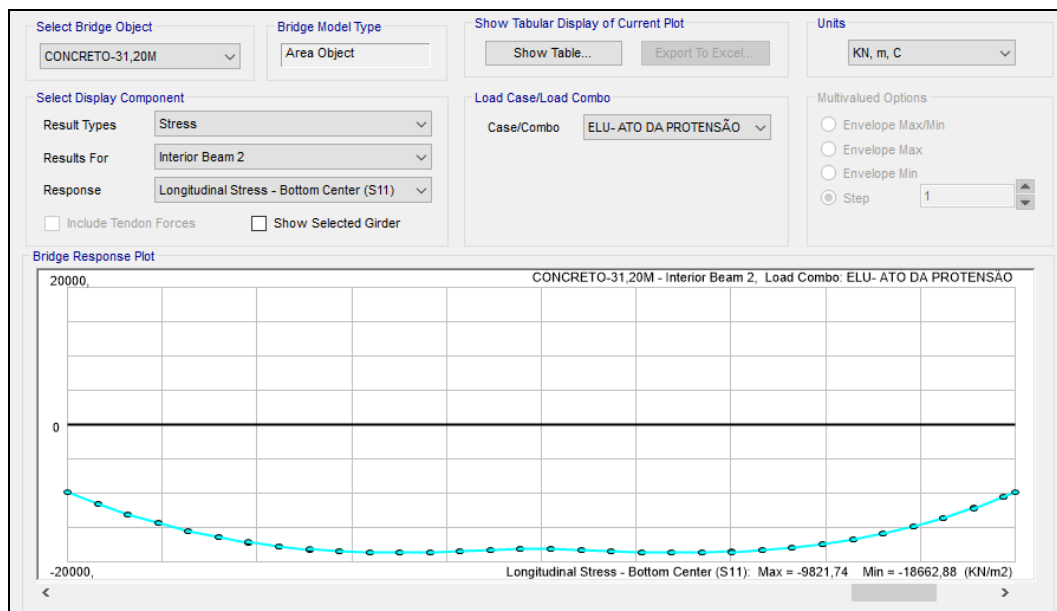


Figura 31 – Tensão na face inferior da longarina – Ato da protensão – 1ª Etapa
 $\sigma_c = 18,7 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$

Resistência mínima da viga para a protensão

$$f_{ck, min} = \frac{18,7}{0,7} = 26,7 \text{ Mpa} \rightarrow$$

será adotado 30MPa para a resistência mínima no ato da protensão

- ATO DA PROTENSÃO – 1ª Etapa de Verificação - Tensão na face superior:

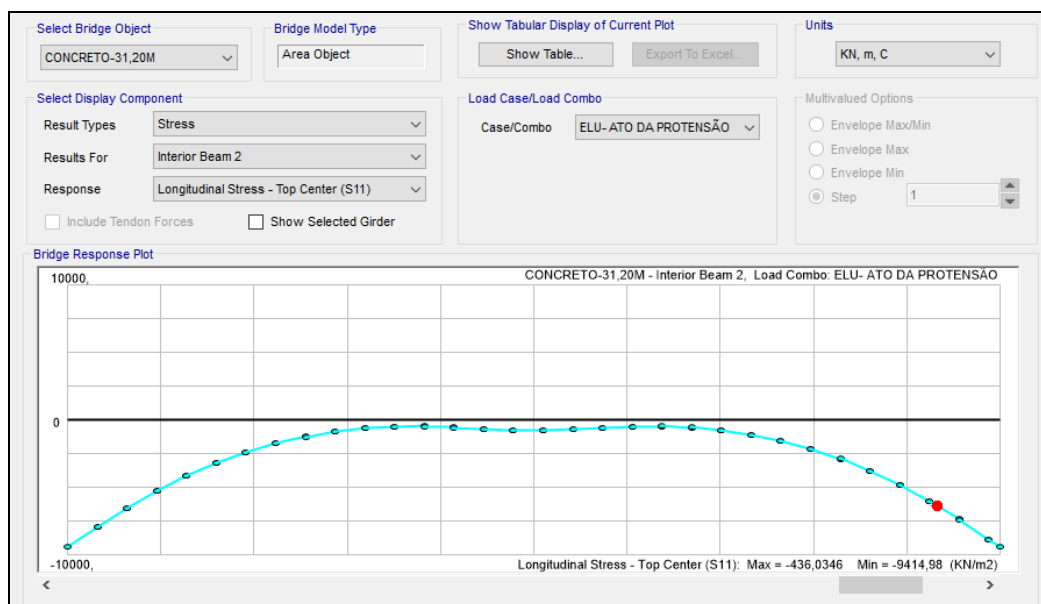


Figura 32 – Tensão na face superior da longarina – Ato da protensão – 1ª Etapa

$$\sigma_c = -0,44 \text{ MPa} < \sigma_{t,adm} = 1,2 * 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 3,46 \text{ MPa}$$

- ELS-F – 2ª Etapa de Verificação - Tensão na face superior:

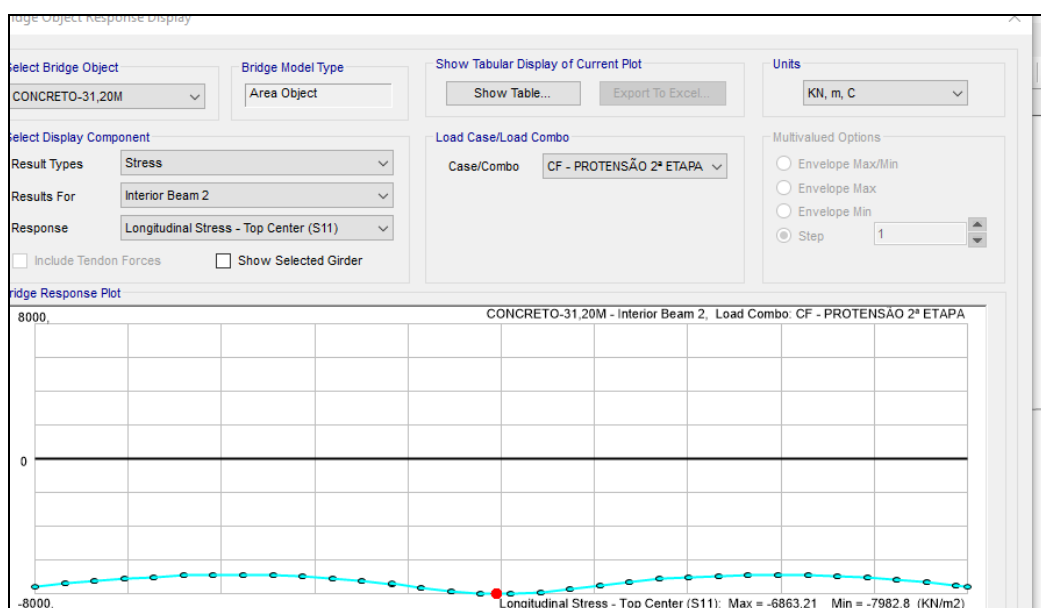


Figura 33 – Tensão na face superior da longarina – ELS-F – 2ª Etapa

$$\sigma_c = 7,98 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$$

- ELS-F – 2ª Etapa de Verificação - Tensão na face inferior:

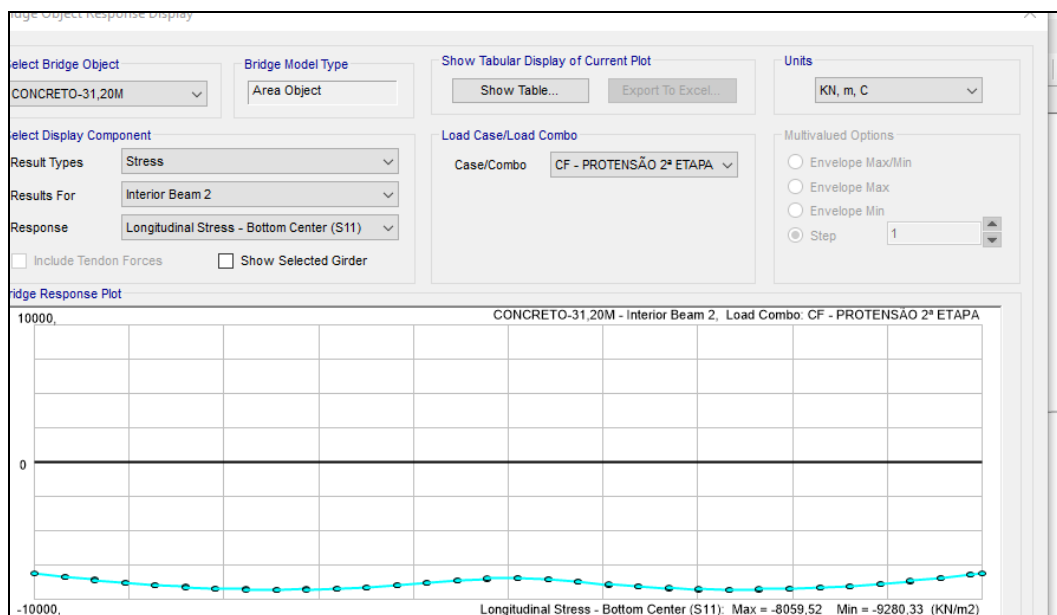


Figura 34 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-F – 2ª Etapa

$$\sigma_c = 9,28 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$$

- ELS-D – 2ª Etapa de Verificação:

Como não ocorrem tensões de tração no ELS-F, também não ocorrerão no ELS-D, uma vez que nessa fase a sobrecarga considerada é somente a de construção e a mesma é muito pequena quando comparada com a carga de peso próprio da estrutura. Além disso, o fator de majoração para a sobrecarga no ELS-D é de 0,3 e no ELS-F é de 0,5, ou seja, os esforços serão menores no ELS-D.

10.3 ALONGAMENTO DOS CABOS DE PROTENSÃO

- Parâmetros de Cálculo:

- Coeficientes de perda por atrito: $\mu = 0,2$; $k = 0,002 \text{ rad/m}$;
- Módulo de Elasticidade do Aço = 202 GPa;
- Área da cordoalha $\varnothing 12,7\text{mm} = 0,987\text{cm}^2$ e área do cabo 15 $\varnothing 12,7\text{mm} = 14,805 \text{ cm}^2$.

Cabo C1:

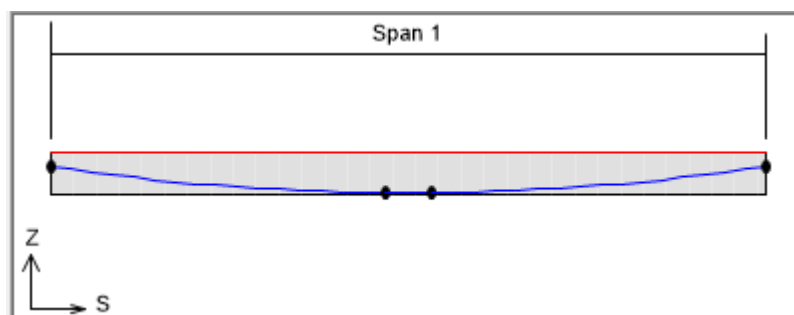


Figura 35 – Traçado do Cabo C1

- Diagrama de Força Normal no Cabo:

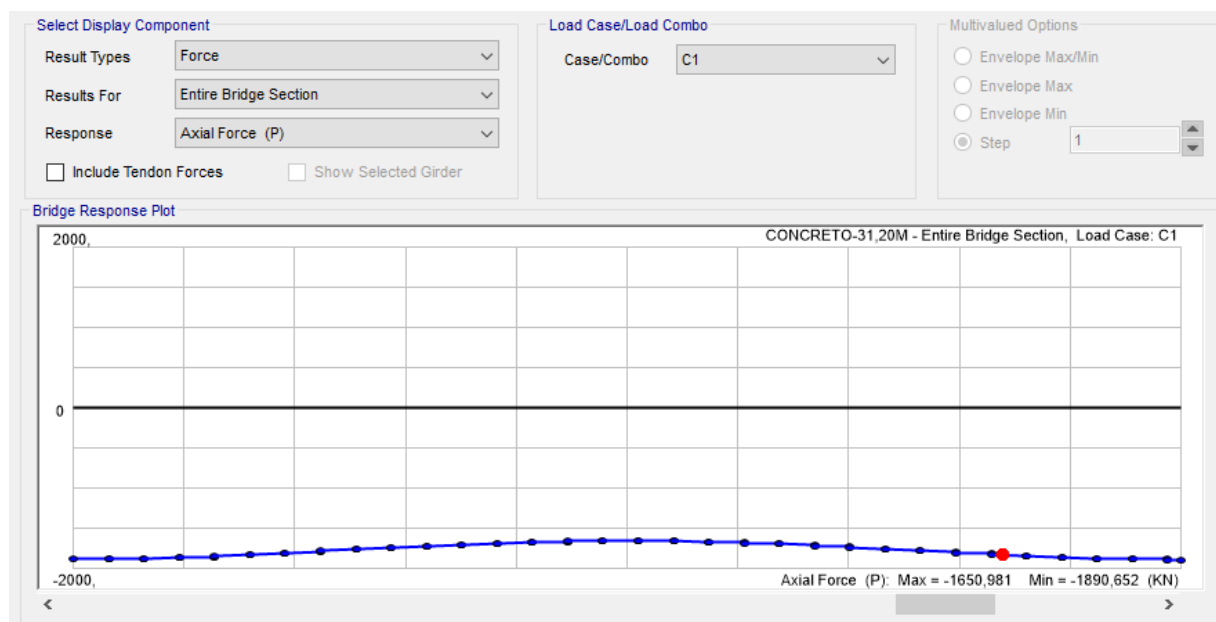


Figura 36 – Diagrama de Força Normal no Cabo C1

$$P_{\text{m\u00e9dio}} = 1740 \text{ kN}$$

$$\Delta l = \frac{P_{\text{m\u00e9dio}} * l}{A_p * E_p} \rightarrow \Delta l = \frac{1740 * 3131}{14,805 * 20200} = 18,22 \text{ cm} = 182,2 \text{ mm}$$

Cabo C2:

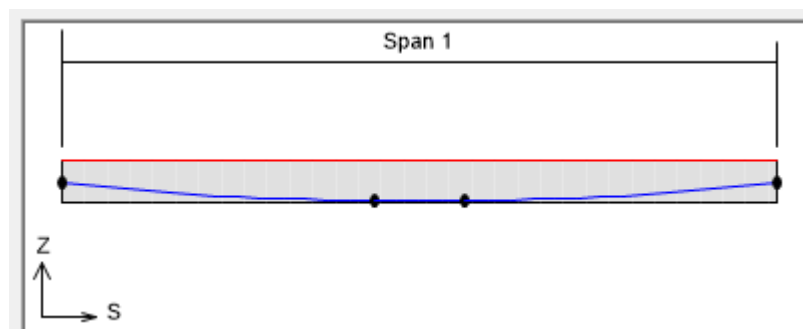


Figura 37 – Tra\u00e7ado do Cabo C2

- Diagrama de For\u00e7a Normal no Cabo:

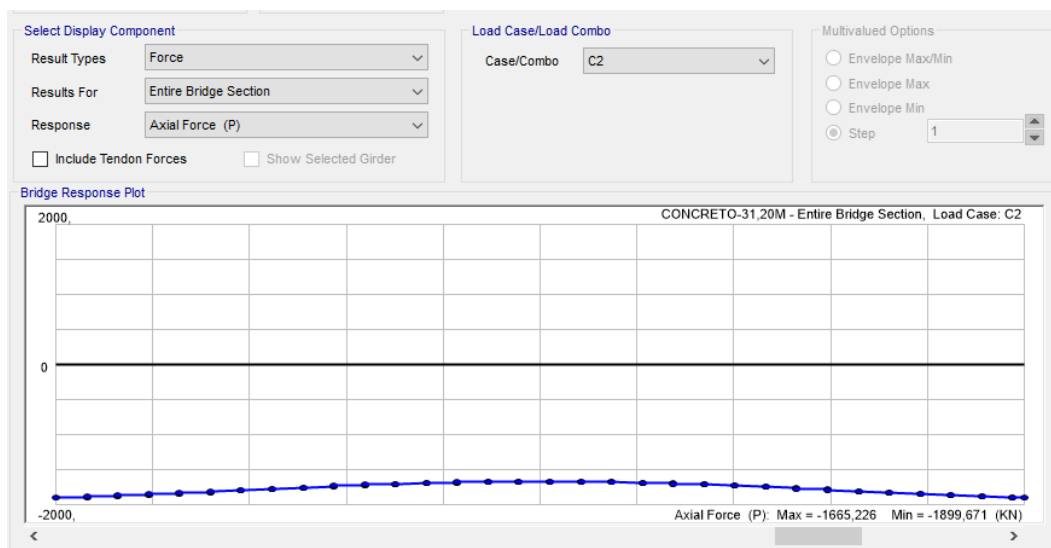


Figura 38 – Diagrama de For\u00e7a Normal no Cabo C2

$$P_{\text{m\u00e9dio}} = 1765,5 \text{ kN}$$

$$\Delta l = \frac{P_{\text{m\u00e9dio}} * l}{A_p * E_p} \rightarrow \Delta l = \frac{1765,5 * 3125}{14,805 * 20200} = 18,45 \text{ cm} = 184,5 \text{ mm}$$

Cabo C3:

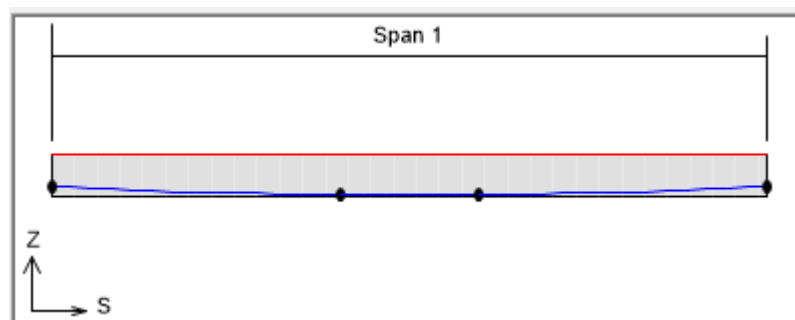


Figura 39 – Tra\u00e7ado do Cabo C3

- Diagrama de For\u00e7a Normal no Cabo:

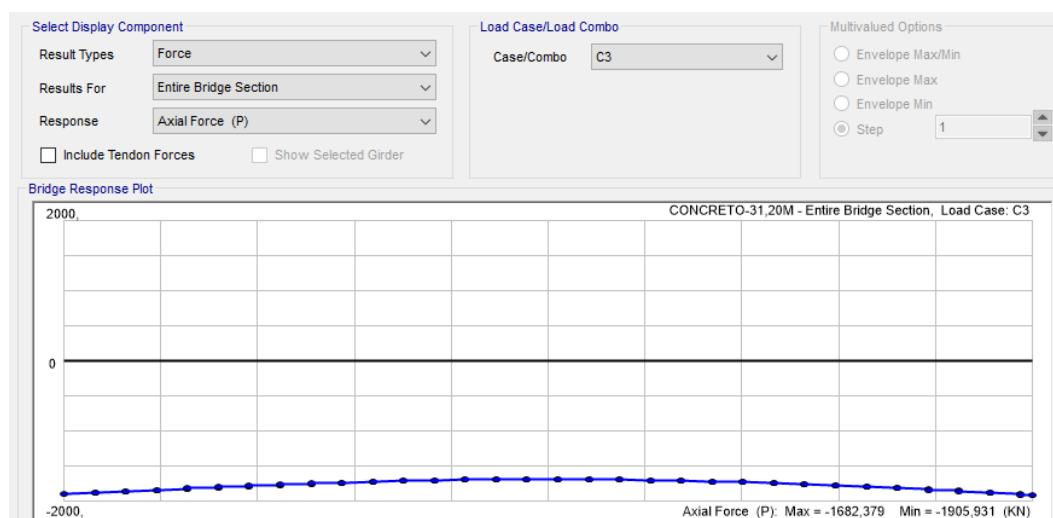


Figura 40 – Diagrama de For\u00e7a Normal no Cabo C3

$$P_{\text{m\u00e9dio}} = 1826,5 \text{ kN}$$

$$\Delta l = \frac{P_{\text{m\u00e9dio}} * l}{A_p * E_p} \rightarrow \Delta l = \frac{1826,5 * 3121}{14,805 * 20200} = 19,06 \text{ cm} = 190,6 \text{ mm}$$

10.4 ARMADURA PASSIVA

ARMADURA DE FLEXÃO – FASE DE OPERAÇÃO

- Diagrama de Momento Fletor
- $M_{d,max} = 11040 \text{ kNm}$

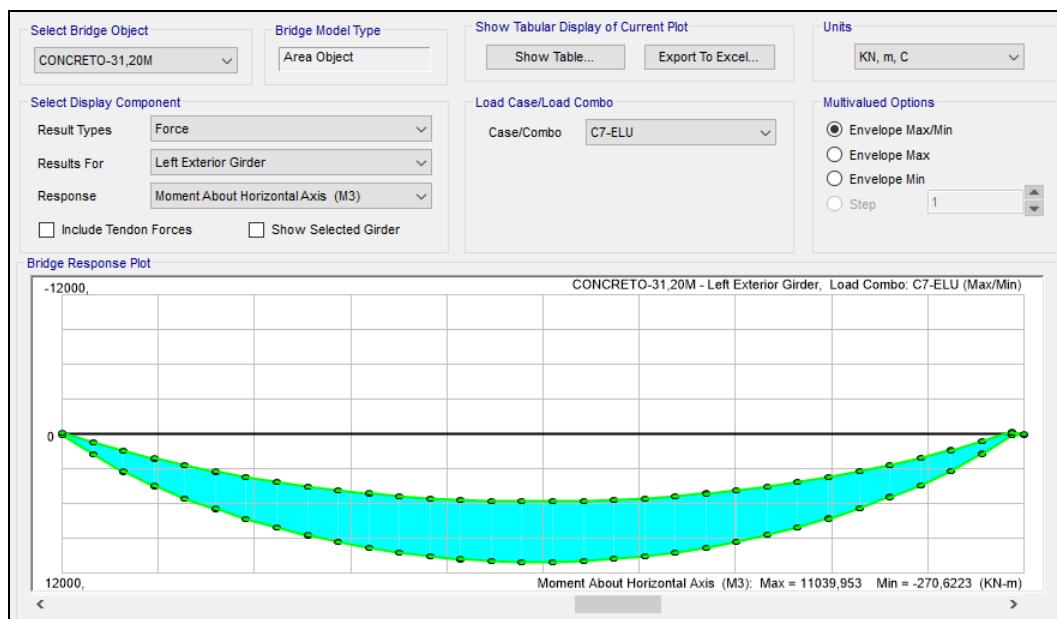


Figura 41 – Momento Fletor na Longarina – kN.m/m

- Diagrama de Força Normal
- Nd,max = 444 kNm

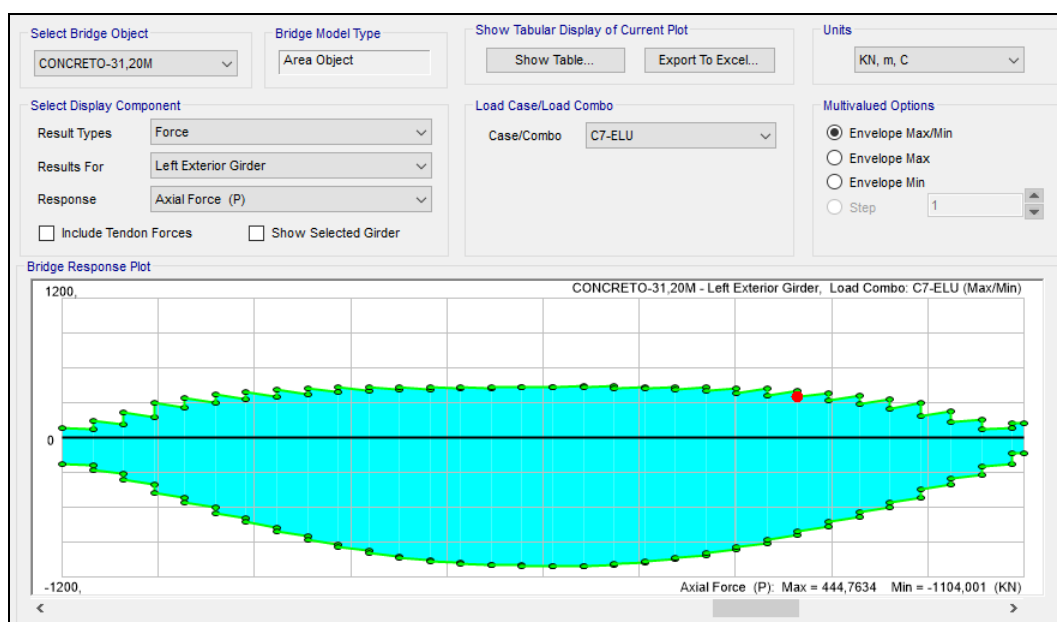


Figura 42 – Esforço Normal na Longarina – kN

- Protensão

- Nd,max = -4140 kN

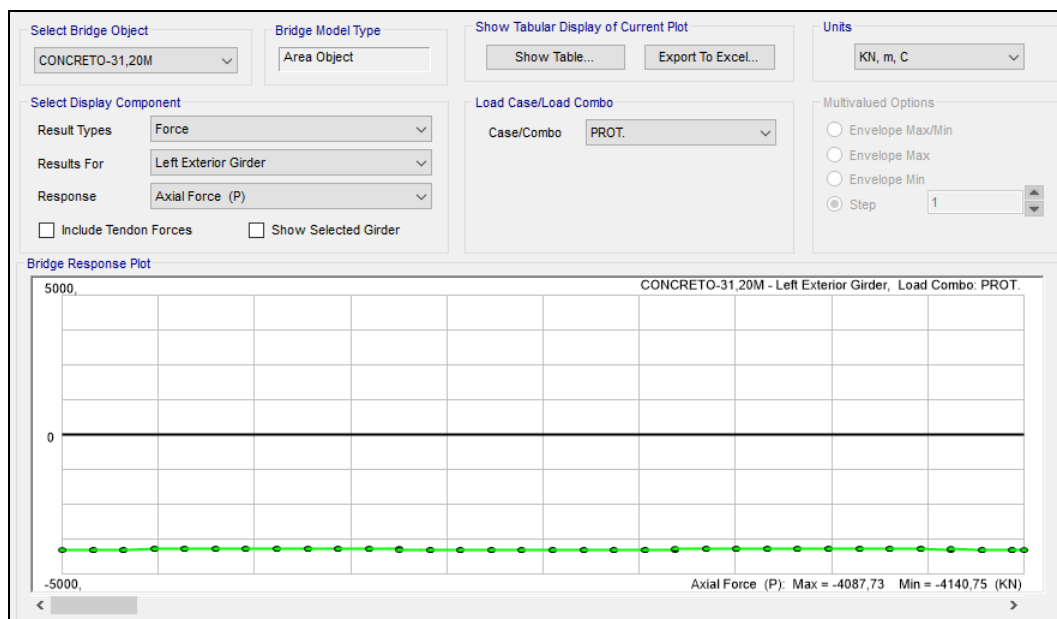


Figura 43 – Esforço Devido a Protensão – kN

Momento Fletor: 11040 kN.m/m

Esforço Normal: $444 - 4140 = -3696$ kN

ARMADURA PASSIVA EM LONGARINAS

Unidades: kN e m, exceto onde indicado

F_{ck}	40000
FP_{yd}	1,71E+06
F_y	4,35E+05
B_f	2,5
B_w	0,24
dp	1,7
ds	1,77
A_{ps} (cm²)	44,415
A_s (cm²)	0,00
N_p	-3696
h_f	0,22
E_p	2,00E+08
M_d	11040

T _{pinf}	-832151,3
E _{pre}	-3,74E-03
R _{pd}	6,60E+03
a	0,109
x	0,136
x/dp	0,080
a < h _f e x/dp < 0,259 OK	
M _{rd}	10868
M _{rd} /M _d	0,98
maior do que 1 A _s = 0	

x/ds (iterativo)	0,08
x	0,138
a	0,110
R _{cd}	6,71E+03
R _{sd}	1,03E+02
M _{rd}	11040
A _s (cm ²)	2,38
M _{rd} /M _d	1,00

Realizar teste de hipótese variando x/ds para alcançar M_{rd}/M_d = 1,0

Será adotado armadura passiva de 6 Φ 25mm.

• VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DE FLEXÃO

- Mmax = 4437 kNm

- Mmín = 6127 kNm

VERIFICAÇÃO DA FADIGA LONGARINAS PROTENDIDA									
ENTRADA DE DADOS									
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS					COEFICIENTES				
bw (cm)	bf (cm)	hf (cm)	d (cm)	d' (cm)	Y _c	Y _s	Y _f		
24,0	250,0	24,0	170,0	6,0	1,40	1,00	1,00		
PROPRIEDADES DOS MATERIAIS					MOMENTOS DE SERVIÇO				
f _{ck} (Mpa)		f _{yk} (CA) (Mpa)		Es (Mpa)	M _{serv.,mín.}	4.437,00 kN.m			
40,0		500,0		210,0	M _{serv.,máx.}	6.127,00 kN.m			
ARMADURAS ATIVA E PASSIVA					Parâmetros para as curvas S-N (Woeller)				
As (cm ²)	A's (cm ²)	Ap (cm ²)	φ _s (mm)	φ _p (mm)	Δf _{sd,fad}				
29,46	6,25	44,42	20,0	10,7	185 MPa				

VERIFICAÇÕES									
DEFINIÇÃO DO DOMÍNIO					FADIGA NO CONCRETO				
f _{cd}		28,57142857		MPa	σ _{c2}		10,66		MPa
f _{yd}		500		MPa	σ _{c1}		11,00		MPa
R _{sd}		1473		kN	η _c		1,02		
x		3,032647059		cm	η _c Y _f σ _{c,máx.}		10,83		MPa
Domínio 2					OK!				
FADIGA NA ARMADURA									
α _e	10,00								
24	x _{III} ²	+	12450,50	x _{III}	-382101				
Δ	191696646								
x ₁	29,06				σ _{s,máx.}	516,78		MPa	
x ₂	-547,83				σ _{s,mín.}	374,24		MPa	
x _{II,i}	29,06		cm		Δσ _s	142,54		MPa	
I _{II,i}	1,67E+07		cm ⁴		OK!				
η _s	1,09								

Portanto, verificação à fadiga está atendida.

- ARMADURA DE CISALHAMENTO – FASE DE OPERAÇÃO

Para o cálculo da armadura de cisalhamento, será considerado o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA), de 1,25, para as seções que estão nos cinco primeiros e últimos metros da longarina. Para as seções entre estes cinco metros, o CIA não será considerado.

- - Diagrama de Força Cortante

- $V_{d,max} = 1787 \text{ kN}$

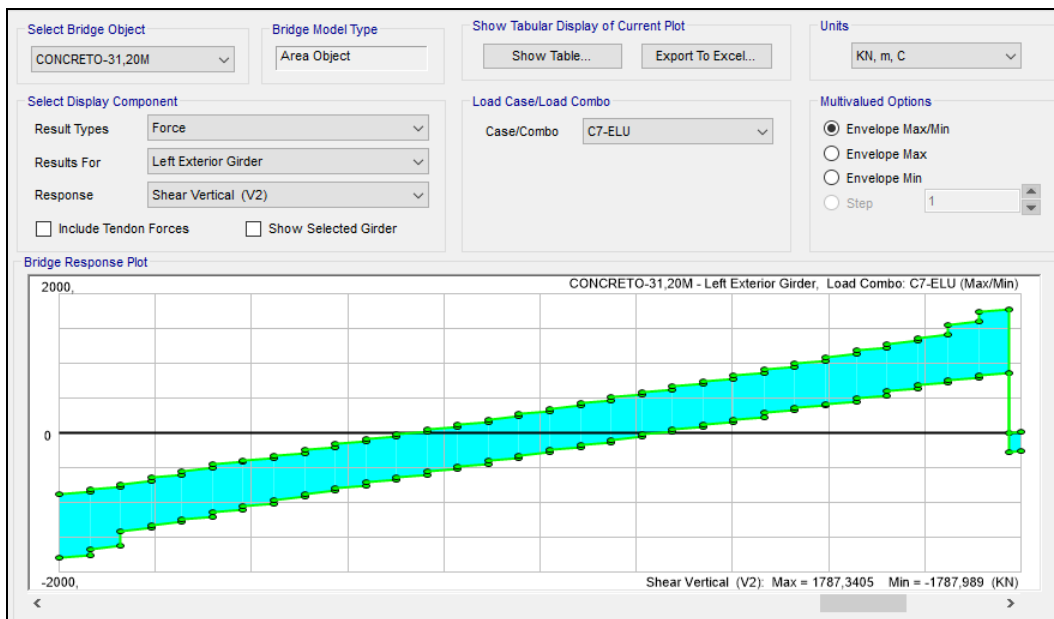


Figura 44 – Esforço Cortante – kN – Envoltória ELU

- Diagrama de Força Cortante Devido a Protensão

- $V_{d,max} = 450 \text{ kN}$

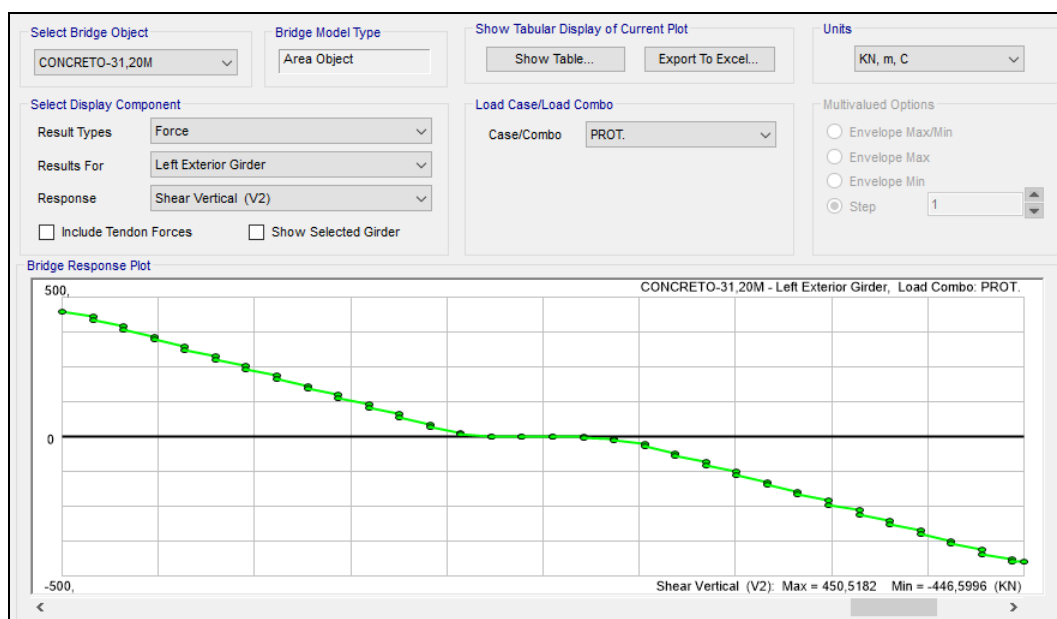


Figura 45 – Esforço Cortante Devido a Protensão – kN

- Diagrama de Momento Torsor

- $T_{d,max} = 103 \text{ kN.m}$

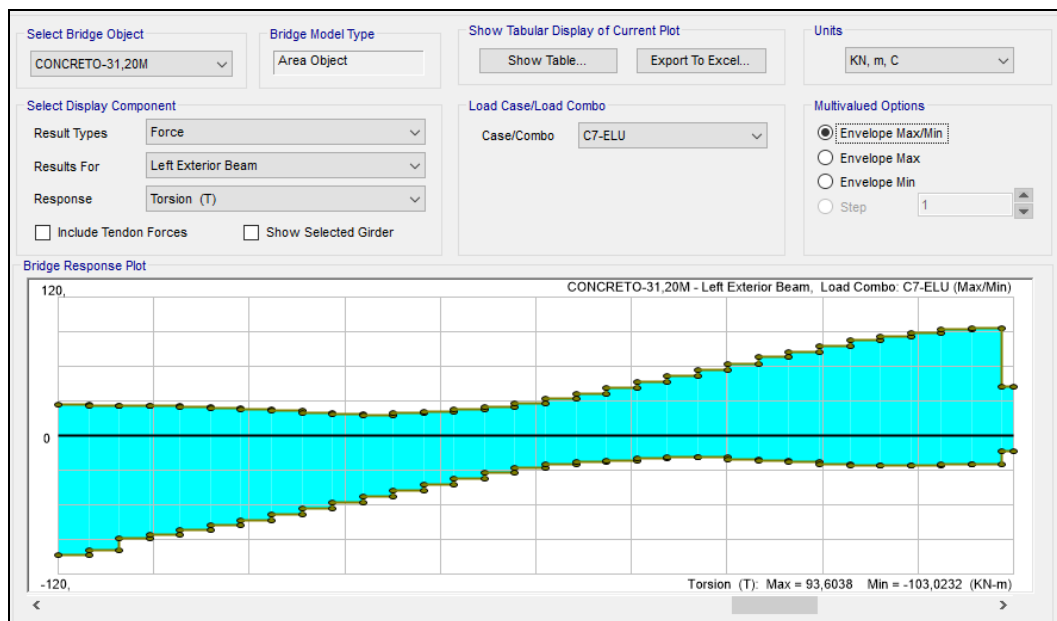


Figura 46 – Momento Torsor – kNm

DIMENSIONAMENTO AO CISLHAMENTO + TORÇÃO - ENTRADA DE DADOS											f _{ck} (Mpa)	40
											Aço (Mpa)	500
IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas								Esforços de cálculo			Número de Pernas
	B _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	h _e (cm)	A/u (cm)	2C ₁ (cm)	U _e (cm)	A _e (cm ²)	V _d (kN.m)	Protensão (kN)	T _d (kN.m)	
0 a 1,50m	60	212	5	10	23,4	10	504	10100	1788	450	103	4
1,5m a 3,0m	40	212	5	10	16,8	10	464	6060	1660	407	98	2
3,0m a 5,0m	24	212	5	10	10,8	10	432	2828	1320	349	89	2
5,0m a 8,0m	24	212	5	10	10,8	10	432	2828	1138	277	81	2
8,0m a 12,0m	24	212	5	10	10,8	10	432	2828	915	173	67	2
12,0m a 15,75m	24	212	5	10	10,8	10	432	2828	551	35	47	2

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - RESULTADOS											
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento										
	Biela do Concreto	Verificação conjunta		$A_{sw,min}$ (cm ² /m) (Cisalhamento)	A_{sw} (cm ² /m) (Cisalhamento)	$A_{w,min}$ (cm ² /m) (torção)	A_w (cm ² /m) (torção)	A_{sw} (cm ² /m) Perna Externa	A_{sw} (cm ² /m) Perna Interna	$A_{sl,min}$ (cm ²)	A_{sl} (cm ²)
0 a 1,50m	OK	0,33	OK	8,42	0,93	1,40	1,17	3,51	2,11	7,07	5,91
1,5m a 3,0m	OK	0,38	OK	5,61	5,21	1,40	1,86	4,67	0,00	6,51	8,63
3,0m a 5,0m	OK	0,57	OK	3,37	5,96	1,40	3,62	6,60	0,00	6,06	15,63
5,0m a 8,0m	OK	0,51	OK	3,37	4,51	1,40	3,29	5,55	0,00	6,06	14,23
8,0m a 12,0m	OK	0,44	ok	3,37	2,92	1,40	2,72	4,41	0,00	6,06	11,77
12,0m a 15,75m	OK	0,39	ok	3,37	0,00	1,40	1,91	3,60	0,00	6,06	8,26

RESUMO DA ARMAÇÃO				
IDENTIFICAÇÃO	$A_{sw,adotado}$	PERNA EXTERNA	PERNA INTERNA	ARMADURA DE COSTELA
0 a 1,50m	16,096	Ø8 mm c.12,5	Ø8 mm c.12,5	10 Ø 10mm
1,5m a 3,0m	10,06	Ø8 mm c.10	-	10 Ø 10mm
3,0m a 5,0m	15,7	Ø10 mm c.10	-	10 Ø 10mm
5,0m a 8,0m	15,7	Ø10 mm c.10	-	10 Ø 10mm
8,0m a 12,0m	10,06	Ø8 mm c.10	-	10 Ø 10mm
12,0m a 15,75m	10,06	Ø8 mm c.10	-	10 Ø 10mm

Verificação à Fadiga

VERIFICAÇÃO DA FADIGA													
IDENTIFICAÇÃO	Esforços em serviço							k_{fad}	Armadura Final				
	$V_{máx, serv.}$ (kN)	$\tau_{máx}$ (Mpa)	$V_{mín, serv.}$ (kN)	$\tau_{mín}$ (Mpa)	$T_{máx, serv.}$ (kNm)	$\tau_{máx}$ (Mpa)	A_{sw} (cm ² /m)		A_{sw} (cm ² /m) Perna Externa		A_{sw} (cm ² /m) Perna Interna		
0 a 1,50m	957	101,15	659	1,77	43	0,13	1,17	18,84	5,06	Ø8 mm c.10	4,36	Ø8 mm c.10	
1,5m a 3,0m	875	234,35	594	84,41	41	0,34	1,77	17,78	8,89	Ø10 mm c.8	0,00	-	
3,0m a 5,0m	725	158,47	502	82,23	35	0,39	1,00	15,70	6,60	Ø10 mm c.10	0,00	-	
5,0m a 8,0m	614	120,52	388	43,26	32	0,36	1,00	15,70	5,55	Ø10 mm c.10	0,00	-	
8,0m a 12,0m	453	102,19	242	0,00	25	0,44	1,21	12,15	6,07	Ø10 mm c.10	0,00	-	
12,0m a 15,75m	258	0,00	55	0,00	15	0,26	1,00	10,06	3,60	Ø8 mm c.10	0,00	-	

Verificação para introdução da força de protensão

Propriedades geométricas da seção equivalente				
Área (cm ²)	Inércia x (cm ⁴)	Ord. y_{cg} (cm)	Wsup (m ³)	Winf (m ³)
10448,96	34757242,73	84,90	0,463	0,409

Tensões nas faces (kN/m²)	σ_{inf}	5942,0		
	σ_{sup}	5971,3	(Positivo para compressão)	

Alturas dos cabos (m)	Distâncias ao CG (m)	Ponto de aplicação da força após de regularização (m)
Cabo 01	1,250	0,401
Cabo 02	0,850	0,001
Cabo 03	0,450	-0,399

Resultante máxima (kN)	Aço	f_y (kN/cm ²)	γ_p	$A_{s,nec}$ (cm ²)	$A_{s,nec}$ (cm ² /m)
411,398		500,0	1,1	11,45	14,31
	$A_{s,adotado}$ (cm ² /m)		Ok! Armação atende.	$A_{s,nova}$ (cm ² /m)	
	20,0	(4 x Ø 8 c/10)		-	

A armadura deve ser distribuída internamente no trecho de $H/2 = 80cm$

Referência: FUSCO, P. B. *Técnica de armar as estruturas de concreto armado*. Cap. 7. 2 ed. São Paulo: Pini, 2013.

10.5 VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DAS LONGARINAS

Para a verificação da deformação da longarina, devem ser levadas em conta as etapas de construção. Primeiramente, a longarina é protendida e atua somente o seu peso próprio. Em um segundo momento, a longarina é carregada com o peso da laje. Nessas duas etapas, a rigidez da peça é somente devido à viga isolada. Em um terceiro momento, a longarina é solicitada com as cargas permanentes adicionais e a carga móvel. Para a verificação da deformação, é considerado combinação quase permanente, com $\psi_2 = 0,3$ para as cargas móveis.

- 1ª Etapa: Ato da protensão (viga isolada) – Peso Próprio

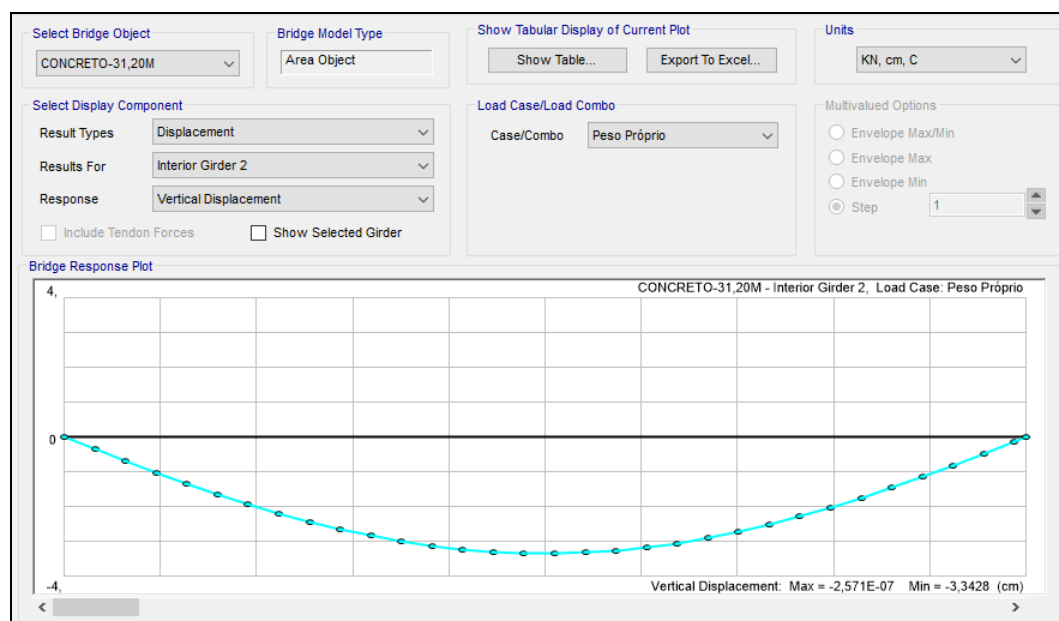


Figura 47 – Deformação devido ao peso próprio da viga

$$\delta_v = -3,34\text{cm.}$$

- 1ª Etapa: Ato da protensão (viga isolada) – Protensão:

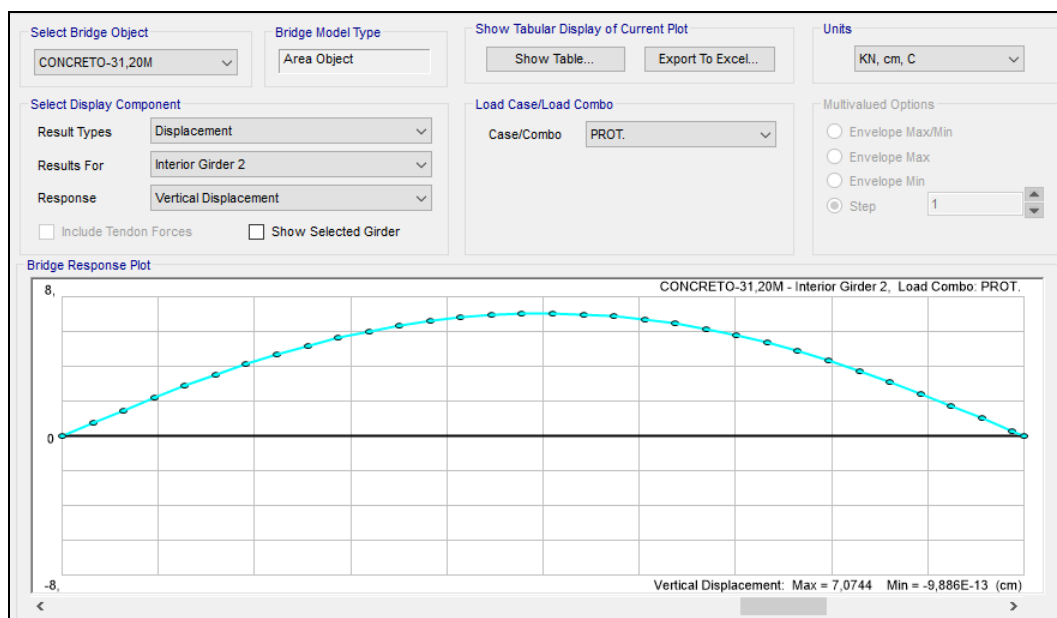


Figura 48 – Deformação devido a protensão

$$\delta_v = 7,07\text{cm.}$$

- 2ª Etapa: Concretagem da laje (viga isolada):

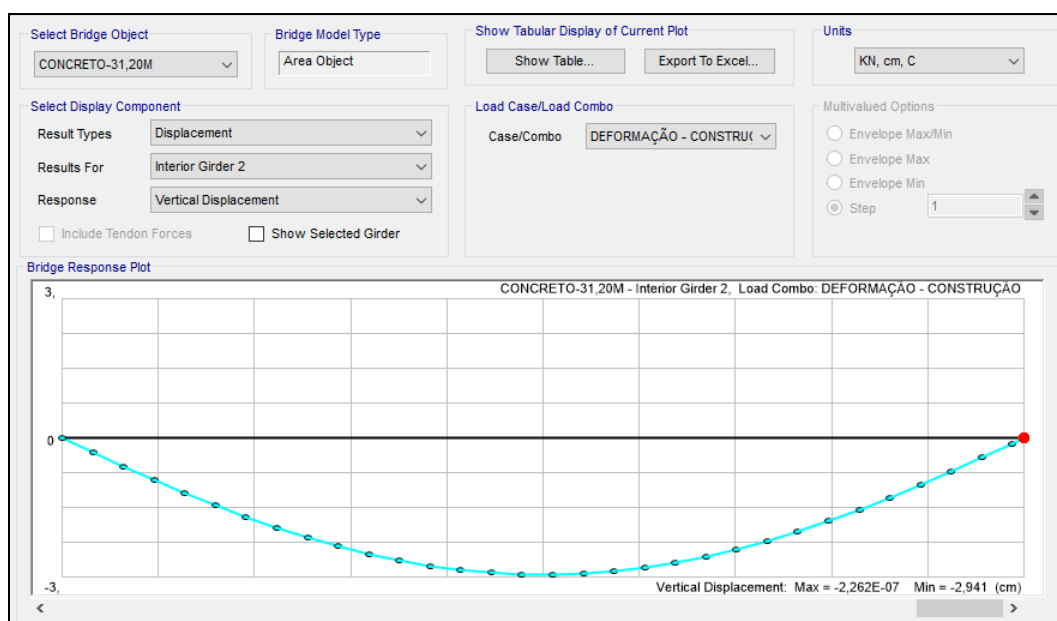


Figura 49 – Deformação devido concretagem da laje

$\delta_v = -2,94\text{cm}$

- 3ª Etapa: Cargas complementares (Cargas Permanentes):

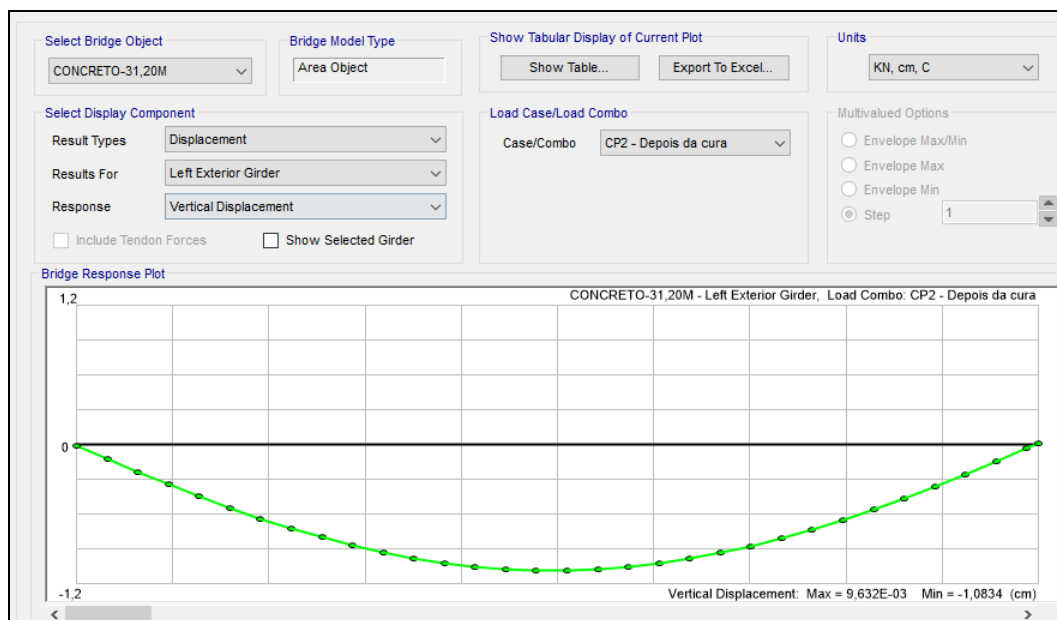


Figura 50 – Deformação devido as cargas permanentes complementares $\delta_v = -1,08\text{cm}$.

- 3ª Etapa: Cargas complementares (Cargas Acidentais):

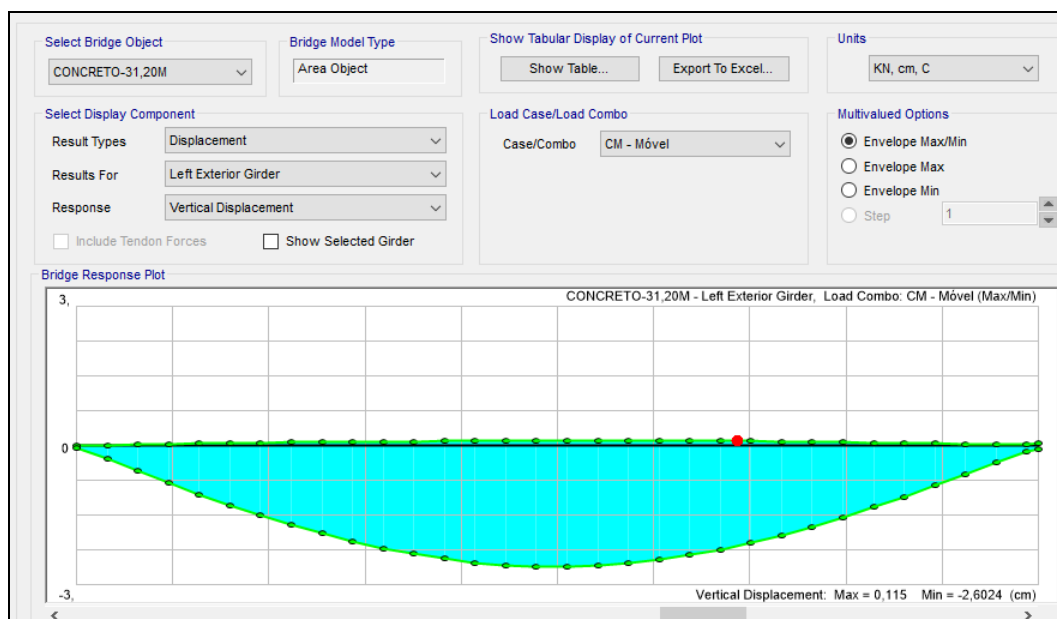


Figura 51 – Deformação devido ao carregamento móvel

$$\delta_v = -2,60\text{cm.}$$

$$\delta_{v,\text{TOTAL IMEDIATA}} = 7,07\text{cm} - 3,34\text{cm} - 2,94\text{cm} - 1,08\text{cm} - 0,3 \cdot 2,60\text{cm} = -1,07\text{cm.}$$

De acordo com o item 17.3.2.1.3 da NBR6118:2014, para consideração da deformação diferida no tempo, basta multiplicar a parcela da flecha imediata por $(1 + \varphi)$, onde φ é o coeficiente de fluência.

→ será adotado $\varphi = 1,9$ ($U = 75\%$, espessura fictícia ≈ 20 , $t_0 = 60$)

$$\delta_{v,\text{TOTAL DIFERIDO}} = (1+1,9) \cdot (7,07\text{cm} - 3,34\text{cm} - 2,94\text{cm} - 1,08\text{cm}) - 0,3 \cdot 2,60 = -1,62\text{Cm.}$$

$$\delta_{\text{ADM.}} = L / 250 = 3150 / 250 = 12,60\text{cm}$$

→ $\delta_{v,\text{TOTAL DIFERIDO}} < \delta_{\text{ADM.}}$ → OK!

11.0 DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS – VÃO 22,20M

11.1 PROTENSÃO

Nesta análise, será considerado concreto protendido nível 2: Protensão limitada (pós-tração).

Para os cabos de protensão, será adotado aço CP-190RB, com 9 cordoalhas $\phi 12.7$ mm. Área de uma cordoalha $\phi 12.7$ mm = 0,987 cm² → Área do cabo com 9 $\phi 12.7$ mm = 9x0,987 = 8,883 cm².

Coefficientes de perda por atrito: $\mu = 0,2$; $k = 0,002$ rad/m e acomodação das ancoragens de 6 mm.

Tensão de aplicação da protensão σ_{pi} :

$$\sigma_{pi} = \text{menor valor entre } 0,74 f_{ptk} \text{ e } 0,82 f_{pyk} \text{ (aços RB)}$$

$$\sigma_{pi} = 0,74 \times 1900 = 1406 \text{ MPa e } 0,82 \times 1710 = 1402 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 1402 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow P_i = 8,883 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 1402 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 = 1245,4 \text{ kN} \Rightarrow \text{será adotada força de protensão de } 1220 \text{ kN.}$$

Serão adotados 3 cabos em cada longarina.

Para o dimensionamento da longarina serão consideradas três etapas:

- Na 1ª etapa, faz-se a protensão de 100% da força dos cabos, com a longarina isolada, para conseguir suportar seu peso próprio; São consideradas apenas as perdas imediatas devido ao atrito e ao encurtamento do concreto;
- Na 2ª etapa, após fazer o içamento da longarina, carrega se a mesma com o peso próprio da laje e das transversinas, além de uma sobrecarga de construção de 1 kN/m². São consideradas as perdas imediatas devido ao

atrito, à acomodação das ancoragens e ao encurtamento do concreto. A longarina ainda é considerada isolada, sem contribuição da laje em sua inércia;

- Na 3ª etapa faz-se a verificação no tempo infinito, com a atuação de todas as cargas (permanentes totais e móvel) e todas as perdas de protensão, com a laje incorporada na seção transversal.

11.2 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES

Para concreto protendido nível 2: Protensão limitada (pós-tração), devem ser verificadas duas condições:

ELS-F, para combinação frequente – 2ª e 3ª etapas de verificação;

ELS-D, para combinação quase permanente – 2ª e 3ª etapas de verificação.

Também deve ser atendida a condição para ELU no ato da protensão – 1ª etapa de verificação.

Tensões admissíveis na longarina:

$$\sigma_{c,adm} = 0,7 * f_{ck} = 0,7 * 40 \rightarrow \sigma_{c,adm} = 28,0MPa$$

$$\sigma_{t,adm} = 1,2 * 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 1,2 * 0,7 * 0,3 * 40^{\frac{2}{3}} \rightarrow \sigma_{t,adm} = 2,94MPa$$

- ELS-F – 3ª Etapa de Verificação - Tensão na face superior:

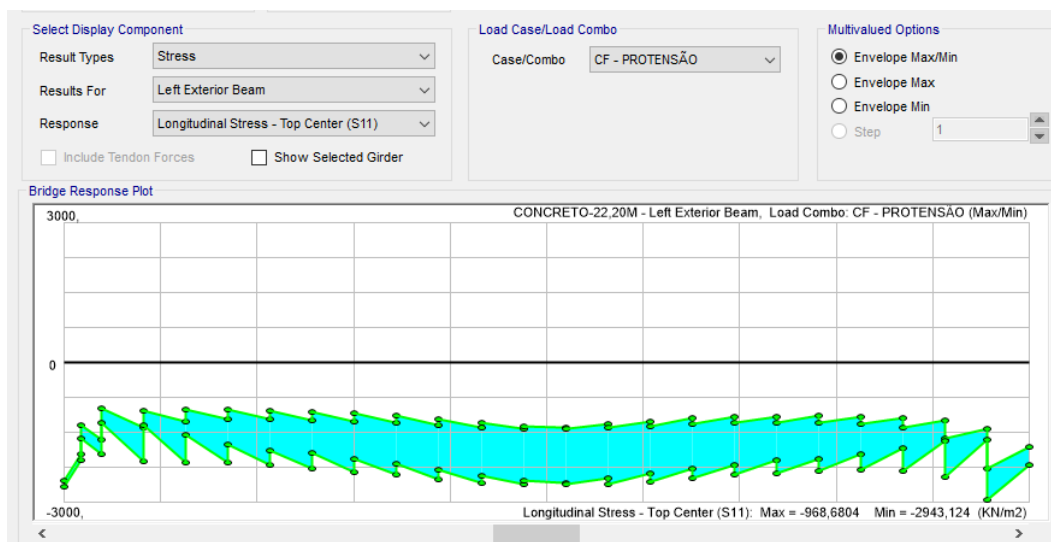


Figura 52 – Tensão na face superior da longarina – ELS-F – 3ª Etapa

$$\sigma_c = 2,9 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$$

- ELS-F – 3ª Etapa de Verificação - Tensão na face inferior:

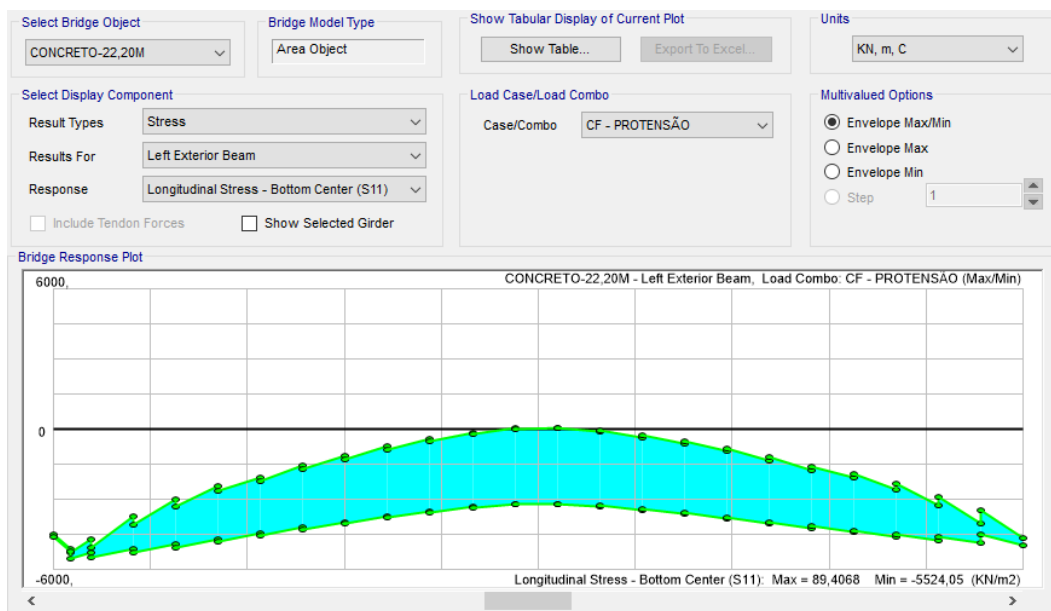


Figura 53 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-F - 3ª Etapa

$$\sigma_t = 0,09 \text{ MPa} < \sigma_{t,adm} = 2,94 \text{ MPa}$$

- ELS-D – 3ª Etapa de Verificação - Tensão na face superior:

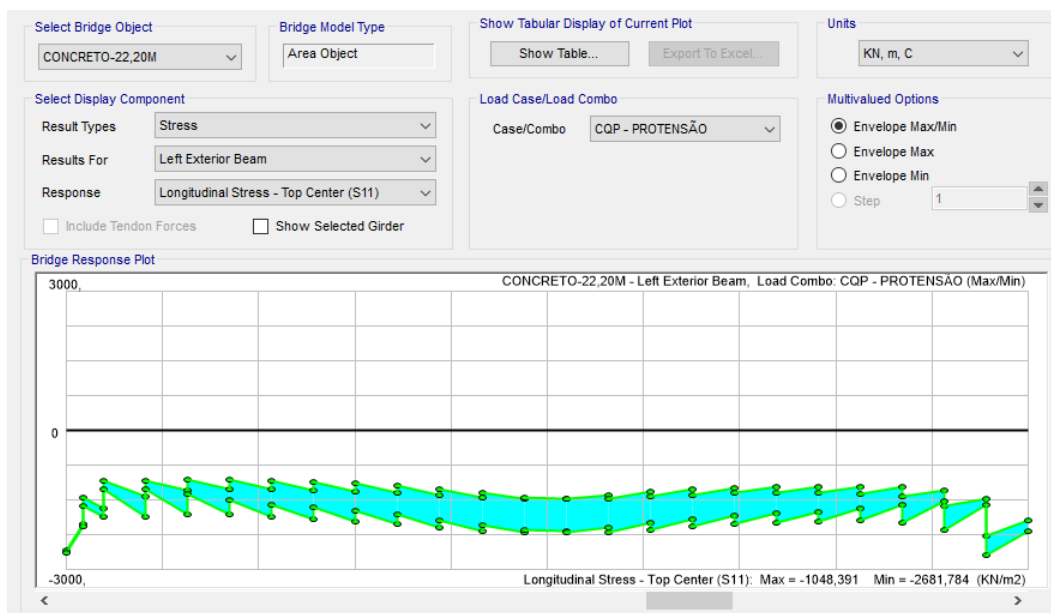


Figura 54 – Tensão na face superior da longarina – ELS-D – 3ª Etapa
 $\sigma_c = 2,68 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$

- ELS-D – 3ª Etapa de Verificação - Tensão na face inferior:

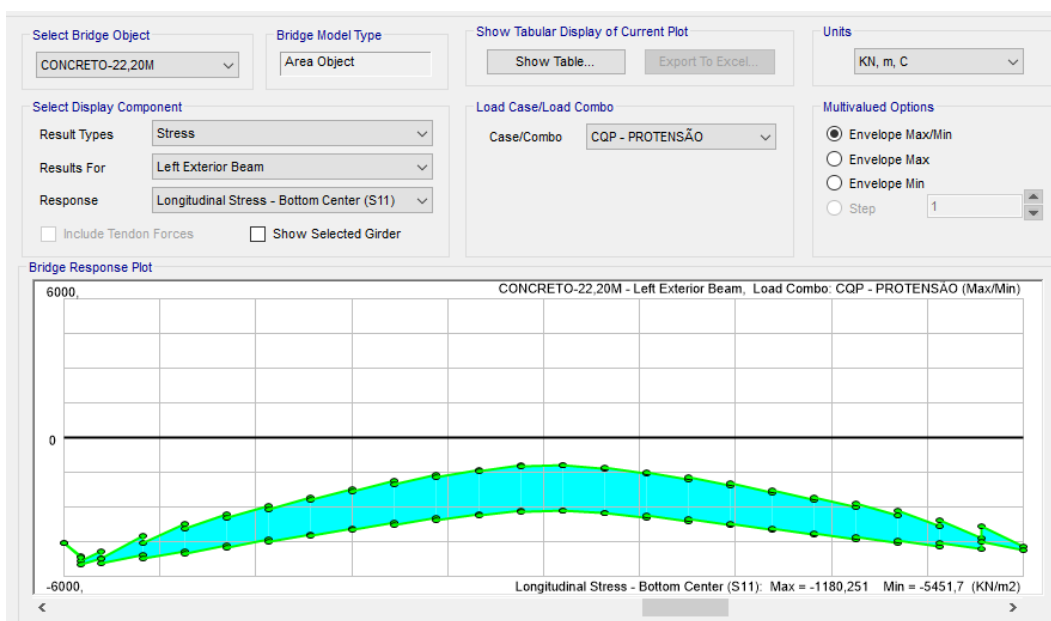


Figura 55 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-D – 3ª Etapa
 $\sigma_c = -1,18 \text{ MPa} < \sigma_{t,adm} = 0,0 \text{ MPa}$ (Não ocorre tração)

- ATO DA PROTENSÃO – 1ª Etapa de Verificação - Tensão na face inferior:

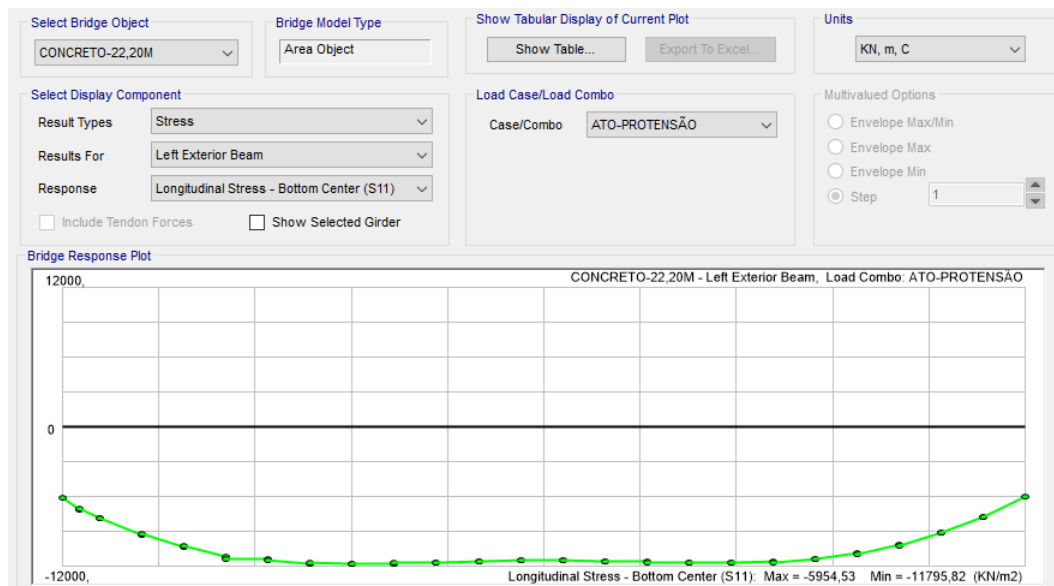


Figura 56 – Tensão na face inferior da longarina – Ato da protensão – 1ª Etapa
 $\sigma_c = 11,79 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$

Resistência mínima da viga para a protensão

$$f_{ck, min} = \frac{11,79}{0,7} = 16,8 \text{ MPa} \rightarrow$$

será adotado 30 MPa para a resistência mínima no ato da protensão

- ATO DA PROTENSÃO – 1ª Etapa de Verificação - Tensão na face superior:

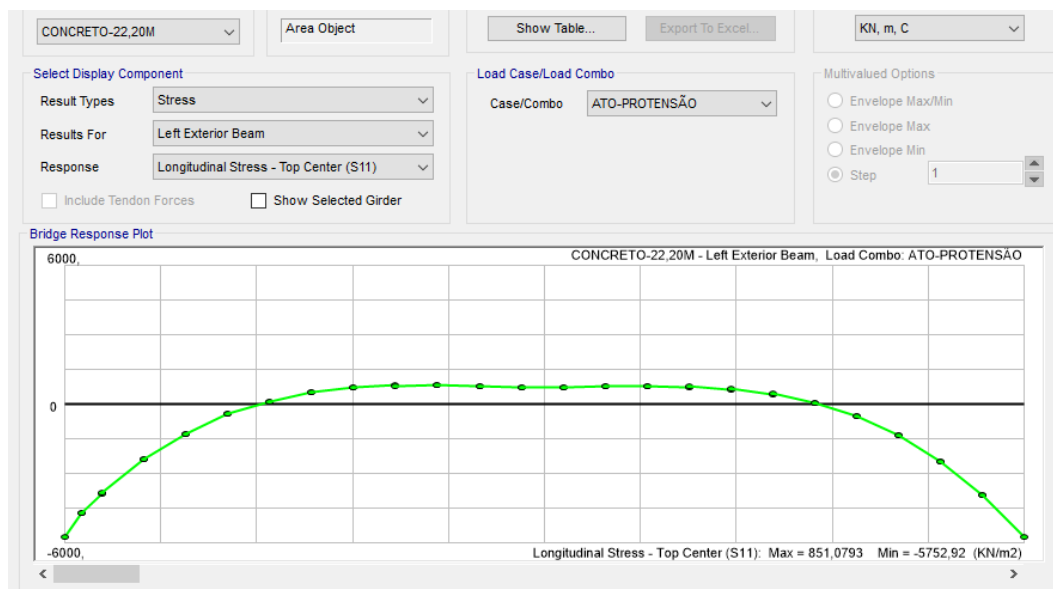


Figura 57 – Tensão na face superior da longarina – Ato da protensão – 1ª Etapa

$$\sigma_c = 0,8 \text{ MPa} < \sigma_{t,adm} = 1,2 * 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 3,46 \text{ MPa}$$

- ELS-F – 2ª Etapa de Verificação - Tensão na face superior:

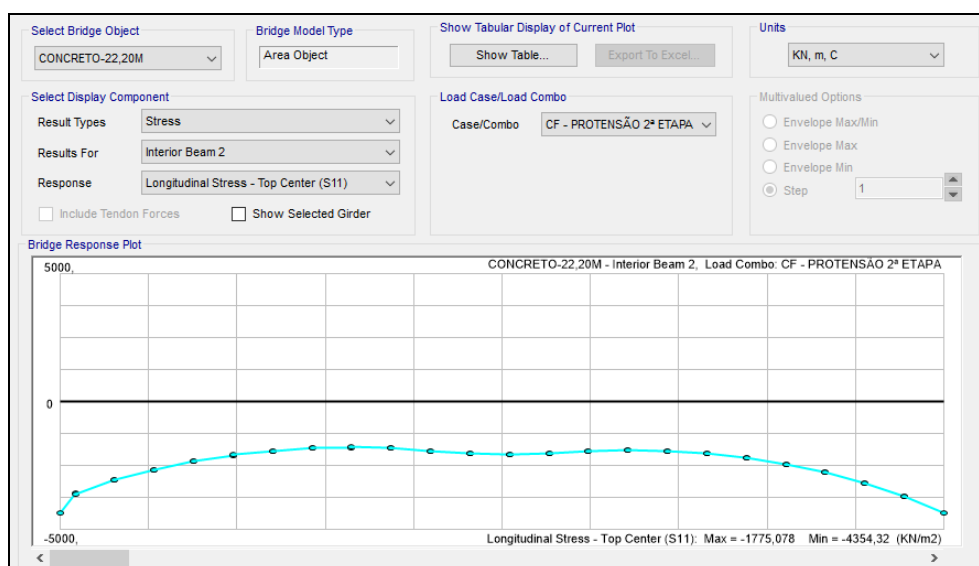


Figura 58 – Tensão na face superior da longarina – ELS-F – 2ª Etapa

$$\sigma_c = 4,35 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$$

- ELS-F – 2ª Etapa de Verificação - Tensão na face inferior:

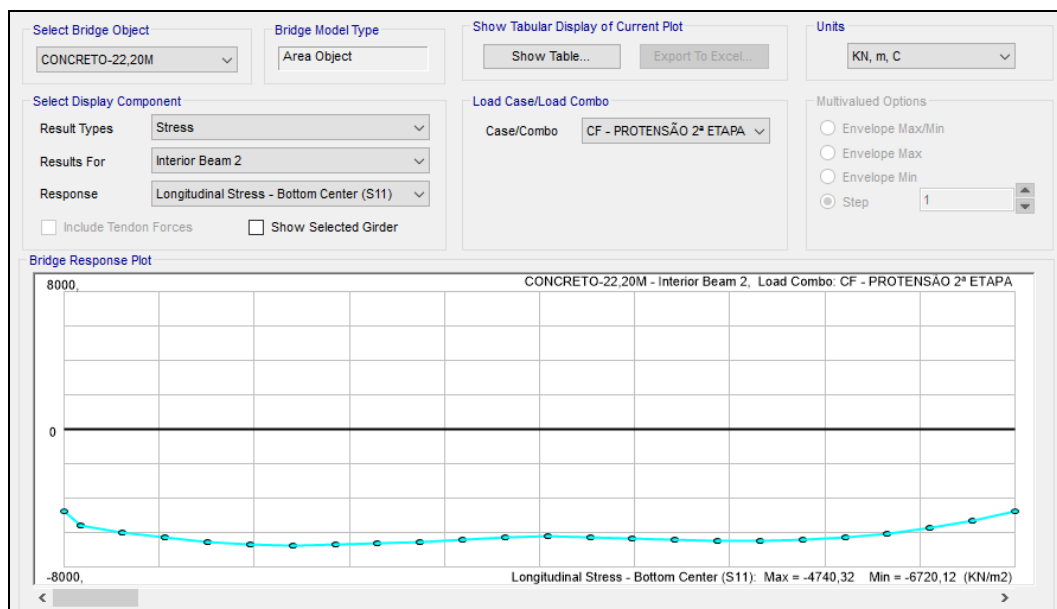


Figura 59 – Tensão na face inferior da longarina – ELS-F – 2ª Etapa
 $\sigma_c = 6,27 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 28,0 \text{ MPa}$

- ELS-D – 2ª Etapa de Verificação:

Como não ocorrem tensões de tração no ELS-F, também não ocorrerão no ELS-D, uma vez que nessa fase a sobrecarga considerada é somente a de construção e a mesma é muito pequena quando comparada com a carga de peso próprio da estrutura. Além disso, o fator de majoração para a sobrecarga no ELS-D é de 0,3 e no ELS-F é de 0,5, ou seja, os esforços serão menores no ELS-D.

11.3 ALONGAMENTO DOS CABOS DE PROTENSÃO

- Parâmetros de Cálculo:

- Coeficientes de perda por atrito: $\mu = 0,2$; $k = 0,002 \text{ rad/m}$;
- Módulo de Elasticidade do Aço = 202 GPa;
- Área da cordoalha $\varnothing 12,7\text{mm} = 0,987\text{cm}^2$ e área do cabo $9 \varnothing 12,7\text{mm} = 8,883 \text{ cm}^2$.

Cabo C1:

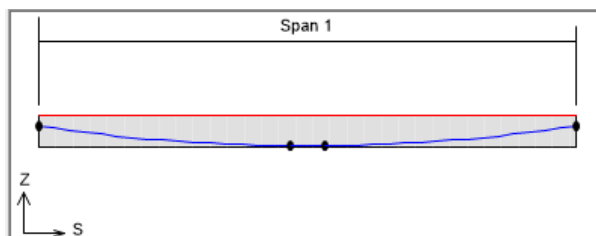


Figura 60 – Traçado do Cabo C1

- Diagrama de Força Normal no Cabo:

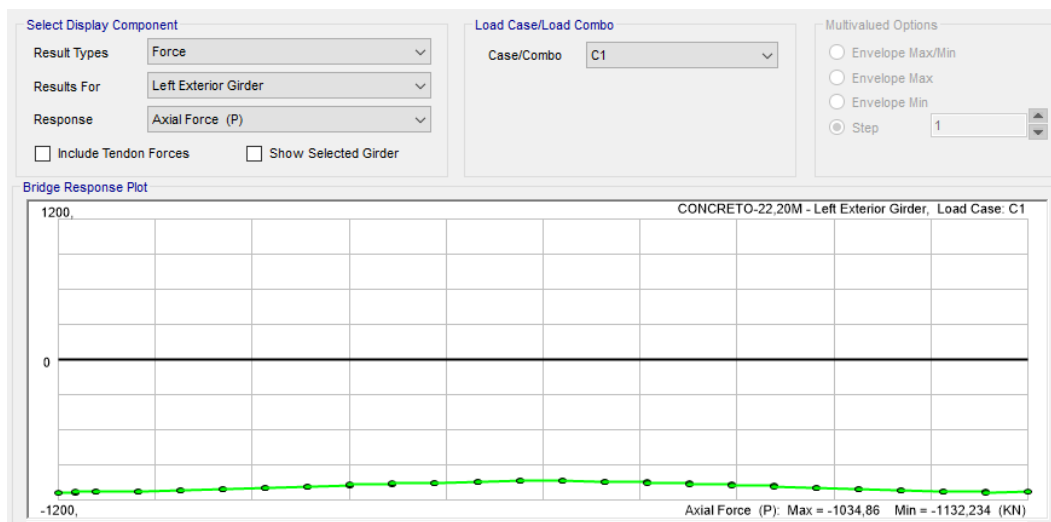


Figura 61 – Diagrama de Força Normal no Cabo C1

$$P_{\text{médio}} = 1086 \text{ kN}$$

$$\Delta l = \frac{P_{\text{médio}} * l}{A_p * E_p} \rightarrow \Delta l = \frac{1086 * 2232}{8,883 * 20200} = 13,51 \text{ cm} = 135,1 \text{ mm}$$

Cabo C2:

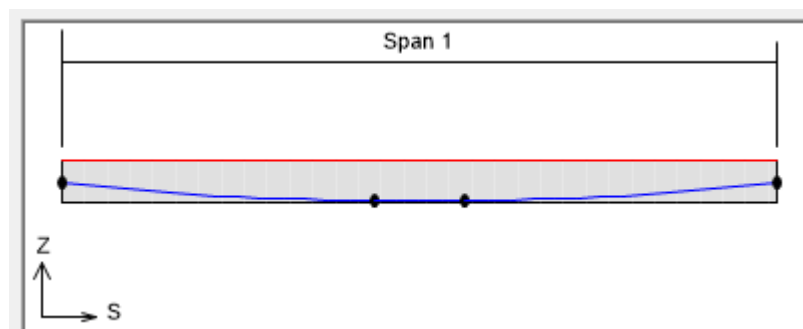


Figura 62 – Traçado do Cabo C2

- Diagrama de Força Normal no Cabo:

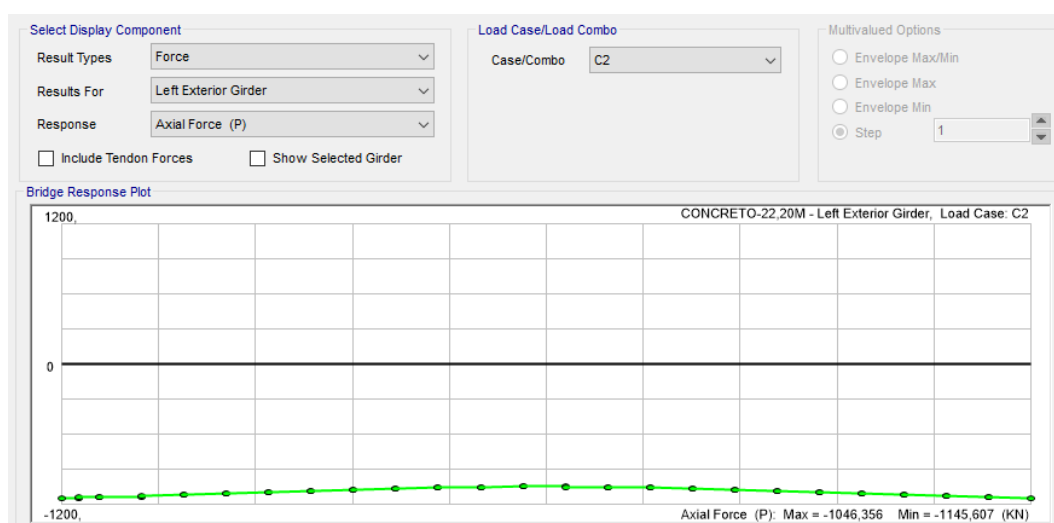


Figura 63 – Diagrama de Força Normal no Cabo C2

$$P_{\text{médio}} = 1090,5 \text{ kN}$$

$$\Delta l = \frac{P_{\text{médio}} * l}{A_p * E_p} \rightarrow \Delta l = \frac{1090,5 * 2222}{8,883 * 20200} = 13,50 \text{ cm} = 135,0 \text{ mm}$$

Cabo C3:

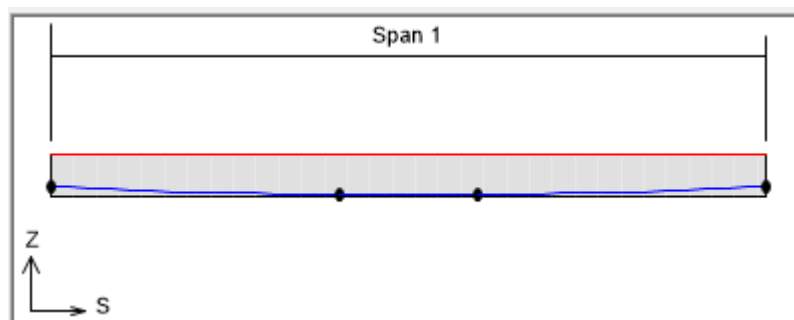


Figura 64 – Traçado do Cabo C3

- Diagrama de Força Normal no Cabo:

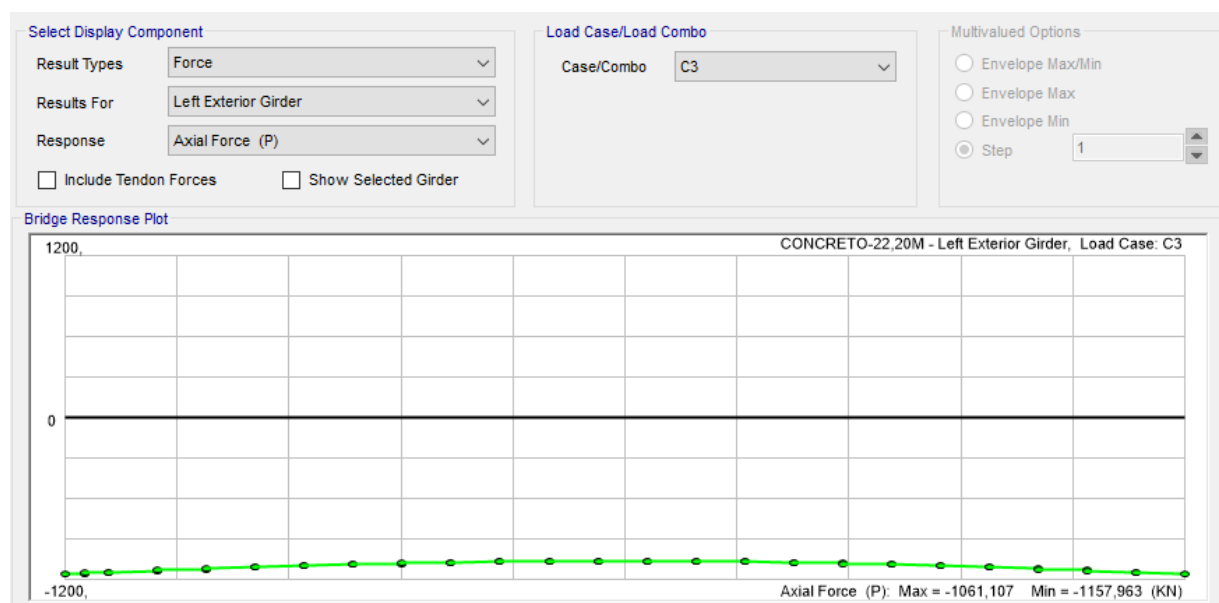


Figura 65 – Diagrama de Força Normal no Cabo C3

$$P_{\text{médio}} = 1098 \text{ kN}$$

$$\Delta l = \frac{P_{\text{médio}} * l}{A_p * E_p} \rightarrow \Delta l = \frac{1098 * 2214}{8,883 * 20200} = 13,55 \text{ cm} = 135,5 \text{ mm}$$

11.4 ARMADURA PASSIVA

ARMADURA DE FLEXÃO – FASE DE OPERAÇÃO

- Diagrama de Momento Fletor
- $M_{d,max} = 6854 \text{ kNm}$

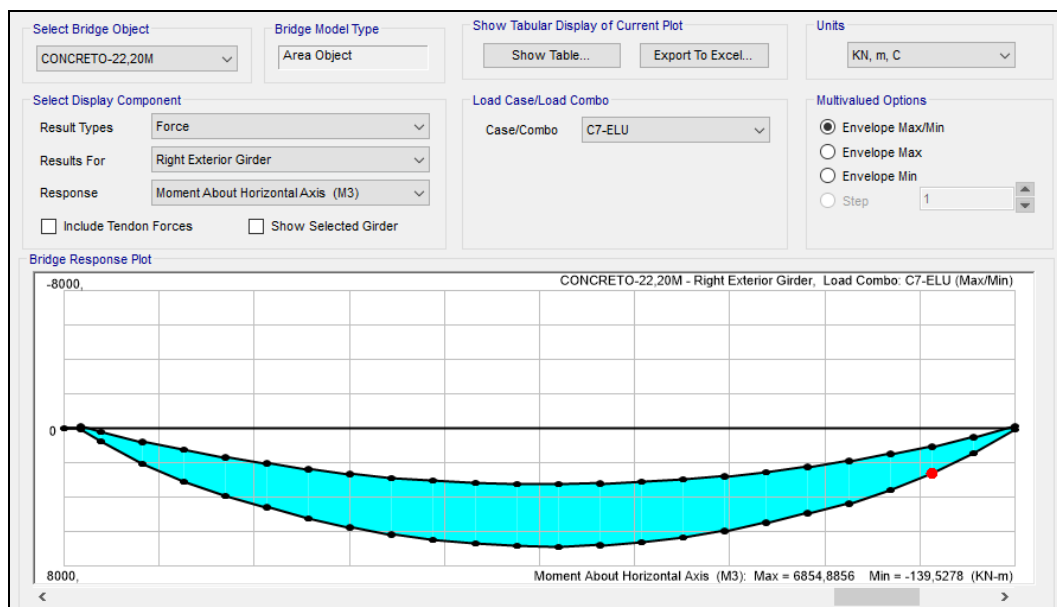


Figura 66 – Momento Fletor na Longarina – kN.m/m

- Diagrama de Força Normal
- Nd,max = 639 kNm

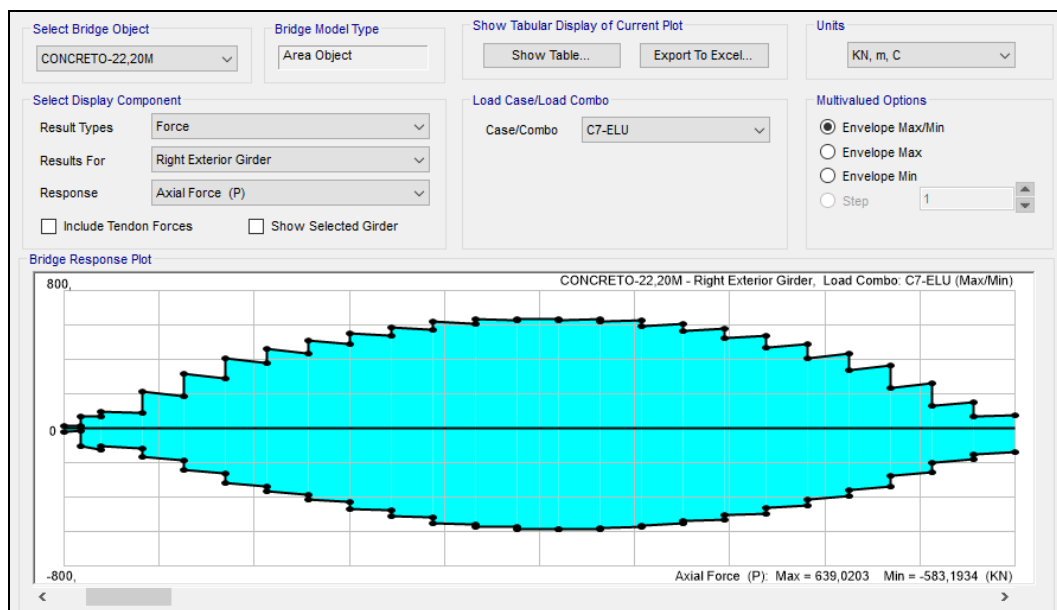


Figura 67 – Esforço Normal na Longarina – kN

- Protensão
- Nd,max = -2500 kN

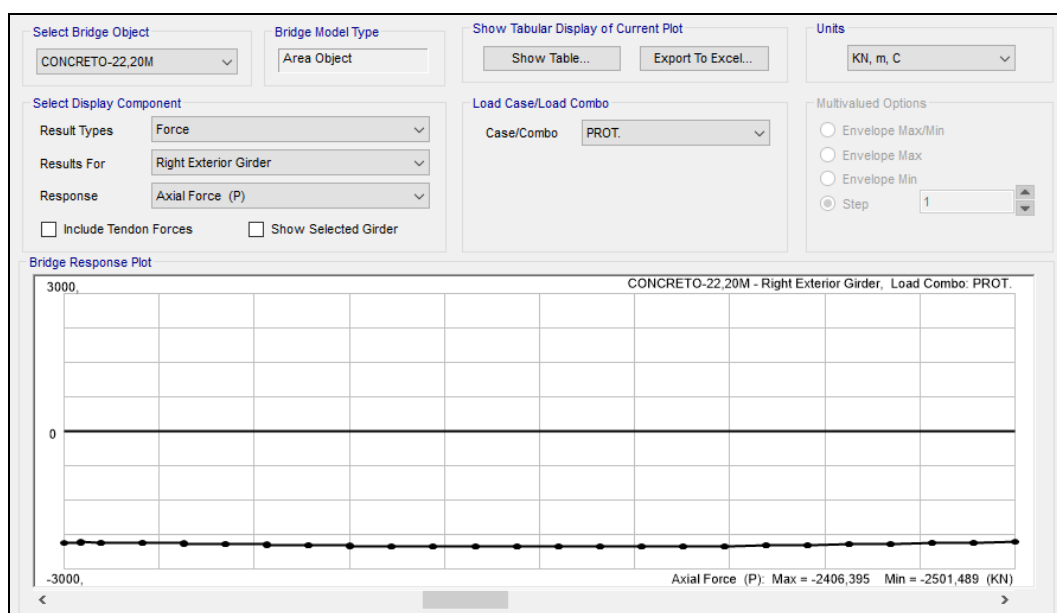


Figura 68 – Esforço Devido a Protensão – kN

Momento Fletor: 6854 kN.m/m
 Esforço Normal: 639-2500 = -1861kN

ARMADURA PASSIVA EM LONGARINAS			
<i>Unidades: kN e m, exceto onde indicado</i>			
F_{ck}	40000	T_{pinf}	-698337,65
FP_{yd}	1,71E+06	E_{pre}	-3,14E-03
F_y	4,35E+05	R_{pd}	3,96E+03
B_f	2,5	a	0,065
B_w	0,24	x	0,082
d_p	1,7	x/d_p	0,048
d_s	1,77	a < hf e x/d _p < 0,259 OK	
A_{ps} (cm²)	26,649	Mrd	6607
A_s (cm²)	0,00	Mrd/Md	0,96
N_p	-1861	maior do que 1 As= 0	
h_f	0,22	Realizar teste de hipótese variando x/ds para alcançar Mrd/Md = 1,0	
E_p	2,00E+08		
M_d	6854		
		x/ds (iterativo)	0,05
		x	0,085
		a	0,068
		R_{cd}	4,11E+03
		R_{sd}	1,45E+02
		Mrd	6854
		A_s(cm²)	3,33
		Mrd/Md	1,00

CO

Será adotado armadura passiva de 6 Φ 25mm.

- VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA DE FLEXÃO
- Mmax = 3730 kNm
- Mmín = 2546 kNm

VERIFICAÇÃO DA FADIGA LONGARINAS PROTENDIDA									
ENTRADA DE DADOS									
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS					COEFICIENTES				
bw (cm)	bf (cm)	hf (cm)	d (cm)	d' (cm)	Y _c	Y _s	Y _f		
24,0	250,0	24,0	170,0	6,0	1,40	1,00	1,00		
PROPRIEDADES DOS MATERIAIS					MOMENTOS DE SERVIÇO				
fck (Mpa)	fyk (CA) (Mpa)		Es (Mpa)		M _{serv.,mín.}	2.546,00 kN.m			
40,0	500,0		210,0		M _{serv.,máx.}	3.730,00 kN.m			
ARMADURAS ATIVA E PASSIVA					Parâmetros para as curvas S-N (Woeller)				
As (cm ²)	A's (cm ²)	Ap (cm ²)	φs (mm)	φp (mm)	Δf _{sd,fad}		185	MPa	
29,46	6,25	26,65	20,0	8,3					
VERIFICAÇÕES									
DEFINIÇÃO DO DOMÍNIO					FADIGA NO CONCRETO				
f _{cd}		28,57142857	MPa		σ _{c2}	7,21	MPa		
f _{yd}		500	MPa		σ _{c1}	8,54	MPa		
R _{sd}		1473	kN		η _c	1,10			
x		3,032647059	cm		η _c Y _f σ _{c,máx.}	7,95	MPa		
Domínio 2					OK!				
FADIGA NA ARMADURA									
α _e	10,00								
24	x _{III} ²	+	12095,18	x _{III}	-321696,6				
Δ	177176253				σ _{s,máx.}	412,02	MPa		
x ₁	25,32				σ _{s,mín.}	281,23	MPa		
x ₂	-529,29				Δσ _s	130,79	MPa		
x _{II,i}	25,32	cm				OK!			
I _{II,i}	1,31E+07	cm ⁴							
η _s	1,01								

Portanto, verificação à fadiga está atendida.

- ARMADURA DE CISALHAMENTO – FASE DE OPERAÇÃO

Para o cálculo da armadura de cisalhamento, será considerado o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA), de 1,25, para as seções que estão nos cinco primeiros e últimos metros da longarina. Para as seções entre estes cinco metros, o CIA não será considerado.

- - Diagrama de Força Cortante

- $V_{d,max} = 1530 \text{ kN}$

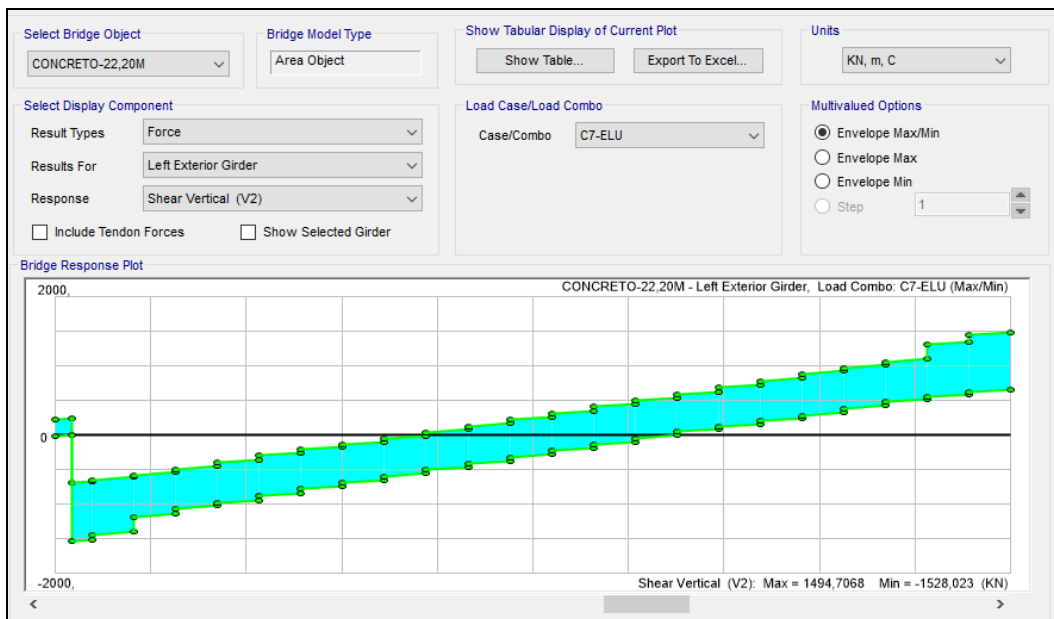


Figura 69 – Esforço Cortante – kN – Envolvória ELU

- Diagrama de Força Cortante Devido a Protensão

- $V_{d,max} = 420 \text{ kN}$

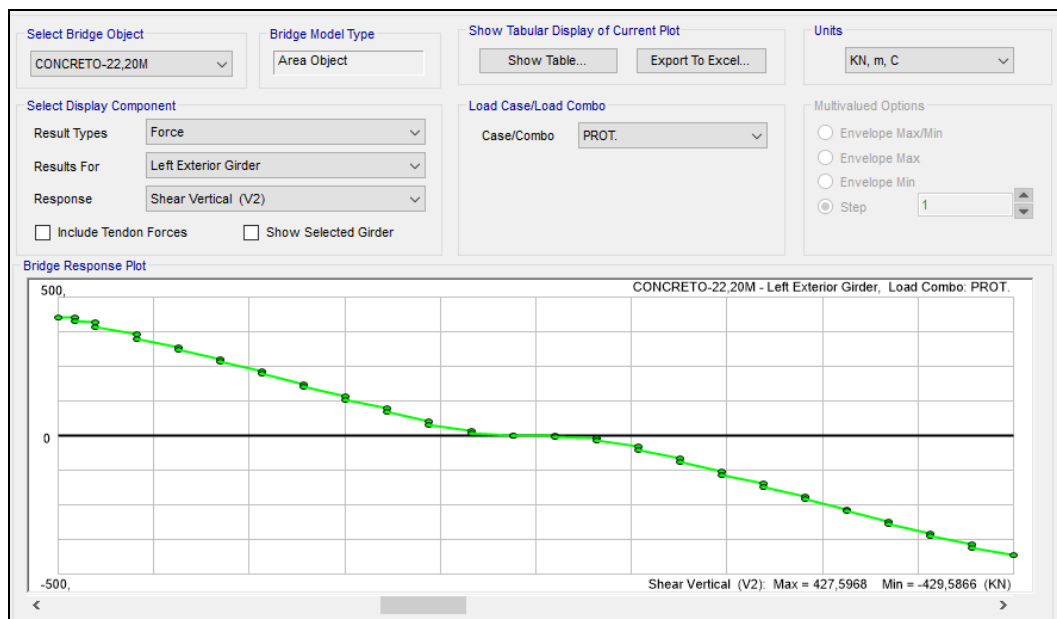


Figura 70 – Esforço Cortante Devido a Protensão – kN

- Diagrama de Momento Torsor

- Td,max = 80 kN.m

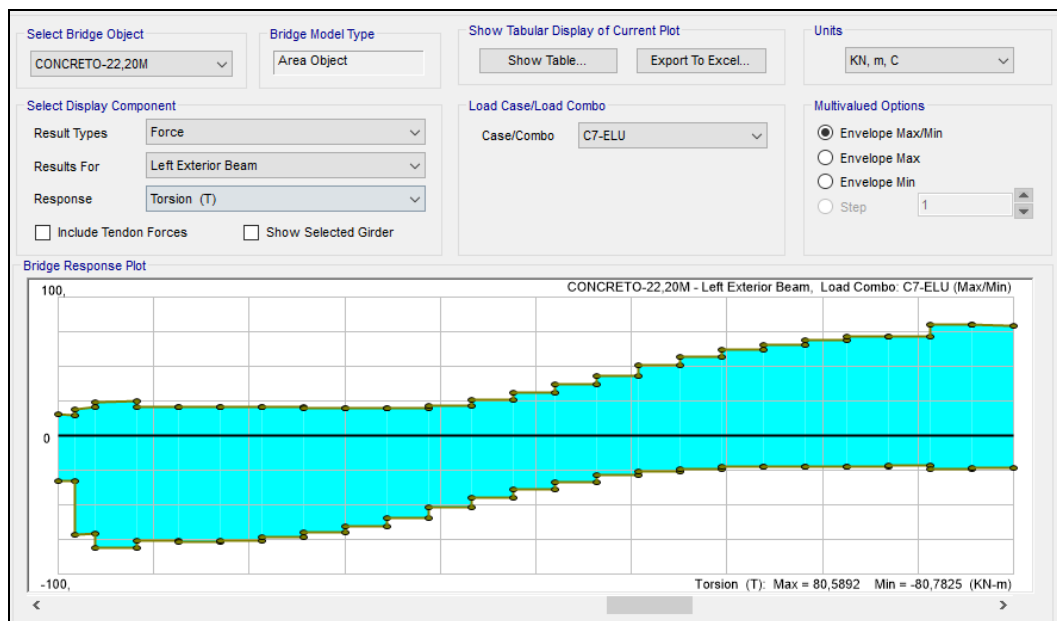


Figura 71 – Momento Torsor – kNm

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - ENTRADA DE DADOS												fck (Mpa)	40
												Aço (Mpa)	500
IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas								Esforços de cálculo			Número de Pernas	
	B _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	h _e (cm)	A/u (cm)	2C ₁ (cm)	U _e (cm)	A _e (cm ²)	V _d (kN.m)	Protensão (kN)	T _d (kN.m)		
0 a 1,50m	60	212	5	10	23,4	10	504	10100	1530	420	71	4	
1,5m a 3,0m	40	212	5	10	16,8	10	464	6060	1400	375	80	2	
3,0m a 5,0m	24	212	5	10	10,8	10	432	2828	1030	300	76	2	
5,0m a 8,0m	24	212	5	10	10,8	10	432	2828	865	195	73	2	
8,0m a 11,1m	24	212	5	10	10,8	10	432	2828	575	75	59	2	

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - RESULTADOS											
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento										
	Biela do Concreto	Verificação conjunta	A _{sw,min} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{sw} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{w,min} (cm ² /m) (torção)	A _w (cm ² /m) (torção)	A _{sw} (cm ² /m) Perna Externa	A _{sw} (cm ² /m) Perna Interna	A _{sl,min} (cm ²)	A _{sl} (cm ²)	
0 a 1,50m	OK	0,31 OK	8,42	0,00	1,40	0,81	2,11	2,11	7,07	4,07	
1,5m a 3,0m	OK	0,36 OK	5,61	2,36	1,40	1,52	4,21	0,00	6,51	7,04	
3,0m a 5,0m	OK	0,47 OK	3,37	2,93	1,40	3,09	4,61	0,00	6,06	13,35	
5,0m a 8,0m	OK	0,46 OK	3,37	2,06	1,40	2,97	3,74	0,00	6,06	12,82	
8,0m a 11,1m	OK	0,42 ok	3,37	0,00	1,40	2,40	1,68	0,00	6,06	10,36	

RESUMO DA ARMAÇÃO				
IDENTIFICAÇÃO	Asw, adotado	PERNA EXTERNA	PERNA INTERNA	ARMADURA DE COSTELA
0 a 1,50m	13,41	Ø8 mm c.15	Ø8 mm c.15	9 Ø 10mm
1,5m a 3,0m	10,06	Ø8 mm c.10,0	-	9 Ø 10mm
3,0m a 5,0m	10,06	Ø8 mm c.10,0	-	9 Ø 10mm
5,0m a 8,0m	8,05	Ø8 mm c.12,5	-	9 Ø 10mm
8,0m a 11,1m	10,06	Ø8 mm c.15	-	9 Ø 10mm

Verificação à Fadiga

VERIFICAÇÃO DA FADIGA												
IDENTIFICAÇÃO	Esforços em serviço						k _{fad}	Armadura Final				
	V _{máx, serv.} (kN)	τ _{máx} (Mpa)	V _{mín, serv.} (kN)	τ _{mín} (Mpa)	T _{máx, serv.} (kNm)	τ _{máx} (Mpa)		Asw (cm ² /m)	A _{sw} (cm ² /m) Perna Externa		A _{sw} (cm ² /m) Perna Interna	
0 a 1,50m	790	54,55	512	0,00	29	0,11	1,00	13,41	2,11	Ø8 mm c.15	2,11	Ø8 mm c.15
1,5m a 3,0m	724	153,78	464	15,05	32	0,26	1,64	16,45	8,22	Ø10 mm c.10,0	0,00	-
3,0m a 5,0m	561	159,82	370	57,90	29	0,51	1,20	12,12	6,06	Ø10 mm c.12,5	0,00	-
5,0m a 8,0m	448	124,40	256	0,00	25	0,55	1,47	11,83	5,92	Ø10 mm c.12,5	0,00	-
8,0m a 11,1m	276	7,75	96	0,00	23	0,40	1,00	10,06	1,68	Ø8 mm c.15	0,00	-

Verificação para introdução da força de protensão

Propriedades geométricas da seção equivalente				
Área (cm ²)	Inércia x (cm ⁴)	Ord. y_{cg} (cm)	Wsup (m ³)	Winf (m ³)
10448,96	34757242,73	84,90	0,463	0,409

Tensões nas faces (kN/m²)	σ_{inf}	2152,6	
	σ_{sup}	4697,1	(Positivo para compressão)

Alturas dos cabos (m)	Distâncias ao CG (m)	Ponto de aplicação da força após de regularização (m)
Cabo 01	1,400	0,551
Cabo 02	1,000	0,151
Cabo 03	0,600	-0,249

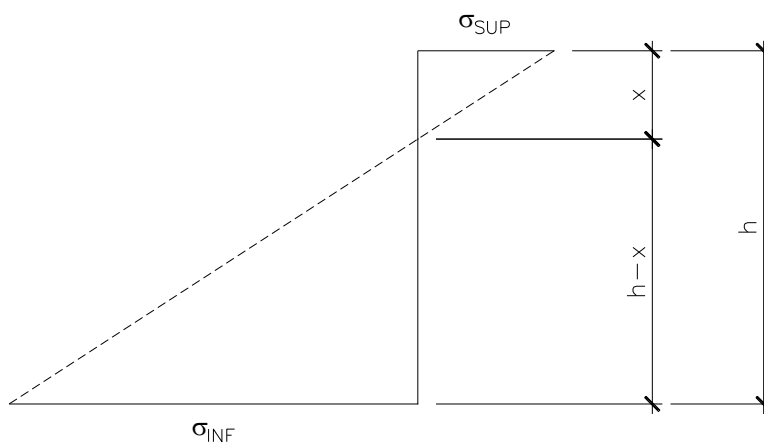
Resultante máxima (kN)	Aço	f_y (kN/cm ²)	γ_p	$A_{s,nec}$ (cm ²)	$A_{s,nec}$ (cm ² /m)
376,872		500,0	1,1	10,49	13,11
	$A_{s,adotado}$ (cm ² /m)		Ok! Armação atende.	$A_{s,nova}$ (cm ² /m)	
	16,0	(4 x Ø 8 c/12,5)		-	

A armadura deve ser distribuída internamente no trecho de $H/2 = 80cm$

Referência: FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto armado**. Cap. 7. 2 ed. São Paulo: Pini, 2013.

Dimensionamento da armadura superior no ato da protensão:

h(m)	b(m)	F_y (MPa)	γ_s	γ_f	σ_{SUP} (MPa)	σ_{INF} (MPa)
1,6	0,6	250	1,15	1,4	1,78	-15,68



x(m)	F_T (kN)	A_{ST} (cm ²)	A_S ADOTADO (cm ²)
0,16	87,10	5,61	12,06

Adotado 6 \varnothing 16

11.5 VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DAS LONGARINAS

Para a verificação da deformação da longarina, devem ser levadas em conta as etapas de construção. Primeiramente, a longarina é protendida e atua somente o seu peso próprio. Em um segundo momento, a longarina é carregada com o peso da laje. Nessas duas etapas, a rigidez da peça é somente devido à viga isolada. Em um terceiro momento, a longarina é solicitada com as cargas permanentes adicionais e a carga móvel. Para a verificação da deformação, é considerado combinação quase permanente, com $\psi_2 = 0,3$ para as cargas móveis.

- 1ª Etapa: Ato da protensão (viga isolada) – Peso Próprio

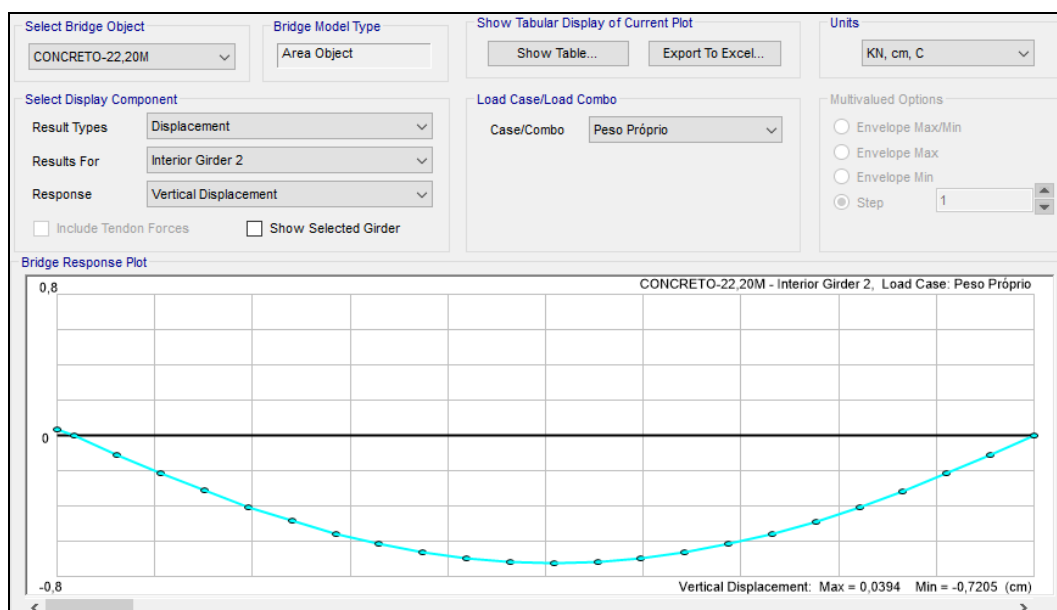


Figura 72 – Deformação devido ao peso próprio da viga

$$\delta_v = -0,72\text{cm.}$$

- 1ª Etapa: Ato da protensão (viga isolada) – Protensão:

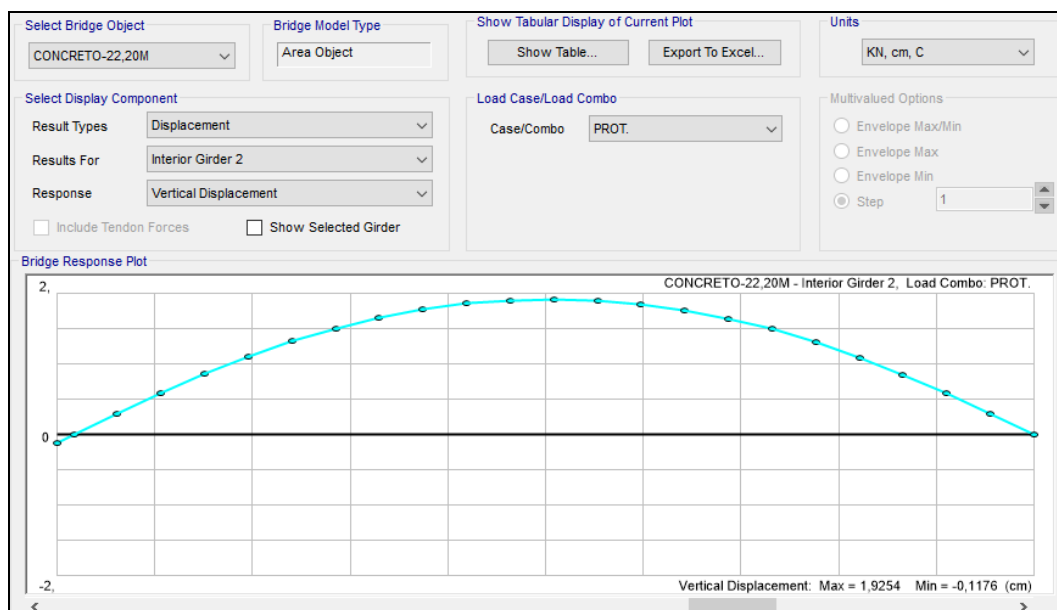


Figura 73 – Deformação devido a protensão

$\delta_v = 1,92\text{cm.}$

- 2ª Etapa: Concretagem da laje (viga isolada):

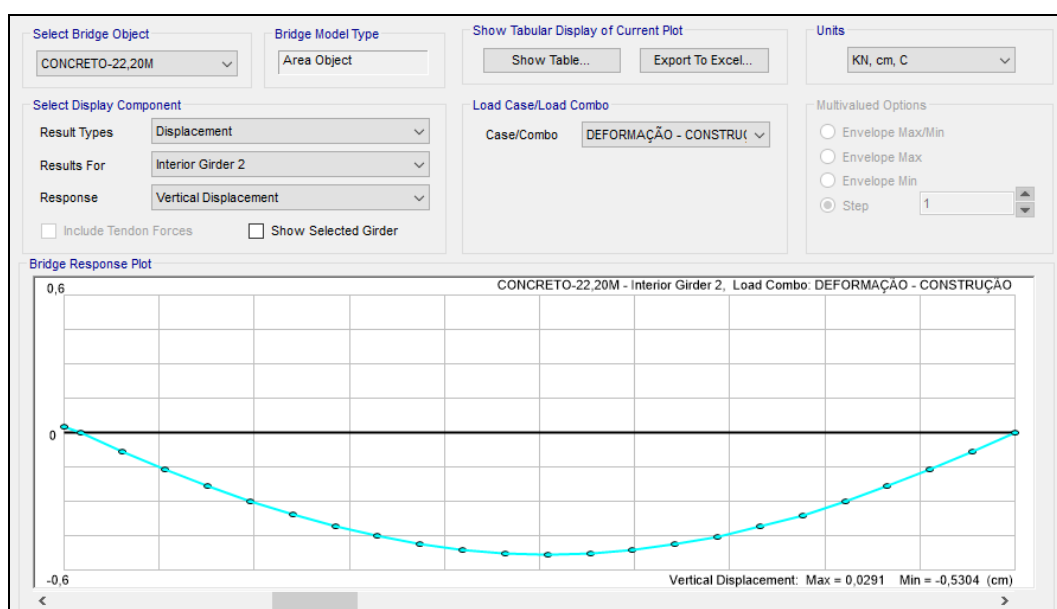


Figura 74 – Deformação devido concretagem da laje

$\delta_v = -0,53\text{cm}$

- 3ª Etapa: Cargas complementares (Cargas Permanentes):

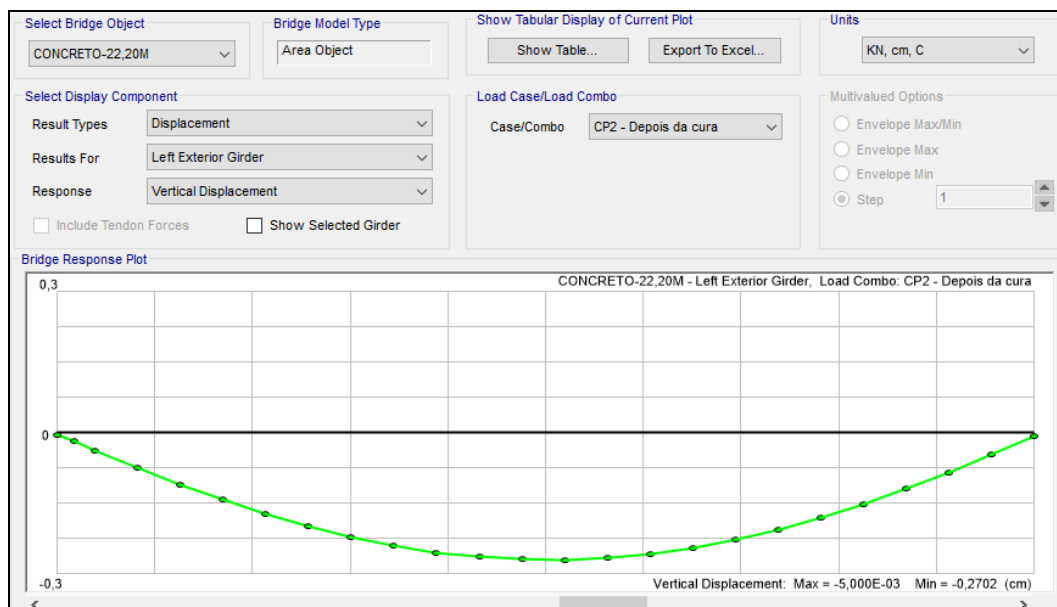


Figura 75 – Deformação devido as cargas permanentes complementares $\delta_v = -0,27\text{cm}$.

- 3ª Etapa: Cargas complementares (Cargas Acidentais):

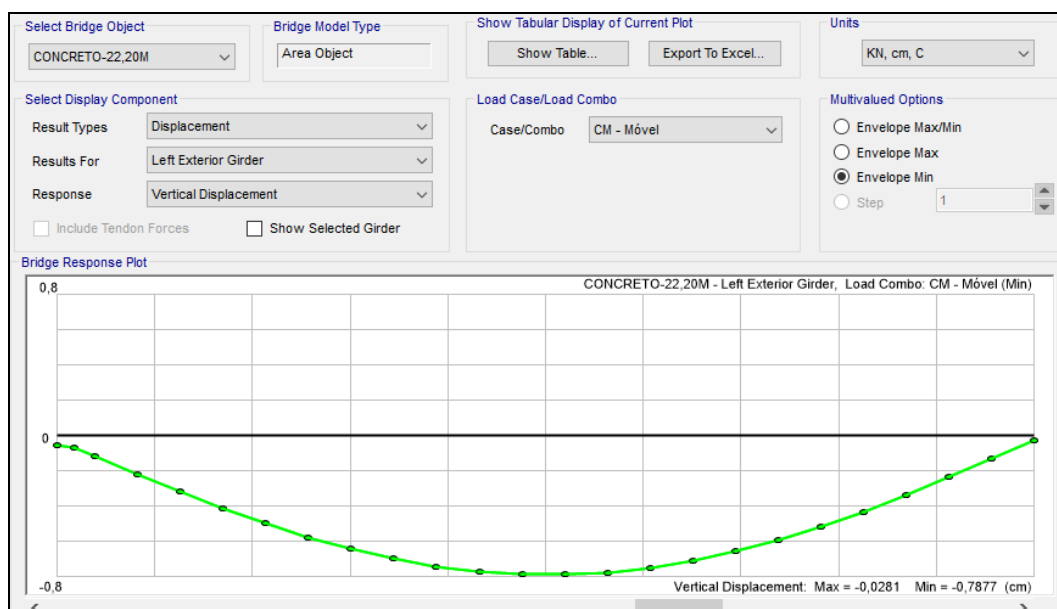


Figura 76 – Deformação devido ao carregamento móvel $\delta_v = -0,79\text{cm}$.

$$\delta_{v,TOTAL\ IMEDIATA} = 1,92\text{cm} - 0,72\text{cm} - 0,53\text{cm} - 0,27\text{cm} - 0,3 \cdot 0,79\text{cm} = 0,16\text{cm}.$$

De acordo com o item 17.3.2.1.3 da NBR6118:2014, para consideração da deformação diferida no tempo, basta multiplicar a parcela da flecha imediata por $(1 + \varphi)$, onde φ é o coeficiente de fluência.

→ será adotado $\varphi = 1,9$ ($U = 75\%$, espessura fictícia ≈ 20 , $t_0 = 60$)

$$\delta_{v,TOTAL\ DIFERIDO} = (1+1,9) \cdot (1,92\text{cm} - 0,72\text{cm} - 0,53\text{cm} - 0,27\text{cm}) - 0,3 \cdot 0,79 = 0,92\text{cm}.$$

$$\delta_{ADM.} = L / 250 = 2220 / 250 = 8,90\text{cm}$$

→ $\delta_{v,TOTAL\ DIFERIDO} < \delta_{ADM.}$ → OK!

12.0 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS

12.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

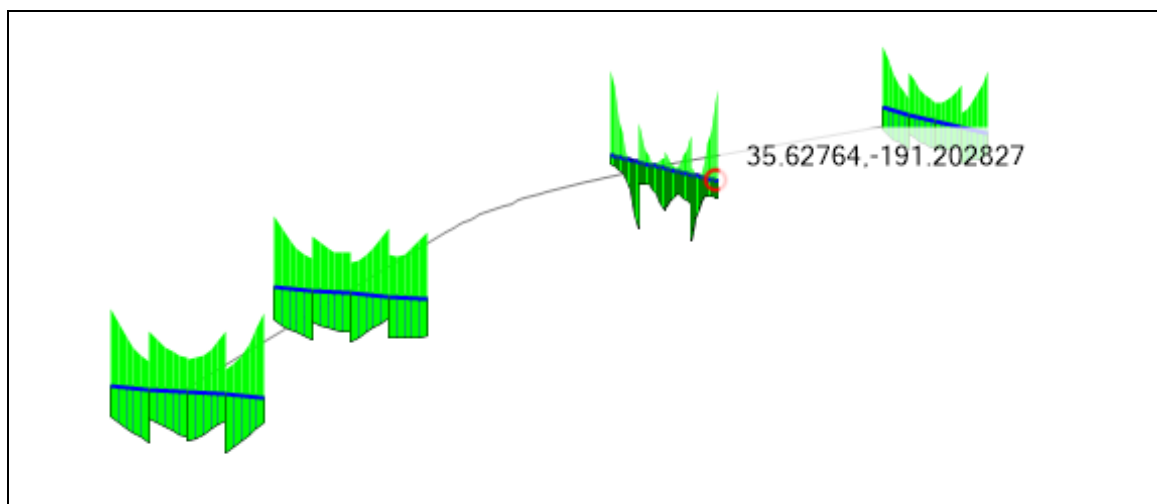


Figura 77 – Momento Fletor Mínimo – kN.m

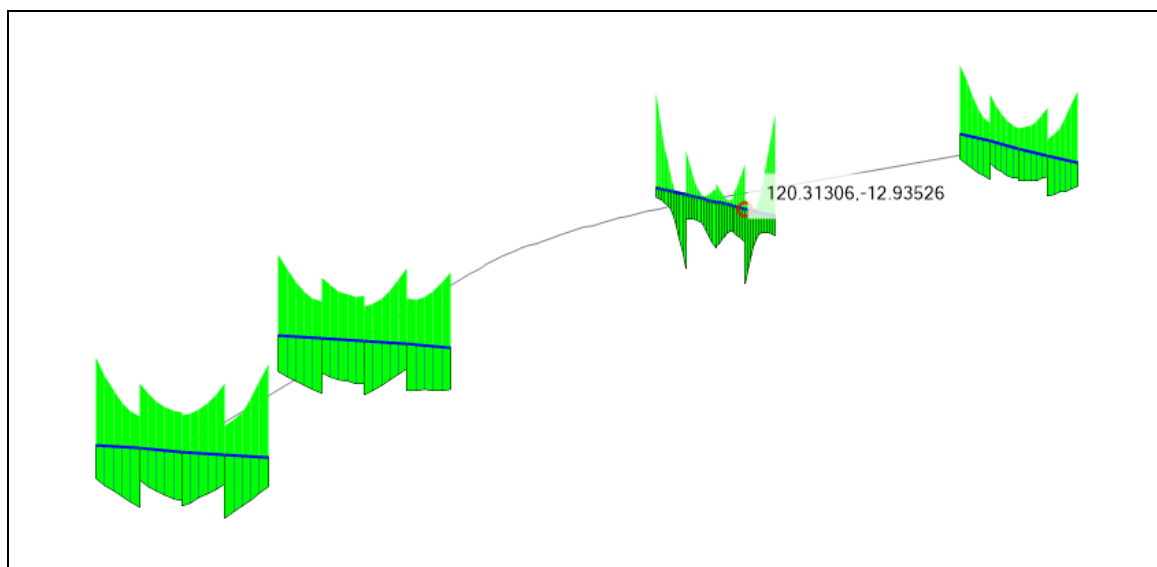


Figura 78 – Momento Fletor Máximo – kN.m

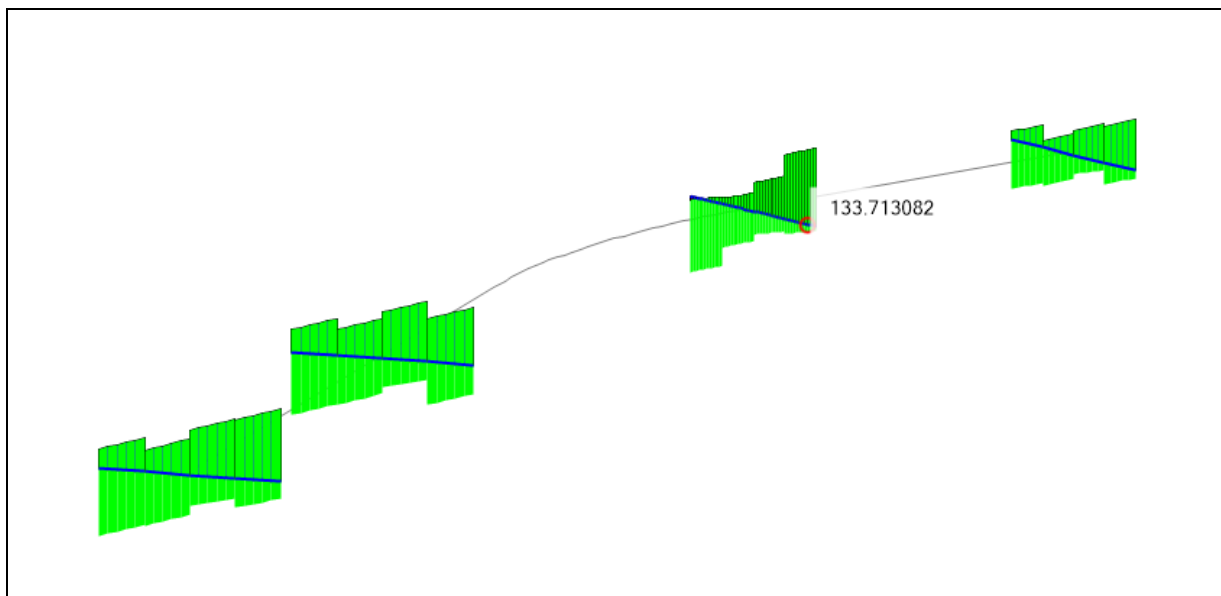


Figura 79 – Esforço Cortante – kN

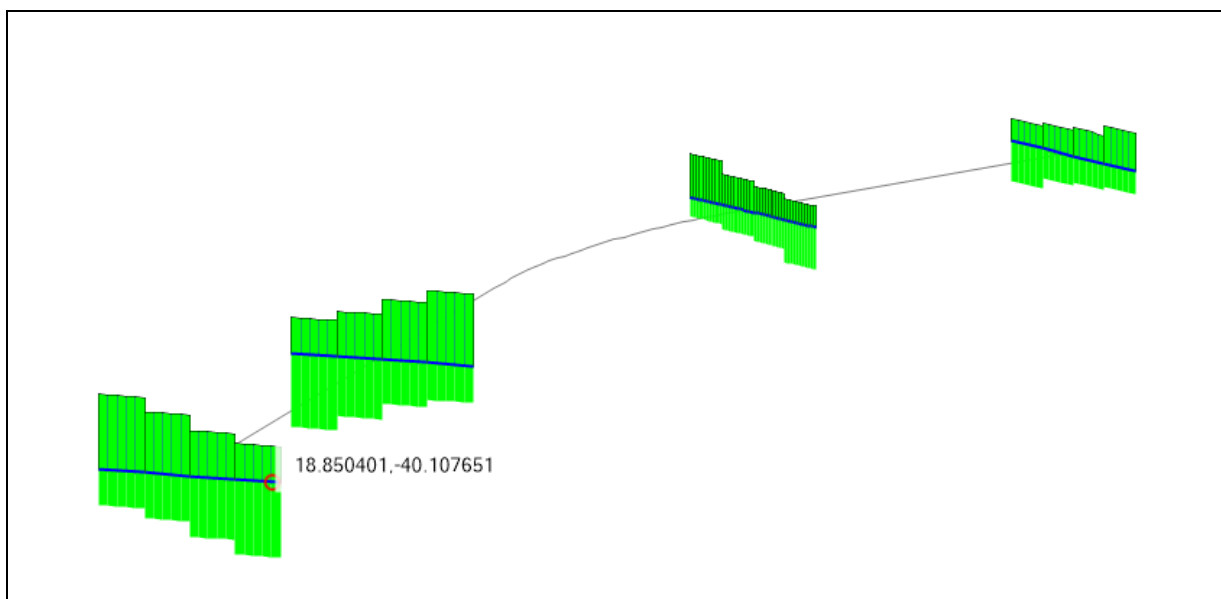


Figura 80 – Momento de torção – kN.m

12.2 CÁLCULO DAS ARMADURAS

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014											fck (Mpa)	40,00
											fyk (Mpa)	250,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU					
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	A's (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)	
Transversina VT1 A VT4 Armadura inferior	25,00	120,00	114,00	6,00	111,0	0,00	4,51	4 Ø 16,0	0,00	0,00	5,37	
Transversina VT1 A VT4 Armadura superior	25,00	120,00	114,00	6,00	-149,0	0,00	6,07	4 Ø 16,0	0,00	0,00	5,37	
Transversina VT5 A VT8 Armadura inferior	25,00	120,00	114,00	6,00	97,0	0,00	3,94	4 Ø 16,0	0,00	0,00	5,37	
Transversina VT5 A VT8 Armadura superior	25,00	120,00	114,00	6,00	-135,0	0,00	5,49	4 Ø 16,0	0,00	0,00	5,37	
Transversina VT9 A VT12 Armadura inferior	25,00	120,00	114,00	6,00	120,0	0,00	4,88	4 Ø 16,0	0,00	0,00	5,37	
Transversina VT9 A VT12 Armadura superior	25,00	120,00	114,00	6,00	-191	0,00	7,80	4 Ø 16,0	0,00	0,00	5,37	
Transversina VT13 A VT16 Armadura inferior	25,00	120,00	114,00	6,00	70	0,00	2,84	4 Ø 16,0	0,00	0,00	5,37	
Transversina VT13 A VT16 Armadura superior	25,00	120,00	114,00	6,00	-123	0,00	5,00	4 Ø 16,0	0,00	0,00	5,37	

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - ENTRADA DE DADOS											fck (Mpa)	40
											Aço (Mpa)	500
IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas							Esforços de cálculo				Número de Pernas
	Bw (cm)	h (cm)	d' (cm)	he (cm)	A/u (cm)	2C1 (cm)	Ue (cm)	Ae (cm²)	Vd (kN.m)	Protensão (kN)	Td (kN.m)	
Transversina VT1 A VT4	25	120	6	11	10,3	12	246	1526	123	0	40	2
Transversina VT5 A VT8	25	120	6	11	10,3	12	246	1526	97	0	38	2
Transversina VT9 A VT12	25	120	6	11	10,3	12	246	1526	133	0	22	2
Transversina VT13 A VT16	25	120	6	11	10,3	12	246	1526	88	0	20	2

DIMENSIONAMENTO AO CISLHAMENTO + TORÇÃO - RESULTADOS											
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento										
	Biela do Concreto	Verificação conjunta		$A_{sw,min}$ (cm ² /m) (Cisalhamento)	A_{sw} (cm ² /m) (Cisalhamento)	$A_{w,min}$ (cm ² /m) (torção)	A_w (cm ² /m) (torção)	A_{sw} (cm ² /m) Perna Externa	A_{sw} (cm ² /m) Perna Interna	$A_{sl,min}$ (cm ²)	A_{sl} (cm ²)
Transversina VT1 A VT4	OK	0,45	OK	3,51	0,00	1,54	3,01	3,01	0,00	3,80	7,42
Transversina VT5 A VT8	OK	0,44	OK	3,51	0,00	1,54	2,86	2,86	0,00	3,80	7,04
Transversina VT9 A VT12	OK	0,36	OK	3,51	0,00	1,54	1,66	1,75	0,00	3,80	4,08
Transversina VT13 A VT16	OK	0,35	OK	3,51	0,00	1,54	1,51	1,75	0,00	3,80	3,71

RESUMO DA ARMAÇÃO				
IDENTIFICAÇÃO	$A_{sw,adotado}$	PERNA EXTERNA	PERNA INTERNA	ARMADURA DE COSTELA
Transversina VT1 A VT4	13,41	Ø8 mm c.15	-	10 Ø 10mm
Transversina VT5 A VT8	10,06	Ø8 mm c.15	-	10 Ø 10mm
Transversina VT9 A VT12	10,06	Ø8 mm c.15	-	10 Ø 10mm
Transversina VT13 A VT16	8,05	Ø8 mm c.15	-	10 Ø 10mm

12.3 VERIFICAÇÃO TROCA DE APARELHO DE APOIO

Será verificada a armação das travessas para a hipótese de troca de aparelho de apoio, na qual a superestrutura deverá ser levantada por macacos hidráulicos sob as transversinas, conforme especificado em projeto. Para essa verificação, será considerada a combinação das cargas permanentes máximas majoradas de 1,20.

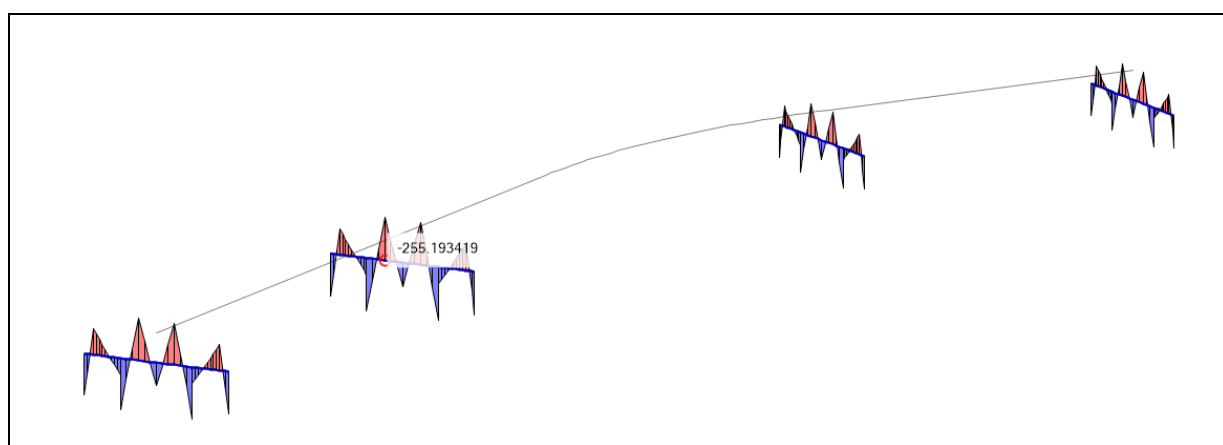


Figura 81 – Momento Fletor Mínimo – kN.m

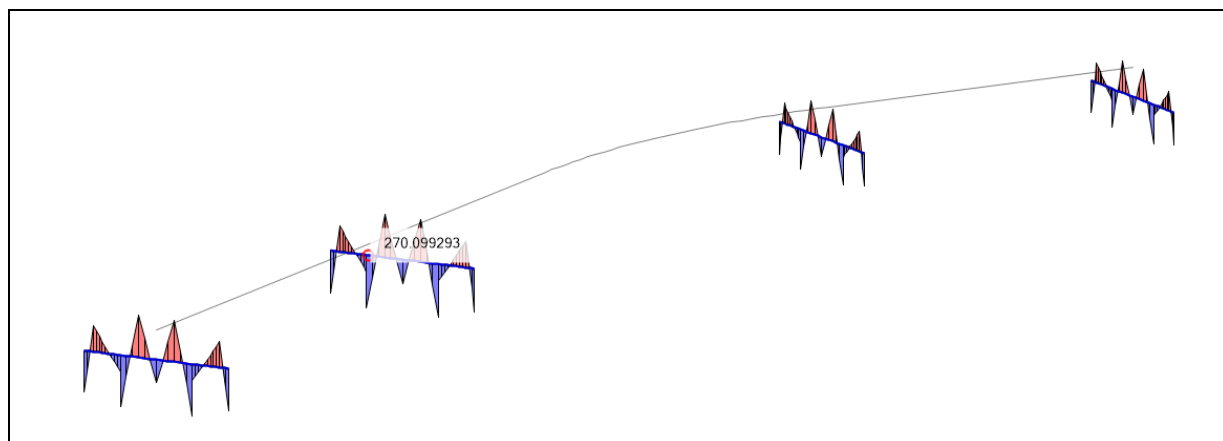


Figura 82 – Momento Fletor Máximo – kN.m

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014											fck (Mpa)	40,00
											fyk (Mpa)	250,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU					
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	A's (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)	
Transversina VT1 A VT4 Armadura inferior	25,00	120,00	114,00	6,00	218	0,00	8,92	4 Ø 20	0,00		5,37	
Transversina VT1 A VT4 Armadura superior	25,00	120,00	114,00	6,00	-217	0,00	8,88	4 Ø 20	0,00		5,37	
Transversina VT5 A VT8 Armadura inferior	25,00	120,00	114,00	6,00	305	0,00	12,55	4 Ø 20	0,00		5,37	
Transversina VT5 A VT8 Armadura superior	25,00	120,00	114,00	6,00	-255	0,00	10,46	4 Ø 20	0,00		5,37	
Transversina VT9 A VT12 Armadura inferior	25,00	120,00	114,00	6,00	194	0,00	7,93	4 Ø 20	0,00		5,37	
Transversina VT9 A VT12 Armadura superior	25,00	120,00	114,00	6,00	-220	0,00	9,00	4 Ø 20	0,00		5,37	
Transversina VT13 A VT16 Armadura inferior	25,00	120,00	114,00	6,00	193	0,00	7,89	4 Ø 20	0,00		5,37	
Transversina VT13 A VT16 Armadura superior	25,00	120,00	114,00	6,00	-234	0,00	9,59	4 Ø 20	0,00		5,37	

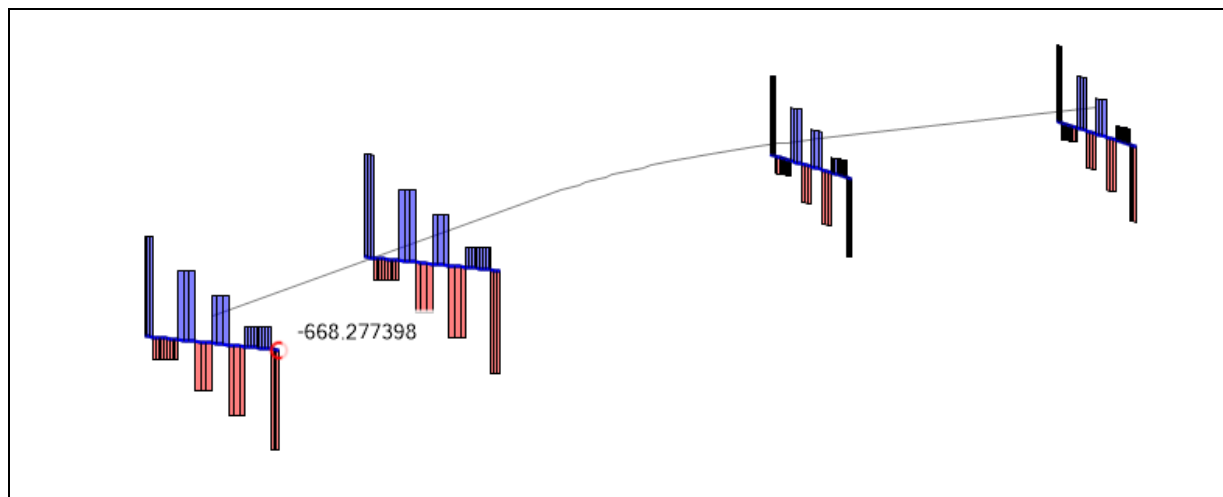


Figura 83 – Esforço de cisalhamento – kN.m

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE CISLHAMENTO - NBR 6118:2014							fck (Mpa) 40,00		fyk (Mpa) 500,00	
Identificação	Características Geométricas			Esforços		Dimensionamento no ELU				
	Bw (cm)	H (cm)	d' (cm)	Vd (kN)	Protensão (kN)	Biela do Concreto	A _{sw} (cm ² /m)	A _{sw,adotado} (cm ² /m)	A _{sw,min} (cm ² /m)	
Transversina VT1 A VT4	25	120	6	801,6	0	Ok	11,24	Ø10mm c.12,5	3,51	
Transversina VT5 A VT8	25	120	6	821	0	Ok	11,67	Ø10mm c.12,5	3,51	
Transversina VT9 A VT12	25	120	6	631	0	Ok	7,42	Ø10mm c.12,5	3,51	
Transversina VT13 A VT16	25	120	6	612	0	Ok	6,99	Ø10mm c.12,5	3,51	

Conclusão:

As armaduras longitudinais de todas as transversinas serão aumentadas para 4Ø20 em ambas as faces por segurança.

Surgem esforços cisalhantes que devem ser combatidos por uma armação de estribos maior que a mínima. Portanto, aumentou-se a armação calculada na operação de Ø8 c.15 para Ø10 c.12,5.

13.0 ESTRUTURA METÁLICA – VÃO 02

13.1 LONGARINAS

13.1.1 LONGARINA VL6

Dimensionamento de longarinas - Seção I semi-compacta

A) Materiais:

Resistência ao escoamento do aço..... $f_y := 345 \text{ MPa}$

Resistência a ruptura do aço..... $f_u := 450 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade do aço..... $E := 200 \text{ GPa}$

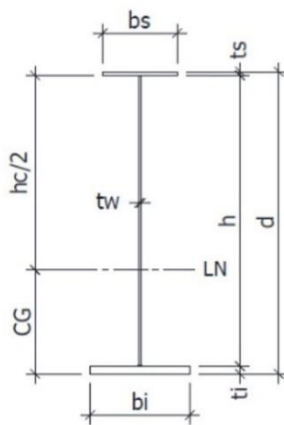
Resistência a compressão do concreto..... $f_{ck} := 40 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade do concreto..... $\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 28688.183 \text{ MPa}$

Resistência à ruptura do conector de cisalhamento..... $f_{ucs} := 415 \text{ MPa}$

B) Dimensões e propriedades geométricas:

Seção I - Simétrica:



$$d := 1300 \text{ mm}$$

$$b_{.min} := \frac{d}{6} = 216.667 \text{ mm}$$

$$b_s := 450 \text{ mm}$$

$$b_i := 450 \text{ mm}$$

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{b_s}{2 \cdot 12}, 1.1 t_w\right) = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_s := 25 \text{ mm}$$

$$t_{i.min} := \frac{b_i}{2 \cdot 12} = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_i := 25 \text{ mm}$$

$$h := d - (t_i + t_s) = 1.25 \text{ m}$$

Há necessidade de enrijecedores longitudinais?

$$\frac{h}{t_w} = 125$$

$\text{Enrij.} := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 150 \\ \quad \text{"Sem enrij. longitudinal"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Com enrij. longitudinal"} \end{cases}$	= "Sem enrij. longitudinal"
---	-----------------------------

B.1) Propriedades da seção de aço isolada

$$A := b_s \cdot t_s + b_i \cdot t_i + h \cdot t_w = 350 \text{ cm}^2 \quad g := A \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 274.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$y_{inf} := \frac{b_s \cdot t_s \cdot \left(d - \frac{t_s}{2}\right) + h \cdot t_w \cdot \left(\frac{h}{2} + t_i\right) + b_i \cdot t_i \cdot \left(\frac{t_i}{2}\right)}{A} = 650 \text{ mm} \quad y_{sup} := d - y_{inf} = 650 \text{ mm}$$

$$h_{c.inf} := (d - t_s - y_{inf}) \cdot 2 = 1250 \text{ mm} \quad h_{c.sup} := (d - t_i - y_{sup}) \cdot 2 = 1250 \text{ mm}$$

$$I_x := \frac{(b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + t_w \cdot h^3)}{12} + \left(d - y_{inf} - \frac{t_s}{2}\right)^2 \cdot t_s \cdot b_s + \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2}\right)^2 \cdot t_i \cdot b_i + \left(\frac{h}{2} + t_i - y_{inf}\right)^2 \cdot h \cdot t_w$$

$$I_x = 1077291.667 \text{ cm}^4$$

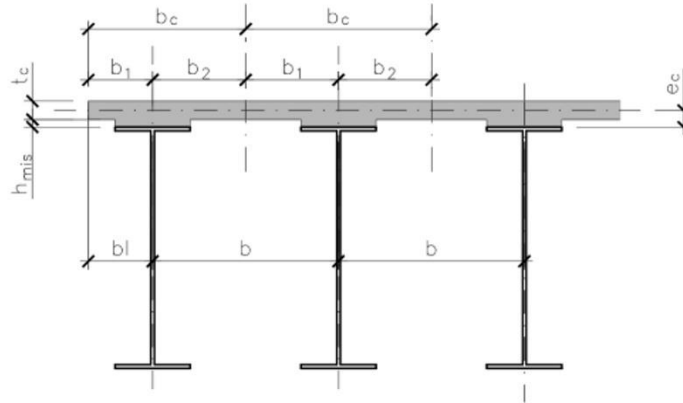
$$W_s := \frac{I_x}{y_{sup}} = 16573.718 \text{ cm}^3 \quad W_i := \frac{I_x}{y_{inf}} = 16573.718 \text{ cm}^3 \quad R_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 554.795 \text{ mm}$$

$$I_y := \frac{(t_s \cdot b_s^3 + t_i \cdot b_i^3 + h \cdot t_w^3)}{12} = 37979.167 \text{ cm}^4$$

$$W_y := \frac{I_y}{\frac{b_i}{2}} = 1687.963 \text{ cm}^3 \quad r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 104.169 \text{ mm}$$

$$W_{bi} := \frac{t_i \cdot b_i^2}{6} = 843.75 \text{ cm}^3 \quad I_{yc} := \frac{t_s \cdot b_s^3}{12} = 18984.375 \text{ cm}^4 \quad I_{yt} := \frac{t_i \cdot b_i^3}{12} = 18984.375 \text{ cm}^4$$

B.2) Propriedades da seção mista de aço e concreto



$$L := 18.93 \text{ m}$$

(Vão teórico da longarina)

$$t_c := 14 \text{ cm}$$

$$b := 240 \text{ cm}$$

(distância entre longarinas)

$$h_{mis} := 8 \text{ cm}$$

$$b_1 := 110 \text{ cm}$$

(esquerda)

$$b_2 := \frac{b}{2} = 1.2 \text{ m}$$

(direita)

$$b_c := \min\left(b_1 + b_2, \frac{L}{4}\right) = 2300 \text{ mm}$$

(largura da mesa colaborante de concreto)

$$e_c := h_{mis} + \frac{t_c}{2} = 15 \text{ cm}$$

(cg da laje em relação à mesa superior)

$$n := \text{ceil}\left(\frac{E}{E_{cs}}\right) = 7$$

$$N_1 := n = 7$$

(coeficiente de transformação para cargas de curta duração)

$$N_2 := 3 \cdot n$$

(coeficiente de transformação para cargas de longa duração)

Propriedades da seção mista para cargas de curta duração:

$$YM := \frac{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c + A} = 110.432 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YM \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IM := I_x + A \cdot (YM - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{12} + \frac{b_c}{N_1} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YM)^2$$

$$IM = 2356903.765 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSM := \frac{IM}{(d - YM)} = 120447.448 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIM := \frac{IM}{YM} = 21342.561 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WC := \frac{IM \cdot N_1}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YM\right)} = 396900.634 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

Propriedades da seção mista para cargas de longa duração:

$$YMF := \frac{\frac{b_c}{N_2} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{\frac{b_c}{N_2} \cdot t_c + A} = 89.371 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YMF \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IMF := I_x + A \cdot (YMF - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{12} + \frac{b_c}{N_2} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YMF)^2$$

$$IMF = 1762180.217 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSMF := \frac{IMF}{(d - YMF)} = 43372.325 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIMF := \frac{IMF}{YMF} = 19717.615 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WCF := \frac{IMF \cdot N_2}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YMF\right)} = 590871.679 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

C) Esforços solicitantes:

Parcelas de carregamentos na longarina

CP1 - Esforços devido a cargas permanentes antes da cura do concreto

CP2 - Esforços devidos a cargas permanentes após a cura do concreto

Q - Esforços devido à sobrecarga durante a concretagem da laje

CM - Envoltória dos esforços devidos à carga móvel com CIV

W - Envoltória dos esforços devidos ao vento

T - Envoltória dos esforços devidos à variação de temperatura

C.1) Momentos (caso favorável considerar nulo)

Momentos Positivos

M_{CP1}	M_{CP2}	M_{CM}	M_T	M_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
905.43	509.01	2134.69	149.84	122.25

Momentos Negativos

Mn_{CP1}	Mn_{CP2}	Mn_{CM}	Mn_T	Mn_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
1114.43	669.55	1697.06	149.84	152.95

C.2) Cortantes

Q_{CP1}	Q_{CP2}	Q_{CM}	Q_T
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
229.62	142.06	580.19	10.43
186.46	107.51	408.16	10.43

D) Verificação da seção de aço isolada antes da cura do concreto (NBR 8800:2008)

$$M_{pSd} := 1.2 M_{CP1} + 1.25 M_Q = 1239.329 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad C_b := 1.1$$

D.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$A_{ms} := t_s \cdot b_s = 112.5 \text{ cm}^2 \quad A_{mi} := t_i \cdot b_i = 112.5 \text{ cm}^2 \quad A_w := h \cdot t_w = 125 \text{ cm}^2$$

$$y_{LN} := y_{inf} = 0.65 \text{ m} \quad d_{wc} := h - t_s = 1225 \text{ mm} \quad d_{wt} := y_{LN} - t_i = 625 \text{ mm}$$

$$Z_x := A_{ms} \cdot \left(d_{wc} + \frac{t_s}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wc}^2}{2} + A_{mi} \cdot \left(d_{wt} + \frac{t_i}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wt}^2}{2} = 30550 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 10539.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_r := 0.7 \cdot f_y \cdot \min(W_s, W_i) = 4002.553 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 125 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \text{"VIGA DE ALMA ESBELTA"} \right\| \end{array} \right. = 5860.294 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k := \frac{M_{pSd}}{M_{Rd}} = 0.211$$

$$Ver. := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"N\~{a}o OK"} \right\| \end{array} \right. = \text{"OK"}$$

D.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.358$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 9 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.352$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_s = 13176.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \end{cases} = 9581.591 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{psd}}{M_{Rd}} = 0.129$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"N\~{a}o OK"} \end{array} \right| \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torção:

$$d_{diaf} := 600 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 600 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 510.417 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 3.921 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 57.599 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 109.15$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right| \end{cases} = 9049.539 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{pSd}}{M_{Rd}} = 0.137$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"N\~{a}o OK"} \end{array} \right| \end{cases} = \text{"OK"}$$

E) Verificação da seção de aço isolada para o momento negativo (NBR 8800:2008)

$$Mn_{Sd} := 1.30 \cdot Mn_{CP1} + 1.35 \cdot Mn_{CP2} + 1.5 \cdot Mn_{CM} + 0.72 \cdot Mn_T = 5006.126 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_b := 1$$

E.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 125 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left| \text{"VIGA DE ALMA ESBELTA"} \right| \end{cases} = 5327.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.94$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

E.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.358$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 9 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.352$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c \cdot W_s}{\lambda^2} = 13176.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \quad \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \end{cases} = 9581.591 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.522$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torç~{a}o:

$$d_{diaf} := 600 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 600 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 510.417 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 3.921 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 57.599 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 109.15$$

$$M_{Rd} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \end{array} \right\| = 8226.854 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{nSd}}{M_{Rd}} = 0.609$$

$$\text{Ver.} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"N\~{a}o OK"} \right\| \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

E) Verificação da seção mista após a cura do concreto

Mesa inferior - Tracionada

$$f_{bi} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_i} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WIMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WIM} = 26.096 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_{bi}}{f_{Rd}} = 0.832$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Mesa superior - Comprimada:

$$f_{bs} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_s} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WSMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WSM} = 11.434 \frac{kN}{cm^2}$$

Tensões resistentes:

$$k := \frac{f_{bs}}{f_{Rd}} = 0.365$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Laje de concreto:

$$f_c := \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WCF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WC} = 0.95 \frac{kN}{cm^2}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_c}{\frac{f_{ck}}{1.4}} = 0.333$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Dimensionamento do enrijecedor transversal intermediário (NBR 8800:2008):

$$a := \min(a_1, a_2)$$

$$t_e := 10 \text{ mm}$$

$$b_{e.min} := \max\left(2 \text{ in} + \frac{h}{30}, \frac{b_s}{4}\right) = 0.113 \text{ m}$$

$$b_{e.max} := \min\left(16 \cdot t_e, \frac{b_s - t_w}{2}\right) = 0.16 \text{ m}$$

$$b_e := \begin{cases} \text{if } b_{e.max} > b_{e.min} \\ \quad \parallel b_{e.max} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = 0.16 \text{ m} \quad b_e := 150 \text{ mm}$$

$$I_e := \frac{t_e \cdot b_e^3}{3} = 1125 \text{ cm}^4$$

$$J := \max\left(\frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2, 0.5\right) = 1.906$$

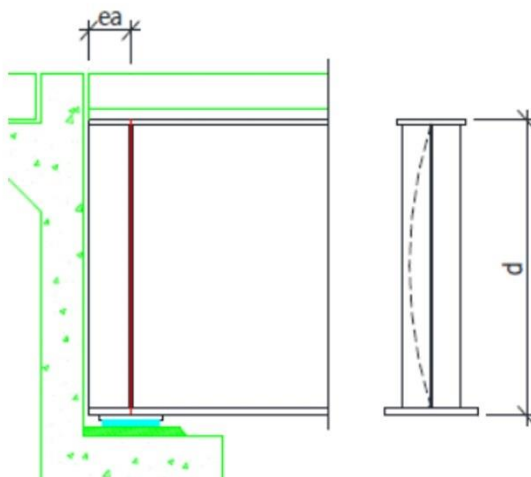
$$I_{e.min} := a \cdot t_w^3 \cdot J = 190.625 \text{ cm}^4$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{I_e}{I_{e.min}} = 5.902$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \geq 1 \\ \quad \parallel \text{"OK"} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

F) Dimensionamento do enrijecedor de apoio



$$R_{Sd} := 2078.12 \text{ kN}$$

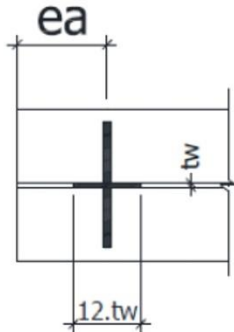
Largura do enrijecedor:

$$b_{sa.max} := \frac{b_s}{2} - \frac{t_w}{2} = 220 \text{ mm}$$

$$b_{sa} := 170 \text{ mm}$$

$$t_{sa.min} := \frac{b_{sa}}{0.48 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = 14.71 \text{ mm}$$

$$t_{sa} := 20 \text{ mm}$$



$$A_{sa} := b_{sa} \cdot t_{sa} \cdot 2 + (12 \cdot t_w) \cdot t_w = 80 \text{ cm}^2$$

$$I_{sa} := \frac{12 \cdot t_w \cdot t_w^3 + t_{sa} \cdot (2 \cdot b_{sa})^3}{12} = 6551.667 \text{ cm}^4$$

$$r_{sa} := \sqrt{\frac{I_{sa}}{A_{sa}}} = 9.05 \text{ cm}$$

Verificação do esmagamento:

$$Re_{Rd} := \frac{1.8 \cdot t_{sa} \cdot 2 \cdot (b_{sa} - 3 \cdot t_w) \cdot f_y}{1.35} = 2576 \text{ kN}$$

$$k := \frac{R_{Sd}}{Re_{Rd}} = 0.807$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Verificação da Resistência à compressão:

$$\lambda := \frac{d}{r_{sa}} = 14.365 \quad N_e := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{d^2} = 443596.864 \text{ kN} \quad \lambda_0 := \sqrt{\frac{(A_{sa} \cdot f_y)}{N_e}} = 0.079$$

$$\chi := \begin{cases} \text{if } \lambda_0 \leq 1.5 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{if } \lambda_0 > 1.5 \\ \quad \frac{0.877}{\lambda_0^2} \end{cases} = 0.997 \quad Q := 1 \quad Rc_{Rd} := \frac{(\chi \cdot Q \cdot A_{sa} \cdot f_y)}{1.1} = 2502.565 \text{ kN}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{R_{Sd}}{Rc_{Rd}} = 0.83$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

G) Solda de composição e emendas de perfis:

Soldas de composição:

$$M_{e.mesa} := \max \left(b_s \cdot t_s \cdot \left(|d - y_{inf}| - \frac{t_s}{2} \right), b_i \cdot t_i \cdot \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2} \right) \right) = 7171.875 \text{ cm}^3$$

$$f_{v.Sd} := V_{Sd.apoio} \cdot \frac{M_{e.mesa}}{I_x} = 1055.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{fluxo de cisalhamento na emenda})$$

$$a_w := \max \left(\text{Round} \left(\frac{3}{4} \cdot t_w, 1 \text{ mm} \right), 8 \text{ mm} \right) = 8 \text{ mm} \quad (\text{solda de filete adotada de cada lado da alma})$$

$$d_w := 0.707 \cdot a_w = 5.656 \text{ mm} \quad f_w := 485 \text{ MPa} \quad (\text{eletrodo E70XX})$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_w \cdot d_w}{1.35} = 1219.182 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k := \frac{f_{v.Sd}}{f_{v.Rd}} = 0.866$$

Verificação de cálculo

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Emenda (solda de penetração total):

Esforço Normal:

$$f_{n.Sd} := \max \left(\frac{0.8 M_{n.Sd}}{W_s}, f_{bi} \right) = 26.096 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{máxima tensão de tração na seção})$$

$$f_{n.Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{verificação no metal base})$$

$$k := \frac{f_{n.Sd}}{f_{n.Rd}} = 0.832$$

Verificação de cálculo

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Cisalhamento:

$$f_{v.Sd} := \frac{V_{Sd.vao}}{A_w} = 8.058 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_y}{1.1} = 18.818 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{resistência ao cisalhamento do metal base})$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{fv_{Sd}}{fv_{Rd}} = 0.428$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Solicitações combinadas:

$$f_{Sd} := (fn_{Sd}^2 + 3 \cdot fv_{Sd}^2)^{0.5} = 29.594 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{Rd} := \min\left(\frac{f_y}{1.1}\right) = 31.364 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_{Sd}}{f_{Rd}} = 0.944$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

H) Conectores de cisalhamento:

$$F_{hd} := \min\left(A \cdot f_y, 0.85 \cdot t_c \cdot b_c \cdot \frac{f_{ck}}{1.4}\right) = 7820 \text{ kN}$$

$$R_g := 1 \quad R_p := 1$$

$$d_{sb} := 22 \text{ mm} \quad A_{sb} := \frac{\pi \cdot d_{sb}^2}{4} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$f_{ubs} := 415 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} := \min\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{A_{sb} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}}}{1.25}, \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{sb} \cdot f_{ubs}}{1.25}\right) = 126.204 \text{ kN}$$

$$f_{Sd} := \left(\frac{V_{Sd.apoio} \cdot \frac{t_c \cdot b_c}{n} \cdot (d + e_c - YM)}{IM}\right) = 1069.786 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \quad (\text{fluxo de cisalhamento máximo})$$

$$n_t := \frac{\max(F_{hd}, f_{Sd} \cdot L)}{Q_{Rd}} = 160.463$$

Conectores por linha: $n_c := 3$

$$L = 18.93 \text{ m} \quad s_{calc} := \frac{L}{\left(\frac{n_t}{n_c}\right)} = 35.391 \text{ cm} \quad s_{min} := 6 \cdot d_{sb} = 13.2 \text{ cm}$$

$$s_{max} := 8 \cdot t_c = 112 \text{ cm}$$

Tabela A.1 - Seção 9.1 - Fadiga no conector de cisalhamento

$$V_d := 0.5 \cdot Q_{CM_0} = 290.095 \text{ kN}$$

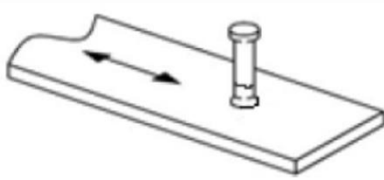
Categoria C'

$$C_f := 3.9 \cdot 10^8 \quad N := 3.5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max\left(\left(239 - 29.5 \log(N)\right) \text{ MPa}, \sigma_{TH}\right) = 69 \text{ MPa}$$

$$Z_r := \sigma_{SR} \cdot d_{sb}^2 = 33.396 \text{ kN}$$



Espaçamento entre linhas conectores de cisalhamento

$$s_{conec} := \min\left(\frac{100 \text{ cm}}{\left(\frac{V_d \cdot t_c \cdot b_c}{n} \cdot (d + e_c - YM)\right) \cdot 100 \text{ cm}}, s_{calc}\right) = 35.391 \text{ cm}$$

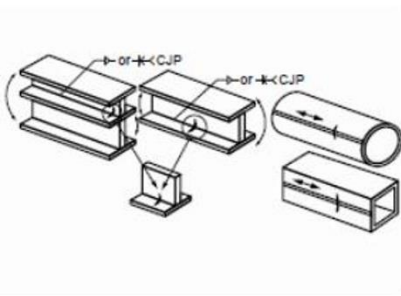
$$\frac{IM}{n_c \cdot Z_r}$$

I) Fadiga nos elementos da longarina (NBR 16694:2020):

Momento Negativo:

$$\sigma_s := \frac{0.5 \cdot Mn_{CM}}{W_s} = 51.197 \text{ MPa} \quad \text{VUP} = 75 \text{ anos} \quad N := 3.5 \cdot 10^6 \quad (\text{Manual CBCA})$$

Tabela A.1 - Seção 3.1 - Solda de composição dos perfis soldados



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

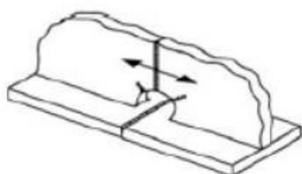
$$\sigma_{SR} := \max\left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N}\right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH}\right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_s}{\sigma_{SR}} = 0.465$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 3.3 - Nas extremidades das soldas longitudinais nas aberturas de acesso



Categoria D

$$C_f := 22 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 48 \text{ MPa}$$

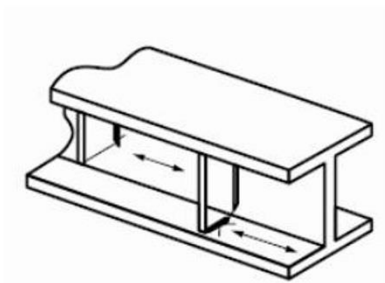
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 58.776 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.871$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 4.1 - No pé da solda de enrijecedores transversais



Categoria C'

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 83 \text{ MPa}$$

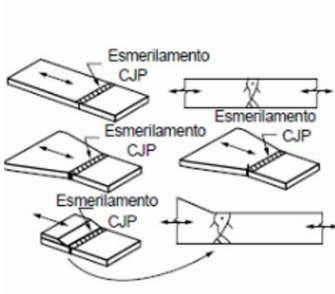
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 83 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.617$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 5.1 - Na emenda de topo das mesas



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

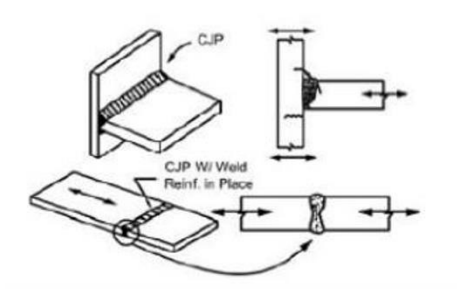
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.465$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 5.3 - Nas soldas de composição dos perfis



Categoria C

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 74.035 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.692$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

13.1.2 LONGARINA VL7

Dimensionamento de longarinas - Seção I semi-compacta

A) Materiais:

Resistência ao escoamento do aço..... $f_y := 345 \text{ MPa}$

Resistência a ruptura do aço..... $f_u := 450 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade do aço..... $E := 200 \text{ GPa}$

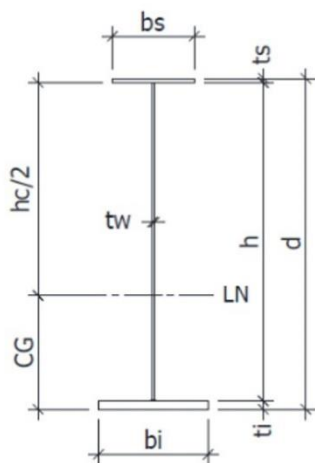
Resistência a compressão do concreto..... $f_{ck} := 40 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade do concreto..... $\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 28688.183 \text{ MPa}$

Resistência à ruptura do conector de cisalhamento..... $f_{ucs} := 415 \text{ MPa}$

B) Dimensões e propriedades geométricas:

Seção I - Simétrica:



$$d := 1300 \text{ mm}$$

$$b_{\min} := \frac{d}{6} = 216.667 \text{ mm}$$

$$b_s := 450 \text{ mm}$$

$$b_i := 450 \text{ mm}$$

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

$$t_{s,\min} := \max\left(\frac{b_s}{2 \cdot 12}, 1.1 t_w\right) = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_s := 19 \text{ mm}$$

$$t_{i,\min} := \frac{b_i}{2 \cdot 12} = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_i := 19 \text{ mm}$$

$$h := d - (t_i + t_s) = 1.262 \text{ m}$$

Há necessidade de enrijecedores longitudinais?

$$\frac{h}{t_w} = 126.2$$

$$\text{Enrij.} := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 150 \\ \quad \text{"Sem enrij. longitudinal"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Com enrij. longitudinal"} \end{cases} = \text{"Sem enrij. longitudinal"}$$

B.1) Propriedades da seção de aço isolada

$$A := b_s \cdot t_s + b_i \cdot t_i + h \cdot t_w = 297.2 \text{ cm}^2 \quad g := A \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 233.302 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$y_{inf} := \frac{b_s \cdot t_s \cdot \left(d - \frac{t_s}{2}\right) + h \cdot t_w \cdot \left(\frac{h}{2} + t_i\right) + b_i \cdot t_i \cdot \left(\frac{t_i}{2}\right)}{A} = 650 \text{ mm} \quad y_{sup} := d - y_{inf} = 650 \text{ mm}$$

$$h_{c.inf} := (d - t_s - y_{inf}) \cdot 2 = 1262 \text{ mm} \quad h_{c.sup} := (d - t_i - y_{sup}) \cdot 2 = 1262 \text{ mm}$$

$$I_x := \frac{(b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + t_w \cdot h^3)}{12} + \left(d - y_{inf} - \frac{t_s}{2}\right)^2 \cdot t_s \cdot b_s + \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2}\right)^2 \cdot t_i \cdot b_i + \left(\frac{h}{2} + t_i - y_{inf}\right)^2 \cdot h \cdot t_w$$

$$I_x = 869055.331 \text{ cm}^4$$

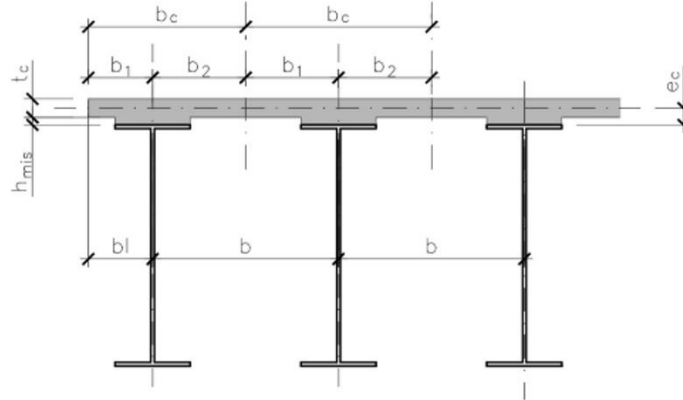
$$W_s := \frac{I_x}{y_{sup}} = 13370.082 \text{ cm}^3 \quad W_i := \frac{I_x}{y_{inf}} = 13370.082 \text{ cm}^3 \quad R_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 540.753 \text{ mm}$$

$$I_y := \frac{(t_s \cdot b_s^3 + t_i \cdot b_i^3 + h \cdot t_w^3)}{12} = 28866.767 \text{ cm}^4$$

$$W_y := \frac{I_y}{\frac{b_i}{2}} = 1282.967 \text{ cm}^3 \quad r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 98.554 \text{ mm}$$

$$W_{bi} := \frac{t_i \cdot b_i^2}{6} = 641.25 \text{ cm}^3 \quad I_{yc} := \frac{t_s \cdot b_s^3}{12} = 14428.125 \text{ cm}^4 \quad I_{yt} := \frac{t_i \cdot b_i^3}{12} = 14428.125 \text{ cm}^4$$

B.2) Propriedades da seção mista de aço e concreto



$$L := 17.57 \text{ m}$$

(Vão teórico da longarina)

$$t_c := 14 \text{ cm}$$

$$b := 240 \text{ cm}$$

(distância entre longarinas)

$$h_{mis} := 8 \text{ cm}$$

$$b_1 := 120 \text{ cm}$$

(esquerda)

$$b_2 := \frac{b}{2} = 1.2 \text{ m}$$

(direita)

$$b_c := \min\left(b_1 + b_2, \frac{L}{4}\right) = 2400 \text{ mm}$$

(largura da mesa colaborante de concreto)

$$e_c := h_{mis} + \frac{t_c}{2} = 15 \text{ cm}$$

(cg da laje em relação à mesa superior)

$$n := \text{ceil}\left(\frac{E}{E_{cs}}\right) = 7$$

$$N_1 := n = 7$$

(coeficiente de transformação para cargas de curta duração)

$$N_2 := 3 \cdot n$$

(coeficiente de transformação para cargas de longa duração)

Propriedades da seção mista para cargas de curta duração:

$$YM := \frac{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c + A} = 114.408 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YM \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IM := I_x + A \cdot (YM - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{N_1} + \frac{b_c}{N_1} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YM)^2$$

$$IM = 2051623.071 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSM := \frac{IM}{(d - YM)} = 131582.889 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIM := \frac{IM}{YM} = 17932.493 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WC := \frac{IM \cdot N_1}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YM\right)} = 382033.726 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

Propriedades da seção mista para cargas de longa duração:

$$YMF := \frac{\frac{b_c}{N_2} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{\frac{b_c}{N_2} \cdot t_c + A} = 92.997 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YMF \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IMF := I_x + A \cdot (YMF - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{N_2} + \frac{b_c}{N_2} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YMF)^2$$

$$IMF = 1537313.458 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSMF := \frac{IMF}{(d - YMF)} = 41545.083 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIMF := \frac{IMF}{YMF} = 16530.874 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WCF := \frac{IMF \cdot N_2}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YMF\right)} = 547146.913 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

C) Esforços solicitantes:

Parcelas de carregamentos na longarina

CP1 - Esforços devido a cargas permanentes antes da cura do concreto

CP2 - Esforços devidos a cargas permanentes após a cura do concreto

Q - Esforços devido à sobrecarga durante a concretagem da laje

CM - Envoltória dos esforços devidos à carga móvel com CIV

W - Envoltória dos esforços devidos ao vento

T - Envoltória dos esforços devidos à variação de temperatura

C.1) Momentos (caso favorável considerar nulo)

Momentos Positivos

M_{CP1}	M_{CP2}	M_{CM}	M_T	M_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
604.06	336.99	1335.58	111.84	85.32

Momentos Negativos

Mn_{CP1}	Mn_{CP2}	Mn_{CM}	Mn_T	Mn_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
999.92	530.76	1341.38	111.84	138.03

C.2) Cortantes

Q_{CP1}	Q_{CP2}	Q_{CM}	Q_T
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
240.07	123.84	426.92	10.63
168.04	86.69	298.85	7.44

D) Verificação da seção de aço isolada antes da cura do concreto (NBR 8800:2008)

$$M_{pSd} := 1.2 M_{CP1} + 1.25 M_Q = 831.522 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad C_b := 1.1$$

D.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$A_{ms} := t_s \cdot b_s = 85.5 \text{ cm}^2 \quad A_{mi} := t_i \cdot b_i = 85.5 \text{ cm}^2 \quad A_w := h \cdot t_w = 126.2 \text{ cm}^2$$

$$y_{LN} := y_{inf} = 0.65 \text{ m} \quad d_{wc} := h - t_s = 1243 \text{ mm} \quad d_{wt} := y_{LN} - t_i = 631 \text{ mm}$$

$$Z_x := A_{ms} \cdot \left(d_{wc} + \frac{t_s}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wc}^2}{2} + A_{mi} \cdot \left(d_{wt} + \frac{t_i}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wt}^2}{2} = 25901.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 8935.914 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_r := 0.7 \cdot f_y \cdot \min(W_s, W_i) = 3228.875 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 126.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \text{"VIGA DE ALMA ESBELTA"} \right\| \end{cases} = 4708.483 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k := \frac{M_{pSd}}{M_{Rd}} = 0.177$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"N\~{a}o OK"} \right\| \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.356$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 11.842 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.313$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_s = 6110.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \end{cases} = 6790.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{psd}}{M_{Rd}} = 0.122$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"N\~ao OK"} \end{array} \right| \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torção:

$$d_{diaf} := 650 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 650 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 247.837 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 6.514 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 65.954 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 110.537$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right| & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right| & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} = 6961.765 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{PSd}}{M_{Rd}} = 0.119$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } k \leq 1 \\ \text{"N\~{a}o OK"} & \text{else} \end{cases} = \text{"OK"}$$

E) Verificação da seção de aço isolada para o momento negativo (NBR 8800:2008)

$$Mn_{Sd} := 1.30 \cdot Mn_{CP1} + 1.35 \cdot Mn_{CP2} + 1.5 \cdot Mn_{CM} + 0.72 \cdot Mn_T = 4109.017 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_b := 1$$

E.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 126.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| & \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right| & \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left| \text{"VIGA DE ALMA ESBELTA"} \right| & \text{if } \lambda > \lambda_r \end{cases} = 4280.439 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.96$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

E.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.356$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 11.842 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.313$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c \cdot W_s}{\lambda^2} = 6110.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \quad \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \end{cases} = 6173.456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.666$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torção:

$$d_{diaf} := 650 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 650 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 247.837 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 6.514 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 65.954 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 110.537$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right| \end{cases} = 6328.877 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{nsd}}{M_{Rd}} = 0.649$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"N\~{a}o OK"} \end{array} \right| \\ \text{"OK"} \end{cases}$$

E) Verificação da seção mista após a cura do concreto

Mesa inferior - Tracionada

$$f_{bi} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_i} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WIMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WIM} = 20.246 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_{bi}}{f_{Rd}} = 0.646$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Mesa superior - Comprimida:

$$f_{bs} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_s} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WSMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WSM} = 8.552 \frac{kN}{cm^2}$$

Tensões resistentes:

$$k := \frac{f_{bs}}{f_{Rd}} = 0.273$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Laje de concreto:

$$f_c := \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WCF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WC} = 0.629 \frac{kN}{cm^2}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_c}{\frac{f_{ck}}{1.4}} = 0.22$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Dimensionamento do enrijecedor transversal intermediário (NBR 8800:2008):

$$a := \min(a_1, a_2)$$

$$t_e := 10 \text{ mm}$$

$$b_{e.min} := \max\left(2 \text{ in} + \frac{h}{30}, \frac{b_s}{4}\right) = 0.113 \text{ m}$$

$$b_{e.max} := \min\left(16 \cdot t_e, \frac{b_s - t_w}{2}\right) = 0.16 \text{ m}$$

$$b_e := \begin{cases} \text{if } b_{e.max} > b_{e.min} \\ \quad \parallel b_{e.max} \\ \quad \parallel \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = 0.16 \text{ m} \quad b_e := 150 \text{ mm}$$

$$I_e := \frac{t_e \cdot b_e^3}{3} = 1125 \text{ cm}^4$$

$$J := \max\left(\frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2, 0.5\right) = 0.765$$

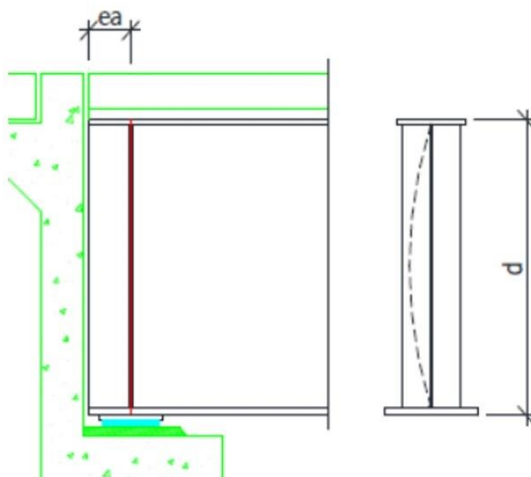
$$I_{e.min} := a \cdot t_w^3 \cdot J = 91.801 \text{ cm}^4$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{I_e}{I_{e.min}} = 12.255$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \geq 1 \\ \quad \parallel \text{"OK"} \\ \quad \parallel \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

F) Dimensionamento do enrijecedor de apoio



$$R_{Sd} := 1990.87 \text{ kN}$$

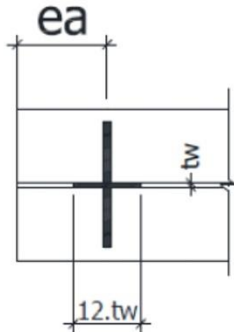
Largura do enrijecedor:

$$b_{sa.max} := \frac{b_s}{2} - \frac{t_w}{2} = 220 \text{ mm}$$

$$b_{sa} := 170 \text{ mm}$$

$$t_{sa.min} := \frac{b_{sa}}{0.48 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = 14.71 \text{ mm}$$

$$t_{sa} := 20 \text{ mm}$$



$$A_{sa} := b_{sa} \cdot t_{sa} \cdot 2 + (12 \cdot t_w) \cdot t_w = 80 \text{ cm}^2$$

$$I_{sa} := \frac{12 \cdot t_w \cdot t_w^3 + t_{sa} \cdot (2 \cdot b_{sa})^3}{12} = 6551.667 \text{ cm}^4$$

$$r_{sa} := \sqrt{\frac{I_{sa}}{A_{sa}}} = 9.05 \text{ cm}$$

Verificação do esmagamento:

$$Re_{Rd} := \frac{1.8 \cdot t_{sa} \cdot 2 \cdot (b_{sa} - 3 \cdot t_w) \cdot f_y}{1.35} = 2576 \text{ kN}$$

$$k := \frac{R_{Sd}}{Re_{Rd}} = 0.773$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Verificação da Resistência à compressão:

$$\lambda := \frac{d}{r_{sa}} = 14.365 \quad N_e := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{d^2} = 337163.985 \text{ kN} \quad \lambda_0 := \sqrt{\frac{(A_{sa} \cdot f_y)}{N_e}} = 0.09$$

$$\chi := \begin{cases} \text{if } \lambda_0 \leq 1.5 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{if } \lambda_0 > 1.5 \\ \quad \frac{0.877}{\lambda_0^2} \end{cases} = 0.997 \quad Q := 1 \quad Rc_{Rd} := \frac{(\chi \cdot Q \cdot A_{sa} \cdot f_y)}{1.1} = 2500.509 \text{ kN}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{R_{Sd}}{Rc_{Rd}} = 0.796$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

G) Solda de composição e emendas de perfis:

Soldas de composição:

$$M_{e.mesa} := \max \left(b_s \cdot t_s \cdot \left(|d - y_{inf}| - \frac{t_s}{2} \right), b_i \cdot t_i \cdot \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2} \right) \right) = 5476.275 \text{ cm}^3$$

$$f_{v.Sd} := V_{Sd.apoio} \cdot \frac{M_{e.mesa}}{I_x} = 811.246 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{fluxo de cisalhamento na emenda})$$

$$a_w := \max \left(\text{Round} \left(\frac{3}{4} \cdot t_w, 1 \text{ mm} \right), 8 \text{ mm} \right) = 8 \text{ mm} \quad (\text{solda de filete adotada de cada lado da alma})$$

$$d_w := 0.707 \cdot a_w = 5.656 \text{ mm} \quad f_w := 485 \text{ MPa} \quad (\text{eletrodo E70XX})$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_w \cdot d_w}{1.35} = 1219.182 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k := \frac{f_{v.Sd}}{f_{v.Rd}} = 0.665$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Emenda (solda de penetração total):

Esforço Normal:

$$f_{n.Sd} := \max \left(\frac{0.8 M_{n.Sd}}{W_s}, f_{bi} \right) = 24.586 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{máxima tensão de tração na seção})$$

$$f_{n.Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{verificação no metal base})$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_{n.Sd}}{f_{n.Rd}} = 0.784$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Cisalhamento:

$$f_{v.Sd} := \frac{V_{Sd.vao}}{A_w} = 6.253 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_y}{1.1} = 18.818 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{resistência ao cisalhamento do metal base})$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_{v_{Sd}}}{f_{v_{Rd}}} = 0.332$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Solicitações combinadas:

$$f_{Sd} := (f_{n_{Sd}}^2 + 3 \cdot f_{v_{Sd}}^2)^{0.5} = 26.866 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{Rd} := \min\left(\frac{f_y}{1.1}\right) = 31.364 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_{Sd}}{f_{Rd}} = 0.857$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

H) Conectores de cisalhamento:

$$F_{hd} := \min\left(A \cdot f_y, 0.85 \cdot t_c \cdot b_c \cdot \frac{f_{ck}}{1.4}\right) = 8160 \text{ kN}$$

$$R_g := 1 \quad R_p := 1$$

$$d_{sb} := 22 \text{ mm} \quad A_{sb} := \frac{\pi \cdot d_{sb}^2}{4} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$f_{ubs} := 415 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} := \min\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{A_{sb} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}}}{1.25}, \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{sb} \cdot f_{ubs}}{1.25}\right) = 126.204 \text{ kN}$$

$$f_{Sd} := \left(\frac{V_{Sd,apoio} \cdot \frac{t_c \cdot b_c}{n} \cdot (d + e_c - YM)}{IM}\right) = 921.434 \frac{1}{m} \cdot kN \quad (\text{fluxo de cisalhamento máximo})$$

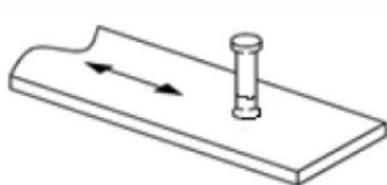
$$n_t := \frac{\max(F_{hd}, f_{Sd} \cdot L)}{Q_{Rd}} = 128.281$$

Conectores por linha: $n_c := 3$

$$L = 17.57 \text{ m} \quad s_{calc} := \frac{L}{\left(\frac{n_t}{n_c}\right)} = 41.089 \text{ cm} \quad s_{min} := 6 \cdot d_{sb} = 13.2 \text{ cm}$$

$$s_{max} := 8 \cdot t_c = 112 \text{ cm}$$

Tabela A.1 - Seção 9.1 - Fadiga no conector de cisalhamento



$$V_d := 0.5 \cdot Q_{CM_0} = 213.46 \text{ kN}$$

Categoria C'

$$C_f := 3.9 \cdot 10^8 \quad N := 3.5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max \left((239 - 29.5 \log(N)) \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 69 \text{ MPa}$$

$$Z_r := \sigma_{SR} \cdot d_{sb}^2 = 33.396 \text{ kN}$$

Espaçamento entre linhas conectores de cisalhamento

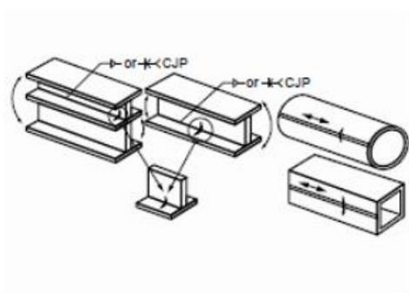
$$s_{conec} := \min \left(\frac{100 \text{ cm}}{\left(\frac{V_d \cdot \frac{t_c \cdot b_c}{n} \cdot (d + e_c - YM)}{IM} \right) \cdot 100 \text{ cm}}, s_{calc} \right) = 41.089 \text{ cm}$$

I) Fadiga nos elementos da longarina (NBR 16694:2020):

Momento Negativo:

$$\sigma_s := \frac{0.5 \cdot Mn_{CM}}{W_s} = 50.163 \text{ MPa} \quad \text{VUP} = 75 \text{ anos} \quad N := 3.5 \cdot 10^6 \quad (\text{Manual CBCA})$$

Tabela A.1 - Seção 3.1 - Solda de composição dos perfis soldados



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

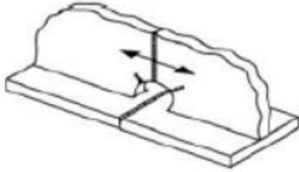
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_s}{\sigma_{SR}} = 0.456$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 3.3 - Nas extremidades das soldas longitudinais nas aberturas de acesso



Categoria D

$$C_f := 22 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 48 \text{ MPa}$$

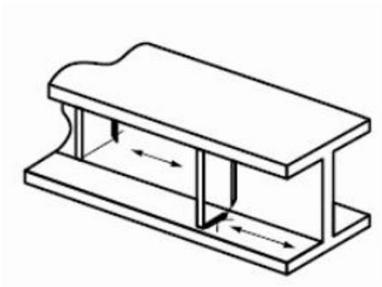
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 58.776 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.853$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 4.1 - No pé da solda de enrijecedores transversais



Categoria C'

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 83 \text{ MPa}$$

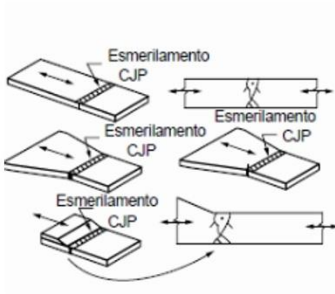
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 83 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.604$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 5.1 - Na emenda de topo das mesas



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

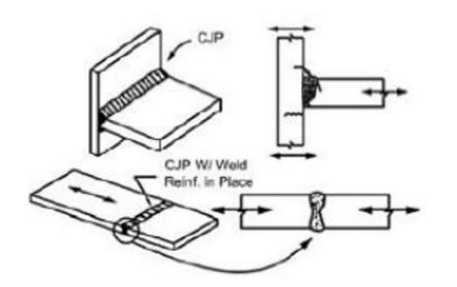
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.456$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Tabela A.1 - Seção 5.3 - Nas soldas de composição dos perfis



Categoria C

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 74.035 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.678$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

13.1.3 LONGARINA VL8

Dimensionamento de longarinas - Seção I semi-compacta

A) Materiais:

Resistência ao escoamento do aço..... $f_y := 345 \text{ MPa}$

Resistência a ruptura do aço..... $f_u := 450 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade do aço..... $E := 200 \text{ GPa}$

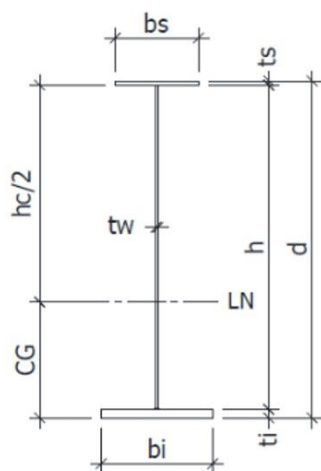
Resistência a compressão do concreto..... $f_{ck} := 40 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade do concreto..... $\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 28688.183 \text{ MPa}$

Resistência à ruptura do conector de cisalhamento..... $f_{ucs} := 415 \text{ MPa}$

B) Dimensões e propriedades geométricas:

Seção I - Simétrica:



$$d := 1300 \text{ mm}$$

$$b_{.min} := \frac{d}{6} = 216.667 \text{ mm}$$

$$b_s := 450 \text{ mm}$$

$$b_i := 450 \text{ mm}$$

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{b_s}{2 \cdot 12}, 1.1 t_w\right) = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_s := 19 \text{ mm}$$

$$t_{i.min} := \frac{b_i}{2 \cdot 12} = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_i := 19 \text{ mm}$$

$$h := d - (t_i + t_s) = 1.262 \text{ m}$$

Há necessidade de enrijecedores longitudinais?

$$\frac{h}{t_w} = 126.2$$

$$\text{Enrij.} := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 150 \\ \quad \text{“Sem enrij. longitudinal”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Com enrij. longitudinal”} \end{cases} = \text{“Sem enrij. longitudinal”}$$

B.1) Propriedades da seção de aço isolada

$$A := b_s \cdot t_s + b_i \cdot t_i + h \cdot t_w = 297.2 \text{ cm}^2 \quad g := A \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 233.302 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$y_{inf} := \frac{b_s \cdot t_s \cdot \left(d - \frac{t_s}{2}\right) + h \cdot t_w \cdot \left(\frac{h}{2} + t_i\right) + b_i \cdot t_i \cdot \left(\frac{t_i}{2}\right)}{A} = 650 \text{ mm} \quad y_{sup} := d - y_{inf} = 650 \text{ mm}$$

$$h_{c.inf} := (d - t_s - y_{inf}) \cdot 2 = 1262 \text{ mm} \quad h_{c.sup} := (d - t_i - y_{sup}) \cdot 2 = 1262 \text{ mm}$$

$$I_x := \frac{(b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + t_w \cdot h^3)}{12} + \left(d - y_{inf} - \frac{t_s}{2}\right)^2 \cdot t_s \cdot b_s + \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2}\right)^2 \cdot t_i \cdot b_i + \left(\frac{h}{2} + t_i - y_{inf}\right)^2 \cdot h \cdot t_w$$

$$I_x = 869055.331 \text{ cm}^4$$

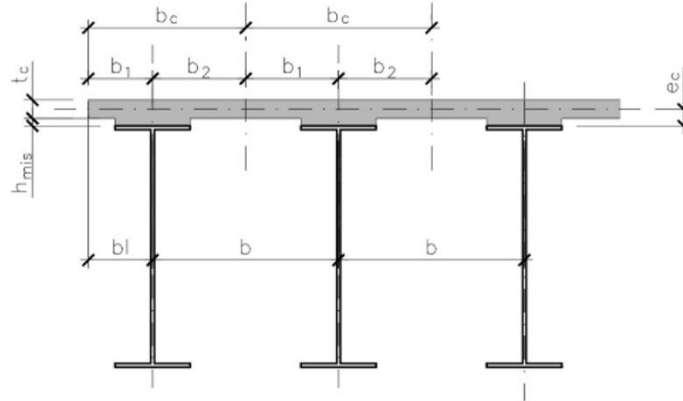
$$W_s := \frac{I_x}{y_{sup}} = 13370.082 \text{ cm}^3 \quad W_i := \frac{I_x}{y_{inf}} = 13370.082 \text{ cm}^3 \quad R_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 540.753 \text{ mm}$$

$$I_y := \frac{(t_s \cdot b_s^3 + t_i \cdot b_i^3 + h \cdot t_w^3)}{12} = 28866.767 \text{ cm}^4$$

$$W_y := \frac{I_y}{\frac{b_i}{2}} = 1282.967 \text{ cm}^3 \quad r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 98.554 \text{ mm}$$

$$W_{bi} := \frac{t_i \cdot b_i^2}{6} = 641.25 \text{ cm}^3 \quad I_{yc} := \frac{t_s \cdot b_s^3}{12} = 14428.125 \text{ cm}^4 \quad I_{yt} := \frac{t_i \cdot b_i^3}{12} = 14428.125 \text{ cm}^4$$

B.2) Propriedades da seção mista de aço e concreto



$$L := 15.52 \text{ m} \quad (\text{vão teórico da longarina})$$

$$t_c := 14 \text{ cm}$$

$$b := 240 \text{ cm} \quad (\text{distância entre longarinas})$$

$$h_{mis} := 8 \text{ cm}$$

$$b_1 := 120 \text{ cm} \quad (\text{esquerda}) \quad b_2 := \frac{b}{2} = 1.2 \text{ m} \quad (\text{direita})$$

$$b_c := \min\left(b_1 + b_2, \frac{L}{4}\right) = 2400 \text{ mm} \quad (\text{largura da mesa colaborante de concreto})$$

$$e_c := h_{mis} + \frac{t_c}{2} = 15 \text{ cm} \quad (\text{cg da laje em relação à mesa superior})$$

$$n := \text{ceil}\left(\frac{E}{E_{cs}}\right) = 7$$

$$N_1 := n = 7 \quad (\text{coeficiente de transformação para cargas de curta duração})$$

$$N_2 := 3 \cdot n \quad (\text{coeficiente de transformação para cargas de longa duração})$$

Propriedades da seção mista para cargas de curta duração:

$$YM := \frac{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c + A} = 114.408 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YM \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IM := I_x + A \cdot (YM - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{12} + \frac{b_c \cdot t_c \cdot (e_c + d - YM)^2}{N_1}$$

$$IM = 2051623.071 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSM := \frac{IM}{(d - YM)} = 131582.889 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIM := \frac{IM}{YM} = 17932.493 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WC := \frac{IM \cdot N_1}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YM\right)} = 382033.726 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

Propriedades da seção mista para cargas de longa duração:

$$YMF := \frac{\frac{b_c \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{N_2}}{\frac{b_c \cdot t_c + A}{N_2}} = 92.997 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YMF \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IMF := I_x + A \cdot (YMF - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{12} + \frac{b_c \cdot t_c \cdot (e_c + d - YMF)^2}{N_2}$$

$$IMF = 1537313.458 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSMF := \frac{IMF}{(d - YMF)} = 41545.083 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIMF := \frac{IMF}{YMF} = 16530.874 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WCF := \frac{IMF \cdot N_2}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YMF\right)} = 547146.913 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

C) Esforços solicitantes:

Parcelas de carregamentos na longarina

CP1 - Esforços devido a cargas permanentes antes da cura do concreto

CP2 - Esforços devidos a cargas permanentes após a cura do concreto

Q - Esforços devido à sobrecarga durante a concretagem da laje

CM - Envoltória dos esforços devidos à carga móvel com CIV

W - Envoltória dos esforços devidos ao vento

T - Envoltória dos esforços devidos à variação de temperatura

C.1) Momentos (caso favorável considerar nulo)

Momentos Positivos

M_{CP1}	M_{CP2}	M_{CM}	M_T	M_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
482.85	251.76	1200.98	108.87	68.58

Momentos Negativos

Mn_{CP1}	Mn_{CP2}	Mn_{CM}	Mn_T	Mn_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
979.84	490.51	1180.96	108.87	134.82

C.2) Cortantes

Q_{CP1}	Q_{CP2}	Q_{CM}	Q_T
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
244.14	117.89	450.13	12.62
170.89	82.52	315.09	8.83

D) Verificação da seção de aço isolada antes da cura do concreto (NBR 8800:2008)

$$M_{pSd} := 1.2 M_{CP1} + 1.25 M_Q = 665.145 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad C_b := 1.1$$

D.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$A_{ms} := t_s \cdot b_s = 85.5 \text{ cm}^2 \quad A_{mi} := t_i \cdot b_i = 85.5 \text{ cm}^2 \quad A_w := h \cdot t_w = 126.2 \text{ cm}^2$$

$$y_{LN} := y_{inf} = 0.65 \text{ m} \quad d_{wc} := h - t_s = 1243 \text{ mm} \quad d_{wt} := y_{LN} - t_i = 631 \text{ mm}$$

$$Z_x := A_{ms} \cdot \left(d_{wc} + \frac{t_s}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wc}^2}{2} + A_{mi} \cdot \left(d_{wt} + \frac{t_i}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wt}^2}{2} = 25901.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 8935.914 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_r := 0.7 \cdot f_y \cdot \min(W_s, W_i) = 3228.875 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 126.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \text{"VIGA DE ALMA ESBELTA"} \right\| \end{cases} = 4708.483 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k := \frac{M_{pSd}}{M_{Rd}} = 0.141$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"Não OK"} \right\| \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.356$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 11.842 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.313$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_s = 6110.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \end{cases} = 6790.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{psd}}{M_{Rd}} = 0.098$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"N\~{a}o OK"} \end{array} \right| \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torção:

$$d_{diaf} := 695 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 695 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 247.837 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 6.514 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 70.52 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 110.53$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \end{cases} = 6579.456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{pSd}}{M_{Rd}} = 0.101$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

E) Verificação da seção de aço isolada para o momento negativo (NBR 8800:2008)

$$Mn_{Sd} := 1.30 \cdot Mn_{CP1} + 1.35 \cdot Mn_{CP2} + 1.5 \cdot Mn_{CM} + 0.72 \cdot Mn_T = 3785.807 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_b := 1$$

E.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 126.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \text{“VIGA DE ALMA ESBELTA”} \right\| \end{cases} = 4280.439 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.884$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

E.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.356$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 11.842 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.313$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c \cdot W_s}{\lambda^2} = 6110.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \quad \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \end{cases} = 6173.456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.613$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torção:

$$d_{diaf} := 695 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 695 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 247.837 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 6.514 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 70.52 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 110.53$$

$$M_{Rd} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \end{array} \right\} = 5981.323 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.633$$

$$Ver. := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"N\~{a}o OK"} \right\| \end{array} \right\} = \text{"OK"}$$

E) Verificação da seção mista após a cura do concreto

Mesa inferior - Tracionada

$$f_{bi} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_i} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WIMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WIM} = 17.234 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_{bi}}{f_{Rd}} = 0.549$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Mesa superior - Comprimida:

$$f_{bs} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_s} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WSMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WSM} = 6.942 \frac{kN}{cm^2}$$

Tensões resistentes:

$$k := \frac{f_{bs}}{f_{Rd}} = 0.221$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Laje de concreto:

$$f_c := \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WCF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WC} = 0.554 \frac{kN}{cm^2}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_c}{\frac{f_{ck}}{1.4}} = 0.194$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Dimensionamento do enrijecedor transversal intermediário (NBR 8800:2008):

$$a := \min(a_1, a_2)$$

$$t_e := 10 \text{ mm}$$

$$b_{e.min} := \max\left(2 \text{ in} + \frac{h}{30}, \frac{b_s}{4}\right) = 0.113 \text{ m}$$

$$b_{e.max} := \min\left(16 \cdot t_e, \frac{b_s - t_w}{2}\right) = 0.16 \text{ m}$$

$$b_e := \begin{cases} \text{if } b_{e.max} > b_{e.min} \\ \quad \parallel b_{e.max} \\ \quad \parallel \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = 0.16 \text{ m} \quad b_e := 150 \text{ mm}$$

$$I_e := \frac{t_e \cdot b_e^3}{3} = 1125 \text{ cm}^4$$

$$J := \max\left(\frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2, 0.5\right) = 0.765$$

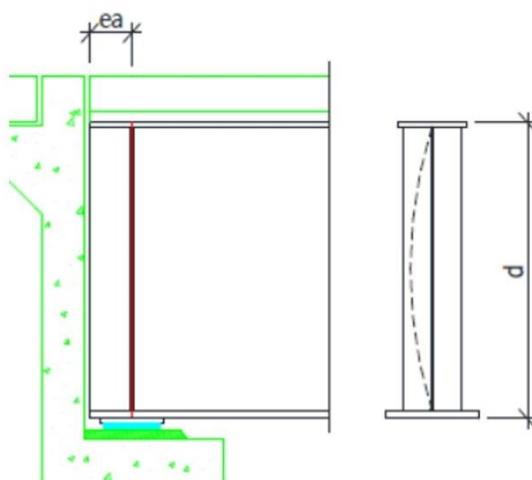
$$I_{e.min} := a \cdot t_w^3 \cdot J = 91.801 \text{ cm}^4$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{I_e}{I_{e.min}} = 12.255$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \geq 1 \\ \quad \parallel \text{"OK"} \\ \quad \parallel \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

F) Dimensionamento do enrijecedor de apoio



$$R_{Sd} := 2130.46 \text{ kN}$$

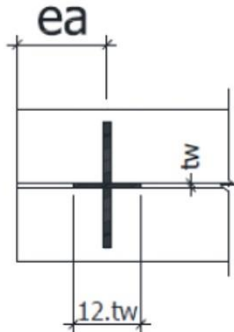
Largura do enrijecedor:

$$b_{sa.max} := \frac{b_s}{2} - \frac{t_w}{2} = 220 \text{ mm}$$

$$b_{sa} := 170 \text{ mm}$$

$$t_{sa.min} := \frac{b_{sa}}{0.48 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = 14.71 \text{ mm}$$

$$t_{sa} := 20 \text{ mm}$$



$$A_{sa} := b_{sa} \cdot t_{sa} \cdot 2 + (12 \cdot t_w) \cdot t_w = 80 \text{ cm}^2$$

$$I_{sa} := \frac{12 \cdot t_w \cdot t_w^3 + t_{sa} \cdot (2 \cdot b_{sa})^3}{12} = 6551.667 \text{ cm}^4$$

$$r_{sa} := \sqrt{\frac{I_{sa}}{A_{sa}}} = 9.05 \text{ cm}$$

Verificação do esmagamento:

$$Re_{Rd} := \frac{1.8 \cdot t_{sa} \cdot 2 \cdot (b_{sa} - 3 \cdot t_w) \cdot f_y}{1.35} = 2576 \text{ kN}$$

$$k := \frac{R_{Sd}}{Re_{Rd}} = 0.827$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Verificação da Resistência à compressão:

$$\lambda := \frac{d}{r_{sa}} = 14.365 \quad N_e := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{d^2} = 337163.985 \text{ kN} \quad \lambda_0 := \sqrt{\frac{(A_{sa} \cdot f_y)}{N_e}} = 0.09$$

$$\chi := \begin{cases} \text{if } \lambda_0 \leq 1.5 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{if } \lambda_0 > 1.5 \\ \quad \frac{0.877}{\lambda_0^2} \end{cases} = 0.997 \quad Q := 1 \quad Rc_{Rd} := \frac{(\chi \cdot Q \cdot A_{sa} \cdot f_y)}{1.1} = 2500.509 \text{ kN}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{R_{Sd}}{Rc_{Rd}} = 0.852$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

G) Solda de composição e emendas de perfis:

Soldas de composição:

$$M_{e.mesa} := \max \left(b_s \cdot t_s \cdot \left(|d - y_{inf}| - \frac{t_s}{2} \right), b_i \cdot t_i \cdot \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2} \right) \right) = 5476.275 \text{ cm}^3$$

$$f_{v.Sd} := V_{Sd.apoio} \cdot \frac{M_{e.mesa}}{I_x} = 837.844 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{fluxo de cisalhamento na emenda})$$

$$a_w := \max \left(\text{Round} \left(\frac{3}{4} \cdot t_w, 1 \text{ mm} \right), 8 \text{ mm} \right) = 8 \text{ mm} \quad (\text{solda de filete adotada de cada lado da alma})$$

$$d_w := 0.707 \cdot a_w = 5.656 \text{ mm} \quad f_w := 485 \text{ MPa} \quad (\text{eletrodo E70XX})$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_w \cdot d_w}{1.35} = 1219.182 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k := \frac{f_{v.Sd}}{f_{v.Rd}} = 0.687$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Emenda (solda de penetração total):

Esforço Normal:

$$f_{n.Sd} := \max \left(\frac{0.8 M_{n.Sd}}{W_s}, f_{bi} \right) = 22.652 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{máxima tensão de tração na seção})$$

$$f_{n.Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{verificação no metal base})$$

$$k := \frac{f_{n.Sd}}{f_{n.Rd}} = 0.722$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Cisalhamento:

$$f_{v.Sd} := \frac{V_{Sd.vao}}{A_w} = 6.439 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_y}{1.1} = 18.818 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{resistência ao cisalhamento do metal base})$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_{v_{Sd}}}{f_{v_{Rd}}} = 0.342$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Solicitações combinadas:

$$f_{Sd} := (f_{n_{Sd}}^2 + 3 \cdot f_{v_{Sd}}^2)^{0.5} = 25.249 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{Rd} := \min\left(\frac{f_y}{1.1}\right) = 31.364 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k := \frac{f_{Sd}}{f_{Rd}} = 0.805$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

H) Conectores de cisalhamento:

$$F_{hd} := \min\left(A \cdot f_y, 0.85 \cdot t_c \cdot b_c \cdot \frac{f_{ck}}{1.4}\right) = 8160 \text{ kN}$$

$$R_g := 1 \quad R_p := 1$$

$$d_{sb} := 22 \text{ mm} \quad A_{sb} := \frac{\pi \cdot d_{sb}^2}{4} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$f_{ubs} := 415 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} := \min\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{A_{sb} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}}}{1.25}, \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{sb} \cdot f_{ubs}}{1.25}\right) = 126.204 \text{ kN}$$

$$f_{Sd} := \left(\frac{V_{Sd,apoio} \cdot \frac{t_c \cdot b_c}{n} \cdot (d + e_c - YM)}{IM}\right) = 951.645 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \quad (\text{fluxo de cisalhamento máximo})$$

$$n_t := \frac{\max(F_{hd}, f_{Sd} \cdot L)}{Q_{Rd}} = 117.029$$

Conectores por linha: $n_c := 3$

$$L = 15.52 \text{ m} \quad s_{calc} := \frac{L}{\left(\frac{n_t}{n_c}\right)} = 39.785 \text{ cm} \quad s_{min} := 6 \cdot d_{sb} = 13.2 \text{ cm}$$

$$s_{max} := 8 \cdot t_c = 112 \text{ cm}$$

Tabela A.1 - Seção 9.1 - Fadiga no conector de cisalhamento

$$V_d := 0.5 \cdot Q_{CM_0} = 225.065 \text{ kN}$$

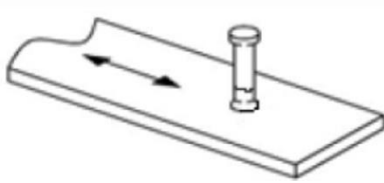
Categoria C'

$$C_f := 3.9 \cdot 10^8 \quad N := 3.5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max\left(\left(239 - 29.5 \log(N)\right) \text{ MPa}, \sigma_{TH}\right) = 69 \text{ MPa}$$

$$Z_r := \sigma_{SR} \cdot d_{sb}^2 = 33.396 \text{ kN}$$



Espaçamento entre linhas conectores de cisalhamento

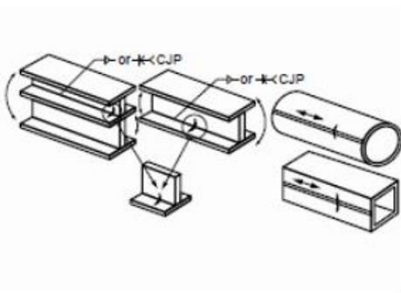
$$s_{conec} := \min\left(\frac{100 \text{ cm}}{\left(\frac{V_d \cdot t_c \cdot b_c \cdot (d + e_c - YM)}{IM} \cdot 100 \text{ cm}\right)}, s_{calc}\right) = 39.785 \text{ cm}$$

I) Fadiga nos elementos da longarina (NBR 16694:2020):

Momento Negativo:

$$\sigma_S := \frac{0.5 \cdot Mn_{CM}}{W_s} = 44.164 \text{ MPa} \quad \text{VUP} = 75 \text{ anos} \quad N := 3.5 \cdot 10^6 \quad (\text{Manual CBCA})$$

Tabela A.1 - Seção 3.1 - Solda de composição dos perfis soldados



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

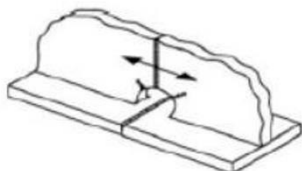
$$\sigma_{SR} := \max\left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N}\right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH}\right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.401$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 3.3 - Nas extremidades das soldas longitudinais nas aberturas de acesso



Categoria D

$$C_f := 22 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 48 \text{ MPa}$$

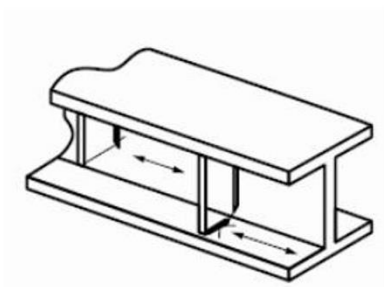
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 58.776 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.751$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 4.1 - No pé da solda de enrijecedores transversais



Categoria C'

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 83 \text{ MPa}$$

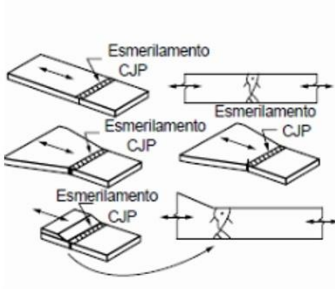
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 83 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.532$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 5.1 - Na emenda de topo das mesas



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

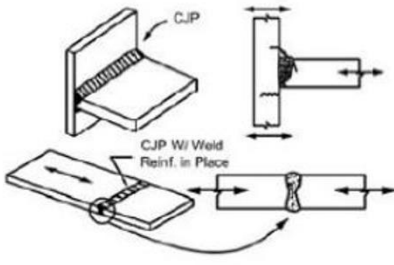
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.401$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 5.3 - Nas soldas de composição dos perfis



Categoria C

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 74.035 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.597$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

13.1.4 LONGARINA VL9

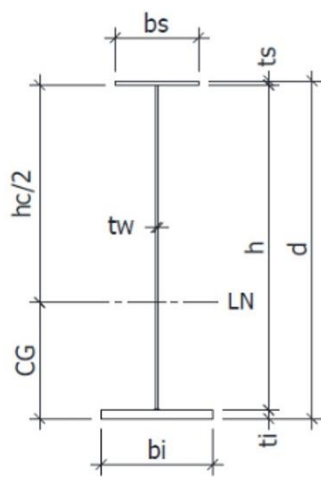
Dimensionamento de longarinas - Seção I semi-compacta

A) Materiais:

Resistência ao escoamento do aço.....	$f_y := 345 \text{ MPa}$
Resistência a ruptura do aço.....	$f_u := 450 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidade do aço.....	$E := 200 \text{ GPa}$
Resistência a compressão do concreto.....	$f_{ck} := 40 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidade do concreto.....	$\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 28688.183 \text{ MPa}$
Resistência à ruptura do conector de cisalhamento.....	$f_{ucs} := 415 \text{ MPa}$

B) Dimensões e propriedades geométricas:

Seção I - Simétrica:



$$d := 1300 \text{ mm}$$

$$b_{.min} := \frac{d}{6} = 216.667 \text{ mm}$$

$$b_s := 450 \text{ mm}$$

$$b_i := 450 \text{ mm}$$

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{b_s}{2 \cdot 12}, 1.1 t_w\right) = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_s := 19 \text{ mm}$$

$$t_{i.min} := \frac{b_i}{2 \cdot 12} = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_i := 19 \text{ mm}$$

$$h := d - (t_i + t_s) = 1.262 \text{ m}$$

Há necessidade de enrijecedores longitudinais?

$$\frac{h}{t_w} = 126.2$$

$\text{Enrij.} := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 150 \\ \quad \text{"Sem enrij. longitudinal"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Com enrij. longitudinal"} \end{cases}$	= "Sem enrij. longitudinal"
---	-----------------------------

B.1) Propriedades da seção de aço isolada

$$A := b_s \cdot t_s + b_i \cdot t_i + h \cdot t_w = 297.2 \text{ cm}^2 \quad g := A \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 233.302 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$y_{inf} := \frac{b_s \cdot t_s \cdot \left(d - \frac{t_s}{2}\right) + h \cdot t_w \cdot \left(\frac{h}{2} + t_i\right) + b_i \cdot t_i \cdot \left(\frac{t_i}{2}\right)}{A} = 650 \text{ mm} \quad y_{sup} := d - y_{inf} = 650 \text{ mm}$$

$$h_{c.inf} := (d - t_s - y_{inf}) \cdot 2 = 1262 \text{ mm} \quad h_{c.sup} := (d - t_i - y_{sup}) \cdot 2 = 1262 \text{ mm}$$

$$I_x := \frac{(b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + t_w \cdot h^3)}{12} + \left(d - y_{inf} - \frac{t_s}{2}\right)^2 \cdot t_s \cdot b_s + \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2}\right)^2 \cdot t_i \cdot b_i + \left(\frac{h}{2} + t_i - y_{inf}\right)^2 \cdot h \cdot t_w$$

$$I_x = 869055.331 \text{ cm}^4$$

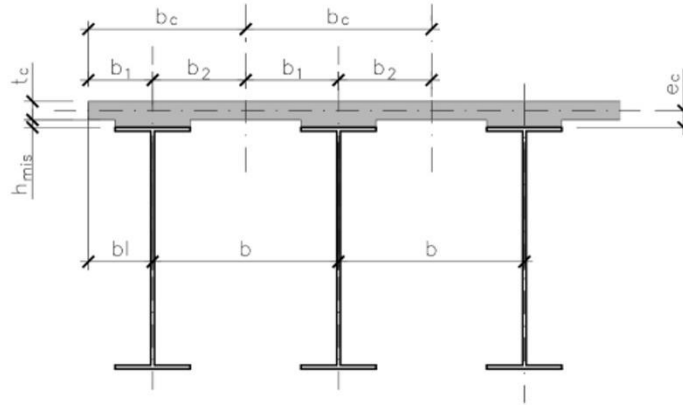
$$W_s := \frac{I_x}{y_{sup}} = 13370.082 \text{ cm}^3 \quad W_i := \frac{I_x}{y_{inf}} = 13370.082 \text{ cm}^3 \quad R_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 540.753 \text{ mm}$$

$$I_y := \frac{(t_s \cdot b_s^3 + t_i \cdot b_i^3 + h \cdot t_w^3)}{12} = 28866.767 \text{ cm}^4$$

$$W_y := \frac{I_y}{\frac{b_i}{2}} = 1282.967 \text{ cm}^3 \quad r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 98.554 \text{ mm}$$

$$W_{bi} := \frac{t_i \cdot b_i^2}{6} = 641.25 \text{ cm}^3 \quad I_{yc} := \frac{t_s \cdot b_s^3}{12} = 14428.125 \text{ cm}^4 \quad I_{yt} := \frac{t_i \cdot b_i^3}{12} = 14428.125 \text{ cm}^4$$

B.2) Propriedades da seção mista de aço e concreto



$$L := 15.52 \text{ m}$$

(Vão teórico da longarina)

$$t_c := 14 \text{ cm}$$

$$b := 240 \text{ cm}$$

(distância entre longarinas)

$$h_{mis} := 8 \text{ cm}$$

$$b_1 := 120 \text{ cm}$$

(esquerda)

$$b_2 := \frac{b}{2} = 1.2 \text{ m}$$

(direita)

$$b_c := \min\left(b_1 + b_2, \frac{L}{4}\right) = 2400 \text{ mm}$$

(largura da mesa colaborante de concreto)

$$e_c := h_{mis} + \frac{t_c}{2} = 15 \text{ cm}$$

(cg da laje em relação à mesa superior)

$$n := \text{ceil}\left(\frac{E}{E_{cs}}\right) = 7$$

$$N_1 := n = 7$$

(coeficiente de transformação para cargas de curta duração)

$$N_2 := 3 \cdot n$$

(coeficiente de transformação para cargas de longa duração)

Propriedades da seção mista para cargas de curta duração:

$$YM := \frac{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c + A} = 114.408 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YM \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IM := I_x + A \cdot (YM - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{N_1} + \frac{b_c}{N_1} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YM)^2$$

$$IM = 2051623.071 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSM := \frac{IM}{(d - YM)} = 131582.889 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIM := \frac{IM}{YM} = 17932.493 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WC := \frac{IM \cdot N_1}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YM\right)} = 382033.726 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

Propriedades da seção mista para cargas de longa duração:

$$YMF := \frac{\frac{b_c}{N_2} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{\frac{b_c}{N_2} \cdot t_c + A} = 92.997 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YMF \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IMF := I_x + A \cdot (YMF - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{N_2} + \frac{b_c}{N_2} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YMF)^2$$

$$IMF = 1537313.458 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSMF := \frac{IMF}{(d - YMF)} = 41545.083 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIMF := \frac{IMF}{YMF} = 16530.874 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WCF := \frac{IMF \cdot N_2}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YMF\right)} = 547146.913 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

C) Esforços solicitantes:

Parcelas de carregamentos na longarina

CP1 - Esforços devido a cargas permanentes antes da cura do concreto

CP2 - Esforços devidos a cargas permanentes após a cura do concreto

Q - Esforços devido à sobrecarga durante a concretagem da laje

CM - Envoltória dos esforços devidos à carga móvel com CIV

W - Envoltória dos esforços devidos ao vento

T - Envoltória dos esforços devidos à variação de temperatura

C.1) Momentos (caso favorável considerar nulo)

Momentos Positivos

M_{CP1}	M_{CP2}	M_{CM}	M_T	M_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
535.32	289.54	1293.45	113.32	75.18

Momentos Negativos

Mn_{CP1}	Mn_{CP2}	Mn_{CM}	Mn_T	Mn_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
881.72	449.71	1125.25	113.32	121.28

C.2) Cortantes

Q_{CP1}	Q_{CP2}	Q_{CM}	Q_T
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
221.60	108.83	444.09	10.40
155.12	76.18	310.86	7.28

D) Verificação da seção de aço isolada antes da cura do concreto (NBR 8800:2008)

$$M_{pSd} := 1.2 M_{CP1} + 1.25 M_Q = 736.359 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad C_b := 1.1$$

D.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$A_{ms} := t_s \cdot b_s = 85.5 \text{ cm}^2 \quad A_{mi} := t_i \cdot b_i = 85.5 \text{ cm}^2 \quad A_w := h \cdot t_w = 126.2 \text{ cm}^2$$

$$y_{LN} := y_{inf} = 0.65 \text{ m} \quad d_{wc} := h - t_s = 1243 \text{ mm} \quad d_{wt} := y_{LN} - t_i = 631 \text{ mm}$$

$$Z_x := A_{ms} \cdot \left(d_{wc} + \frac{t_s}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wc}^2}{2} + A_{mi} \cdot \left(d_{wt} + \frac{t_i}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wt}^2}{2} = 25901.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 8935.914 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_r := 0.7 \cdot f_y \cdot \min(W_s, W_i) = 3228.875 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 126.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda > \lambda_r \\ \left\| \text{"VIGA DE ALMA ESBELTA"} \right\| \end{cases} = 4708.483 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k := \frac{M_{pSd}}{M_{Rd}} = 0.156$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"Não OK"} \right\| \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.356$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 11.842 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.313$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_s = 6110.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \\ \text{if } \lambda > \lambda_r \\ \left| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \end{cases} = 6790.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{psd}}{M_{Rd}} = 0.108$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"N\~{a}o OK"} \end{array} \right| \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torção:

$$d_{diaf} := 740 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 740 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 247.837 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 6.514 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 75.086 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 110.53$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \end{cases} = 6197.147 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k := \frac{M_{pSd}}{M_{Rd}} = 0.119$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"N\~{a}o OK"} \end{array} \right\| \end{cases} = \text{"OK"}$$

E) Verificação da seção de aço isolada para o momento negativo (NBR 8800:2008)

$$M_{nSd} := 1.30 \cdot M_{nCP1} + 1.35 \cdot M_{nCP2} + 1.5 \cdot M_{nCM} + 0.72 \cdot M_{nT} = 3522.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_b := 1$$

E.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 126.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \text{"VIGA DE ALMA ESBELTA"} \right\| \end{cases} = 4280.439 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{Sd}}{M_{Rd}} = 0.823$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

E.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.356$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 11.842 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.313$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_s = 6110.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \quad \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \end{cases} = 6173.456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{Sd}}{M_{Rd}} = 0.571$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torção:

$$d_{diaf} := 740 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 740 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 247.837 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 6.514 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 75.086 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 110.537$$

$$M_{Rd} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \end{array} \right\} = 5633.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.625$$

$$Ver. := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"N\~{a}o OK"} \right\| \end{array} \right\} = \text{"OK"}$$

E) Verificação da seção mista após a cura do concreto

Mesa inferior - Tracionada

$$f_{bi} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_i} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WIMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WIM} = 18.844 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_{bi}}{f_{Rd}} = 0.601$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Mesa superior - Comprimida:

$$f_{bs} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_s} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WSMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WSM} = 7.682 \frac{kN}{cm^2}$$

Tensões resistentes:

$$k := \frac{f_{bs}}{f_{Rd}} = 0.245$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Laje de concreto:

$$f_c := \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WCF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WC} = 0.601 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_c}{\frac{f_{ck}}{1.4}} = 0.21$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Dimensionamento do enrijecedor transversal intermediário (NBR 8800:2008):

$$a := \min(a_1, a_2)$$

$$t_e := 10 \text{ mm}$$

$$b_{e.min} := \max\left(2 \text{ in} + \frac{h}{30}, \frac{b_s}{4}\right) = 0.113 \text{ m}$$

$$b_{e.max} := \min\left(16 \cdot t_e, \frac{b_s - t_w}{2}\right) = 0.16 \text{ m}$$

$$b_e := \begin{cases} \text{if } b_{e.max} > b_{e.min} \\ \quad \parallel b_{e.max} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = 0.16 \text{ m} \quad b_e := 150 \text{ mm}$$

$$I_e := \frac{t_e \cdot b_e^3}{3} = 1125 \text{ cm}^4$$

$$J := \max\left(\frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2, 0.5\right) = 0.765$$

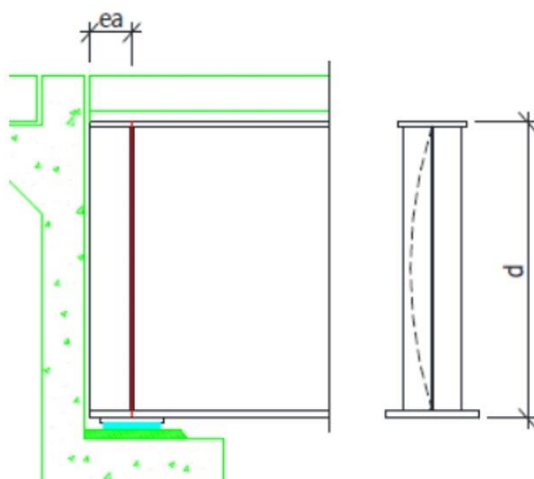
$$I_{e.min} := a \cdot t_w^3 \cdot J = 91.801 \text{ cm}^4$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{I_e}{I_{e.min}} = 12.255$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \geq 1 \\ \quad \parallel \text{"OK"} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

F) Dimensionamento do enrijecedor de apoio



$$R_{sd} := 1965.16 \text{ kN}$$

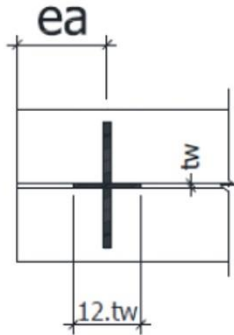
Largura do enrijecedor:

$$b_{sa.max} := \frac{b_s}{2} - \frac{t_w}{2} = 220 \text{ mm}$$

$$b_{sa} := 170 \text{ mm}$$

$$t_{sa.min} := \frac{b_{sa}}{0.48 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = 14.71 \text{ mm}$$

$$t_{sa} := 20 \text{ mm}$$



$$A_{sa} := b_{sa} \cdot t_{sa} \cdot 2 + (12 \cdot t_w) \cdot t_w = 80 \text{ cm}^2$$

$$I_{sa} := \frac{12 \cdot t_w \cdot t_w^3 + t_{sa} \cdot (2 \cdot b_{sa})^3}{12} = 6551.667 \text{ cm}^4$$

$$r_{sa} := \sqrt{\frac{I_{sa}}{A_{sa}}} = 9.05 \text{ cm}$$

Verificação do esmagamento:

$$Re_{Rd} := \frac{1.8 \cdot t_{sa} \cdot 2 \cdot (b_{sa} - 3 \cdot t_w) \cdot f_y}{1.35} = 2576 \text{ kN}$$

$$k := \frac{R_{Sd}}{Re_{Rd}} = 0.763$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Verificação da Resistência à compressão:

$$\lambda := \frac{d}{r_{sa}} = 14.365 \quad N_e := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{d^2} = 337163.985 \text{ kN} \quad \lambda_0 := \sqrt{\frac{(A_{sa} \cdot f_y)}{N_e}} = 0.09$$

$$\chi := \begin{cases} \text{if } \lambda_0 \leq 1.5 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{if } \lambda_0 > 1.5 \\ \quad \frac{0.877}{\lambda_0^2} \end{cases} = 0.997 \quad Q := 1 \quad Rc_{Rd} := \frac{(\chi \cdot Q \cdot A_{sa} \cdot f_y)}{1.1} = 2500.509 \text{ kN}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{R_{Sd}}{Rc_{Rd}} = 0.786$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

G) Solda de composição e emendas de perfis:

Soldas de composição:

$$M_{e.mesa} := \max \left(b_s \cdot t_s \cdot \left(|d - y_{inf}| - \frac{t_s}{2} \right), b_i \cdot t_i \cdot \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2} \right) \right) = 5476.275 \text{ cm}^3$$

$$f_{v.Sd} := V_{Sd.apoio} \cdot \frac{M_{e.mesa}}{I_x} = 803.529 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{fluxo de cisalhamento na emenda})$$

$$a_w := \max \left(\text{Round} \left(\frac{3}{4} \cdot t_w, 1 \text{ mm} \right), 8 \text{ mm} \right) = 8 \text{ mm} \quad (\text{solda de filete adotada de cada lado da alma})$$

$$d_w := 0.707 \cdot a_w = 5.656 \text{ mm} \quad f_w := 485 \text{ MPa} \quad (\text{eletrodo E70XX})$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_w \cdot d_w}{1.35} = 1219.182 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_{v.Sd}}{f_{v.Rd}} = 0.659$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{OK} \\ \text{else} \\ \quad \text{Não OK} \end{cases} = \text{OK}$$

Emenda (solda de penetração total):

Esforço Normal:

$$f_{n.Sd} := \max \left(\frac{0.8 M_{n.Sd}}{W_s}, f_{bi} \right) = 21.079 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{máxima tensão de tração na seção})$$

$$f_{n.Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{verificação no metal base})$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_{n.Sd}}{f_{n.Rd}} = 0.672$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{OK} \\ \text{else} \\ \quad \text{Não OK} \end{cases} = \text{OK}$$

Cisalhamento:

$$f_{v.Sd} := \frac{V_{Sd.vao}}{A_w} = 6.149 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_y}{1.1} = 18.818 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{resistência ao cisalhamento do metal base})$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_{v_{Sd}}}{f_{v_{Rd}}} = 0.327$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Solicitações combinadas:

$$f_{Sd} := (f_{n_{Sd}}^2 + 3 \cdot f_{v_{Sd}}^2)^{0.5} = 23.617 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{Rd} := \min\left(\frac{f_y}{1.1}\right) = 31.364 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_{Sd}}{f_{Rd}} = 0.753$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

H) Conectores de cisalhamento:

$$F_{hd} := \min\left(A \cdot f_y, 0.85 \cdot t_c \cdot b_c \cdot \frac{f_{ck}}{1.4}\right) = 8160 \text{ kN}$$

$$R_g := 1 \quad R_p := 1$$

$$d_{sb} := 22 \text{ mm} \quad A_{sb} := \frac{\pi \cdot d_{sb}^2}{4} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$f_{ubs} := 415 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} := \min\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{A_{sb} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}}}{1.25}, \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{sb} \cdot f_{ubs}}{1.25}\right) = 126.204 \text{ kN}$$

$$f_{Sd} := \left(\frac{V_{Sd.apoio} \cdot \frac{t_c \cdot b_c}{n} \cdot (d + e_c - YM)}{IM}\right) = 912.669 \frac{1}{m} \cdot kN \quad (\text{fluxo de cisalhamento máximo})$$

$$n_t := \frac{\max(F_{hd}, f_{Sd} \cdot L)}{Q_{Rd}} = 112.236$$

Conectores por linha: $n_c := 3$

$$L = 15.52 \text{ m} \quad s_{calc} := \frac{L}{\left(\frac{n_t}{n_c}\right)} = 41.484 \text{ cm} \quad s_{min} := 6 \cdot d_{sb} = 13.2 \text{ cm}$$

$$s_{max} := 8 \cdot t_c = 112 \text{ cm}$$

Tabela A.1 - Seção 9.1 - Fadiga no conector de cisalhamento

$$V_d := 0.5 \cdot Q_{CM_0} = 222.045 \text{ kN}$$

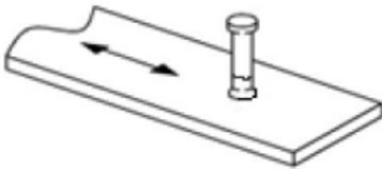
Categoria C'

$$C_f := 3.9 \cdot 10^8 \quad N := 3.5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max\left(\left(239 - 29.5 \log(N)\right) \text{ MPa}, \sigma_{TH}\right) = 69 \text{ MPa}$$

$$Z_r := \sigma_{SR} \cdot d_{sb}^2 = 33.396 \text{ kN}$$



Espaçamento entre linhas conectores de cisalhamento

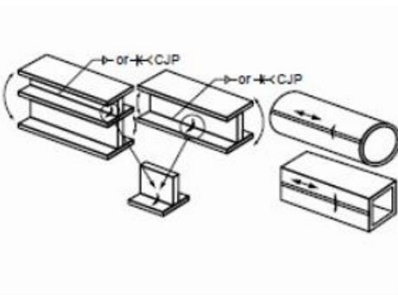
$$s_{conec} := \min\left(\frac{100 \text{ cm}}{\left(\frac{V_d \cdot \frac{t_c \cdot b_c}{n} \cdot (d + e_c - YM)}{IM} \cdot 100 \text{ cm}\right)}, s_{calc}\right) = 41.484 \text{ cm}$$

I) Fadiga nos elementos da longarina (NBR 16694:2020):

Momento Negativo:

$$\sigma_s := \frac{0.5 \cdot Mn_{CM}}{W_s} = 42.081 \text{ MPa} \quad \text{VUP} = 75 \text{ anos} \quad N := 3.5 \cdot 10^6 \quad (\text{Manual CBCA})$$

Tabela A.1 - Seção 3.1 - Solda de composição dos perfis soldados



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

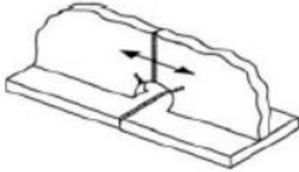
$$\sigma_{SR} := \max\left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N}\right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH}\right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_s}{\sigma_{SR}} = 0.383$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 3.3 - Nas extremidades das soldas longitudinais nas aberturas de acesso



Categoria D

$$C_f := 22 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 48 \text{ MPa}$$

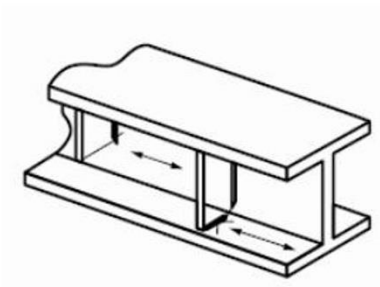
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 58.776 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.716$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 4.1 - No pé da solda de enrijecedores transversais



Categoria C'

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 83 \text{ MPa}$$

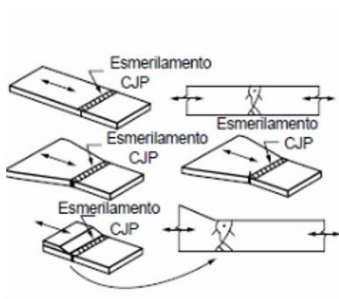
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 83 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.507$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 5.1 - Na emenda de topo das mesas



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

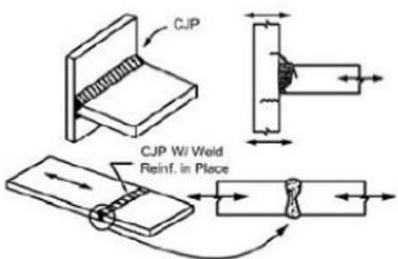
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.383$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 5.3 - Nas soldas de composição dos perfis



Categoria C

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 74.035 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.568$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

13.1.5 LONGARINA VL10

Dimensionamento de longarinas - Seção I semi-compacta

A) Materiais:

Resistência ao escoamento do aço..... $f_y := 345 \text{ MPa}$

Resistência a ruptura do aço..... $f_u := 450 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade do aço..... $E := 200 \text{ GPa}$

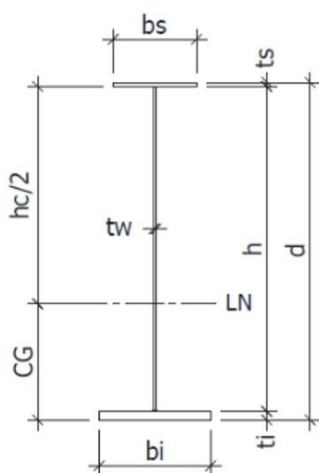
Resistência a compressão do concreto..... $f_{ck} := 40 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade do concreto..... $\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 28688.183 \text{ MPa}$

Resistência à ruptura do conector de cisalhamento..... $f_{ucs} := 415 \text{ MPa}$

B) Dimensões e propriedades geométricas:

Seção I - Simétrica:



$$d := 1300 \text{ mm}$$

$$b_{.min} := \frac{d}{6} = 216.667 \text{ mm}$$

$$b_s := 450 \text{ mm}$$

$$b_i := 450 \text{ mm}$$

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{b_s}{2 \cdot 12}, 1.1 t_w\right) = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_s := 19 \text{ mm}$$

$$t_{i.min} := \frac{b_i}{2 \cdot 12} = 18.75 \text{ mm}$$

$$t_i := 19 \text{ mm}$$

$$h := d - (t_i + t_s) = 1.262 \text{ m}$$

Há necessidade de enrijecedores longitudinais?

$$\frac{h}{t_w} = 126.2$$

$$\text{Enrij.} := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_w} \leq 150 \\ \quad \text{"Sem enrij. longitudinal"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Com enrij. longitudinal"} \end{cases} = \text{"Sem enrij. longitudinal"}$$

B.1) Propriedades da seção de aço isolada

$$A := b_s \cdot t_s + b_i \cdot t_i + h \cdot t_w = 297.2 \text{ cm}^2 \quad g := A \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 233.302 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$y_{inf} := \frac{b_s \cdot t_s \cdot \left(d - \frac{t_s}{2}\right) + h \cdot t_w \cdot \left(\frac{h}{2} + t_i\right) + b_i \cdot t_i \cdot \left(\frac{t_i}{2}\right)}{A} = 650 \text{ mm} \quad y_{sup} := d - y_{inf} = 650 \text{ mm}$$

$$h_{c.inf} := (d - t_s - y_{inf}) \cdot 2 = 1262 \text{ mm} \quad h_{c.sup} := (d - t_i - y_{sup}) \cdot 2 = 1262 \text{ mm}$$

$$I_x := \frac{(b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + t_w \cdot h^3)}{12} + \left(d - y_{inf} - \frac{t_s}{2}\right)^2 \cdot t_s \cdot b_s + \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2}\right)^2 \cdot t_i \cdot b_i + \left(\frac{h}{2} + t_i - y_{inf}\right)^2 \cdot h \cdot t_w$$

$$I_x = 869055.331 \text{ cm}^4$$

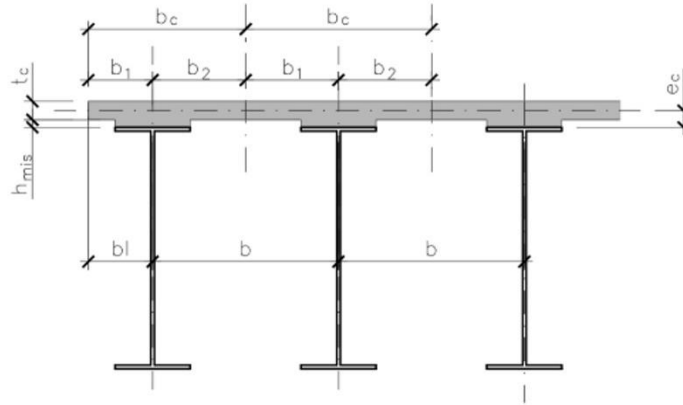
$$W_s := \frac{I_x}{y_{sup}} = 13370.082 \text{ cm}^3 \quad W_i := \frac{I_x}{y_{inf}} = 13370.082 \text{ cm}^3 \quad R_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 540.753 \text{ mm}$$

$$I_y := \frac{(t_s \cdot b_s^3 + t_i \cdot b_i^3 + h \cdot t_w^3)}{12} = 28866.767 \text{ cm}^4$$

$$W_y := \frac{I_y}{\frac{b_i}{2}} = 1282.967 \text{ cm}^3 \quad r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 98.554 \text{ mm}$$

$$W_{bi} := \frac{t_i \cdot b_i^2}{6} = 641.25 \text{ cm}^3 \quad I_{yc} := \frac{t_s \cdot b_s^3}{12} = 14428.125 \text{ cm}^4 \quad I_{yt} := \frac{t_i \cdot b_i^3}{12} = 14428.125 \text{ cm}^4$$

B.2) Propriedades da seção mista de aço e concreto



$$L := 13.15 \text{ m}$$

(vão teórico da longarina)

$$t_c := 14 \text{ cm}$$

$$b := 240 \text{ cm}$$

(distância entre longarinas)

$$h_{mis} := 8 \text{ cm}$$

$$b_1 := 110 \text{ cm}$$

(esquerda)

$$b_2 := \frac{b}{2} = 1.2 \text{ m}$$

(direita)

$$b_c := \min\left(b_1 + b_2, \frac{L}{4}\right) = 2300 \text{ mm}$$

(largura da mesa colaborante de concreto)

$$e_c := h_{mis} + \frac{t_c}{2} = 15 \text{ cm}$$

(cg da laje em relação à mesa superior)

$$n := \text{ceil}\left(\frac{E}{E_{cs}}\right) = 7$$

$$N_1 := n = 7$$

(coeficiente de transformação para cargas de curta duração)

$$N_2 := 3 \cdot n$$

(coeficiente de transformação para cargas de longa duração)

Propriedades da seção mista para cargas de curta duração:

$$YM := \frac{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{\frac{b_c}{N_1} \cdot t_c + A} = 113.6 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YM \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IM := I_x + A \cdot (YM - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{12} + \frac{b_c}{N_1} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YM)^2$$

$$IM = 2032084.776 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSM := \frac{IM}{(d - YM)} = 123908.407 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIM := \frac{IM}{YM} = 17888.054 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WC := \frac{IM \cdot N_1}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YM\right)} = 370433.14 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

Propriedades da seção mista para cargas de longa duração:

$$YMF := \frac{\frac{b_c}{N_2} \cdot t_c \cdot (e_c + d) + A \cdot y_{inf}}{\frac{b_c}{N_2} \cdot t_c + A} = 92.227 \text{ cm}$$

(posição da linha neutra)

A linha neutra está na alma do perfil?

$$LN := \begin{cases} \text{if } YMF \leq (d - t_s) \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$IMF := I_x + A \cdot (YMF - y_{inf})^2 + \frac{b_c \cdot t_c^3}{12} + \frac{b_c}{N_2} \cdot t_c \cdot (e_c + d - YMF)^2$$

$$IMF = 1518908.695 \text{ cm}^4 \quad (\text{momento de inércia})$$

$$WSMF := \frac{IMF}{(d - YMF)} = 40211.482 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra superior})$$

$$WIMF := \frac{IMF}{YMF} = 16469.243 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico fibra inferior})$$

$$WCF := \frac{IMF \cdot N_2}{\left(d + e_c + \frac{t_c}{2} - YMF\right)} = 533636.883 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo elástico topo da laje})$$

C) Esforços solicitantes:

Parcelas de carregamentos na longarina

CP1 - Esforços devido a cargas permanentes antes da cura do concreto

CP2 - Esforços devidos a cargas permanentes após a cura do concreto

Q - Esforços devido à sobrecarga durante a concretagem da laje

CM - Envoltória dos esforços devidos à carga móvel com CIV

W - Envoltória dos esforços devidos ao vento

T - Envoltória dos esforços devidos à variação de temperatura

C.1) Momentos (caso favorável considerar nulo)

Momentos Positivos

M_{CP1}	M_{CP2}	M_{CM}	M_T	M_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
646.78	392.73	1920.99	162.37	91.54

Momentos Negativos

Mn_{CP1}	Mn_{CP2}	Mn_{CM}	Mn_T	Mn_Q
(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
853.33	496.80	1349.88	162.37	115.88

C.2) Cortantes

Q_{CP1}	Q_{CP2}	Q_{CM}	Q_T
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
216.84	135.84	537.03	24.91
151.81	95.08	375.92	18.68

D) Verificação da seção de aço isolada antes da cura do concreto (NBR 8800:2008)

$$M_{pSd} := 1.2 M_{CP1} + 1.25 M_Q = 890.561 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad C_b := 1.1$$

D.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$A_{ms} := t_s \cdot b_s = 85.5 \text{ cm}^2 \quad A_{mi} := t_i \cdot b_i = 85.5 \text{ cm}^2 \quad A_w := h \cdot t_w = 126.2 \text{ cm}^2$$

$$y_{LN} := y_{inf} = 0.65 \text{ m} \quad d_{wc} := h - t_s = 1243 \text{ mm} \quad d_{wt} := y_{LN} - t_i = 631 \text{ mm}$$

$$Z_x := A_{ms} \cdot \left(d_{wc} + \frac{t_s}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wc}^2}{2} + A_{mi} \cdot \left(d_{wt} + \frac{t_i}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_{wt}^2}{2} = 25901.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 8935.914 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_r := 0.7 \cdot f_y \cdot \min(W_s, W_i) = 3228.875 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 126.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda > \lambda_r \\ \left\| \text{"VIGA DE ALMA ESBELTA"} \right\| \end{cases} = 4708.483 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k := \frac{M_{pSd}}{M_{Rd}} = 0.189$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"Não OK"} \right\| \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.356$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 11.842 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.313$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c \cdot W_s}{\lambda^2} = 6110.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right\| \end{cases} = 6790.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{psd}}{M_{Rd}} = 0.131$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"N\~{a}o OK"} \right\| \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torção:

$$d_{diaf} := 790 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 790 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 247.837 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 6.514 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 80.159 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 110.53$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \end{cases} = 5772.359 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k := \frac{M_{pSd}}{M_{Rd}} = 0.154$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"N\~{a}o OK"} \end{array} \right\| \end{cases} = \text{"OK"}$$

E) Verificação da seção de aço isolada para o momento negativo (NBR 8800:2008)

$$Mn_{Sd} := 1.30 \cdot Mn_{CP1} + 1.35 \cdot Mn_{CP2} + 1.5 \cdot Mn_{CM} + 0.72 \cdot Mn_T = 3921.735 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_b := 1$$

E.1) F.L.A - Flambagem Local da Alma:

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 126.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53 \quad \lambda_r := 5.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 138.685$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \text{"VIGA DE ALMA ESBELTA"} \right\| \end{cases} = 4280.439 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.916$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

E.2) F.L.M - Flambagem local da mesa:

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.356$$

$$\lambda := \max\left(\frac{b_s}{2 t_s}, \frac{b_i}{2 t_i}\right) = 11.842 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0.7 \cdot f_y}{k_c}}} = 16.313$$

$$M_{cr} := \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c \cdot W_s}{\lambda^2} = 6110.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \quad \left| \frac{M_{pl}}{1.1} \right| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right), \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \quad \left| \min\left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1}\right) \right| \end{cases} = 6173.456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{Mn_{sd}}{M_{Rd}} = 0.635$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

D.3) FLT - Flambagem lateral com torção:

$$d_{diaf} := 790 \text{ cm}$$

$$L_b := d_{diaf} = 790 \text{ cm}$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (b_s \cdot t_s^3 + b_i \cdot t_i^3 + h \cdot t_w^3) = 247.837 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot (d - t_s)^2}{4}$$

$$\beta_1 := \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_i}{E \cdot J} = 6.514 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 80.159 \quad \lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.376 \quad \lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 110.537$$

$$M_{Rd} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda \leq \lambda_p \\ \left\| \frac{M_{pl}}{1.1} \right\| \\ \text{if } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{C_b}{1.1} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right), \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \\ \text{if } \lambda_p > \lambda_r \\ \left\| \min \left(\frac{M_{cr}}{1.1}, \frac{M_{pl}}{1.1} \right) \right\| \end{array} \right\} = 5247.599 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k := \frac{M_{nSd}}{M_{Rd}} = 0.747$$

$$\text{Ver.} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } k \leq 1 \\ \left\| \text{"OK"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"N\~{a}o OK"} \right\| \end{array} \right\} = \text{"OK"}$$

E) Verificação da seção mista após a cura do concreto

Mesa inferior - Tracionada

$$f_{bi} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_i} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WIMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WIM} = 26.27 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_{bi}}{f_{Rd}} = 0.838$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Mesa superior - Comprimada:

$$f_{bs} := \frac{1.30 \cdot M_{CP1}}{W_s} + \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WSMF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WSM} = 10.027 \frac{kN}{cm^2}$$

Tensões resistentes:

$$k := \frac{f_{bs}}{f_{Rd}} = 0.32$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Laje de concreto:

$$f_c := \frac{1.35 \cdot M_{CP2}}{WCF} + \frac{1.5 \cdot M_{CM} + 0.72 \cdot M_T}{WC} = 0.909 \frac{kN}{cm^2}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{f_c}{\frac{f_{ck}}{1.4}} = 0.318$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Dimensionamento do enrijecedor transversal intermediário (NBR 8800:2008):

$$a := \min(a_1, a_2)$$

$$t_e := 10 \text{ mm}$$

$$b_{e.min} := \max\left(2 \text{ in} + \frac{h}{30}, \frac{b_s}{4}\right) = 0.113 \text{ m}$$

$$b_{e.max} := \min\left(16 \cdot t_e, \frac{b_s - t_w}{2}\right) = 0.16 \text{ m}$$

$$b_e := \begin{cases} \text{if } b_{e.max} > b_{e.min} \\ \quad \parallel b_{e.max} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = 0.16 \text{ m} \quad b_e := 150 \text{ mm}$$

$$I_e := \frac{t_e \cdot b_e^3}{3} = 1125 \text{ cm}^4$$

$$J := \max\left(\frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2, 0.5\right) = 1.291$$

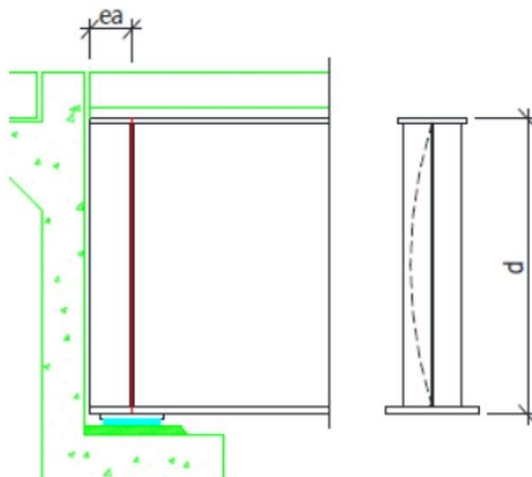
$$I_{e.min} := a \cdot t_w^3 \cdot J = 141.965 \text{ cm}^4$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{I_e}{I_{e.min}} = 7.925$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \geq 1 \\ \quad \parallel \text{"OK"} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

F) Dimensionamento do enrijecedor de apoio



$$R_{Sd} := 2092.38 \text{ kN}$$

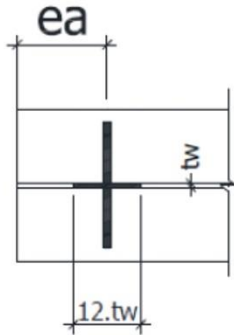
Largura do enrijecedor:

$$b_{sa.max} := \frac{b_s}{2} - \frac{t_w}{2} = 220 \text{ mm}$$

$$b_{sa} := 170 \text{ mm}$$

$$t_{sa.min} := \frac{b_{sa}}{0.48 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = 14.71 \text{ mm}$$

$$t_{sa} := 20 \text{ mm}$$



$$A_{sa} := b_{sa} \cdot t_{sa} \cdot 2 + (12 \cdot t_w) \cdot t_w = 80 \text{ cm}^2$$

$$I_{sa} := \frac{12 \cdot t_w \cdot t_w^3 + t_{sa} \cdot (2 \cdot b_{sa})^3}{12} = 6551.667 \text{ cm}^4$$

$$r_{sa} := \sqrt{\frac{I_{sa}}{A_{sa}}} = 9.05 \text{ cm}$$

Verificação do esmagamento:

$$Re_{Rd} := \frac{1.8 \cdot t_{sa} \cdot 2 \cdot (b_{sa} - 3 \cdot t_w) \cdot f_y}{1.35} = 2576 \text{ kN}$$

$$k := \frac{R_{Sd}}{Re_{Rd}} = 0.812$$

Verificação de cálculo

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Verificação da Resistência à compressão:

$$\lambda := \frac{d}{r_{sa}} = 14.365 \quad N_e := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{d^2} = 337163.985 \text{ kN} \quad \lambda_0 := \sqrt{\frac{(A_{sa} \cdot f_y)}{N_e}} = 0.09$$

$$\chi := \begin{cases} \text{if } \lambda_0 \leq 1.5 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{if } \lambda_0 > 1.5 \\ \quad \frac{0.877}{\lambda_0^2} \end{cases} = 0.997 \quad Q := 1 \quad Rc_{Rd} := \frac{(\chi \cdot Q \cdot A_{sa} \cdot f_y)}{1.1} = 2500.509 \text{ kN}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{R_{Sd}}{Rc_{Rd}} = 0.837$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

G) Solda de composição e emendas de perfis:

Soldas de composição:

$$M_{e.mesa} := \max \left(b_s \cdot t_s \cdot \left(|d - y_{inf}| - \frac{t_s}{2} \right), b_i \cdot t_i \cdot \left(y_{inf} - \frac{t_i}{2} \right) \right) = 5476.275 \text{ cm}^3$$

$$f_{v.Sd} := V_{Sd.apoio} \cdot \frac{M_{e.mesa}}{I_x} = 939 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{fluxo de cisalhamento na emenda})$$

$$a_w := \max \left(\text{Round} \left(\frac{3}{4} \cdot t_w, 1 \text{ mm} \right), 8 \text{ mm} \right) = 8 \text{ mm} \quad (\text{solda de filete adotada de cada lado da alma})$$

$$d_w := 0.707 \cdot a_w = 5.656 \text{ mm} \quad f_w := 485 \text{ MPa} \quad (\text{eletrodo E70XX})$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_w \cdot d_w}{1.35} = 1219.182 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k := \frac{f_{v.Sd}}{f_{v.Rd}} = 0.77$$

Verificação de cálculo

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Emenda (solda de penetração total):

Esforço Normal:

$$f_{n.Sd} := \max \left(\frac{0.8 M_{n.Sd}}{W_s}, f_{bi} \right) = 26.27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{máxima tensão de tração na seção})$$

$$f_{n.Rd} := \frac{f_y}{1.1} = 31.364 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{verificação no metal base})$$

$$k := \frac{f_{n.Sd}}{f_{n.Rd}} = 0.838$$

Verificação de cálculo

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Cisalhamento:

$$f_{v.Sd} := \frac{V_{Sd.vao}}{A_w} = 7.156 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_y}{1.1} = 18.818 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{resistência ao cisalhamento do metal base})$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{fv_{Sd}}{fv_{Rd}} = 0.38$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Solicitações combinadas:

$$f_{Sd} := (fn_{Sd}^2 + 3 \cdot fv_{Sd}^2)^{0.5} = 29.047 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{Rd} := \min\left(\frac{f_y}{1.1}\right) = 31.364 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k := \frac{f_{Sd}}{f_{Rd}} = 0.926$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

H) Conectores de cisalhamento:

$$F_{hd} := \min\left(A \cdot f_y, 0.85 \cdot t_c \cdot b_c \cdot \frac{f_{ck}}{1.4}\right) = 7820 \text{ kN}$$

$$R_g := 1 \quad R_p := 1$$

$$d_{sb} := 22 \text{ mm} \quad A_{sb} := \frac{\pi \cdot d_{sb}^2}{4} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$f_{ubs} := 415 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} := \min\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{A_{sb} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cs}}}{1.25}, \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{sb} \cdot f_{ubs}}{1.25}\right) = 126.204 \text{ kN}$$

$$f_{Sd} := \left(\frac{V_{Sd.apoio} \cdot \frac{t_c \cdot b_c}{n} \cdot (d + e_c - YM)}{IM}\right) = 1059.185 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \quad (\text{fluxo de cisalhamento máximo})$$

$$n_t := \frac{\max(F_{hd}, f_{Sd} \cdot L)}{Q_{Rd}} = 110.363$$

Conectores por linha: $n_c := 3$

$$L = 13.15 \text{ m} \quad s_{calc} := \frac{L}{\left(\frac{n_t}{n_c}\right)} = 35.746 \text{ cm} \quad s_{min} := 6 \cdot d_{sb} = 13.2 \text{ cm}$$

$$s_{max} := 8 \cdot t_c = 112 \text{ cm}$$

Tabela A.1 - Seção 9.1 - Fadiga no conector de cisalhamento

$$V_d := 0.5 \cdot Q_{CM_0} = 268.515 \text{ kN}$$

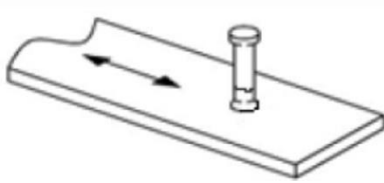
Categoria C'

$$C_f := 3.9 \cdot 10^8 \quad N := 3.5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max\left(\left(239 - 29.5 \log(N)\right) \text{ MPa}, \sigma_{TH}\right) = 69 \text{ MPa}$$

$$Z_r := \sigma_{SR} \cdot d_{sb}^2 = 33.396 \text{ kN}$$



Espaçamento entre linhas conectores de cisalhamento

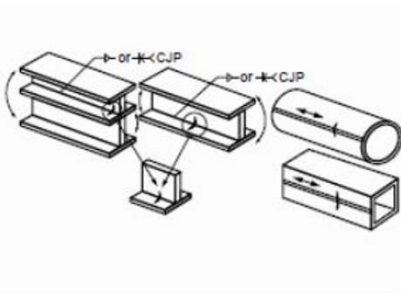
$$s_{conec} := \min\left(\frac{100 \text{ cm}}{\left(\frac{V_d \cdot t_c \cdot b_c \cdot (d + e_c - YM)}{IM} \cdot 100 \text{ cm}\right)}, s_{calc}\right) = 35.746 \text{ cm}$$

I) Fadiga nos elementos da longarina (NBR 16694:2020):

Momento Negativo:

$$\sigma_S := \frac{0.5 \cdot Mn_{CM}}{W_s} = 50.481 \text{ MPa} \quad \text{VUP} = 75 \text{ anos} \quad N := 3.5 \cdot 10^6 \quad (\text{Manual CBCA})$$

Tabela A.1 - Seção 3.1 - Solda de composição dos perfis soldados



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

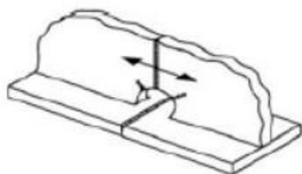
$$\sigma_{SR} := \max\left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N}\right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH}\right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.459$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 3.3 - Nas extremidades das soldas longitudinais nas aberturas de acesso



Categoria D

$$C_f := 22 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 48 \text{ MPa}$$

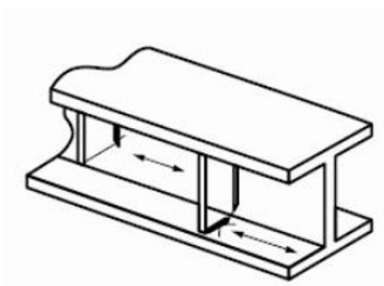
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 58.776 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.859$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Tabela A.1 - Seção 4.1 - No pé da solda de enrijecedores transversais



Categoria C'

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 83 \text{ MPa}$$

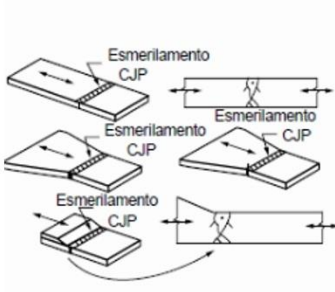
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 83 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.608$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

Tabela A.1 - Seção 5.1 - Na emenda de topo das mesas



Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

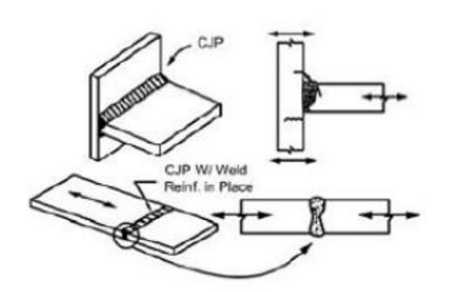
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 110 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.459$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

Tabela A.1 - Seção 5.3 - Nas soldas de composição dos perfis



Categoria C

$$C_f := 44 \cdot 10^8$$

$$\sigma_{TH} := 69 \text{ MPa}$$

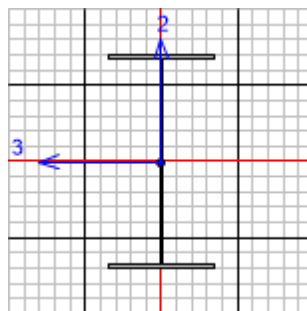
$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0.333} \text{ MPa}, \sigma_{TH} \right) = 74.035 \text{ MPa}$$

Verificação de cálculo

$$k := \frac{\sigma_S}{\sigma_{SR}} = 0.682$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } k \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

13.2 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS METÁLICAS – APOIOS



AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 740 X Mid: 53,264 Combo: C8-ELU Design Type: Beam
 Length: 0,667 Y Mid: -4,939 Shape: PS 600x96 Frame Type: SMF
 Loc : 0, Z Mid: -1,52 Class: Non-Compact Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis Reduction: Tau-b Fixed
 D/C Limit=0,95 2nd Order: General 2nd Order EA factor=0,8 EI factor=0,8
 AlphaPr/Py=0, AlphaPr/Pe=2E-06 Tau_b=1,

PhiB=0,9 PhiC=0,9 PhiTY=0,9 PhiTF=0,75
 PhiS=0,9 PhiS-RI=1, PhiST=0,9

A=0,012 I33=7,837E-04 r33=0,253 S33=0,003 Av3=0,006
 J=0, I22=5,717E-05 r22=0,068 S22=3,812E-04 Av2=0,005
 Ae=0,01 Se33=0,003 Se22=3,812E-04
 E=2000000000, Fy=344737,894 Ry=1,1 z33=0,003 Cw=4,930E-06
 RLLF=1, Fu=448159,263 z22=5,807E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo C8-ELU)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0,	-0,57	-214,143	10,458	-708,144	-14,513	0,012

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio: 0,333 = 0, + 0,265 + 0,068
 = (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)

COMPACTNESS

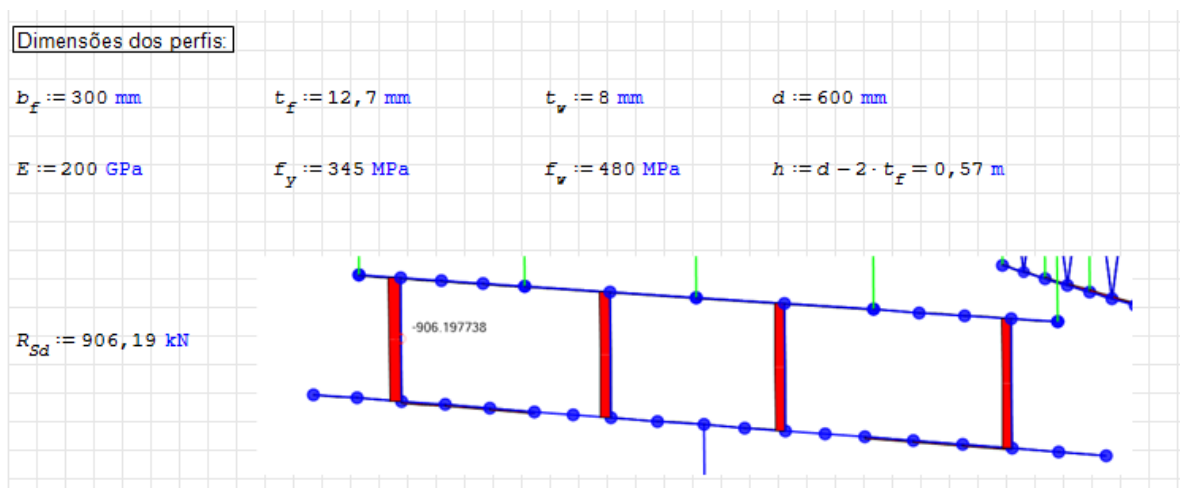
Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Major/Flange	11,811	9,153	18,789		Non-Compact
/Web	71,825	90,565	137,292	232,06	Compact
Minor/Flange	11,811	9,153	24,086		Non-Compact
/Web	71,825	90,565	137,292	232,06	Compact
Axial/Flange	11,811		10,59		Slender
/Web	71,825		35,889		Slender

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,	1,	1,	1,	1,	0,268
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	0,808

LTB	Lltb 1,	Kltb 1,	Cb 2,238	
Axial	Pu Force -0,57	phi*Pnc Capacity 3034,483	phi*Pnt Capacity 3790,435	
Major Moment	Mu Moment -214,143	phi*Mn Capacity 807,598	phi*Mn No LTB 807,598	phi*Mn Cb=1 899,128
Minor Moment	10,458	153,304		
SHEAR CHECK				
Major Shear	Vu Force 708,144	phi*Vn Capacity 761,697	Stress Ratio 0,93	Status Check OK
Minor Shear	14,513	1418,527	0,01	OK
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS				
Major (V2)	VMajor Left 708,144	VMajor Right 707,255		

13.2.1 DIMENSIONAMENTO DOS ENRIJECEDORES DE APOIO DOS MACACOS



Enrijecedores para apoio dos macacos:

$$b_{sa,max} := \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} = 146 \text{ mm}$$

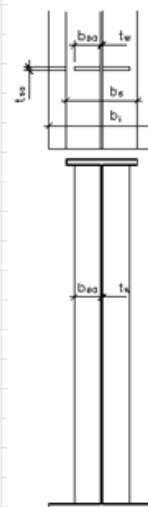
$$b_{sa} := 140 \text{ mm}$$

$$t_{sa,min} := \frac{b_{sa}}{0,48 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = 12,11 \text{ mm}$$

$$t_{sa} := 12,7 \text{ mm}$$

$$A_{sa} := b_{sa} \cdot t_{sa} \cdot 2 + 12 \cdot t_w^2 = 43,24 \text{ cm}^2$$

$$I_{sa} := \frac{(12 \cdot t_w)^4}{12} + t_{sa} \cdot (2 \cdot b_{sa})^3 = 3031,04 \text{ cm}^4$$



Enrijecedor de apoio - ambos os lados

Verificação do esmagamento

$$R_{e,Rd} := \frac{1,8 \cdot t_{sa} \cdot 2 \cdot (b_{sa} - 3 \cdot t_w) \cdot f_y}{1,35} = 1355,34 \text{ kN}$$

$$k := \frac{R_{Sd}}{R_{e,Rd}} = 0,67$$

Atende à solicitação de cálculo?

```
if k ≤ 1 = "OK"
  "OK"
else
  "NÃO OK"
```

Verificação da resistência à compressão

$$N_e := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sa}}{d^2} = 166195,48 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{A_{sa} \cdot f_y}{N_e}} = 0,09$$

$$x := \text{if } \lambda_0 \leq 1,5 = 1$$

$$R_{C,Rd} := \frac{x \cdot A_{sa} \cdot f_y}{1,10} = 1351,08 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} &0,658 \lambda_0^2 \\ &\text{else} \\ &\frac{0,877}{\lambda_0^2} \end{aligned}$$

$$k := \frac{R_{Sd}}{R_{C,Rd}} = 0,67$$

Atende à solicitação de cálculo?

```
if k ≤ 1 = "OK"
  "OK"
else
  "NÃO OK"
```

Solda entre os enrijecedores e a mesa

$$a_v := 8 \text{ mm}$$

$$d_v := a_v \cdot \sin(45 \text{ deg}) = 5,66 \text{ mm}$$

$$f_{v_{Sd}} := \frac{R_{C_{Rd}} - R_{Sd}}{(b_{sa} \cdot 4 + 12 \cdot t_v) \cdot a_v} = 8,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{v_{Rd}} := \frac{0,6 \cdot f_v}{1,10} = 26,18 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k := \frac{f_{v_{Sd}}}{f_{v_{Rd}}} = 0,32$$

Atende à solicitação de cálculo?

```
if k ≤ 1 = "OK"
"OK"
else
"NÃO OK"
```

Solda entre os enrijecedores e a alma

$$f_{v_{Sd}} := \frac{R_{C_{Rd}} - R_{Sd}}{2 \cdot (t_{sa}) \cdot h} = 3,05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{v_{Rd}} := \frac{0,6 \cdot f_v}{1,10} = 26,18 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

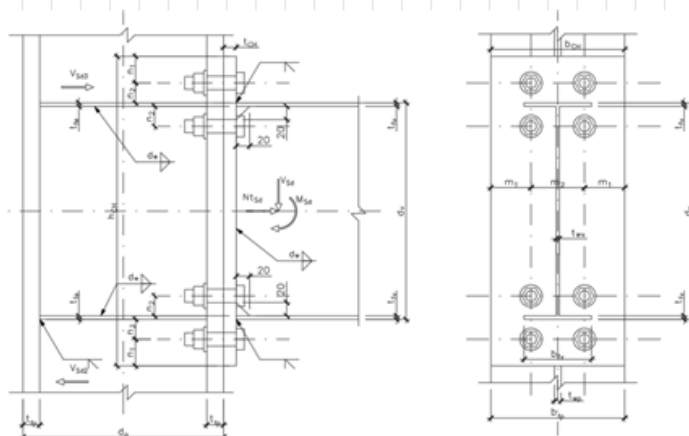
$$k := \frac{f_{v_{Sd}}}{f_{v_{Rd}}} = 0,12$$

Atende à solicitação de cálculo?

```
if k ≤ 1 = "OK"
"OK"
else
"NÃO OK"
```


13.2.2 DIMENSIONAMENTO DA EMENDA DE TOPO

Geometria



Dimensões da viga:

$$b_{fv} := 300 \text{ mm} \quad d_v := 600 \text{ mm} \quad t_{fv} := 12,7 \text{ mm} \quad t_{wv} := 8 \text{ mm}$$

Dimensões das furações e parafusos à flexão:

$$n_1 := 30 \text{ mm} \quad n_2 := 40 \text{ mm} \quad m_1 := 25 \text{ mm} \quad m_2 := b_{fv} - 2 \cdot m_1 = 250,00 \text{ mm}$$

$$N_b := 16 \quad \text{Número de parafusos} \quad d_b := 19 \text{ mm} \quad d_f := d_b + 3,5 \text{ mm}$$

Parafusos para cisalhamento:

$$N_{bv} := 10 \quad \text{Número de parafusos}$$

Dimensões da chapa de topo:

$$t_{ch} := 19 \text{ mm} \quad b_{ch} := b_{fv} = 300,00 \text{ mm} \quad h_{ch} := d_v + 2 \cdot (n_1 + n_2) = 740,00 \text{ mm}$$

Solda do perfil com a chapa:

$$d_w := \frac{5}{7} \cdot t_{wv} + 1 \text{ mm} = 6,71 \text{ mm} \quad d_v := \text{round}(d_w; 3) = 7,00 \text{ mm}$$

Esforços solicitantes:

$Nt_{Sd} := 0 \text{ kN}$

$M_{Sd} := 281,12 \text{ kN m}$

$V_{Sd} := 698,45 \text{ kN}$

Esforços localizados:

$$Nt_{Sd,mesa} := \frac{M_{Sd}}{(d_v - t_{fv})} + \frac{Nt_{Sd}}{2} = 478,67 \text{ kN}$$

$$Nc_{Sd,mesa} := \frac{M_{Sd}}{(d_v - t_{fv})} - \frac{Nt_{Sd}}{2} = 478,67 \text{ kN}$$

Compressão na mesa inferior do perfil

$F_{Sd} := Nc_{Sd,mesa} = 478,67 \text{ kN}$

$A_g := t_{fv} \cdot b_{fv} = 38,10 \text{ cm}^2$ $\lambda := \frac{0,5 \cdot b_{fv}}{t_{fv}} = 11,81$ $k_c := \frac{4}{\left(\frac{d_v - 2 \cdot t_{fv}}{t_{fv}}\right)^{0,5}} = 0,47$

$Q := \text{if} \left(\lambda \leq 0,64 \cdot \sqrt{E \cdot \frac{k_c}{f_y}} \wedge (T_{perfil} := 5) \right) = 1,77$

1,00
else

$\text{if} \left(\lambda > 0,64 \cdot \sqrt{E \cdot \frac{k_c}{f_y}} \wedge (T_{perfil} := 5) \right)$

$\frac{0,9 \cdot E \cdot k_c}{f_y \cdot \lambda^2}$

else

$\text{if} \left(\lambda \leq 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \wedge (T_{perfil} := 4) \right)$

1,00

else

$\text{if} \left(\text{if} \left(\lambda > 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \wedge (T_{perfil} := 4) \right) \right)$

1,00

$\chi := 1,00$

$F_{Rd} := \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{1,10} = 2109,37 \text{ kN}$

$\frac{F_{Sd}}{F_{Rd}} = 0,23$	$\text{if} \frac{F_{Sd}}{F_{Rd}} \leq 1 = \text{"OK"}$ "OK" else "NÃO OK"
--------------------------------	--

Cisalhamento na alma da viga

$$F_{Sd} := V_{Sd} = 698,45 \text{ kN}$$

$$A_{gv} := (d_v - 2 \cdot t_{fv}) \cdot t_{vv} = 45,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} := (d_v - 2 \cdot t_{fv} - 2 \cdot 20 \text{ mm}) \cdot t_{vv} = 42,77 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} := \min \left(\left(\frac{0,6 \cdot A_{gv} \cdot f_y}{1,10} \right), \left(\frac{0,6 \cdot A_{nv} \cdot f_u}{1,35} \right) \right) = 855,36 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Sd}}{F_{Rd}} = 0,82$$

if $\frac{F_{Sd}}{F_{Rd}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Verificação dos parafusos

Cisalhamento:

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$F_{vSd} := \frac{V_{Sd}}{N_{bv} + N_b} = 26,86 \text{ kN}$$

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 2,84 \text{ cm}^2 \quad A_{be} := 0,75 \cdot A_b = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$F_{vRd} := \left(\frac{0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{1,35} \right) = 69,31 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{vSd}}{F_{vRd}} = 0,39$$

if $\frac{F_{vSd}}{F_{vRd}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Tração:

$$Ft_{Sd} := \frac{Nt_{Sd, mesa}}{0,5 \cdot N_b} = 59,83 \text{ kN}$$

$$Ft_{Rd} := \frac{0,67 \cdot A_{ba} \cdot f_{ub}}{1,35} = 87,07 \text{ kN}$$

$$\frac{Ft_{Sd}}{Ft_{Rd}} = 0,69$$

if $\frac{Ft_{Sd}}{Ft_{Rd}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Esforços combinados:

$$\left(\frac{Ft_{Sd}}{Ft_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{Fv_{Sd}}{Fv_{Rd}} \right)^2 = 0,62$$

if $\left(\frac{Ft_{Sd}}{Ft_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{Fv_{Sd}}{Fv_{Rd}} \right)^2 \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Na chapa de topo:

$$Fc_{Sd} := \frac{V_{Sd}}{N_b} = 43,65 \text{ kN}$$

$$l_f := \min \left(\left[\frac{2 \cdot n_2 + t_{fv} - d_f}{n_1 - \frac{d_f}{2}} \right] \right) = 18,75 \text{ mm}$$

$$Fc_{Rd} := \min \left(\left[\frac{1,2 \cdot l_f \cdot t_{CH} \cdot f_{u,CH}}{1,35}, \frac{2,4 \cdot d_b \cdot t_{CH} \cdot f_{u,CH}}{1,35} \right] \right) = 142,50 \text{ kN}$$

$$\frac{Fc_{Sd}}{Fc_{Rd}} = 0,31$$

if $\frac{Fc_{Sd}}{Fc_{Rd}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Flexão na chapa de topo

$$M_{Sd,CH} := Ft_{Sd} \cdot \left(\frac{d_v}{d_v + 2 \cdot n_2} \right) \cdot n_2 = 211,18 \text{ kN cm}$$

$$p := 2 \cdot (n_2 + d_b) = 11,80 \text{ cm}$$

$$M_{Rd,CH} := \frac{p \cdot t_{CH}^2 \cdot f_{y,CH}}{4 \cdot 1,10} = 334,01 \text{ kN cm}$$

$$\frac{M_{Sd,CH}}{M_{Rd,CH}} = 0,63$$

if $\frac{M_{Sd,CH}}{M_{Rd,CH}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Solda entre a alma da viga e a chapa de topo

$$F_{wSd} := \frac{Nt_{Sd}}{2} = 0,00 \text{ kN}$$

$$a_v := d_v \cdot \cos(45 \text{ deg}) = 4,95 \text{ mm}$$

$$L_v := (d_v - 2 \cdot t_{fv} - 2 \cdot 20 \text{ mm}) = 534,60 \text{ mm}$$

$$A_v := 2 \cdot a_v \cdot L_v = 52,92 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{wSd} := \frac{V_{Sd}}{A_v} = 13,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{wRd} := \frac{0,6 \cdot f_v}{1,35} = 21,56 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\tau_{wSd}}{\tau_{wRd}} = 0,61$$

$$\sigma_{wSd} := \frac{Nt_{Sd,mesa}}{b_{fv} \cdot t_{fv}} \cdot \frac{L_v}{d_v} \cdot \frac{t_{wv}}{2 \cdot a_v} = 9,05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{wRd} := \frac{0,6 \cdot f_v}{1,35} = 21,56 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{wSd}}{\sigma_{wRd}} = 0,42$$

if $\frac{\tau_{wSd}}{\tau_{wRd}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

if $\frac{\sigma_{wSd}}{\sigma_{wRd}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

$$\sqrt{\left(\frac{\tau_{wSd}}{\tau_{wRd}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{wSd}}{\sigma_{wRd}} \right)^2} = 0,74$$

if $\sqrt{\left(\frac{\tau_{wSd}}{\tau_{wRd}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{wSd}}{\sigma_{wRd}} \right)^2} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Ruptura da alma da viga e da chapa de topo na região da solda

$$f_{v,Sd} := \sqrt{\tau_{v,Sd}^2 + \sigma_{v,Sd}^2} = 16,00 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Alma da viga:

$$t_{min} := 2,25 \cdot \frac{2 \cdot a_v \cdot f_{v,Sd}}{f_u} = 7,92 \text{ mm}$$

if $t_{vv} > t_{min}$ = "OK"
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Chapa de topo:

$$t_{min} := 2,25 \cdot \frac{2 \cdot a_v \cdot f_{v,Sd}}{2 \cdot f_u} = 3,96 \text{ mm}$$

if $t_{CH} > t_{min}$ = "OK"
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Ruptura das mesas das vigas na região da solda

$$\sigma_{v,Sd} := \frac{Nt_{Sd,mesa}}{b_{fv} \cdot t_{fv}} = 12,56 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{v,Rd} := \frac{0,6 \cdot f_v}{1,35} = 21,56 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{v,Sd}}{\sigma_{v,Rd}} = 0,58$$

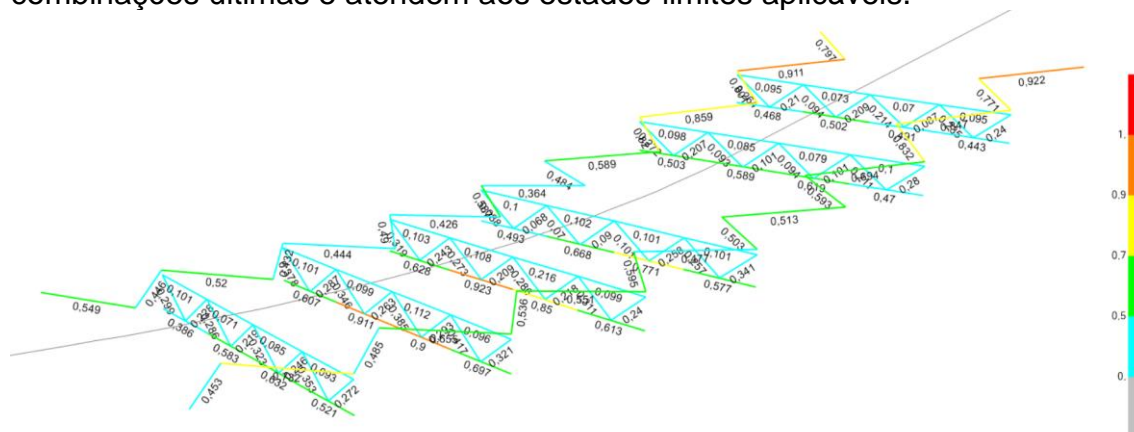
if $\frac{\sigma_{v,Sd}}{\sigma_{v,Rd}} \leq 1$ = "OK"
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

$$t_{min} := 2,25 \cdot \frac{1 \cdot a_v \cdot \sigma_{v,Sd}}{2 \cdot f_u} = 1,55 \text{ mm}$$

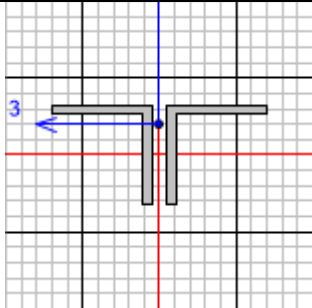
if $t_{fv} > t_{min}$ = "OK"
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

13.3 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS METÁLICAS – INTERMEDIÁRIAS

As transversinas foram verificadas de acordo como AISC 360-16 para as combinações últimas e atendem aos estados-limites aplicáveis.



Segue abaixo o dimensionamento para o elemento mais crítico:



AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : KN, m, C

Frame : 95	X Mid: 58,999	Combo: C7-ELU	Design Type: Beam
Length: 2,5	Y Mid: -2,444	Shape: LL 89x8	Frame Type: SMF
Loc : 1,25	Z Mid: -1,357	Class: Compact	Princpl Rot: 90, degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=0,95	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,569	AlphaPr/Pe=0,354	Tau_b=0,981	EA factor=0,8
			EI factor=0,8

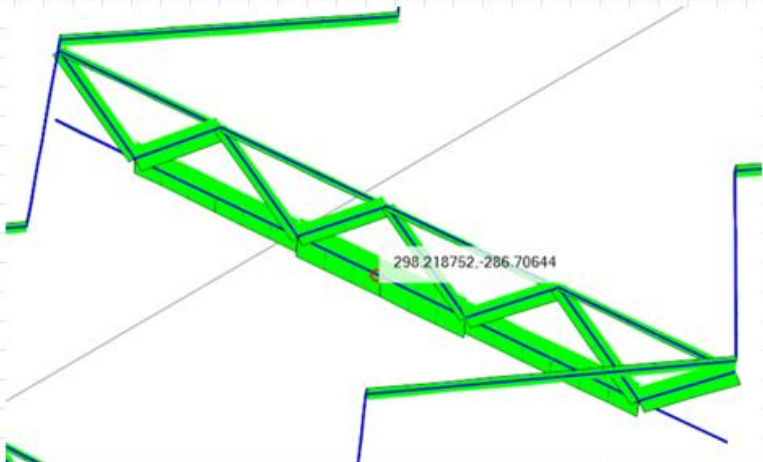
PhiB=0,9	PhiC=0,9	PhiTY=0,9	PhiTF=0,75
PhiS=0,9	PhiS-RI=1,	PhiST=0,9	

A=0,003	I33=2,060E-06	r33=0,028	S33=3,229E-05	Av3=0,001
J=0,	I22=4,768E-06	r22=0,042	S22=5,000E-05	Av2=0,001

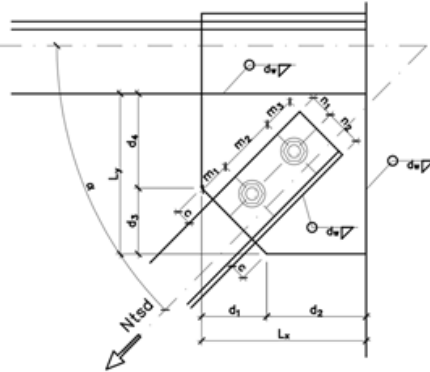
Ae=0,003	Se33=3,229E-05	Se22=5,000E-05				
Ixy=0,	Imax=4,768E-06	rmax=0,042	Smax=5,000E-05			
Rot= 90, deg	Imin=2,060E-06	rmin=0,028	Smin=3,229E-05			
E=200000000,	Fy=344737,894	Ry=1,1	z33=5,816E-05			
RLLF=1,	Fu=448159,263		z22=8,582E-05			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo C7-ELU)						
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,25	-533,526	-0,167	0,	-0,296	0,	0,
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)						
D/C Ratio:	0,923 = 0,911 + 0,011 + 0,					
	= (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)					
COMPACTNESS						
Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness	
Major/Flange	11,125	13,007	21,919		Compact	
/Web	11,125	13,007	21,919		Compact	
Minor/Flange	11,125	13,007	21,919		Compact	
/Web	11,125	13,007	21,919		Compact	
Axial/Flange	11,125		10,839		Slender	
/Web	11,125		10,839		Slender	
AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,5	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,
	Lltb	Kltb	Cb			
LTB	1,	1,	1,101			
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	-533,526	585,492	843,918			
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn		
Major Moment	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1		
Minor Moment	-0,167	13,061	15,026	13,061		
	0,	19,44				
SHEAR CHECK						
	Vu	phi*Vn	Stress	Status		
Major Shear	Force	Capacity	Ratio	Check		
Minor Shear	0,296	265,09	0,001	OK		
	0,	265,09	0,	OK		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
Major (V2)	Left	Right				
	0,319	0,319				

13.3.1 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO COM AS LONGARINAS

Esforços:



Geometria:



Dimensões da cantoneira:

$A_g := 13,5 \text{ cm}^2$ $b_f := 89,8 \text{ mm}$ $t_f := 7,94 \text{ mm}$ $y_{cg} := 22,10 \text{ mm}$

Furação e parafusos:

$n_1 := 45 \text{ mm}$ $n_2 := b_f - n_1 = 44,80 \text{ mm}$ $c := 10 \text{ mm}$

$m_1 := 45 \text{ mm}$ $m_2 := 70 \text{ mm}$ $m_3 := 45 \text{ mm}$

$N_b := 2$ $d_b := 22 \text{ mm}$ $d_f := d_b + 3,5 \text{ mm} = 25,5 \text{ mm}$

Chapa de ligação:

$b_{CH} := b_f + 2 \cdot c = 109,80 \text{ mm}$ $t_{CH} := 12,7 \text{ mm}$

$\alpha := 0 \text{ deg}$ $d_1 := (b_f + 2 \cdot c) \cdot \sin(\alpha) = 0,00 \text{ mm}$

$d_2 := (m_1 + (N_b - 1) \cdot m_2 + m_3) \cdot \cos(\alpha) + c = 170,00 \text{ mm}$

$d_3 := (b_f + 2 \cdot c) \cdot \cos(\alpha) = 109,80 \text{ mm}$

$d_4 := (m_1 + (N_b - 1) \cdot m_2 + m_3) \cdot \sin(\alpha) + c = 10,00 \text{ mm}$

$L_x := d_1 + d_2 = 170,00 \text{ mm}$

$L_y := d_3 + d_4 = 119,80 \text{ mm}$

Esforços solicitantes:

$$N_{t_{Sd}} := 298 \text{ kN} \quad \text{Esforço de tração solicitante de cálculo}$$

$$N_{c_{Sd}} := 276 \text{ kN} \quad \text{Esforço de compressão solicitante de cálculo}$$

$$N_{t_{Rd}} := \frac{2 \cdot A_g \cdot f_y}{1,10} = 846,82 \text{ kN} \quad \text{Esforço de tração resistente de cálculo para a cantoneira dupla}$$

$$N_{t_{Sd}} := \max \left(\left[\begin{array}{c} N_{t_{Sd}} \\ 0,25 \cdot N_{t_{Rd}} \end{array} \right] \right) = 298,00 \text{ kN} \quad \text{Esforço normal mínimo - Integridade estrutural}$$

Cisalhamento nos parafusos

$$V_{Sd} := \frac{\max \left(\left[\begin{array}{c} N_{t_{Sd}} \\ N_{c_{Sd}} \end{array} \right] \right)}{2} = 149,00 \text{ kN} \quad \text{Cisalhamento duplo}$$

$$F_{V_{Sd}} := \frac{V_{Sd}}{N_b} = 74,50 \text{ kN} \quad A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 3,8 \text{ cm}^2 \quad F_{V_{Rd}} := \left(\frac{0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{1,35} \right) = 92,92 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{V_{Sd}}}{F_{V_{Rd}}} = 0,8$$

if $\frac{F_{V_{Sd}}}{F_{V_{Rd}}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Pressão de contato na cantoneira

$$F_{c_{Sd}} := \frac{\max \left(\left[\begin{array}{c} N_{t_{Sd}} \\ N_{c_{Sd}} \end{array} \right] \right)}{2 \cdot N_b} = 74,50 \text{ kN} \quad \text{Cisalhamento duplo}$$

$$l_f := \min \left(\left[\begin{array}{c} m_2 - d_f \\ m_3 - \frac{d_f}{2} \end{array} \right] \right) = 32,25 \text{ mm} \quad F_{c_{Rd}} := \min \left(\left[\begin{array}{c} \frac{1,2 \cdot l_f \cdot t_f \cdot f_u}{1,35} \\ \frac{2,4 \cdot d_b \cdot t_f \cdot f_u}{1,35} \end{array} \right] \right) = 102,43 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{c_{Sd}}}{F_{c_{Rd}}} = 0,73$$

if $\frac{F_{c_{Sd}}}{F_{c_{Rd}}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Pressão de contato na chapa de ligação

$$F_{C_{Sd}} := \frac{\max \left(\begin{matrix} N_{t_{Sd}} \\ N_{c_{Sd}} \end{matrix} \right)}{N_b} = 149,00 \text{ kN} \quad \text{Cisalhamento simples}$$

$$l_f := \min \left(\begin{matrix} m_2 - d_f \\ m_1 - \frac{d_f}{2} \end{matrix} \right) = 32,25 \text{ mm} \quad F_{C_{Rd}} := \min \left(\begin{matrix} \frac{1,2 \cdot l_f \cdot t_{CH} \cdot f_u}{1,35} \\ \frac{2,4 \cdot d_b \cdot t_{CH} \cdot f_u}{1,35} \end{matrix} \right) = 163,83 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{C_{Sd}}}{F_{C_{Rd}}} = 0,91$$

if $\frac{F_{C_{Sd}}}{F_{C_{Rd}}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Colapso por rasgamento da cantoneira

$$F_{r_{Sd}} := \frac{N_{t_{Sd}}}{2} = 149,00 \text{ kN} \quad \text{Cisalhamento duplo}$$

$$A_{gv} := t_f \cdot ((N_b - 1) \cdot m_2 + m_3) = 9,13 \text{ cm}^2 \quad A_{nv} := A_{gv} - (N_b - 0,5) \cdot d_f \cdot t_f = 6,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} := \left(n_1 - \frac{d_f}{2} \right) \cdot t_f = 2,56 \text{ cm}^2 \quad C_{ts} := 1$$

$$F_{r_{Rd}} := \min \left(\begin{matrix} \frac{0,6 \cdot A_{nv} \cdot f_u + C_{ts} \cdot A_{nt} \cdot f_u}{1,35} \\ \frac{0,6 \cdot A_{gv} \cdot f_y + C_{ts} \cdot A_{nt} \cdot f_u}{1,35} \end{matrix} \right) = 207,23 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{r_{Sd}}}{F_{r_{Rd}}} = 0,72$$

if $\frac{F_{r_{Sd}}}{F_{r_{Rd}}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Colapso por rasgamento da chapa de ligação

$$F_{r_{Sd}} := N_{t_{Sd}} = 298,00 \text{ kN}$$

$$A_{gv} := t_{CH} \cdot ((N_b - 1) \cdot m_2 + m_1) = 14,6 \text{ cm}^2 \quad A_{nv} := A_{gv} - (N_b - 0,5) \cdot d_f \cdot t_{CH} = 9,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} := \left(\frac{b_{CH}}{2} - 0,5 \cdot d_f \right) \cdot t_{CH} = 5,35 \text{ cm}^2 \quad C_{ts} := 1,0$$

$$F_{r_{Rd}} := \min \left(\begin{matrix} \frac{0,6 \cdot A_{nv} \cdot f_u + C_{ts} \cdot A_{nt} \cdot f_u}{1,35} \\ \frac{0,6 \cdot A_{gv} \cdot f_y + C_{ts} \cdot A_{nt} \cdot f_u}{1,35} \end{matrix} \right) = 373,38 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{r_{Sd}}}{F_{r_{Rd}}} = 0,8$$

if $\frac{F_{r_{Sd}}}{F_{r_{Rd}}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Tração na chapa de ligação

$$Nt_{Sd} = 298,00 \text{ kN}$$

$$A_{gw} := 2 \cdot (N_b - 1) \cdot m_2 \cdot \tan(30 \text{ deg}) \cdot t_{CH} = 10,27 \text{ cm}^2 \quad Nt_{Rd} := \frac{A_{gw} \cdot f_y}{1,10} = 321,96 \text{ kN}$$

$$\frac{Nt_{Sd}}{Nt_{Rd}} = 0,93$$

```

if  $\frac{Nt_{Sd}}{Nt_{Rd}} \leq 1$  = "OK"
"OK"
else
"NÃO OK"

```

Cisalhamento na chapa de ligação

$$Fx_{Sd} := Nt_{Sd} \cdot \cos(\alpha) = 298 \text{ kN}$$

$$A_x := L_x \cdot t_{CH} = 21,59 \text{ cm}^2$$

$$Fx_{Rd} := 0,6 \cdot A_x \cdot f_y = 446,91 \text{ kN}$$

$$Fy_{Sd} := Nt_{Sd} \cdot \sin(\alpha) = 0 \text{ kN}$$

$$A_y := L_y \cdot t_{CH} = 15,21 \text{ cm}^2$$

$$Fy_{Rd} := 0,6 \cdot A_y \cdot f_y = 314,94 \text{ kN}$$

$$\frac{Fx_{Sd}}{Fx_{Rd}} = 0,67$$

$$\frac{Fy_{Sd}}{Fy_{Rd}} = 0$$

```

if  $\left( \frac{Fx_{Sd}}{Fx_{Rd}} \leq 1 \right) \wedge \left( \frac{Fy_{Sd}}{Fy_{Rd}} \leq 1 \right)$  = "OK"
"OK"
else
"NÃO OK"

```

Verificação da compressão na chapa de ligação

$$A_{g,CH} := b_{CH} \cdot t_{CH} = 13,94 \text{ cm}^2 \quad I_{min} := \frac{b_{CH} \cdot t_{CH}^3}{12} = 1,87 \text{ cm}^4$$

$$F_{C,Sd} := N_{C,Sd} = 276 \text{ kN}$$

$$L := m_2 = 7 \text{ cm}$$

$$N_e := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{L^2} = 7550,33 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{A_{g,CH} \cdot f_y}{N_e}} = 0,25$$

$$\chi := \text{if } \lambda_0 \leq 1,5 = 0,97$$

$$\begin{aligned} &0,658 \lambda_0^2 \\ \text{else} & \\ &\frac{0,877}{\lambda_0^2} \end{aligned}$$

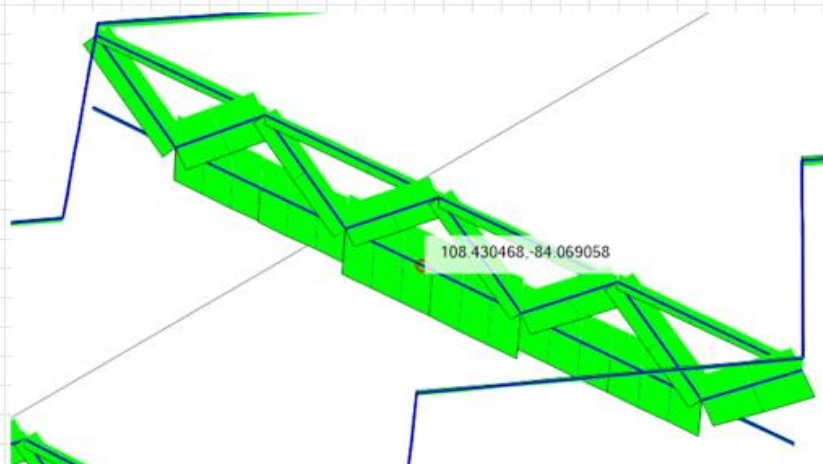
$$F_{C,Rd} := \frac{\chi \cdot A_{g,CH} \cdot f_y}{1,10} = 425,84 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{C,Sd}}{F_{C,Rd}} = 0,65$$

if $\frac{F_{C,Sd}}{F_{C,Rd}} \leq 1 = \text{"OK"}$
 "OK"
 else
 "NÃO OK"

Verificação da fadiga - Ponte Rodoviária:

Esforços:



$$Nt_{Sd} := 108 \text{ kN} \quad Nc_{Sd} := 84 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{Sd} := Nt_{Sd} + Nc_{Sd} = 192 \text{ kN}$$

$$U := \left(1 - \frac{y_{cg}}{N_b \cdot m_2} \right) = 0,84$$

$$A_n := U \cdot 2 \cdot A_g = 22,74 \text{ cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{Sd} := \frac{\Delta N_{Sd}}{A_n} = 8,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$VUP = 75 \text{ anos} \quad N := 3,5 \cdot 10^6$$

Categoria B

$$C_f := 120 \cdot 10^8 \quad \sigma_{TH} := 110 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SR} := \max \left(\left(\left(\frac{327 \cdot C_f}{N} \right)^{0,333} \text{ MPa} \right), \sigma_{TH} \right) = 110 \text{ MPa}$$

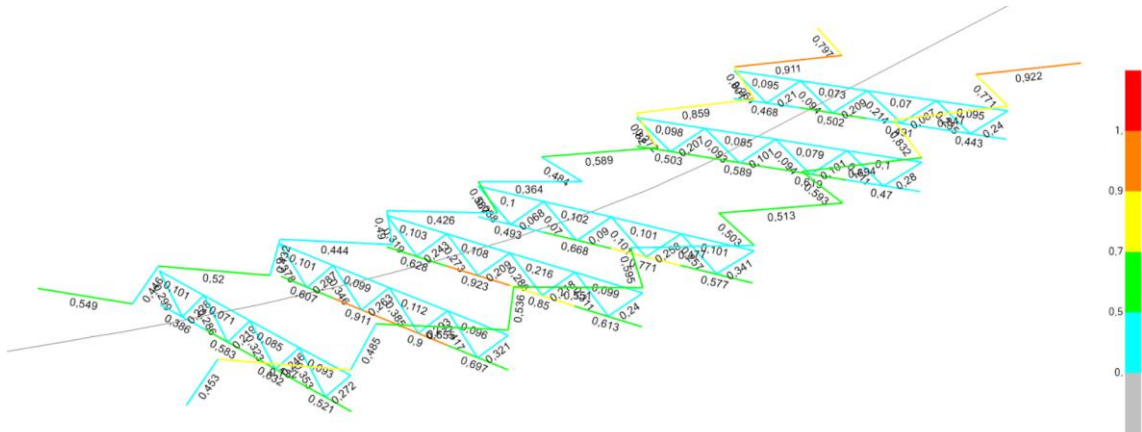
$$k := \frac{\Delta \sigma_{Sd}}{\sigma_{SR}} = 0,77$$

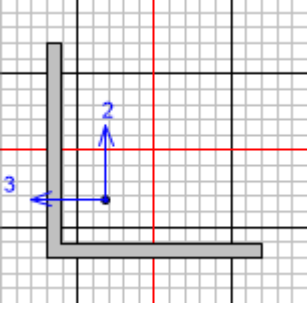
Atende à solicitação de cálculo?

```
if k ≤ 1 = "OK"
"OK"
else
"NÃO OK"
```

13.4 DIMENSIONAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS HORIZONTAIS

Os contraventamentos horizontais foram verificados de acordo como AISC 360-16 para as combinações últimas normais e para a fase construtiva, como travamento das vigas metálicas e atendem aos estados limite aplicáveis.





AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 747	X Mid: 33,215	Combo: C8-ELU	Design Type: Beam
Length: 4,124	Y Mid: 3,75	Shape: L 127x8	Frame Type: SMF
Loc : 2,291	Z Mid: -0,245	Class: Non-Compact	Princpl Rot: 45, degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis	Reduction: Tau-b Fixed
D/C Limit=0,95	2nd Order: General 2nd Order	EA factor=0,8
AlphaPr/Py=0,148	AlphaPr/Pe=0,689	Tau_b=1,
		EI factor=0,8

PhiB=0,9	PhiC=0,9	PhiTY=0,9	PhiTF=0,75
PhiS=0,9	PhiS-RI=1,	PhiST=0,9	

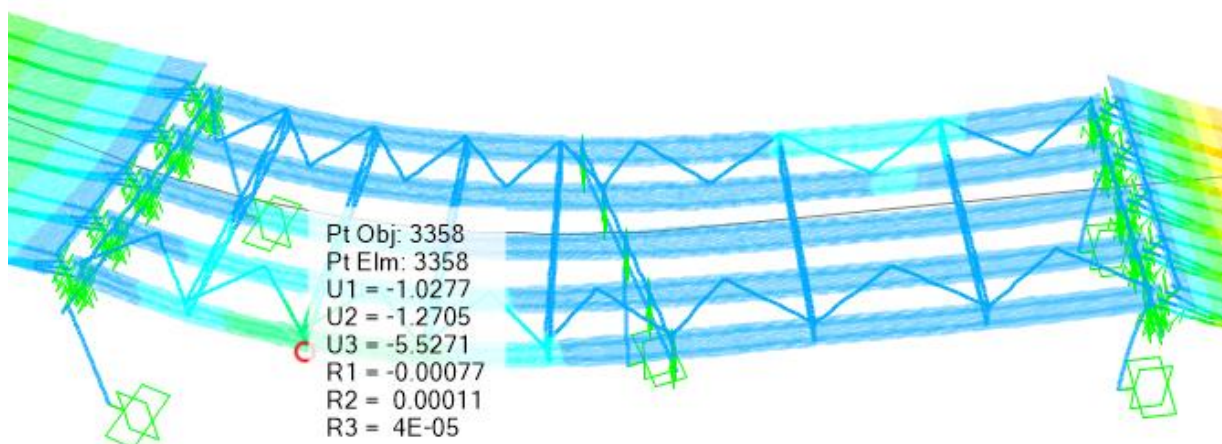
A=0,002	I33=3,111E-06	r33=0,04	S33=3,371E-05	Av3=0,001
J=0,	I22=3,111E-06	r22=0,04	S22=3,371E-05	Av2=0,001
Ae=0,002	Se33=3,371E-05	Se22=3,371E-05		
Ixy=-1,857E-06	Imax=4,968E-06	rmax=0,05	Smax=5,712E-05	
Rot= 45, deg	Imin=1,254E-06	rmin=0,025	Smin=2,553E-05	BetaW=0,
E=200000000,	Fy=344737,894	Ry=1,1	z33=6,070E-05	

RLLF=1,	Fu=448159,263	z22=6,070E-05				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo C8-ELU)						
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
2,291	-100,232	0,451	0,	0,049	0,	0,
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)						
D/C Ratio:	0,922 = 0,873 + 0,021 + 0,028					
	= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz					
COMPACTNESS						
Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness	
Major/Flange	15,875	13,007	21,919		Non-Compact	
/Web	15,875	13,007	21,919		Non-Compact	
Minor/Flange	15,875	13,007	21,919		Non-Compact	
/Web	15,875	13,007	21,919		Non-Compact	
Axial/Flange	15,875		10,839		Slender	
/Web	15,875		10,839		Slender	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,
	Lltb	Kltb	Cb			
LTB	1,	1,	1,			
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	-100,232	114,842	610,6			
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn		
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1		
Major Moment	0,319	14,852	22,973	14,852		
Minor Moment	-0,319	11,583				
SHEAR CHECK						
	Vu	phi*Vn	Stress	Status		
	Force	Capacity	Ratio	Check		
Major Shear	0,049	189,137	0,	OK		
Minor Shear	0,	189,137	0,	OK		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	0,443	0,443				

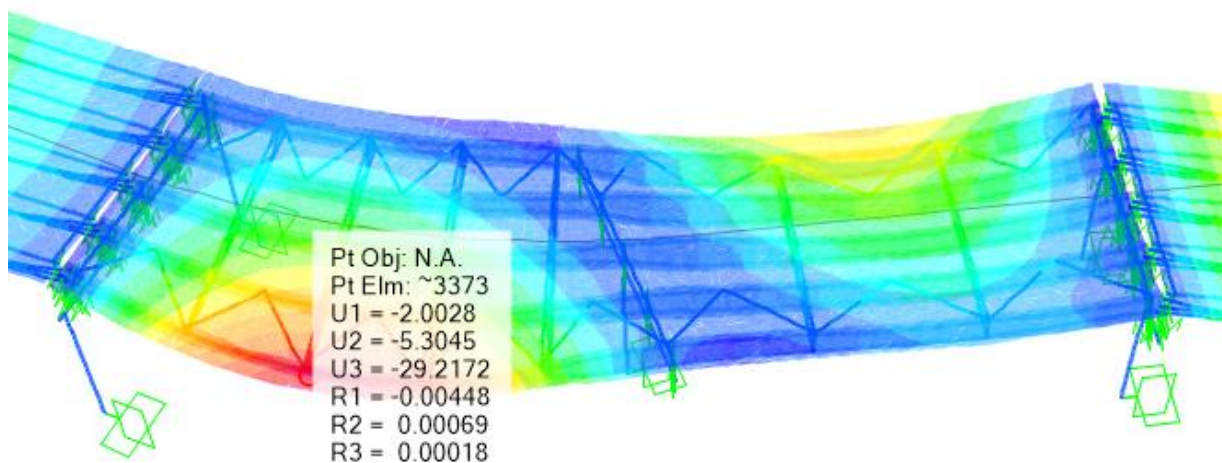
13.5 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

Evolução dos deslocamentos a partir das etapas construtivas:

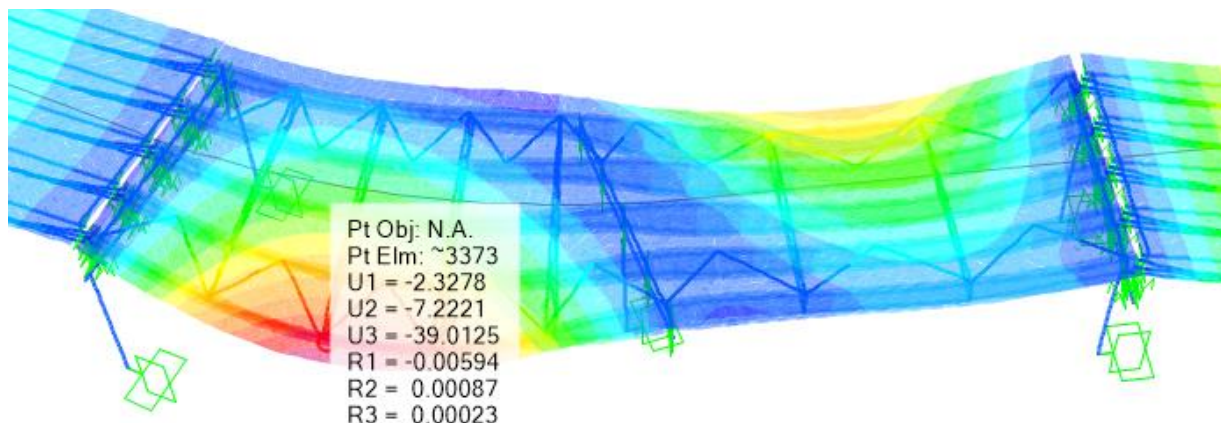
Etapa 1 – Montagem da estrutura metálica – Deslocamento acumulado (mm)



Etapa 2 – Concretagem do tabuleiro – Deslocamento acumulado (mm)

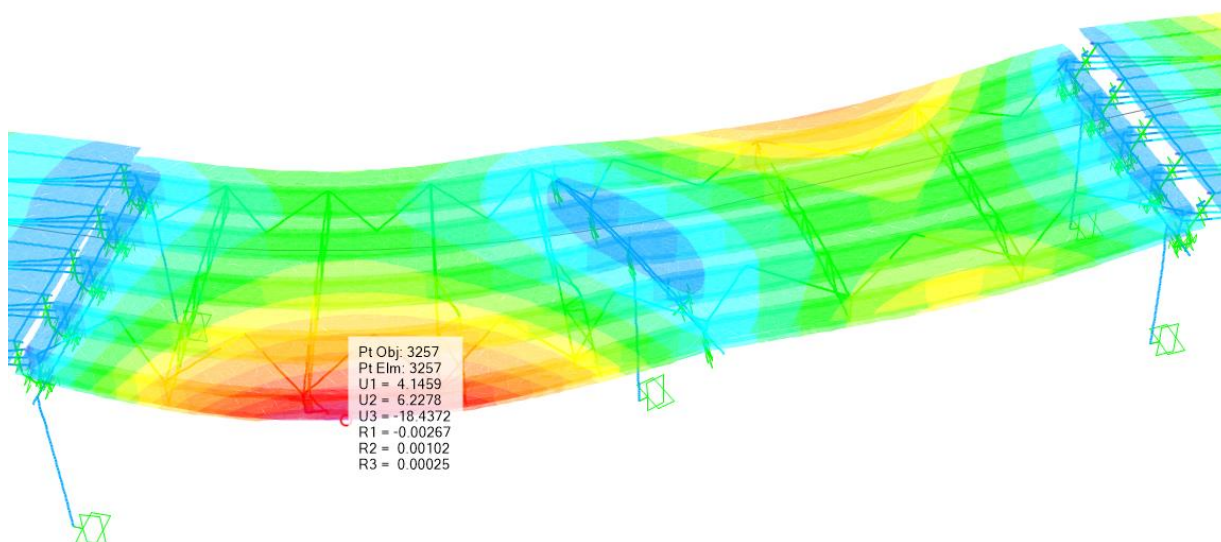


Etapa 3 – Deslocamentos devido às cargas permanentes do tabuleiro –
Deslocamento acumulado (mm)



As deformações devidas às cargas permanentes serão convertidas em contraflechas.

Deslocamento devido à carga móvel para combinação frequente (mm)



Limite de deslocamento = $L/1000 = 24000/1000 = 24$ mm

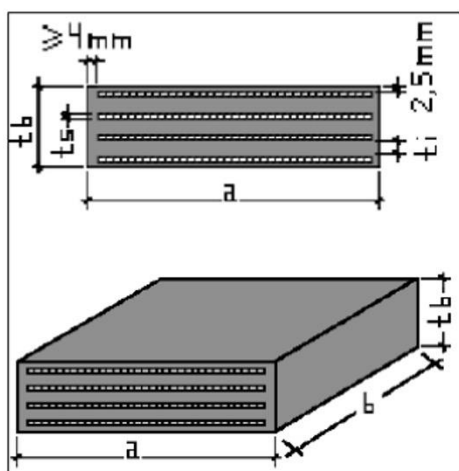
18,43 mm < 24 mm -----OK

14.0 APARELHOS DE APOIO

14.1 ENCONTRO 1

Verificação de aparelhos de apoio conforme BS EN1337-3:2005

A) Dados iniciais



$$a := 300 \text{ mm}$$

$$G := 1.0 \text{ MPa}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

(Dureza Shore A60)

$$t_s := 3 \text{ mm}$$

$$E := 2000 \text{ MPa}$$

$$t_i := 10 \text{ mm}$$

$$c_h := 4 \text{ mm}$$

$$c_v := 2.5 \text{ mm}$$

$$n := 4$$

$$t_b := n \cdot t_s + (n - 1) \cdot t_i + 2 \cdot c_v = 47 \text{ mm}$$

(altura total)

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 292 \text{ mm}$$

(largura efetiva longitudinal)

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 392 \text{ mm}$$

(largura efetiva transversal)

$$A_1 := a' \cdot b' = 1144.64 \text{ cm}^2$$

(área efetiva)

$$I_p := 2 \cdot (a' + b') = 1368 \text{ mm}$$

(perímetro efetivo)

$$S := \frac{A_1}{I_p \cdot t_i} = 8.367$$

(fator de forma)

$$k := \frac{G \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 3428.571 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica transversal)

$$k_z := \frac{E \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 6857142.857 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica axial)

Reações no aparelho de apoio:

F_{zd} (kN)	F_{td} (kN)	F_{ld} (kN)	$F_{zd.movel}$ (kN)	θ_{ld} (rad)	θ_{td} (rad)
2118.05	27.21	66.21	668.46	0.00041	0.00424

$F_{zd.min}$ (kN)	$F_{td.min}$ (kN)	$F_{ld.min}$ (kN)	$F_{gzd.min}$ (kN)
270.71	27.21	66.21	441.86

B) Parâmetros iniciais

$$A_r := A_1 \cdot \left(1 - \frac{F_{ld}}{k \cdot a'} - \frac{F_{td}}{k \cdot b'} \right) = 0.105 \text{ m}^2$$

$k_{CE} := 1$ (cargas estáticas)

$k_{CM} := 1.5$ (cargas móveis)

C) Deformação devido às cargas de compressão

$$\Delta F_{zd} := F_{zd} - F_{zd.movel} = 1449.59 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{c,d} := \frac{1.5 \cdot (k_{CM} \cdot F_{zd.movel} + k_{CE} \cdot \Delta F_{zd})}{G \cdot A_r \cdot S} = 4.204$$

D) Deformação devido às cargas de cisalhamento

$$\Delta F_{ld} := F_{ld} = 66.21 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} := F_{td} = 27.21 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{q,d} := \frac{\sqrt{\left(\frac{F_{ld} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2 + \left(\frac{F_{td} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2}}{(t_b - n \cdot t_s)} = 0.895$$

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{q,d} \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

E) Deformação devido às rotações impostas

$$\varepsilon_{\theta d} := \frac{(a'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td}) + b'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td})) \cdot t_i}{2 \cdot (n-1) \cdot t_i^3} = 1.716$$

F) Deformação total

$$\varepsilon_{t.d} := (\varepsilon_{c.d} + \varepsilon_{q.d} + \varepsilon_{\theta d}) = 6.815 \quad \varepsilon_{u.k} := 7 \quad \gamma_m := 1 \quad \varepsilon_{u.d} := \frac{\varepsilon_{u.k}}{\gamma_m}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{t.d} \leq \varepsilon_{u.k} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

G) Dimensionamento da chapa de reforço

$$k_p := 1.3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$t_1 := t_i = 10 \text{ mm} \quad t_2 := \max(c_v, t_i) = 10 \text{ mm}$$

$$k_h := 1 \quad (\text{aparelho de apoio sem furo})$$

$$f_y := 250 \text{ MPa}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{k_p \cdot F_{zd} \cdot (t_1 + t_2) \cdot k_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}, 2 \text{ mm}\right) = 2.106 \text{ mm}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } t_s \geq t_{s.min} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

H) Verificação da condição de rotação limite

$$F_{zk} := \frac{F_{zd}}{1.5} = 1412.033 \text{ kN} \quad k_{rd} := 3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$\Sigma V_{zd} := \left(\frac{(n-1) \cdot F_{zk} \cdot t_i}{A_1} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E} \right) \right) + 2 \text{ mm} = 3.242 \text{ mm}$$

$$Rot_{lim} := \Sigma V_{zd} - \frac{(a' \cdot \theta_{ld} + b' \cdot (\theta_{td}))}{k_{rd}} = 2.648 \text{ mm}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } Rot_{lim} \geq 0 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação da estabilidade (flambagem)

$$\sigma_{Sd} := \frac{F_{zd}}{A_r} = 20.254 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd} := \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot (t_b - n \cdot t_s)} = 46.538 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação a deslizamento:

$$\sigma_{cd.min} := \frac{F_{gzd.min}}{A_r} = 4.225 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{cd.min} \geq 2 \text{ MPa} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$k_f := 0.6$ (adotar 0,6 para concreto ou 0,2 para outras superfícies)

$$\mu_e := 0.1 + \frac{1.5 k_f}{\left(\frac{F_{zd.min}}{A_r}\right) \cdot \frac{1}{MPa}} = 0.448$$

$$F_{xyd} := \sqrt{F_{ld.min}^2 + F_{td.min}^2} = 71.583 \text{ kN}$$

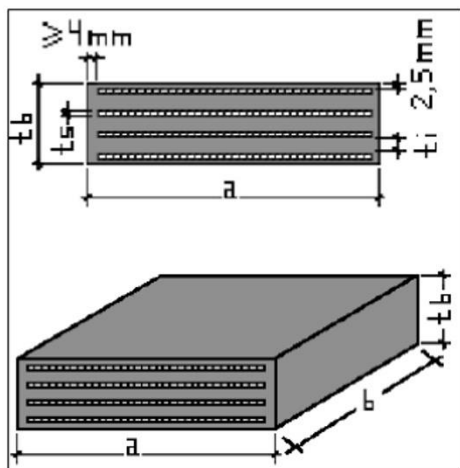
$$F_{xyd.max} := \begin{cases} \text{if } F_{zd.min} > 0 \\ \quad \mu_e \cdot F_{zd.min} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ kN} \end{cases} = 121.19 \text{ kN}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } F_{xyd} \leq F_{xyd.max} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK – Aderência mecânica"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

14.2 APOIO 1 – LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS

Verificação de aparelhos de apoio conforme BS EN1337-3:2005

A) Dados iniciais



$$a := 300 \text{ mm}$$

$$G := 1.0 \text{ MPa}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

(Dureza Shore A60)

$$t_s := 3 \text{ mm}$$

$$E := 2000 \text{ MPa}$$

$$t_i := 10 \text{ mm}$$

$$c_h := 4 \text{ mm}$$

$$c_v := 2.5 \text{ mm}$$

$$n := 4$$

$$t_b := n \cdot t_s + (n - 1) \cdot t_i + 2 \cdot c_v = 47 \text{ mm}$$

(altura total)

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 292 \text{ mm}$$

(largura efetiva longitudinal)

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 392 \text{ mm}$$

(largura efetiva transversal)

$$A_1 := a' \cdot b' = 1144.64 \text{ cm}^2$$

(área efetiva)

$$I_p := 2 \cdot (a' + b') = 1368 \text{ mm}$$

(perímetro efetivo)

$$S := \frac{A_1}{I_p \cdot t_i} = 8.367$$

(fator de forma)

$$k := \frac{G \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 3428.571 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica transversal)

$$k_z := \frac{E \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 6857142.857 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica axial)

Reações no aparelho de apoio:

F_{zd} (kN)	F_{td} (kN)	F_{ld} (kN)	$F_{zd.movel}$ (kN)	θ_{ld} (rad)	θ_{td} (rad)	$F_{zd.min}$ (kN)	$F_{td.min}$ (kN)	$F_{ld.min}$ (kN)	$F_{gzd.min}$ (kN)
2160.76	27.51	63.04	684.08	0.00065	0.00287	223.51	27.51	63.04	456.39

B) Parâmetros iniciais

$$A_r := A_1 \cdot \left(1 - \frac{F_{ld}}{k \cdot a'} - \frac{F_{td}}{k \cdot b'} \right) = 0.105 \text{ m}^2$$

$$k_{CE} := 1 \quad (\text{cargas estáticas})$$

$$k_{CM} := 1.5 \quad (\text{cargas móveis})$$

C) Deformação devido às cargas de compressão

$$\Delta F_{zd} := F_{zd} - F_{zd.movel} = 1476.68 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{c,d} := \frac{1.5 \cdot (k_{CM} \cdot F_{zd.movel} + k_{CE} \cdot \Delta F_{zd})}{G \cdot A_r \cdot S} = 4.277$$

D) Deformação devido às cargas de cisalhamento

$$\Delta F_{ld} := F_{ld} = 63.04 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} := F_{td} = 27.51 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{q,d} := \frac{\sqrt{\left(\frac{F_{ld} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2 + \left(\frac{F_{td} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2}}{(t_b - n \cdot t_s)} = 0.86$$

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{q,d} \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

E) Deformação devido às rotações impostas

$$\varepsilon_{\theta d} := \frac{(a'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td}) + b'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td})) \cdot t_i}{2 \cdot (n-1) \cdot t_i^3} = 1.241$$

F) Deformação total

$$\varepsilon_{t.d} := (\varepsilon_{c.d} + \varepsilon_{q.d} + \varepsilon_{\theta d}) = 6.378 \quad \varepsilon_{u.k} := 7 \quad \gamma_m := 1 \quad \varepsilon_{u.d} := \frac{\varepsilon_{u.k}}{\gamma_m}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{t.d} \leq \varepsilon_{u.k} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

G) Dimensionamento da chapa de reforço

$$k_p := 1.3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$t_1 := t_i = 10 \text{ mm} \quad t_2 := \max(c_v, t_i) = 10 \text{ mm}$$

$$k_h := 1 \quad (\text{aparelho de apoio sem furo})$$

$$f_y := 250 \text{ MPa}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{k_p \cdot F_{zd} \cdot (t_1 + t_2) \cdot k_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}, 2 \text{ mm}\right) = 2.142 \text{ mm}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } t_s \geq t_{s.min} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

H) Verificação da condição de rotação limite

$$F_{zk} := \frac{F_{zd}}{1.5} = 1440.507 \text{ kN} \quad k_{rd} := 3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$\Sigma V_{zd} := \left(\frac{(n-1) \cdot F_{zk} \cdot t_i}{A_1} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E} \right) \right) + 2 \text{ mm} = 3.267 \text{ mm}$$

$$Rot_{lim} := \Sigma V_{zd} - \frac{(a' \cdot \theta_{ld} + b' \cdot (\theta_{ld}))}{k_{rd}} = 2.829 \text{ mm}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } Rot_{lim} \geq 0 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação da estabilidade (flambagem)

$$\sigma_{Sd} := \frac{F_{zd}}{A_r} = 20.596 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd} := \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot (t_b - n \cdot t_s)} = 46.538 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação a deslizamento:

$$\sigma_{cd.min} := \frac{F_{gzd.min}}{A_r} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{cd.min} \geq 2 \text{ MPa} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$k_f := 0.6$ (adotar 0,6 para concreto ou 0,2 para outras superfícies)

$$\mu_e := 0.1 + \frac{1.5 k_f}{\left(\frac{F_{zd.min}}{A_r}\right) \cdot \frac{1}{MPa}} = 0.522$$

$$F_{xyd} := \sqrt{F_{ld.min}^2 + F_{td.min}^2} = 68.781 \text{ kN}$$

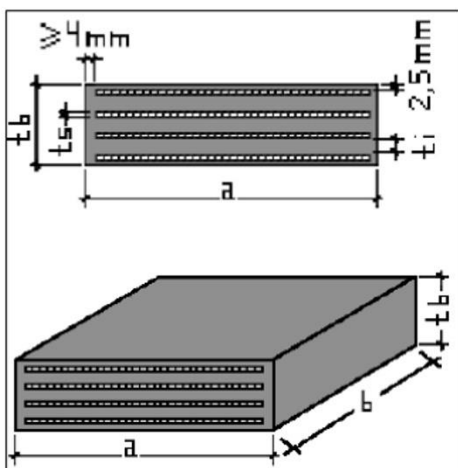
$$F_{xyd.max} := \begin{cases} \text{if } F_{zd.min} > 0 \\ \quad \mu_e \cdot F_{zd.min} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ kN} \end{cases} = 116.773 \text{ kN}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } F_{xyd} \leq F_{xyd.max} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK – Aderência mecânica"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

14.3 APOIO 1 – LONGARINAS METÁLICAS

Verificação de aparelhos de apoio conforme BS EN1337-3:2005

A) Dados iniciais



$$a := 300 \text{ mm}$$

$$G := 1 \text{ MPa}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

(Dureza Shore A60)

$$t_s := 3 \text{ mm}$$

$$E := 2000 \text{ MPa}$$

$$t_i := 10 \text{ mm}$$

$$c_h := 4 \text{ mm}$$

$$c_v := 2.5 \text{ mm}$$

$$n := 4$$

$$t_b := n \cdot t_s + (n - 1) \cdot t_i + 2 \cdot c_v = 47 \text{ mm}$$

(altura total)

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 292 \text{ mm}$$

(largura efetiva longitudinal)

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 392 \text{ mm}$$

(largura efetiva transversal)

$$A_1 := a' \cdot b' = 1144.64 \text{ cm}^2$$

(área efetiva)

$$I_p := 2 \cdot (a' + b') = 1368 \text{ mm}$$

(perímetro efetivo)

$$S := \frac{A_1}{I_p \cdot t_i} = 8.367$$

(fator de forma)

$$k := \frac{G \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 3428.571 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica transversal)

$$k_z := \frac{E \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 6857142.857 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica axial)

Reações no aparelho de apoio:

F_{zd} (kN)	F_{td} (kN)	F_{ld} (kN)	$F_{zd.movel}$ (kN)	θ_{ld} (rad)	θ_{td} (rad)	$F_{zd.min}$ (kN)	$F_{td.min}$ (kN)	$F_{ld.min}$ (kN)	$F_{gzd.min}$ (kN)
1525.77	47.81	43.18	788.29	0.00082	0.00363	-8.55	47.81	43.18	121.31

B) Parâmetros iniciais

$$A_r := A_1 \cdot \left(1 - \frac{F_{ld}}{k \cdot a'} - \frac{F_{td}}{k \cdot b'} \right) = 0.105 \text{ m}^2$$

$$k_{CE} := 1 \quad (\text{cargas estáticas})$$

$$k_{CM} := 1.5 \quad (\text{cargas móveis})$$

C) Deformação devido às cargas de compressão

$$\Delta F_{zd} := F_{zd} - F_{zd.movel} = 737.48 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{c,d} := \frac{1.5 \cdot (k_{CM} \cdot F_{zd.movel} + k_{CE} \cdot \Delta F_{zd})}{G \cdot A_r \cdot S} = 3.264$$

D) Deformação devido às cargas de cisalhamento

$$\Delta F_{ld} := F_{ld} = 43.18 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} := F_{td} = 47.81 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{q,d} := \frac{\sqrt{\left(\frac{F_{ld} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2 + \left(\frac{F_{td} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2}}{(t_b - n \cdot t_s)} = 0.805$$

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{q,d} \leq 1 \\ \quad \text{OK} \\ \text{else} \\ \quad \text{N\~{a}o OK} \end{cases} = \text{OK}$$

E) Deformação devido às rotações impostas

$$\varepsilon_{\theta d} := \frac{(a'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td}) + b'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td})) \cdot t_i}{2 \cdot (n-1) \cdot t_i^3} = 1.569$$

F) Deformação total

$$\varepsilon_{t.d} := (\varepsilon_{c.d} + \varepsilon_{q.d} + \varepsilon_{\theta d}) = 5.638 \quad \varepsilon_{u.k} := 7 \quad \gamma_m := 1 \quad \varepsilon_{u.d} := \frac{\varepsilon_{u.k}}{\gamma_m}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{t.d} \leq \varepsilon_{u.k} & \text{= "OK"} \\ \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \text{"Não OK"} & \end{cases}$$

G) Dimensionamento da chapa de reforço

$$k_p := 1.3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$t_1 := t_i = 10 \text{ mm} \quad t_2 := \max(c_v, t_i) = 10 \text{ mm}$$

$$k_h := 1 \quad (\text{aparelho de apoio sem furo})$$

$$f_y := 250 \text{ MPa}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{k_p \cdot F_{zd} \cdot (t_1 + t_2) \cdot k_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}, 2 \text{ mm}\right) = 2 \text{ mm}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } t_s \geq t_{s.min} & \text{= "OK"} \\ \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \text{"Não OK"} & \end{cases}$$

H) Verificação da condição de rotação limite

$$F_{zk} := \frac{F_{zd}}{1.5} = 1017.18 \text{ kN} \quad k_{rd} := 3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$\Sigma V_{zd} := \left(\frac{(n-1) \cdot F_{zk} \cdot t_i}{A_1} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E} \right) \right) + 2 \text{ mm} = 2.895 \text{ mm}$$

$$Rot_{lim} := \Sigma V_{zd} - \frac{(a' \cdot \theta_{td} + b' \cdot (\theta_{td}))}{k_{rd}} = 2.341 \text{ mm}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } Rot_{lim} \geq 0 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação da estabilidade (flambagem)

$$\sigma_{Sd} := \frac{F_{zd}}{A_r} = 14.468 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd} := \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot (t_b - n \cdot t_s)} = 46.538 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação a deslizamento:

$$\sigma_{cd.min} := \frac{F_{gzd.min}}{A_r} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{cd.min} \geq 2 \text{ MPa} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK – Aderência mecânica"} \end{cases} = \text{"Não OK – Aderência mecânica"}$$

$k_f := 0.2$ (adotar 0,6 para concreto ou 0,2 para outras superfícies)

$$\mu_e := 0.1 + \frac{1.5 k_f}{\left(\frac{F_{zd.min}}{A_r}\right) \cdot \frac{1}{MPa}} = -3.6$$

$$F_{xyd} := \sqrt{F_{ld.min}^2 + F_{td.min}^2} = 64.423 \text{ kN}$$

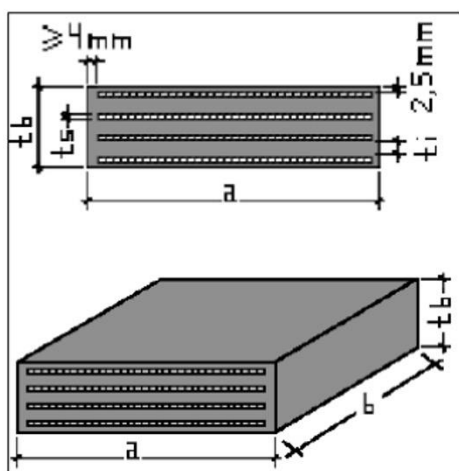
$$F_{xyd.max} := \begin{cases} \text{if } F_{zd.min} > 0 \\ \quad \mu_e \cdot F_{zd.min} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ kN} \end{cases} = 0 \text{ kN}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } F_{xyd} \leq F_{xyd.max} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK – Verificar arrancamento"} \end{cases} = \text{"Não OK – Verificar arrancamento"}$$

14.4 APOIO 2

Verificação de aparelhos de apoio conforme BS EN1337-3:2005

A) Dados iniciais



$$a := 300 \text{ mm}$$

$$G := 1 \text{ MPa}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

(Dureza Shore A60)

$$t_s := 3 \text{ mm}$$

$$E := 2000 \text{ MPa}$$

$$t_i := 8 \text{ mm}$$

$$c_h := 4 \text{ mm}$$

$$c_v := 2.5 \text{ mm}$$

$$n := 4$$

$$t_b := n \cdot t_s + (n - 1) \cdot t_i + 2 \cdot c_v = 41 \text{ mm}$$

(altura total)

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 292 \text{ mm}$$

(largura efetiva longitudinal)

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 392 \text{ mm}$$

(largura efetiva transversal)

$$A_1 := a' \cdot b' = 1144.64 \text{ cm}^2$$

(área efetiva)

$$I_p := 2 \cdot (a' + b') = 1368 \text{ mm}$$

(perímetro efetivo)

$$S := \frac{A_1}{I_p \cdot t_i} = 10.459$$

(fator de forma)

$$k := \frac{G \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 4137.931 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica transversal)

$$k_z := \frac{E \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 8275862.069 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica axial)

Reações no aparelho de apoio:

F_{zd}	F_{td}	F_{ld}	$F_{zd.movel}$	θ_{ld}	θ_{td}
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(rad)	(rad)
2132.37	34.98	36.86	764.74	0.00139	0.00285

$F_{zd.min}$	$F_{td.min}$	$F_{ld.min}$	$F_{gzd.min}$
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
231.86	34.98	36.86	404.02

B) Parâmetros iniciais

$$A_r := A_1 \cdot \left(1 - \frac{F_{ld}}{k \cdot a'} - \frac{F_{td}}{k \cdot b'} \right) = 0.109 \text{ m}^2$$

$k_{CE} := 1$ (cargas estáticas)

$k_{CM} := 1.5$ (cargas móveis)

C) Deformação devido às cargas de compressão

$$\Delta F_{zd} := F_{zd} - F_{zd.movel} = 1367.63 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{c.d} := \frac{1.5 \cdot (k_{CM} \cdot F_{zd.movel} + k_{CE} \cdot \Delta F_{zd})}{G \cdot A_r \cdot S} = 3.324$$

D) Deformação devido às cargas de cisalhamento

$$\Delta F_{ld} := F_{ld} = 36.86 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} := F_{td} = 34.98 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{q.d} := \frac{\sqrt{\left(\frac{F_{ld} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2 + \left(\frac{F_{td} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2}}{(t_b - n \cdot t_s)} = 0.635$$

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{q.d} \leq 1 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

E) Deformação devido às rotações impostas

$$\varepsilon_{\theta d} := \frac{(a'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td}) + b'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td})) \cdot t_i}{2 \cdot (n-1) \cdot t_i^3} = 2.174$$

F) Deformação total

$$\varepsilon_{t.d} := (\varepsilon_{c.d} + \varepsilon_{q.d} + \varepsilon_{\theta d}) = 6.133 \quad \varepsilon_{u.k} := 7 \quad \gamma_m := 1 \quad \varepsilon_{u.d} := \frac{\varepsilon_{u.k}}{\gamma_m}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{t.d} \leq \varepsilon_{u.k} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

G) Dimensionamento da chapa de reforço

$$k_p := 1.3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$t_1 := t_i = 8 \text{ mm} \quad t_2 := \max(c_v, t_i) = 8 \text{ mm}$$

$$k_h := 1 \quad (\text{aparelho de apoio sem furo})$$

$$f_y := 250 \text{ MPa}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{k_p \cdot F_{zd} \cdot (t_1 + t_2) \cdot k_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}, 2 \text{ mm}\right) = 2 \text{ mm}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } t_s \geq t_{s.min} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

H) Verificação da condição de rotação limite

$$F_{zk} := \frac{F_{zd}}{1.5} = 1421.58 \text{ kN} \quad k_{rd} := 3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$\Sigma V_{zd} := \left(\frac{(n-1) \cdot F_{zk} \cdot t_i}{A_1} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E} \right) \right) + 2 \text{ mm} = 2.694 \text{ mm}$$

$$Rot_{lim} := \Sigma V_{zd} - \frac{(a' \cdot \theta_{ld} + b' \cdot (\theta_{ld}))}{k_{rd}} = 2.186 \text{ mm}$$

$$Ver. := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Rot_{lim} \geq 0 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"N\~ao OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

7) Verificação da estabilidade (flambagem)

$$\sigma_{Sd} := \frac{F_{zd}}{A_r} = 19.653 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd} := \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot (t_b - n \cdot t_s)} = 70.208 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"N\~ao OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

7) Verificação a deslizamento:

$$\sigma_{cd.min} := \frac{F_{gzd.min}}{A_r} = 3.724 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{cd.min} \geq 2 \text{ MPa} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"N\~ao OK - Ader\~encia mec\~anica"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

$k_f := 0.2$ (adotar 0,6 para concreto ou 0,2 para outras superfícies)

$$\mu_e := 0.1 + \frac{1.5 k_f}{\left(\frac{F_{zd.min}}{A_r}\right) \cdot \frac{1}{MPa}} = 0.24$$

$$F_{xyd} := \sqrt{F_{td.min}^2 + F_{td.min}^2} = 50.816 \text{ kN}$$

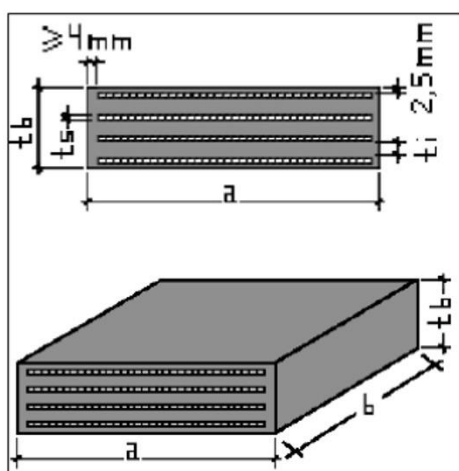
$$F_{xyd.max} := \begin{cases} \text{if } F_{zd.min} > 0 \\ \quad \mu_e \cdot F_{zd.min} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ kN} \end{cases} = 55.737 \text{ kN}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } F_{xyd} \leq F_{xyd.max} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK – Verificar arrancamento"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

14.5 APOIO 3 – LONGARINAS METÁLICAS

Verificação de aparelhos de apoio conforme BS EN1337-3:2005

A) Dados iniciais



$$a := 300 \text{ mm}$$

$$G := 1 \text{ MPa}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

(Dureza Shore A60)

$$t_s := 3 \text{ mm}$$

$$E := 2000 \text{ MPa}$$

$$t_i := 10 \text{ mm}$$

$$c_h := 4 \text{ mm}$$

$$c_v := 2.5 \text{ mm}$$

$$n := 4$$

$$t_b := n \cdot t_s + (n - 1) \cdot t_i + 2 \cdot c_v = 47 \text{ mm}$$

(altura total)

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 292 \text{ mm}$$

(largura efetiva longitudinal)

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 392 \text{ mm}$$

(largura efetiva transversal)

$$A_1 := a' \cdot b' = 1144.64 \text{ cm}^2$$

(área efetiva)

$$I_p := 2 \cdot (a' + b') = 1368 \text{ mm}$$

(perímetro efetivo)

$$S := \frac{A_1}{I_p \cdot t_i} = 8.367$$

(fator de forma)

$$k := \frac{G \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 3428.571 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica transversal)

$$k_z := \frac{E \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 6857142.857 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica axial)

Reações no aparelho de apoio:

F_{zd} (kN)	F_{td} (kN)	F_{ld} (kN)	$F_{zd.movel}$ (kN)	θ_{ld} (rad)	θ_{td} (rad)
1549.59	61.03	49.75	746.38	0.00290	0.00441

$F_{zd.min}$ (kN)	$F_{td.min}$ (kN)	$F_{ld.min}$ (kN)	$F_{gzd.min}$ (kN)
-129.86	61.03	49.75	94.94

B) Parâmetros iniciais

$$A_r := A_1 \cdot \left(1 - \frac{F_{ld}}{k \cdot a'} - \frac{F_{td}}{k \cdot b'} \right) = 0.104 \text{ m}^2$$

$k_{CE} := 1$ (cargas estáticas)

$k_{CM} := 1.5$ (cargas móveis)

C) Deformação devido às cargas de compressão

$$\Delta F_{zd} := F_{zd} - F_{zd.movel} = 803.21 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{c.d} := \frac{1.5 \cdot (k_{CM} \cdot F_{zd.movel} + k_{CE} \cdot \Delta F_{zd})}{G \cdot A_r \cdot S} = 3.328$$

D) Deformação devido às cargas de cisalhamento

$$\Delta F_{ld} := F_{ld} = 49.75 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} := F_{td} = 61.03 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{q.d} := \frac{\sqrt{\left(\frac{F_{ld} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2 + \left(\frac{F_{td} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2}}{(t_b - n \cdot t_s)} = 0.984$$

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{q.d} \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

E) Deformação devido às rotações impostas

$$\varepsilon_{\theta d} := \frac{(a'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td}) + b'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td})) \cdot t_i}{2 \cdot (n-1) \cdot t_i^3} = 2.312$$

F) Deformação total

$$\varepsilon_{t.d} := (\varepsilon_{c.d} + \varepsilon_{q.d} + \varepsilon_{\theta d}) = 6.624 \quad \varepsilon_{u.k} := 7 \quad \gamma_m := 1 \quad \varepsilon_{u.d} := \frac{\varepsilon_{u.k}}{\gamma_m}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{t.d} \leq \varepsilon_{u.k} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

G) Dimensionamento da chapa de reforço

$$k_p := 1.3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$t_1 := t_i = 10 \text{ mm} \quad t_2 := \max(c_v, t_i) = 10 \text{ mm}$$

$$k_h := 1 \quad (\text{aparelho de apoio sem furo})$$

$$f_y := 250 \text{ MPa}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{k_p \cdot F_{zd} \cdot (t_1 + t_2) \cdot k_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}, 2 \text{ mm}\right) = 2 \text{ mm}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } t_s \geq t_{s.min} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

H) Verificação da condição de rotação limite

$$F_{zk} := \frac{F_{zd}}{1.5} = 1033.06 \text{ kN} \quad k_{rd} := 3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$\Sigma V_{zd} := \left(\frac{(n-1) \cdot F_{zk} \cdot t_i}{A_1} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E} \right) \right) + 2 \text{ mm} = 2.909 \text{ mm}$$

$$Rot_{lim} := \Sigma V_{zd} - \frac{(a' \cdot \theta_{ld} + b' \cdot (\theta_{ld}))}{k_{rd}} = 2.05 \text{ mm}$$

$$Ver. := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Rot_{lim} \geq 0 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"N\~ao OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

7) Verificação da estabilidade (flambagem)

$$\sigma_{Sd} := \frac{F_{zd}}{A_r} = 14.961 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd} := \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot (t_b - n \cdot t_s)} = 46.538 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"N\~ao OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

7) Verificação a deslizamento:

$$\sigma_{cd.min} := \frac{F_{gzd.min}}{A_r} = 0.917 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{cd.min} \geq 2 \text{ MPa} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"N\~ao OK - Ader\~encia mec\~anica"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"N\~ao OK - Ader\~encia mec\~anica"}$$

$k_f := 0.2$ (adotar 0,6 para concreto ou 0,2 para outras superfícies)

$$\mu_e := 0.1 + \frac{1.5 k_f}{\left(\frac{F_{zd.min}}{A_r}\right) \cdot \frac{1}{MPa}} = -0.139$$

$$F_{xyd} := \sqrt{F_{ld.min}^2 + F_{td.min}^2} = 78.738 \text{ kN}$$

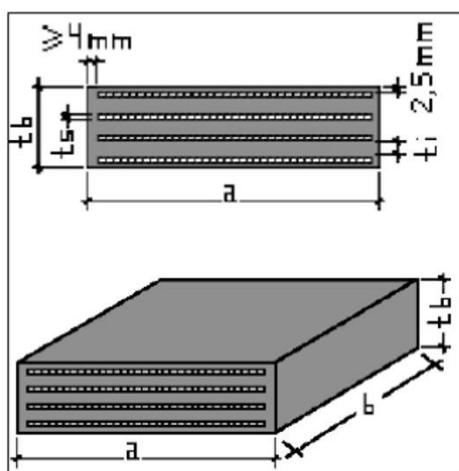
$$F_{xyd.max} := \begin{cases} \text{if } F_{zd.min} > 0 \\ \quad \mu_e \cdot F_{zd.min} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ kN} \end{cases} = 0 \text{ kN}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } F_{xyd} \leq F_{xyd.max} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK – Verificar arrancamento"} \end{cases} = \text{"Não OK – Verificar arrancamento"}$$

14.6 APOIO 3 – LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS

Verificação de aparelhos de apoio conforme BS EN1337-3:2005

A) Dados iniciais



$$a := 300 \text{ mm}$$

$$G := 1.0 \text{ MPa}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

(Dureza Shore A60)

$$t_s := 3 \text{ mm}$$

$$E := 2000 \text{ MPa}$$

$$t_i := 10 \text{ mm}$$

$$c_h := 4 \text{ mm}$$

$$c_v := 2.5 \text{ mm}$$

$$n := 4$$

$$t_b := n \cdot t_s + (n - 1) \cdot t_i + 2 \cdot c_v = 47 \text{ mm} \quad (\text{altura total})$$

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 292 \text{ mm} \quad (\text{largura efetiva longitudinal})$$

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 392 \text{ mm} \quad (\text{largura efetiva transversal})$$

$$A_1 := a' \cdot b' = 1144.64 \text{ cm}^2 \quad (\text{área efetiva})$$

$$I_p := 2 \cdot (a' + b') = 1368 \text{ mm} \quad (\text{perímetro efetivo})$$

$$S := \frac{A_1}{I_p \cdot t_i} = 8.367 \quad (\text{fator de forma})$$

$$k := \frac{G \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 3428.571 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2} \quad (\text{rigidez elástica transversal})$$

$$k_z := \frac{E \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 6857142.857 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2} \quad (\text{rigidez elástica axial})$$

Reações no aparelho de apoio:

F_{zd} (kN)	F_{td} (kN)	F_{ld} (kN)	$F_{zd.movel}$ (kN)	θ_{ld} (rad)	θ_{td} (rad)
2316.34	27.51	41.91	844.53	0.00108	0.00163

$F_{zd.min}$ (kN)	$F_{td.min}$ (kN)	$F_{ld.min}$ (kN)	$F_{gzd.min}$ (kN)
105.98	27.51	41.91	343.45

B) Parâmetros iniciais

$$A_r := A_1 \cdot \left(1 - \frac{F_{ld}}{k \cdot a'} - \frac{F_{td}}{k \cdot b'} \right) = 0.107 \text{ m}^2$$

$$k_{CE} := 1 \quad (\text{cargas estáticas})$$

$$k_{CM} := 1.5 \quad (\text{cargas móveis})$$

C) Deformação devido às cargas de compressão

$$\Delta F_{zd} := F_{zd} - F_{zd.movel} = 1471.81 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{c.d} := \frac{1.5 \cdot (k_{CM} \cdot F_{zd.movel} + k_{CE} \cdot \Delta F_{zd})}{G \cdot A_r \cdot S} = 4.574$$

D) Deformação devido às cargas de cisalhamento

$$\Delta F_{ld} := F_{ld} = 41.91 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} := F_{td} = 27.51 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{q.d} := \frac{\sqrt{\left(\frac{F_{ld} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2 + \left(\frac{F_{td} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2}}{(t_b - n \cdot t_s)} = 0.627$$

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{q.d} \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

E) Deformação devido às rotações impostas

$$\varepsilon_{\theta d} := \frac{(a'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td}) + b'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td})) \cdot t_i}{2 \cdot (n-1) \cdot t_i^3} = 0.856$$

F) Deformação total

$$\varepsilon_{t.d} := (\varepsilon_{c.d} + \varepsilon_{q.d} + \varepsilon_{\theta d}) = 6.057 \quad \varepsilon_{u.k} := 7 \quad \gamma_m := 1 \quad \varepsilon_{u.d} := \frac{\varepsilon_{u.k}}{\gamma_m}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{t.d} \leq \varepsilon_{u.k} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

G) Dimensionamento da chapa de reforço

$$k_p := 1.3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$t_1 := t_i = 10 \text{ mm} \quad t_2 := \max(c_v, t_i) = 10 \text{ mm}$$

$$k_h := 1 \quad (\text{aparelho de apoio sem furo})$$

$$f_y := 250 \text{ MPa}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{k_p \cdot F_{zd} \cdot (t_1 + t_2) \cdot k_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}, 2 \text{ mm}\right) = 2.244 \text{ mm}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } t_s \geq t_{s.min} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

H) Verificação da condição de rotação limite

$$F_{zk} := \frac{F_{zd}}{1.5} = 1544.227 \text{ kN} \quad k_{rd} := 3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$\Sigma V_{zd} := \left(\frac{(n-1) \cdot F_{zk} \cdot t_i}{A_1} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E} \right) \right) + 2 \text{ mm} = 3.359 \text{ mm}$$

$$Rot_{lim} := \Sigma V_{zd} - \frac{(a' \cdot \theta_{td} + b' \cdot (\theta_{td}))}{k_{rd}} = 3.04 \text{ mm}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } Rot_{lim} \geq 0 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação da estabilidade (flambagem)

$$\sigma_{Sd} := \frac{F_{zd}}{A_r} = 21.582 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd} := \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot (t_b - n \cdot t_s)} = 46.538 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação a deslizamento:

$$\sigma_{cd.min} := \frac{F_{gzd.min}}{A_r} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{cd.min} \geq 2 \text{ MPa} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$$k_f := 0.6$$

(adotar 0,6 para concreto ou 0,2 para outras superfícies)

$$\mu_e := 0.1 + \frac{1.5 k_f}{\left(\frac{F_{zd.min}}{A_r}\right) \cdot \frac{1}{MPa}} = 1.011$$

$$F_{xyd} := \sqrt{F_{ld.min}^2 + F_{td.min}^2} = 50.132 \text{ kN}$$

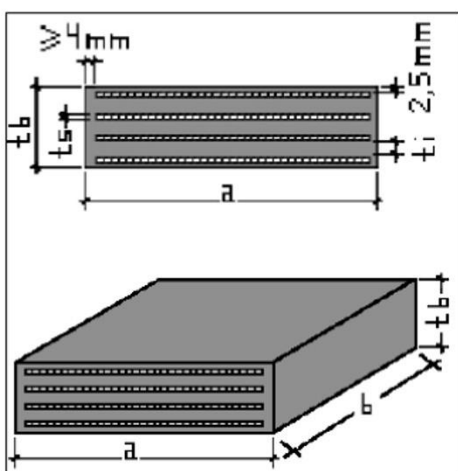
$$F_{xyd.max} := \begin{cases} \text{if } F_{zd.min} > 0 \\ \quad \mu_e \cdot F_{zd.min} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ kN} \end{cases} = 107.194 \text{ kN}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } F_{xyd} \leq F_{xyd.max} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK – Aderência mecânica"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

14.7 ENCONTRO 2

Verificação de aparelhos de apoio conforme BS EN1337-3:2005

A) Dados iniciais



$$a := 300 \text{ mm}$$

$$G := 1.0 \text{ MPa}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

(Dureza Shore A60)

$$t_s := 3 \text{ mm}$$

$$E := 2000 \text{ MPa}$$

$$t_i := 10 \text{ mm}$$

$$c_h := 4 \text{ mm}$$

$$c_v := 2.5 \text{ mm}$$

$$n := 4$$

$$t_b := n \cdot t_s + (n - 1) \cdot t_i + 2 \cdot c_v = 47 \text{ mm}$$

(altura total)

$$a' := a - 2 \cdot c_h = 292 \text{ mm}$$

(largura efetiva longitudinal)

$$b' := b - 2 \cdot c_h = 392 \text{ mm}$$

(largura efetiva transversal)

$$A_1 := a' \cdot b' = 1144.64 \text{ cm}^2$$

(área efetiva)

$$I_p := 2 \cdot (a' + b') = 1368 \text{ mm}$$

(perímetro efetivo)

$$S := \frac{A_1}{I_p \cdot t_i} = 8.367$$

(fator de forma)

$$k := \frac{G \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 3428.571 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica transversal)

$$k_z := \frac{E \cdot a \cdot b}{t_b - n \cdot t_s} = 6857142.857 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

(rigidez elástica axial)

Reações no aparelho de apoio:

F_{zd} (kN)	F_{td} (kN)	F_{ld} (kN)	$F_{zd.movel}$ (kN)	θ_{ld} (rad)	θ_{td} (rad)	$F_{zd.min}$ (kN)	$F_{td.min}$ (kN)	$F_{ld.min}$ (kN)	$F_{gzd.min}$ (kN)
1787.09	22.63	49.57	604.16	0.00100	0.00162	160.87	22.63	49.57	342.59

B) Parâmetros iniciais

$$A_r := A_1 \cdot \left(1 - \frac{F_{ld}}{k \cdot a'} - \frac{F_{td}}{k \cdot b'} \right) = 0.107 \text{ m}^2$$

$$k_{CE} := 1 \quad (\text{cargas estáticas})$$

$$k_{CM} := 1.5 \quad (\text{cargas móveis})$$

C) Deformação devido às cargas de compressão

$$\Delta F_{zd} := F_{zd} - F_{zd.movel} = 1182.93 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{c.d} := \frac{1.5 \cdot (k_{CM} \cdot F_{zd.movel} + k_{CE} \cdot \Delta F_{zd})}{G \cdot A_r \cdot S} = 3.505$$

D) Deformação devido às cargas de cisalhamento

$$\Delta F_{ld} := F_{ld} = 49.57 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} := F_{td} = 22.63 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{q.d} := \frac{\sqrt{\left(\frac{F_{ld} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2 + \left(\frac{F_{td} \cdot k_{CM}}{k} \right)^2}}{(t_b - n \cdot t_s)} = 0.681$$

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{q.d} \leq 1 \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

E) Deformação devido às rotações impostas

$$\varepsilon_{\theta d} := \frac{(a'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td}) + b'^2 \cdot (k_{CM} \cdot \theta_{td})) \cdot t_i}{2 \cdot (n-1) \cdot t_i^3} = 0.835$$

F) Deformação total

$$\varepsilon_{t.d} := (\varepsilon_{c.d} + \varepsilon_{q.d} + \varepsilon_{\theta d}) = 5.021 \quad \varepsilon_{u.k} := 7 \quad \gamma_m := 1 \quad \varepsilon_{u.d} := \frac{\varepsilon_{u.k}}{\gamma_m}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{t.d} \leq \varepsilon_{u.k} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

G) Dimensionamento da chapa de reforço

$$k_p := 1.3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$t_1 := t_i = 10 \text{ mm} \quad t_2 := \max(c_v, t_i) = 10 \text{ mm}$$

$$k_h := 1 \quad (\text{aparelho de apoio sem furo})$$

$$f_y := 250 \text{ MPa}$$

$$t_{s.min} := \max\left(\frac{k_p \cdot F_{zd} \cdot (t_1 + t_2) \cdot k_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}, 2 \text{ mm}\right) = 2 \text{ mm}$$

$$\text{Ver.} := \begin{cases} \text{if } t_s \geq t_{s.min} \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Não OK”} \end{cases} = \text{“OK”}$$

H) Verificação da condição de rotação limite

$$F_{zk} := \frac{F_{zd}}{1.5} = 1191.393 \text{ kN} \quad k_{rd} := 3 \quad (\text{valor de referência da norma})$$

$$\Sigma V_{zd} := \left(\frac{(n-1) \cdot F_{zk} \cdot t_i}{A_1} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E} \right) \right) + 2 \text{ mm} = 3.048 \text{ mm}$$

$$Rot_{lim} := \Sigma V_{zd} - \frac{(a' \cdot \theta_{ld} + b' \cdot (\theta_{ld}))}{k_{rd}} = 2.739 \text{ mm}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } Rot_{lim} \geq 0 \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação da estabilidade (flambagem)

$$\sigma_{Sd} := \frac{F_{zd}}{A_r} = 16.722 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd} := \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot (t_b - n \cdot t_s)} = 46.538 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

7) Verificação a deslizamento:

$$\sigma_{cd.min} := \frac{F_{gzd.min}}{A_r} = 3.206 \text{ MPa}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } \sigma_{cd.min} \geq 2 \text{ MPa} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"N\~{a}o OK"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

$k_f := 0.6$ (adotar 0,6 para concreto ou 0,2 para outras superfícies)

$$\mu_e := 0.1 + \frac{1.5 k_f}{\left(\frac{F_{zd.min}}{A_r}\right) \cdot \frac{1}{MPa}} = 0.698$$

$$F_{xyd} := \sqrt{F_{ld.min}^2 + F_{td.min}^2} = 54.491 \text{ kN}$$

$$F_{xyd.max} := \begin{cases} \text{if } F_{zd.min} > 0 \\ \quad \mu_e \cdot F_{zd.min} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ kN} \end{cases} = 112.269 \text{ kN}$$

$$Ver. := \begin{cases} \text{if } F_{xyd} \leq F_{xyd.max} \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Não OK – Aderência mecânica"} \end{cases} = \text{"OK"}$$

15.0 PILARES

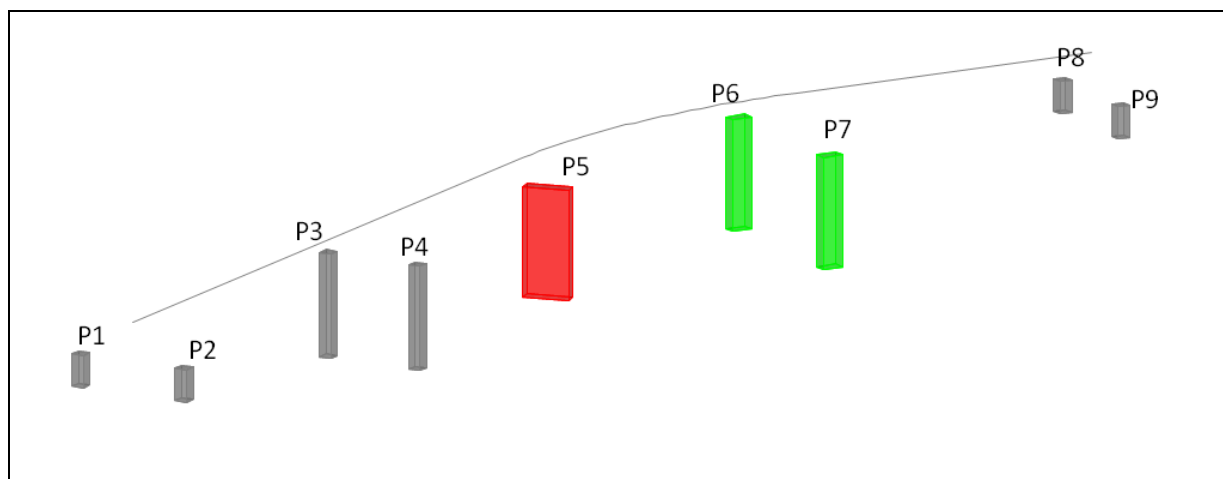


Figura 84 – nomenclatura dos pilares

15.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

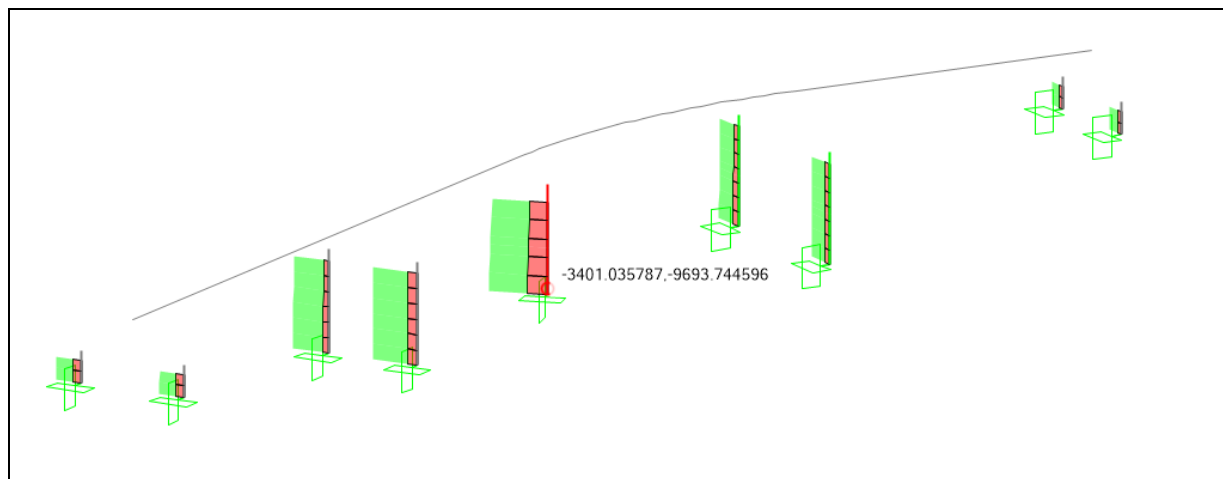


Figura 85 - Envoltória Esforço Normal – kN

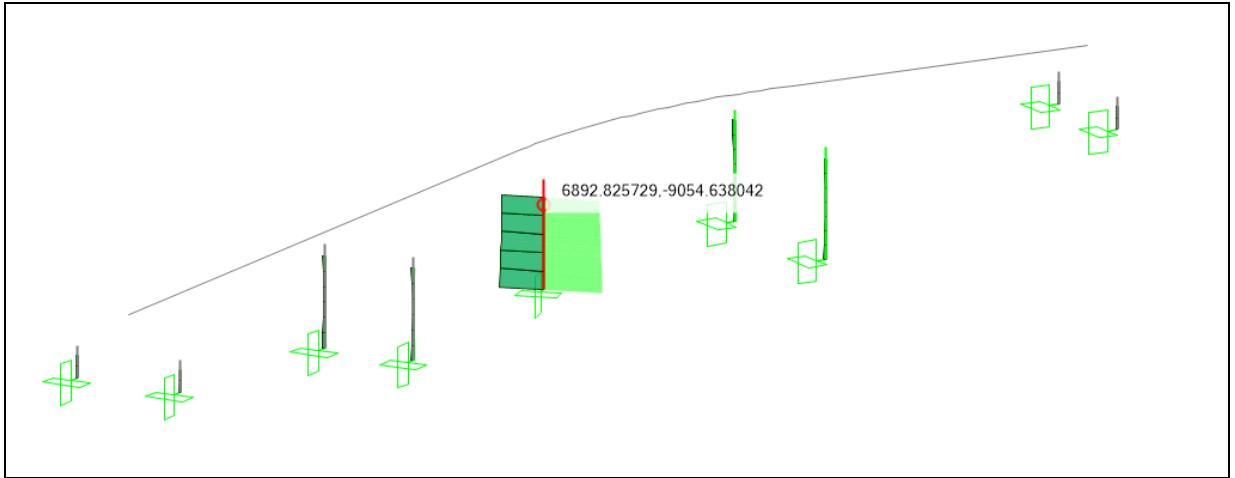


Figura 86 - Envoltória Momento Fleter Transversal - Superior – kN.m

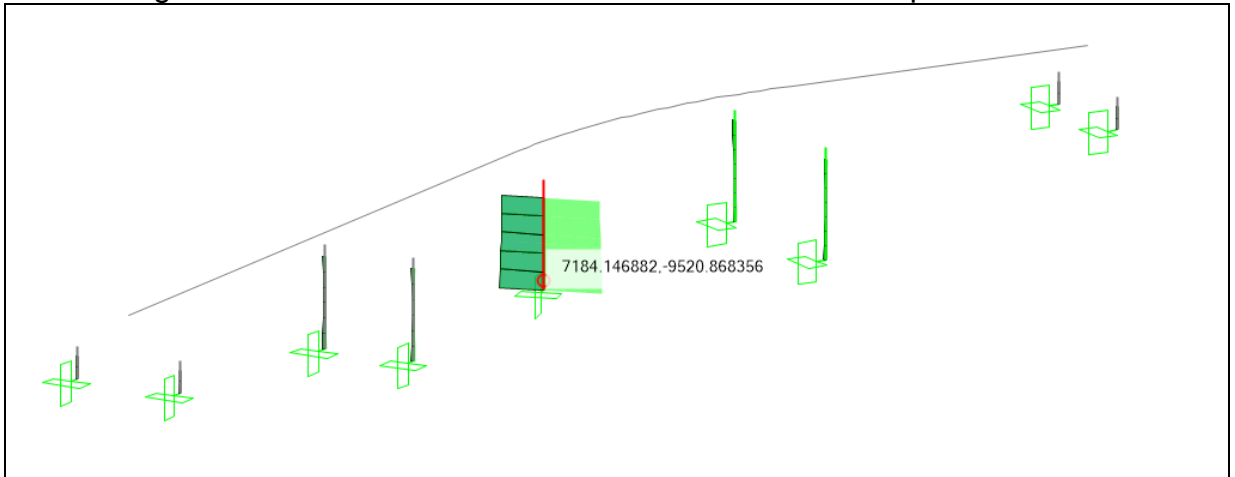


Figura 87 - Envoltória Momento Fleter Transversal – Inferior – kN.m

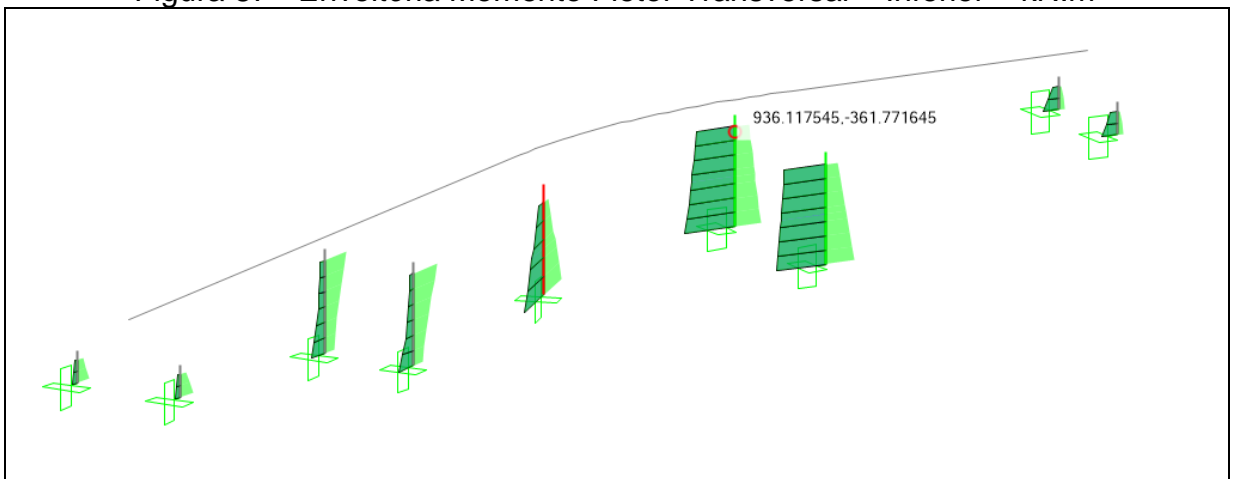


Figura 88 - Envoltória Momento Fleter Longitudinal – Superior – kN.m

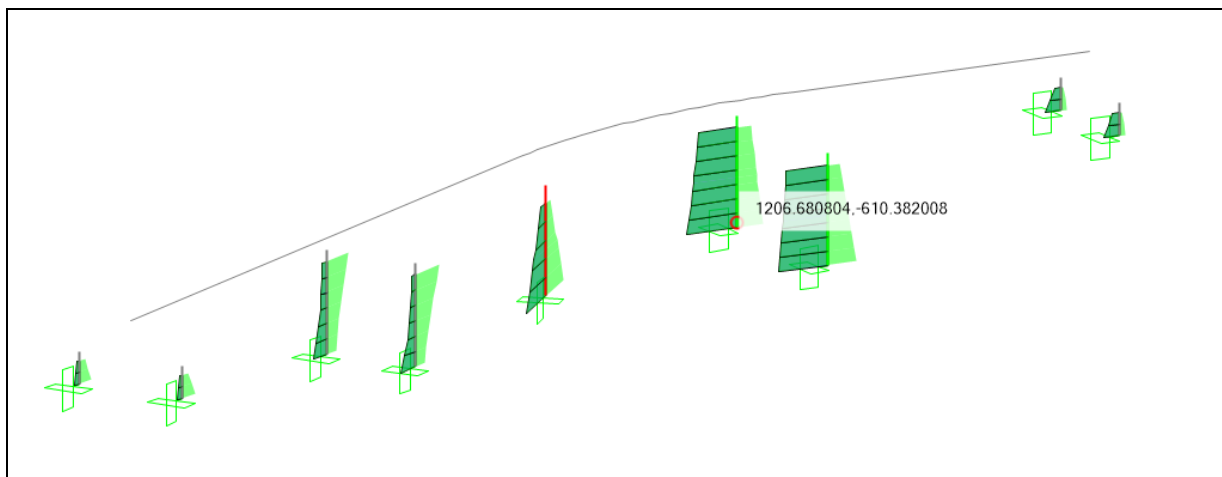


Figura 89 - Envoltória Momento Fletor Longitudinal – Inferior – kN.m

15.1.1 CÁLCULO DAS ARMADURAS

- PILARES P1 E P2



PILARES P1 E P2: Dados Gerais

Armação: 24φ16 mm ($A_s = 48.25 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 7225 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 42.5 \text{ cm}$

$y_{cg} = 42.5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 4350052 \text{ cm}^4$

$I_y = 4350052 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.67 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 260 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 21$

$\lambda_y = 21$

PILARES P1 E P2: Dados Esforços

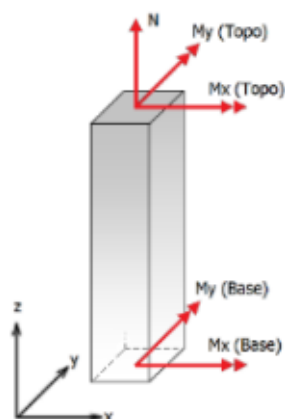


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,x}$ (Topo)	$M_{k,y}$ (Topo)	$M_{k,x}$ (Base)	$M_{k,y}$ (Base)
1	-1426	163	-242	-85	523
2	-1426	163	-242	-85	177
3	-1426	163	77	-85	523
4	-1426	163	77	-85	177
5	-4401	163	-242	-85	523
6	-4401	163	-242	-85	177
7	-4401	163	77	-85	523
8	-4401	163	77	-85	177

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

PILARES P1 E P2: Resumo verificação ELU

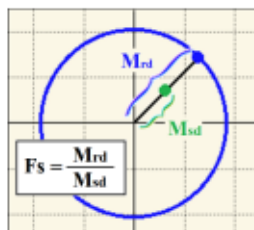


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-1426	85	523	2.37
2	-1426	163	242	4.34
3	-1426	85	523	2.37
4	-1426	107.7	174.3	6.19
5	-4401	155	564.9	3.15
6	-4401	163	242	6.04
7	-4401	155	533	3.32
8	-4401	155	221.6	6.51

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

- PILARES P3 E P4



PILARES P3 E P4: Dados Gerais

Armação: 36φ16 mm ($A_s = 72.38 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 7225 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 42.5 \text{ cm}$

$y_{cg} = 42.5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 4350052 \text{ cm}^4$

$I_y = 4350052 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 1.00 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 590 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 48$

$\lambda_y = 48$

PILARES P3 E P4: Dados Esforços

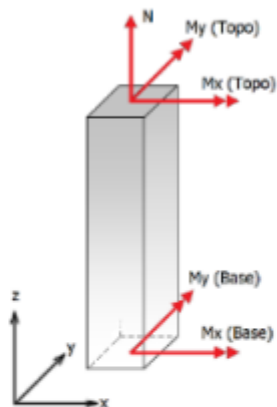


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{ix}	$M_{ix}(Topo)$	$M_{iy}(Topo)$	$M_{ix}(Base)$	$M_{iy}(Base)$
1	-878	370	-920	455	398
2	-878	370	-920	455	-520
3	-878	370	173	455	398
4	-878	370	173	455	-520
5	-6443	370	-920	455	398
6	-6443	370	-920	455	-520
7	-6443	370	173	455	398
8	-6443	370	173	455	-520

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

PILARES P3 E P4: Resumo verificação ELU

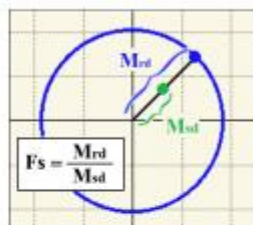


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-878	370	920	1,45
2	-878	370	920	1,45
3	-878	-458,7	412,8	2,36
4	-878	-458,7	-557,2	2,00
5	-6443	-914,5	925,7	1,58
6	-6443	-914,5	-969,7	1,55
7	-6443	-914,5	868,6	1,63
8	-6443	-914,5	-1013	1,51

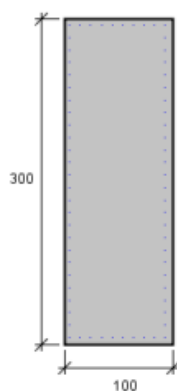
Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

- PILAR P5



PILAR P5: Dados Gerais

Seção Transversal:



Armação: 68 ϕ 20 mm ($A_s = 213.63 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 30000 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 50 \text{ cm}$

$y_{cg} = 150 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 225000000 \text{ cm}^4$

$I_y = 25000000 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.71 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 860 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 20$

$\lambda_y = 60$

PILAR P5: Dados Esforços

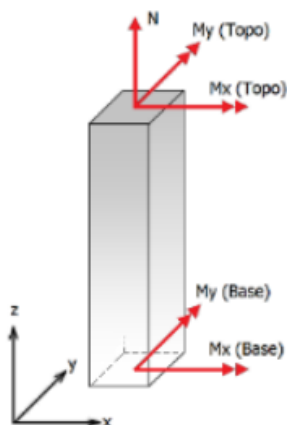


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,y}$ (Topo)	$M_{k,x}$ (Topo)	$M_{k,y}$ (Base)	$M_{k,x}$ (Base)
1	-3000	6890	388	9574	-1560
2	-3000	-9000	388	9574	-1560
3	-3000	-9000	388	7230	-1560
4	-3000	6890	-358	9574	1400
5	-3000	6890	-358	7230	1400
6	-3000	-9000	-358	9574	1400
7	-3000	-9000	-358	7230	1400
8	-9720	-9000	-358	9574	1400

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

PILAR P5: Resumo verificação ELU

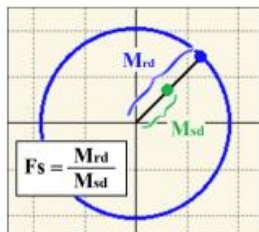


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-3000	-9574	-1560	1.53
2	-3000	-9664.5	-1886.6	1.47
3	-3000	-9000	-388	1.75
4	-3000	-9574	1400	1.55
5	-3000	-7230	1400	1.97
6	-3000	-9664.5	1739.6	1.49
7	-3000	-9000	358	1.75
8	-9720	-9995.9	2733.6	1.70

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

PILAR P5: Resultados da combinação n° 2 (F.S. mínimo)

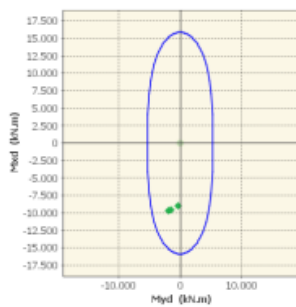


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

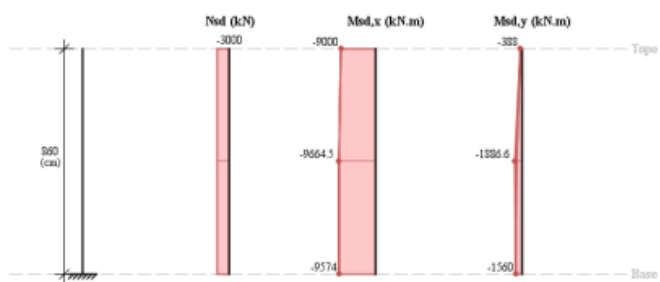


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 2)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método pilar-padrão com curvatura aproximada)

- PILARES P6 E P7



PILARES P6 E P7: Dados Gerais

Armação: 26 ϕ 16 mm ($A_s = 52.28 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 11900 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 70 \text{ cm}$

$y_{cg} = 42.5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 7164792 \text{ cm}^4$

$I_y = 19436667 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.44 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 750 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 61$

$\lambda_y = 37$

PILARES P6 E P7: Dados Esforços

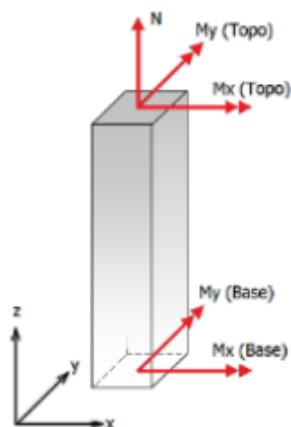


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{ik}	$M_{ik,x}$ (Topo)	$M_{ik,y}$ (Topo)	$M_{ik,x}$ (Base)	$M_{ik,y}$ (Base)
1	-1677	920	924	770	-1220
2	-1677	920	924	770	622
3	-1677	920	-350	770	-1220
4	-1677	920	-350	770	622
5	-6307	920	924	770	-1220
6	-6307	920	924	770	622
7	-6307	920	-350	770	-1220
8	-6307	920	-350	770	622

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

PILARES P6 E P7: Resumo verificação ELU

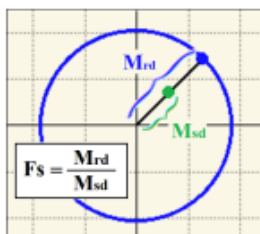


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-1677	-876.5	-1325.2	1.31
2	-1677	920	-924	1.43
3	-1677	-876.5	-1197.8	1.37
4	-1677	-876.5	729.6	1.55
5	-6307	-1489.3	-1697.2	1.39
6	-6307	-1489.3	1035.5	1.59
7	-6307	-1489.3	-1569.8	1.43
8	-6307	-1489.3	1101.6	1.57

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

- PILARES P8 E P9



PILARES P8 E P9: Dados Gerais

Armação: 24 ϕ 16 mm ($A_s = 48.25 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 7225 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 42.5 \text{ cm}$

$y_{cg} = 42.5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 4350052 \text{ cm}^4$

$I_y = 4350052 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.67 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 260 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 21$

$\lambda_y = 21$

PILARES P8 E P9: Dados Esforços

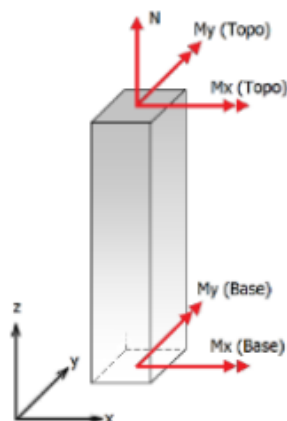


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{ik}	$M_{ik,x}$ (Topo)	$M_{ik,y}$ (Topo)	$M_{ik,x}$ (Base)	$M_{ik,y}$ (Base)
1	-1131	149	160	75	-357
2	-1131	149	160	75	149
3	-1131	149	-67	75	-357
4	-1131	149	-67	75	149
5	-3700	149	160	75	-357
6	-3700	149	160	75	149
7	-3700	149	-67	75	-357
8	-3700	149	-67	75	149

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

PILARES P8 E P9: Resumo verificação ELU

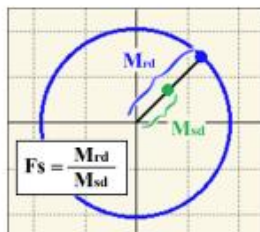


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-1131	-75	-357	3.21
2	-1131	149	-160	5.51
3	-1131	-75	-357	3.21
4	-1131	-81.7	158.8	6.65
5	-3700	-122.6	-396.2	4.20
6	-3700	-122.6	185.5	7.59
7	-3700	-122.6	-373.5	4.42
8	-3700	-122.6	199.7	7.22

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

15.1.2 VERIFICAÇÃO TROCA DE APARELHO DE APOIO

Será verificada a armação das travessas para a hipótese de troca de aparelho de apoio, na qual a superestrutura deverá ser levantada por macacos hidráulicos sob as transversinas, conforme especificado em projeto. Para essa verificação, será considerada a combinação das cargas permanentes máximas majoradas de 1,20.

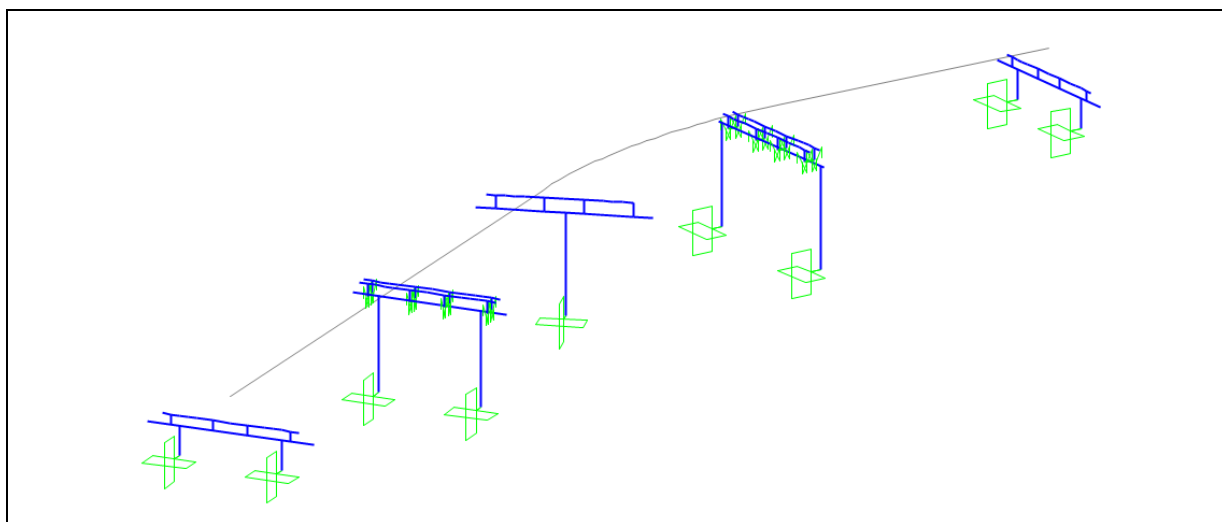


Figura 90 – Posição dos Macacos hidráulicos

❖ Esforços solicitantes

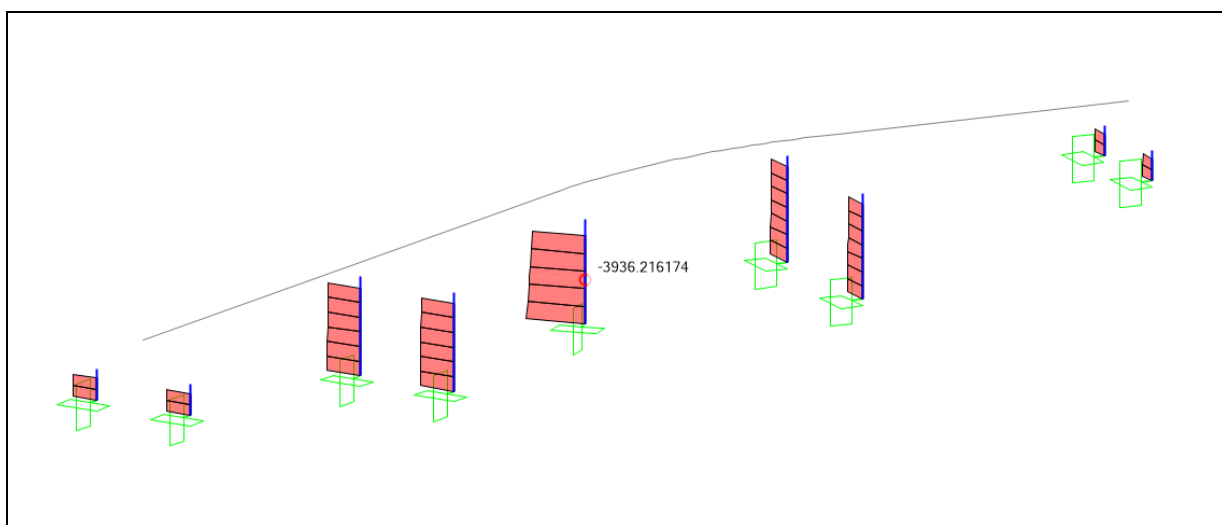


Figura 91 - Esforço Normal – kN

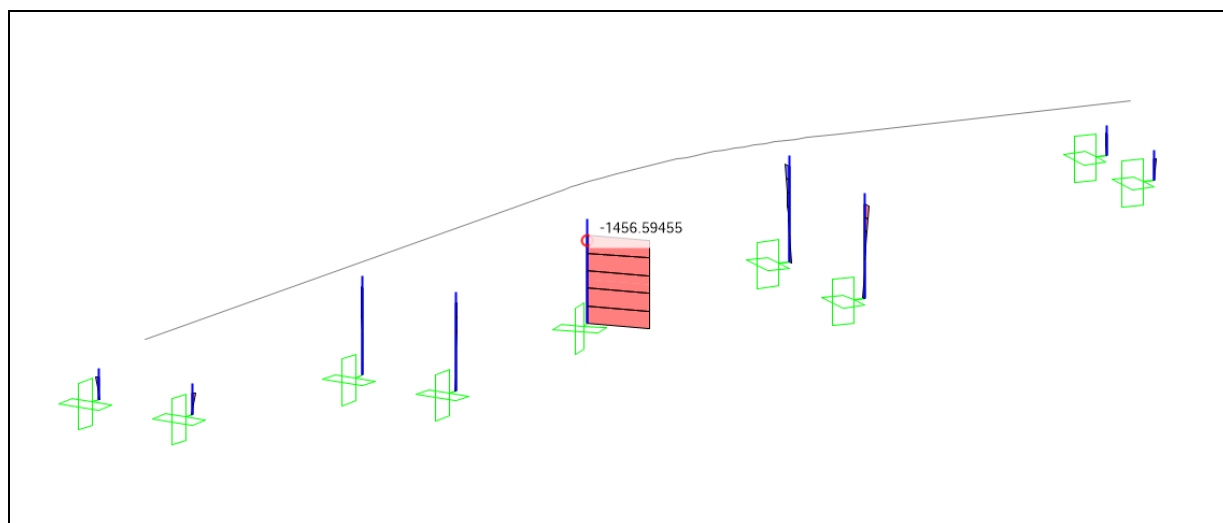


Figura 92 - Momento Fletor Transversal – kN.m

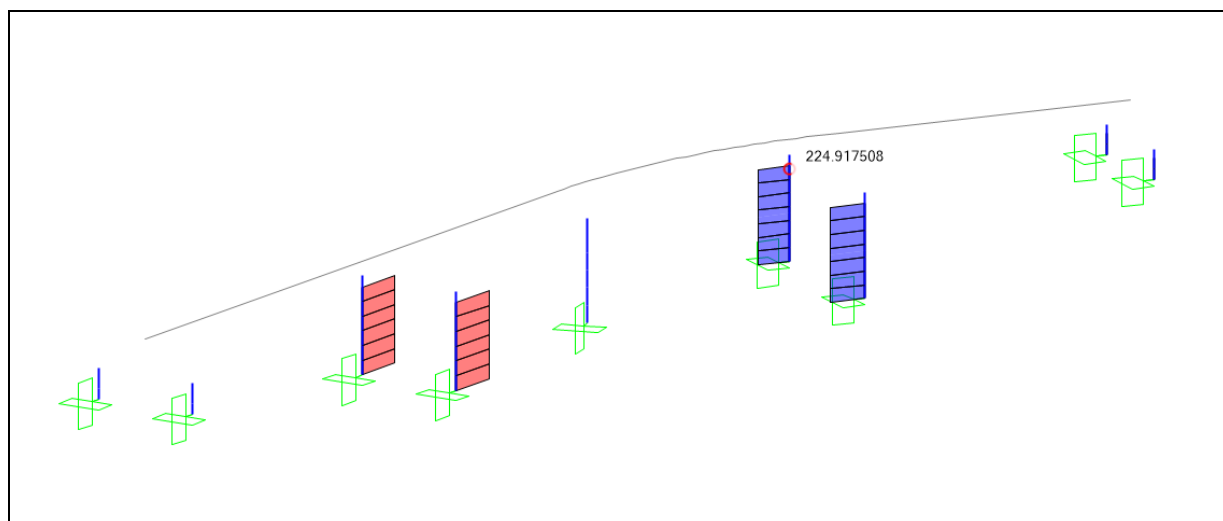
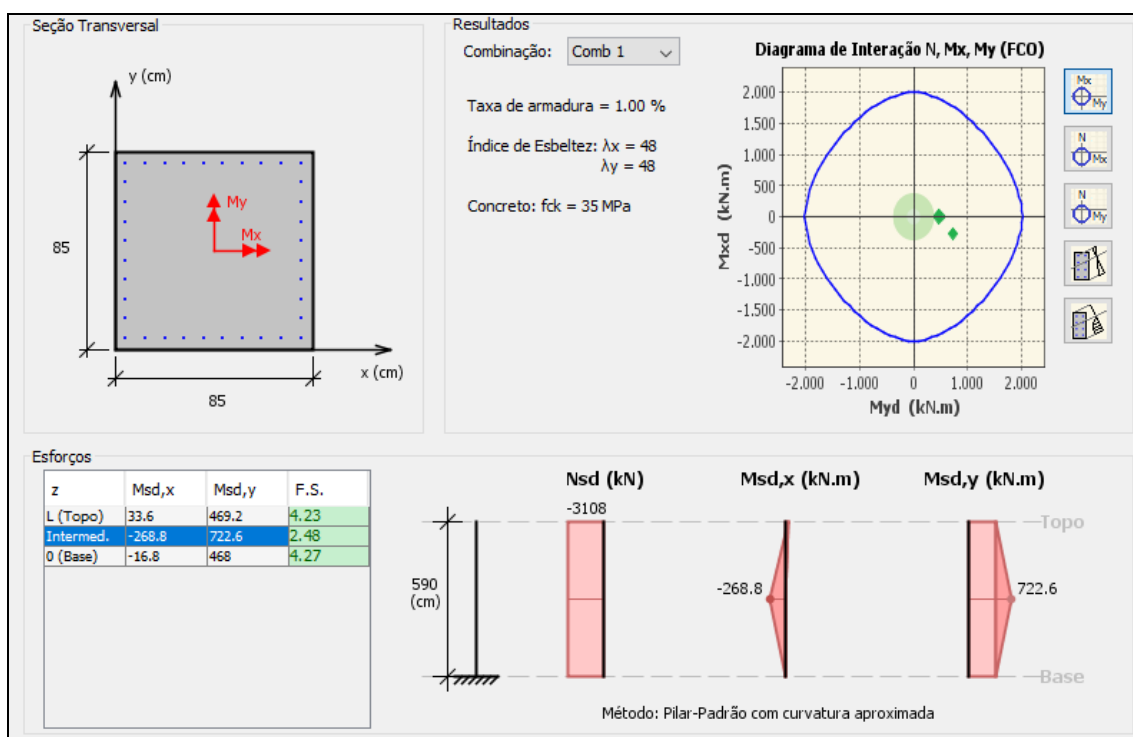


Figura 93 - Momento Fletor Longitudinal – kN.m

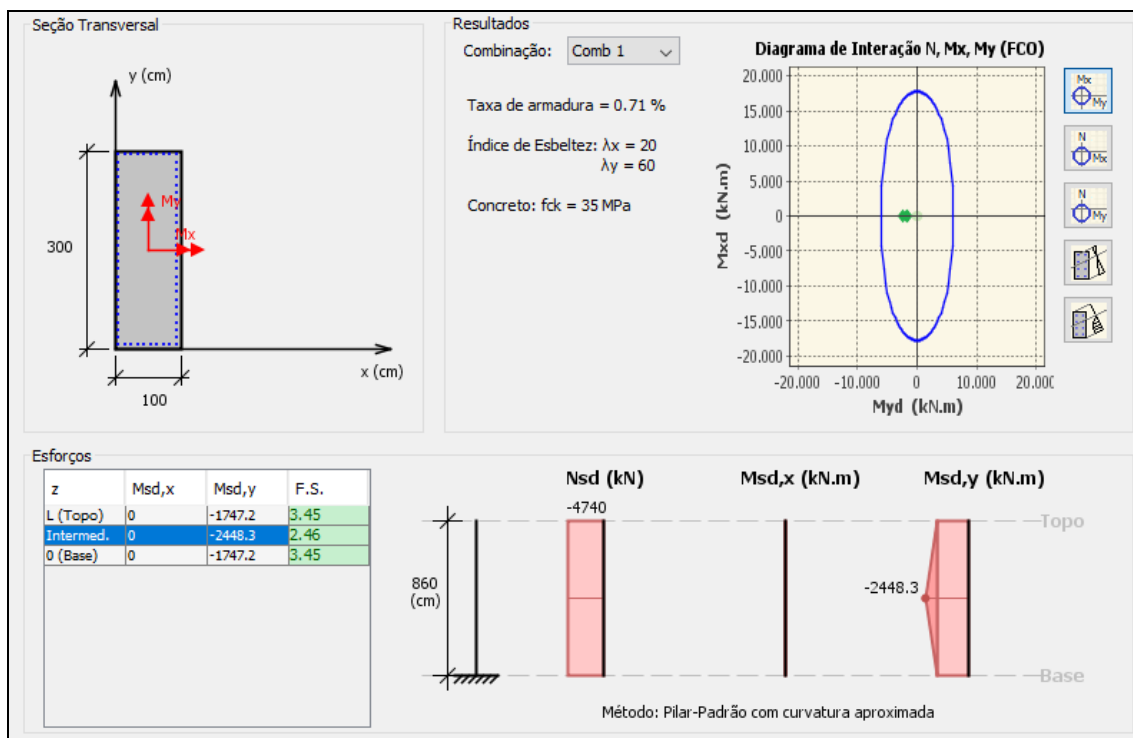
❖ Verificação da armadura

Os pilares com esforços críticos nesta situação são os pilares P3 a P8, cuja verificação será feita a partir das armações definidas em 15.1.1:

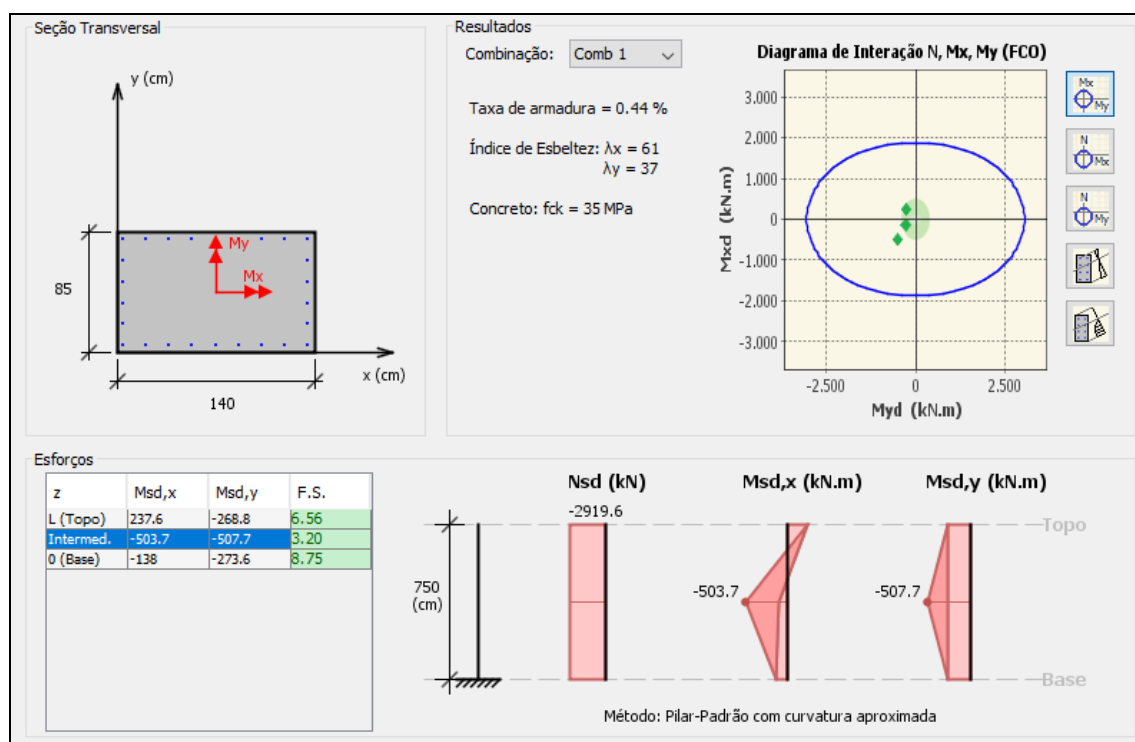
• PILARES P3 E P4



- PILAR P5



- PILARES P6 E P7



As armaduras adotadas para os pilares atendem à situação de troca de aparelho de apoio.

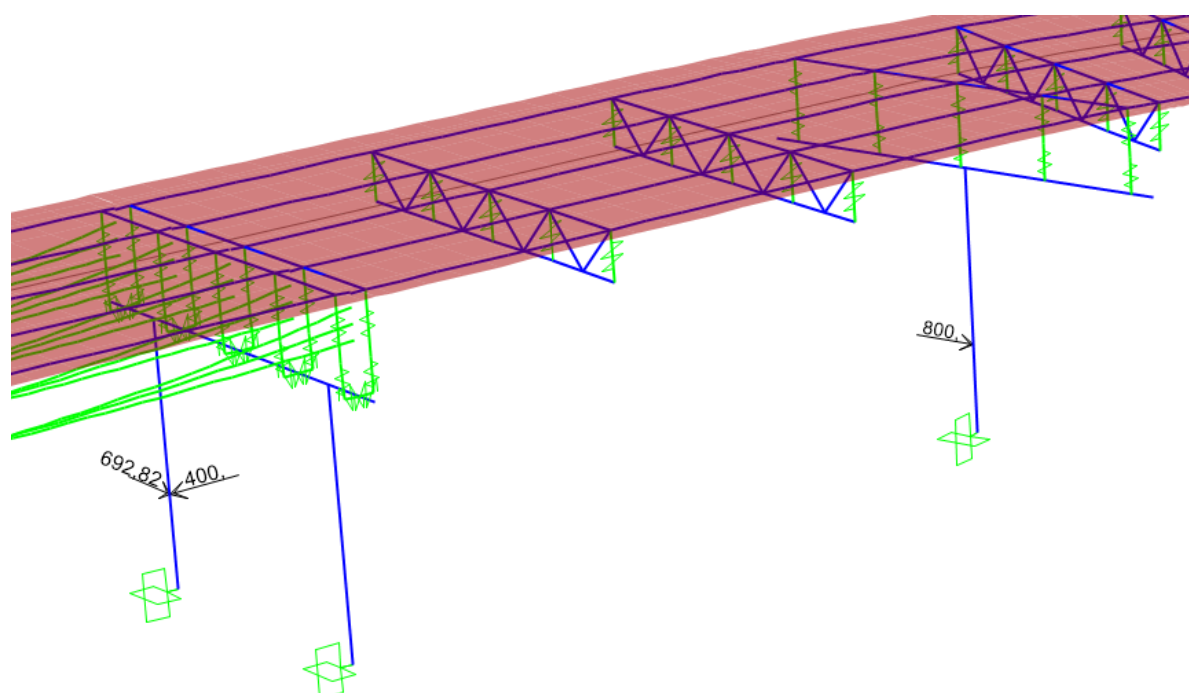
15.1.3 VERIFICAÇÃO DA COLISÃO EM PILARES

Os pilares serão verificados para a situação de colisão nos pilares, conforme descrito no item 5.2.3.1 da NBR 7188/2013, onde será adotado uma carga de 1000kN na direção do tráfego e 500kN perpendicular ao tráfego, aplicado a 1,25m de altura a partir da pista.

O carregamento decresce linearmente com a distância do pilar até a pista, sendo zero a 10,0m. A distância é de aproximadamente 2,0m:

$$\text{Impacto direção do tráfego} \rightarrow \text{Impacto 1} = 1000 * \frac{(10,0 - 2,0)}{10} = 800 \text{ kN}$$

Além disso, por existirem conversões próximas aos pilares mais altos, isto é, P3 a P5, por segurança será adotado apenas o impacto de 1000kN seguindo a inclinação da curva da via (~30° para o Pilar P3):



Obs.: Os impactos não foram considerados agindo concomitantemente.

Para a verificação dos pilares, o impacto será considerado como uma ação excepcional:

- Combinação 22: 1ª hipótese → $1,2 \times \text{Cargas Permanentes} + 0,7 \times \text{Cargas Móveis (sem CIA)} + 0,6 \times \text{Vento} + 0,6 \times \text{Temperatura} + 1,0 \times \text{Impacto 1}$;

Abaixo serão apresentados os esforços no pilar mais desfavorável para as situações de colisão. À esquerda são mostrados os esforços referentes ao impacto em P3 e, à direita, ao impacto em P5.

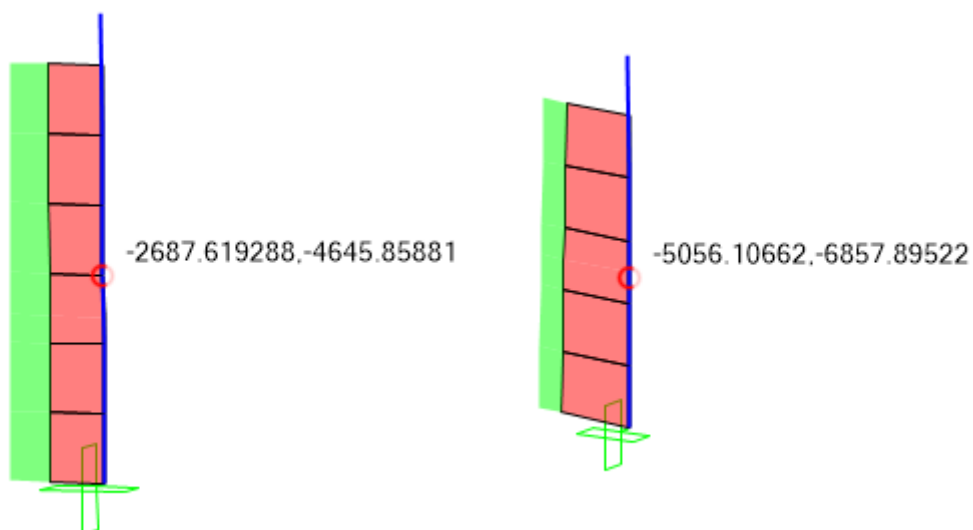


Figura 94 – Envoltória de Esforço Normal – kN

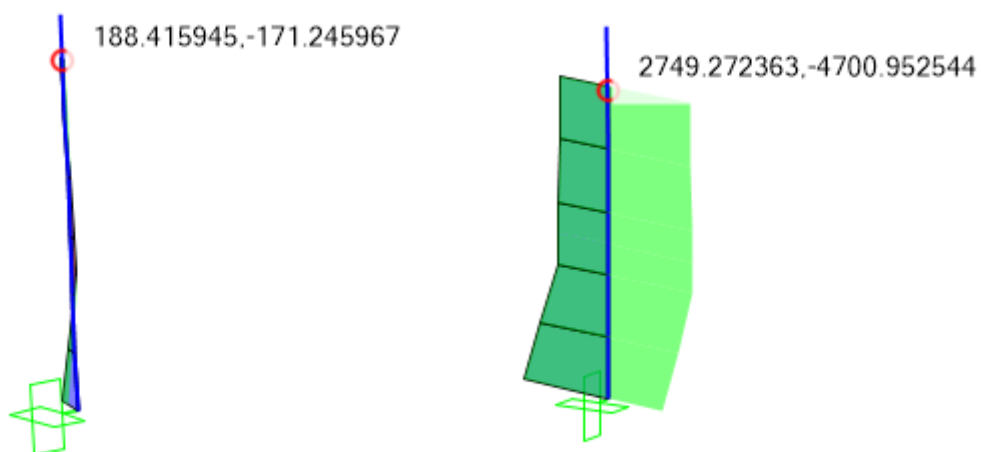


Figura 95 – Momento Fletor Transversal - Superior – kN.m

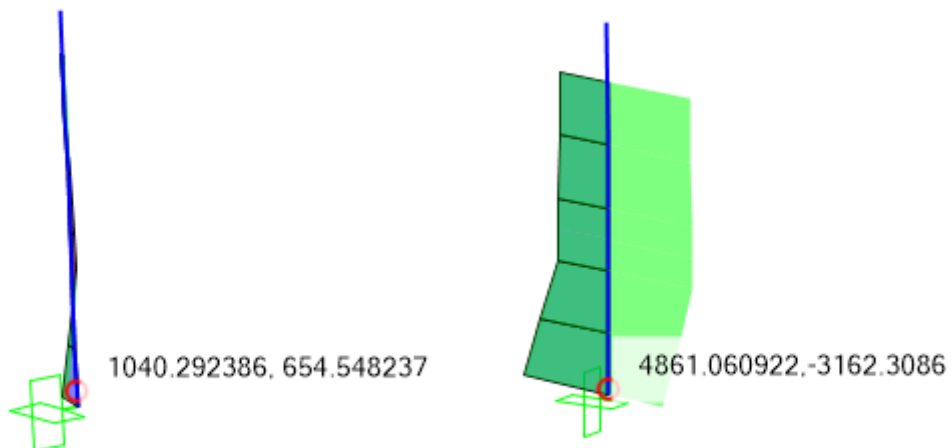


Figura 96 – Momento Fletor Transversal – Inferior – kN.m

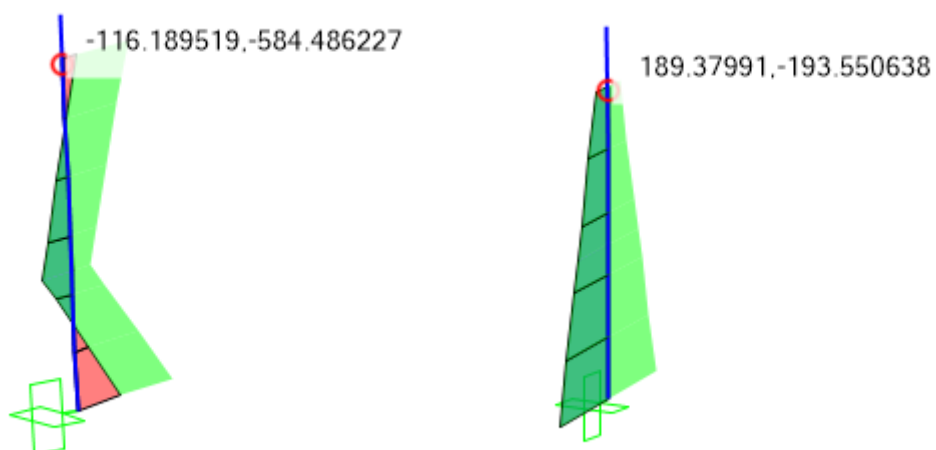


Figura 97 – Momento Fletor Longitudinal – Superior – kN.m

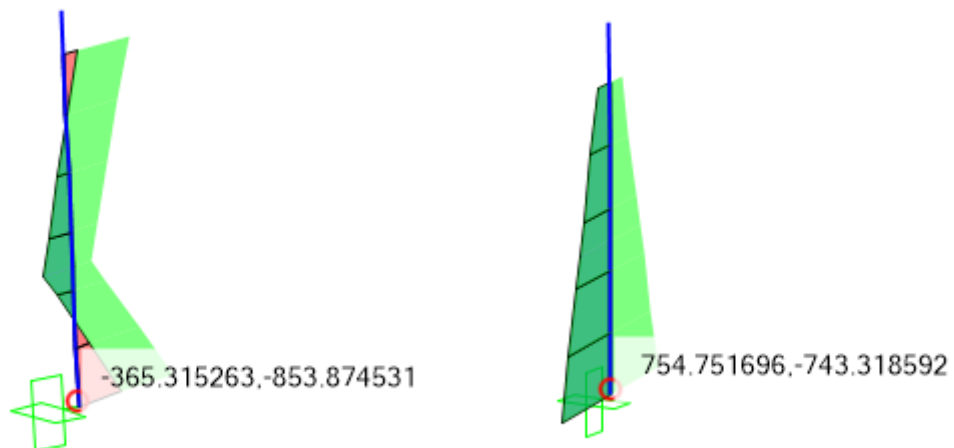


Figura 98 – Momento Fleter Longitudinal – Inferior – kN.m

❖ Impacto em P3

Armação: $36\phi 16$ mm ($A_s = 72.38$ cm²)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 7225$ cm²

Centro de gravidade: $x_{cg} = 42.5$ cm

$y_{cg} = 42.5$ cm

Inércia em relação ao cg: $I_x = 4350052$ cm⁴

$I_y = 4350052$ cm⁴

Taxa de armadura: $\rho_s = 1.00$ %

Materiais: Concreto $f_{ck} = 35$ MPa

Aço $f_{yk} = 500$ MPa

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 590$ cm

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 48$

$\lambda_y = 48$

PILAR P3: Dados Esforços

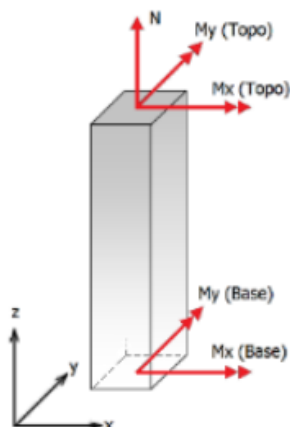


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{ik}	$M_{ik,x}$ (Topo)	$M_{ik,y}$ (Topo)	$M_{ik,x}$ (Base)	$M_{ik,y}$ (Base)
1	-2688	188	-116	-1040	365
2	-2688	188	-116	-1040	854
3	-2688	188	-584	-1040	365
4	-2688	188	-584	-1040	854
5	-4645	188	-116	-1040	365
6	-4645	188	-116	-1040	854
7	-4645	188	-584	-1040	365
8	-4645	188	-584	-1040	854

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

PILAR P3: Resultados da combinação nº 4 (F.S. mínimo)

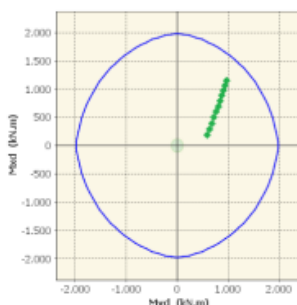


Figura: Diagrama de interação (Comb. 4)

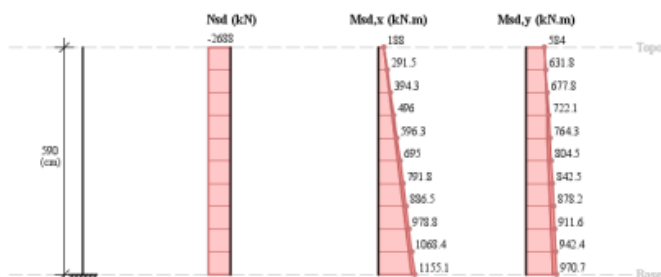


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 4)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_r / γ_{r3} , que posteriormente são majoradas por $\gamma_{r3} = 1.1$.

❖ Impacto em P5

Armação: 68 ϕ 20 mm ($A_s = 213.63 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 30000 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 50 \text{ cm}$

$y_{cg} = 150 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 225000000 \text{ cm}^4$

$I_y = 250000000 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.71 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 860 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 20$

$\lambda_y = 60$

PILAR P5: Dados Esforços

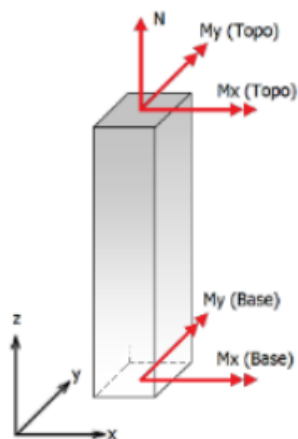


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,x}$ (Topo)	$M_{k,y}$ (Topo)	$M_{k,x}$ (Base)	$M_{k,y}$ (Base)
1	-5056	2750	190	-4861	-754
2	-5056	2750	190	3162	-754
3	-5056	-4700	190	-4861	-754
4	-5056	-4700	190	3162	-754
5	-6858	2750	190	-4861	-754
6	-6858	2750	190	3162	-754
7	-6858	-4700	190	-4861	-754
8	-6858	-4700	190	3162	-754

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

PILAR P5: Resultados da combinação n° 1 (F.S. mínimo)

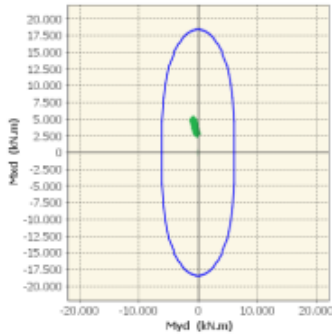


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

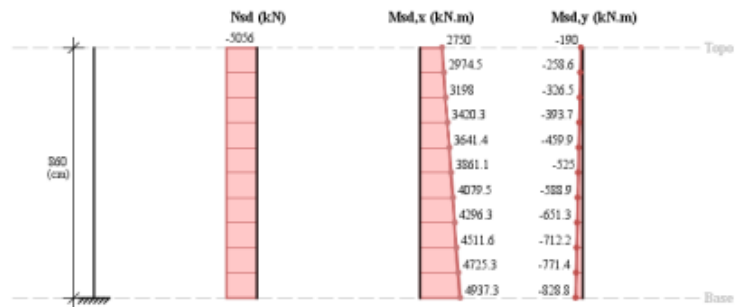


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método geral acoplado com diagrama N, M, 1/r)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_r / γ_{r3} , que posteriormente são majoradas por $\gamma_{r3} = 1.1$.

As armaduras adotadas para os pilares atendem à verificação de colisão nos pilares.

- Armação de cisalhamento nos pilares

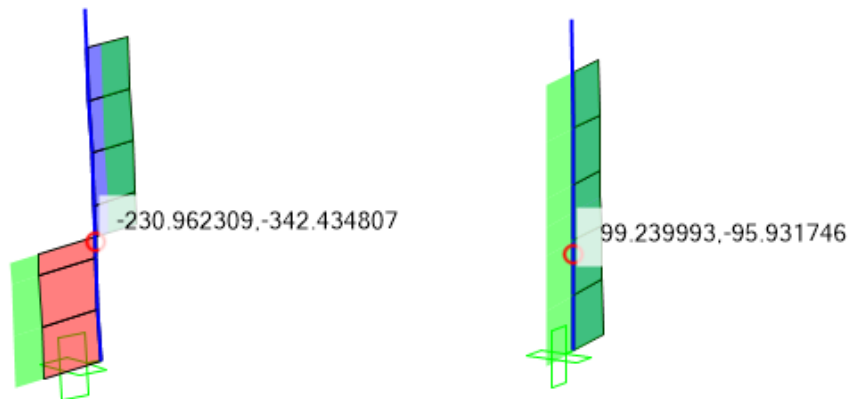


Figura 99 – Esforço cortante Longitudinal – kN.m

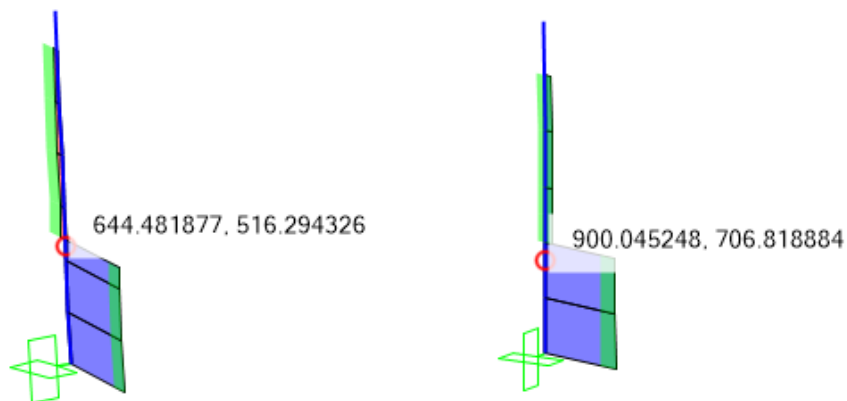


Figura 100 – Esforço cortante Transversal – kN.m

❖ Pilar P3

Dados			
Força Cortante Reduzida (V)	730,1	kN	
Base da Seção de Concreto (b_w ou b_f)	0,850	m	
Altura da Seção de Concreto (h)	0,850	m	
Cobrimento (d')	0,060	m	
Área de armação longitudinal (A_s)	0,000	cm ²	
Área de concreto (A_c)	0,723	m ²	
Seção transversal totalmente tracionada?	NÃO		
Resistência nominal do concreto (f_{ck})	35,00	MPa	
Resistência de cálculo (f_{ywd}) - Item 19.4.2	435	MPa	
Coefficiente de minoração da resistência (γ_c)	1,20		
Coefficiente de majoração de carga (γ_f)	1,00		
Coefficiente de majoração da força de protensão (γ_{fp})	0,9		
Modelo I (NBR 6118/2014: 19.4.1)			
Fases			
f_{ctd}	$(0,7 + 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$	1,87	MPa
k	Valor absoluto de: 1,6 - d	1,00	m
ρ	$A_s / (b_w \cdot d)$	0,0000	
σ_{cp}	$N_s / (b_w \cdot h)$	0,00	MPa
V_d	$V \cdot \gamma_f$	730,06	kN
α_{v2}	$1 - f_{ck} / 250$	0,860	
V_{Rd2}	$0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	4547,73	kN
A seção resiste a compressão da biela $V_d < VRd2$			
V_{C0}	$0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	754,42	kN
$M_0/M_{sd,max}$	Se $N_p \neq 0$ - Consultar item 17.4.2.2 da NBR 6118/2003	0,00	
V_c	$V_{C0}(1+M_0/M_{sd,max})$ ou 0 (para seção totalmente tracionada)	754,42	kN
V_{sw}	$V_d - V_c$	-24,36	kN
A_{s90}	$V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$	0,00	cm ² / m

❖ Impacto em P5

Dados			
Força Cortante Reduzida (V)	905,5	kN	
Base da Seção de Concreto (b_w ou b_f)	1,000	m	
Altura da Seção de Concreto (h)	3,000	m	
Cobrimento (d')	0,060	m	
Área de armação longitudinal (A_s)	0,000	cm ²	
Área de concreto (A_c)	3,000	m ²	
Seção transversal totalmente tracionada?	NÃO		
Resistência nominal do concreto (f_{ck})	35,00	MPa	
Resistência de cálculo (f_{ywd}) - Item 19.4.2	435	MPa	
Coefficiente de minoração da resistência (γ_c)	1,20		
Coefficiente de majoração de carga (γ_f)	1,00		
Coefficiente de majoração da força de protensão (γ_{fp})	0,9		
Modelo I (NBR 6118/2014: 19.4.1)			
Fases			
f_{ctd}	$(0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$	1,87	MPa
k	Valor absoluto de: $1,6 - d$	1,34	m
ρ	$A_s / (b_w \cdot d)$	0,0000	
σ_{cp}	$N_s / (b_w \cdot h)$	0,00	MPa
V_d	$V \cdot \gamma_f$	905,54	kN
α_{v2}	$1 - f_{ck} / 250$	0,860	
V_{Rd2}	$0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	19911,15	kN
A seção resiste a compressão da biela $V_d < V_{Rd2}$			
V_{C0}	$0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	3303,05	kN
$M_0/M_{sd,max}$	Se $N_p \neq 0$ - Consultar item 17.4.2.2 da NBR 6118/2003	0,00	
Vc	$V_{C0}(1+M_0/M_{sd,max})$ ou 0 (para seção totalmente tracionada)	3303,05	kN
V_{sw}	$V_d - V_c$	-2397,51	kN
A_{s90}	$V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$	0,00	cm ² / m

Conclusão:

Mesmo com a situação de impacto direto nos pilares, as seções resistem aos esforços cisalhantes de caráter excepcional. Portanto, deve-se adotar armação transversal pelo menos igual à mínima definida pela NBR 6118:2014:

- Pilares 85x85: $A_{s,w} = 10,9 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 4x\phi 8 \text{ c.15}$ (4 pernas nos dois sentidos)
- Pilares 140x85: $A_{s,w} = 18,0 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 4x\phi 8 \text{ c.15}$ (6 pernas no menor sentido e 4 pernas no maior sentido)
- Pilares 100x300: $A_{s,w} = 38,5 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 6x\phi 10 \text{ c.10}$ (6 pernas no menor sentido e 4 pernas no maior sentido)

16.0 VIGAS TRAVESSAS

As travessas serão verificadas para a situação de utilização da ponte (ELU-Normal) e para a situação de troca de aparelho de apoio

16.1 ENCONTROS 01 E 02

Como os Encontros 01 e 02 são formados por Vigas travessas com geometria semelhante, será exposto o dimensionamento do elemento cujo resultado foi mais crítico, TR.01.

16.1.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

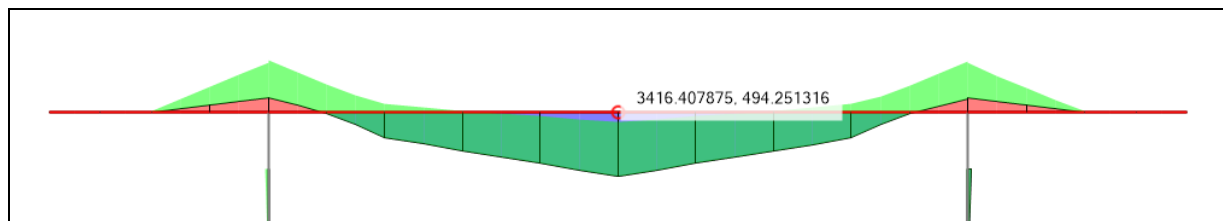


Figura 101 – Momento fletor máximo – kN.m

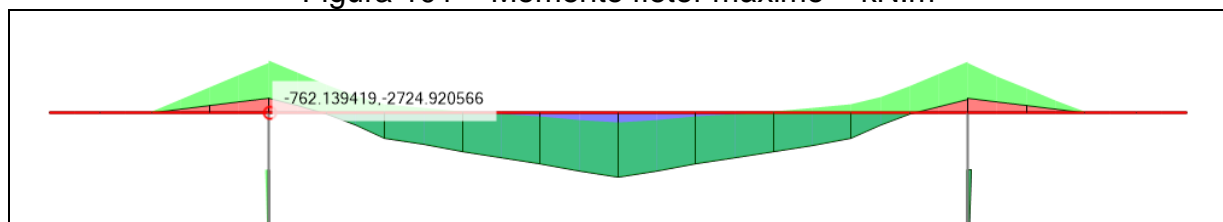


Figura 102 – Momento fletor mínimo – kN.m

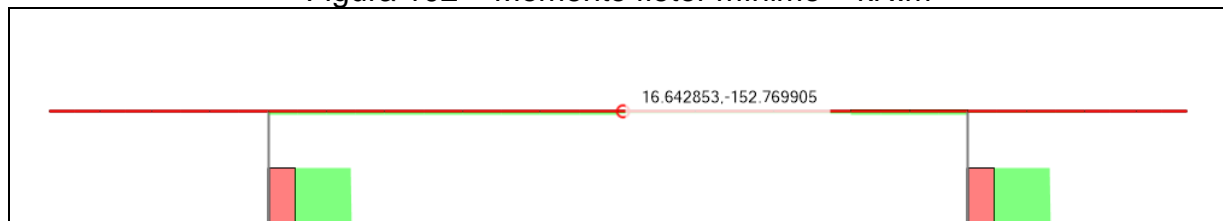


Figura 103 – Esforço Axial – kN

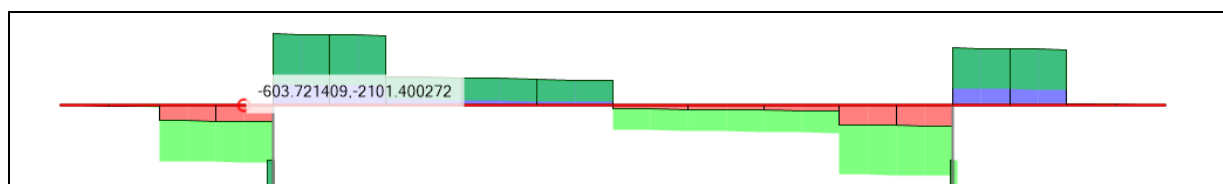


Figura 104 – Esforço Cortante– kN

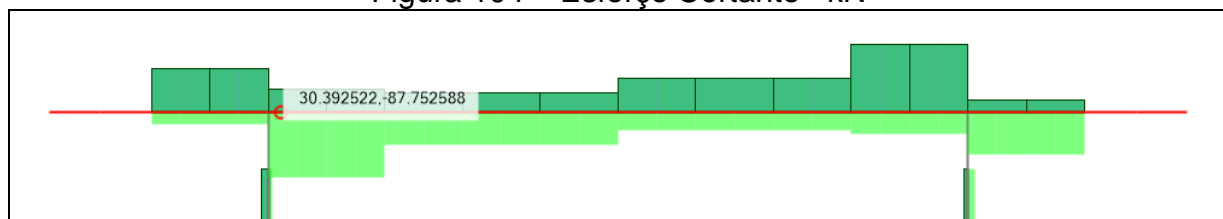


Figura 105 – Momento torsor – kN.m

16.1.2 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014										fck (Mpa)	35,00
										fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU				
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	As' (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)
TR.01 e TR.05 - Face inferior	120,00	140,00	133,00	7,00	3.416,0	16,60	61,68	14 Ø 25	0,00	0,00	27,55
TR.01 e TR.05 - Face superior	120,00	140,00	133,00	7,00	-2.724,0	23,00	48,88	10 Ø 25	0,00	0,00	27,55

16.1.3 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

❖ Cálculo da armadura

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - ENTRADA DE DADOS												fck (Mpa)	35
												Aço (Mpa)	500
IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas								Esforços de cálculo			Número de Pernas	
	B _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	h _e (cm)	A/u (cm)	2C ₁ (cm)	U _e (cm)	A _e (cm ²)	V _d (kN.m)	Protensão (kN)	T _d (kN.m)		
TR.1 E TR.5 - Balanço	140	120	7	15	32,3	14	460	13125	2100	0	57	6	
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Próximo ao pilar	140	120	7	15	32,3	14	460	13125	2600	0	87	6	
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Meio da travessa	140	120	7	15	32,3	14	460	13125	1040	0	43	6	

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - RESULTADOS												
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento											
	Biela do Concreto	Verificação conjunta		A _{sw,min} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{sw} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{w,min} (cm ² /m) (torção)	A _w (cm ² /m) (torção)	A _{sw} (cm ² /m) Perna Externa	A _{sw} (cm ² /m) Perna Interna	A _{sl,min} (cm ²)	A _{sl} (cm ²)	
TR.1 E TR.5 - Balanço	OK	0,28	OK	17,98	13,03	1,93	0,50	0,50	3,00	8,86	2,30	
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Próximo ao pilar	OK	0,32	OK	17,98	24,33	1,93	0,76	0,76	4,06	8,86	3,51	
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Meio da travessa	OK	0,27	OK	17,98	0,00	1,93	0,38	3,00	3,00	8,86	1,73	

IDENTIFICAÇÃO	A _{sw,adotado}	PERNA EXTERNA	PERNA INTERNA	ARMADURA DE COSTELA
TR.1 E TR.5 - Balanço	20,12	Ø8mm c.15	Ø8mm c.15	Ø 10mm C/15
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Próximo	31,40	Ø10 mm c.15	Ø10 mm c.15	Ø 10mm C/15
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Meio da	20,12	Ø8mm c.15	Ø8mm c.15	Ø 10mm C/15

❖ Armadura de fretagem

f_{ck} (MPa)	f_{yd} (MPa)
35,00	500,00

Armadura de Fretagem					
Apoio	P_d (kN)	a (m)	b (m)	c(m)	d (m)
1	1984	0,30	0,50	0,40	0,60
2	1719	0,30	0,50	0,40	0,60
3	1654	0,30	0,50	0,40	0,60
4	1719	0,30	0,50	0,40	0,60
5	1975	0,30	0,50	0,40	0,60

Armadura de Fretagem								
Apoio	Z_{yd} (kN)	Z_{zd} (kN)	f_{yd} (kN/m ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	$A_{s,z}$ (cm ²)	$\sigma_{Comp.}$ (kN/m ²)	$\sigma_{Resist.}$ (kN/m ²)	Status
1	297,60	119,04	43,48	6,84	2,74	6613,39	21250,00	OK
2	257,89	103,16	43,48	5,93	2,37	5730,98	21250,00	OK
3	248,14	99,26	43,48	5,71	2,28	5514,18	21250,00	OK
4	257,78	103,11	43,48	5,93	2,37	5728,45	21250,00	OK
5	296,23	118,49	43,48	6,81	2,73	6582,87	21250,00	OK

Foi adotado $\phi 10c/10$ (3 camadas).

16.1.4 VERIFICAÇÃO TROCA DE APARELHO DE APOIO

Será verificada a armação das travessas para a hipótese de troca de aparelho de apoio, na qual a superestrutura deverá ser levantada por macacos hidráulicos sob as transversinas, conforme especificado em projeto. Para essa verificação, será considerada a combinação das cargas permanentes máximas majoradas de 1,20.

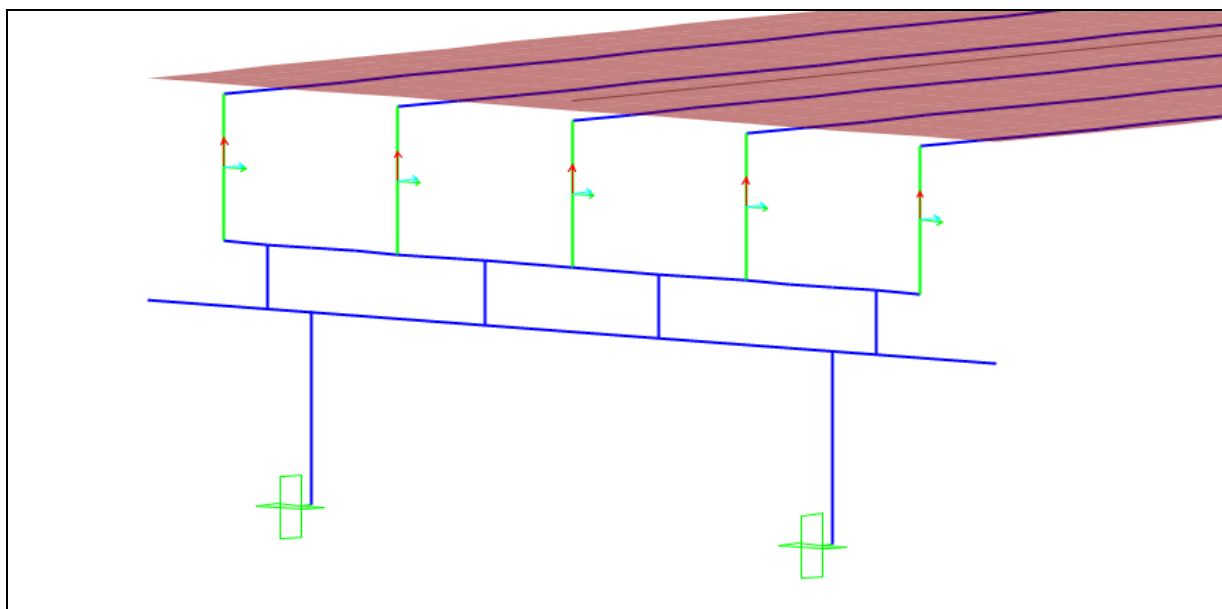


Figura 106 – Apoio dos macacos sobre as Travessas – kN

❖ Esforços solicitantes

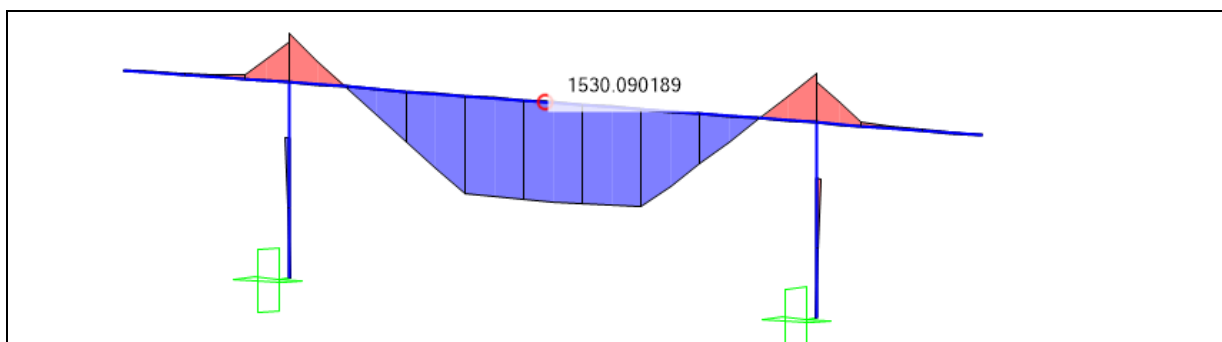


Figura 107 – Momento fletor máximo – kN.m

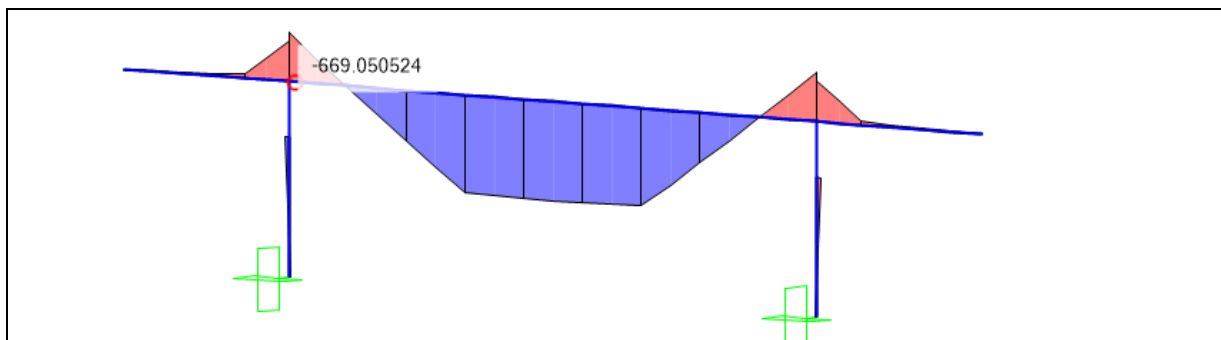


Figura 108 – Momento fletor mínimo – kN.m

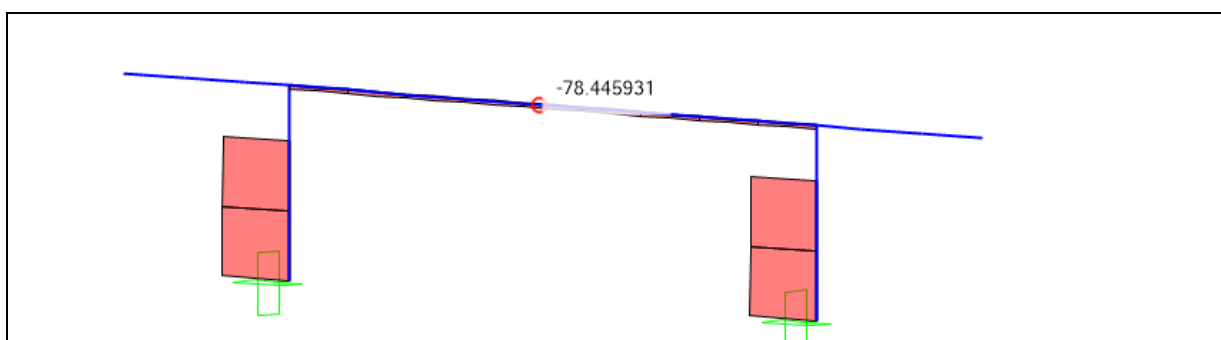


Figura 109 – Esforço Axial– kN

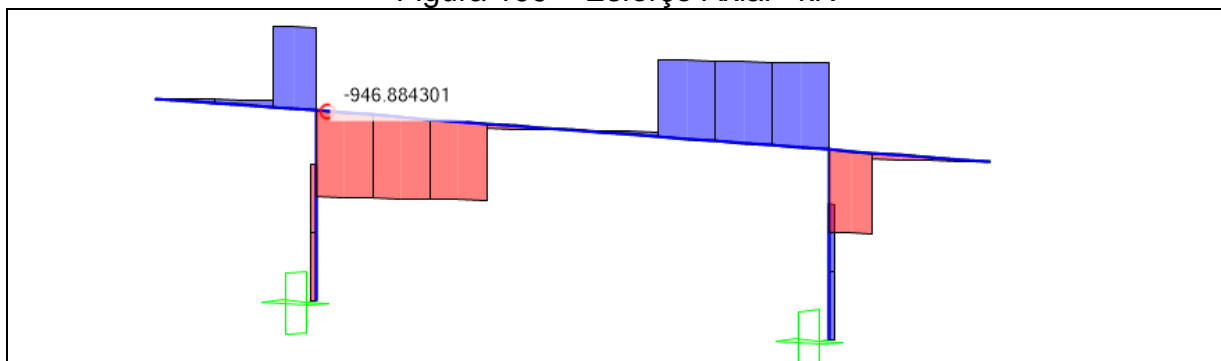


Figura 110 – Esforço Cortante– kN

❖ Verificação das armaduras

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014											fck (Mpa)	35,00
											fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU					
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	A's (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)	
TR.01 e TR.05 - Face inferior	120,00	140,00	133,00	7,00	1.836,0	-93,60	31,34	14 Ø 25	0,00	0,00	27,55	
TR.01 e TR.05 - Face superior	120,00	140,00	133,00	7,00	-670,0	-93,60	10,56	10 Ø 25	0,00	0,00	27,55	

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - ENTRADA DE DADOS												fck (Mpa)	35
												Aço (Mpa)	500
IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas								Esforços de cálculo			Número de Pernas	
	B _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	h _e (cm)	A/u (cm)	2C ₁ (cm)	U _e (cm)	A _e (cm²)	V _d (kN.m)	Protensão (kN)	T _d (kN.m)		
TR.1 E TR.5 - Balanço	140	120	7	15	32,3	14	460	13125	1008	0	0	6	
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Próximo ao pilar	140	120	7	15	32,3	14	460	13125	1135,2	0	0	6	
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Meio da travessa	140	120	7	15	32,3	14	460	13125	134,4	0	0	6	

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - RESULTADOS												
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento											
	Biela do Concreto	Verificação conjunta		A _{sw,min} (cm²/m) (Cisalhamento)	A _{sw} (cm²/m) (Cisalhamento)	A _{w,min} (cm²/m) (torção)	A _w (cm²/m) (torção)	A _{sw} (cm²/m) Perna Externa	A _{sw} (cm²/m) Perna Interna	A _{sl,min} (cm²)	A _{sl} (cm²)	
TR.1 E TR.5 - Balanço	OK	0,25	OK	17,98	0,00	0	0,00	3,00	3,00	0,00	0,00	
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Próximo ao pilar	OK	0,25	OK	17,98	0,00	0	0,00	3,00	3,00	0,00	0,00	
TR.1 E TR.5 - Vão interno - Meio da travessa	OK	0,25	OK	17,98	0,00	0	0,00	3,00	3,00	0,00	0,00	

As armaduras adotadas para as travessas atendem à situação de troca de aparelho de apoio.

16.2 APOIO 01

16.2.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

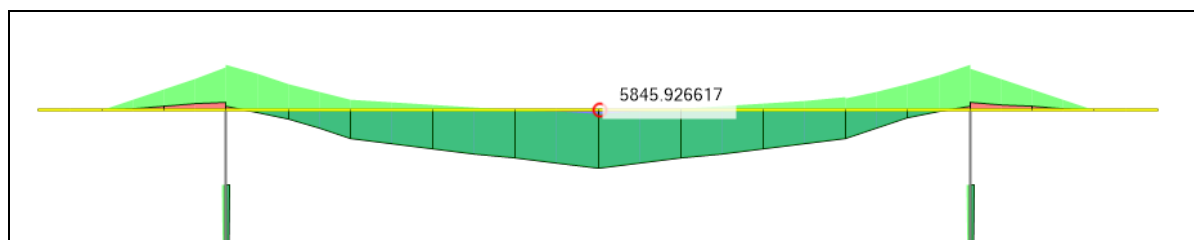


Figura 111 – Momento fletor máximo – kN.m

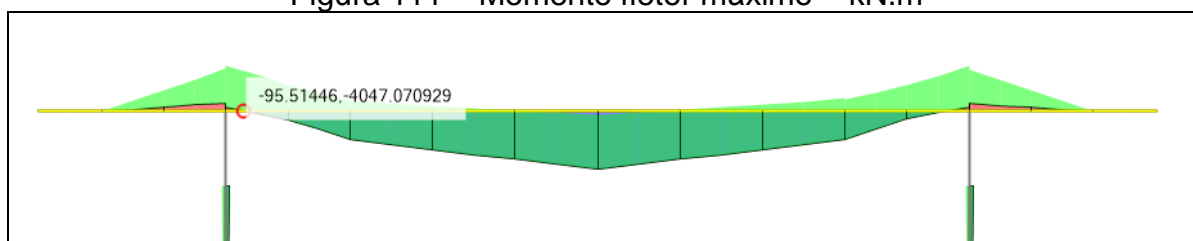


Figura 112 – Momento fletor mínimo – kN.m

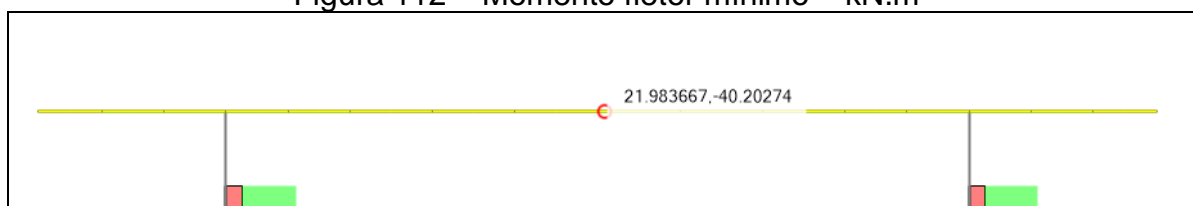


Figura 113 – Esforço Axial – kN

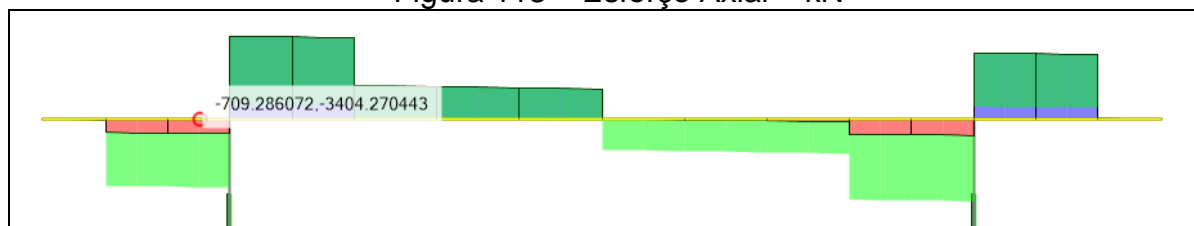


Figura 114 – Esforço Cortante – kN

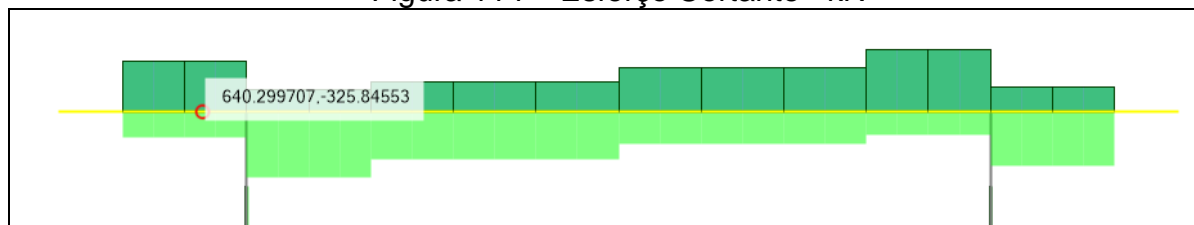


Figura 115 – Momento torsor – kN.m

16.2.2 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014											fck (Mpa)	35,00
											fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU					
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	As' (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)	
TR.02 - Face inferior	150,00	150,00	143,00	7,00	5.846,0	22,00	98,91	20 Ø 25	0,00	0,00	36,90	
TR.02 - Face superior	150,00	150,00	143,00	7,00	-4.050,0	22,00	67,55	14 Ø 25	0,00	0,00	36,90	

16.2.3 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

❖ Cálculo da armadura

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - ENTRADA DE DADOS												fck (Mpa)	35
												Aço (Mpa)	500
IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas							Esforços de cálculo				Número de Pernas	
	B _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	h _e (cm)	A/u (cm)	2C ₁ (cm)	U _e (cm)	A _e (cm²)	V _d (kN.m)	Protensão (kN)	T _d (kN.m)		
TR.2 - Balanço	150	170	7	15	39,8	14	580	20925	3400	0	640	6	
TR.2 - Vão interno - Próximo ao pilar	150	170	7	15	39,8	14	580	20925	4150	0	816	6	
TR.2 - Vão interno - Meio da travessa	150	170	7	15	39,8	14	580	20925	1700	0	593	6	

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - RESULTADOS											
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento										
	Biela do Concreto	Verificação conjunta		A _{sw,min} (cm²/m) (Cisalhamento)	A _{sw} (cm²/m) (Cisalhamento)	A _{w,min} (cm²/m) (torção)	A _w (cm²/m) (torção)	A _{sw} (cm²/m) Perna Externa	A _{sw} (cm²/m) Perna Interna	A _{sl,min} (cm²)	A _{sl} (cm²)
TR.2 - Balanço	OK	0,4	ok	19,26	16,38	1,93	3,52	6,73	3,21	11,17	20,40
TR.2 - Vão interno - Próximo ao pilar	OK	0,5	ok	19,26	28,14	1,93	4,48	9,17	4,69	11,17	26,01
TR.2 - Vão interno - Meio da travessa	OK	0,4	ok	19,26	0,00	1,93	3,26	6,47	3,21	11,17	18,90

IDENTIFICAÇÃO	Asw,adotado	PERNA EXTERNA	PERNA INTERNA	ARMADURA DE COSTELA
TR.2 - Balanço	29,77	Ø12,5mm c.15	Ø8mm c.15	Ø 12,5 mm C/15
TR.2 - Vão interno - Próximo ao pilar	44,75	Ø12,5 mm c.12,5	Ø10 mm c.12,5	Ø 12,5 mm C/15
TR.2 - Vão interno - Meio da	29,77	Ø12,5mm c.15	Ø8mm c.15	Ø 12,5 mm C/15

❖ Armadura de fretagem

f_{ck} (MPa)	f_{yd} (MPa)
35,00	500,00

Armadura de Fretagem					
Apoio	P_d (kN)	a (m)	b (m)	c(m)	d (m)
6	2017	0,30	0,50	0,40	0,60
7	1750	0,30	0,50	0,40	0,60
8	1679	0,30	0,50	0,40	0,60
9	1750	0,30	0,50	0,40	0,60
10	2009	0,30	0,50	0,40	0,60
11	1544	0,30	0,50	0,40	0,60
12	1283	0,30	0,50	0,40	0,60
13	1180	0,30	0,50	0,40	0,60
14	1229	0,30	0,50	0,40	0,60
15	1461	0,30	0,50	0,40	0,60

Armadura de Fretagem								
Apoio	Z_{yd} (kN)	Z_{zd} (kN)	f_{yd} (kN/m ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	$A_{s,z}$ (cm ²)	$\sigma_{Comp.}$ (kN/m ²)	$\sigma_{Resist.}$ (kN/m ²)	Status
6	302,56	121,02	43,48	6,96	2,78	6723,53	21250,00	OK
7	262,46	104,99	43,48	6,04	2,41	5832,54	21250,00	OK
8	251,91	100,76	43,48	5,79	2,32	5597,90	21250,00	OK
9	262,56	105,02	43,48	6,04	2,42	5834,64	21250,00	OK
10	301,37	120,55	43,48	6,93	2,77	6697,09	21250,00	OK
11	231,66	92,66	43,48	5,33	2,13	5147,98	21250,00	OK
12	192,41	76,97	43,48	4,43	1,77	4275,84	21250,00	OK
13	177,05	70,82	43,48	4,07	1,63	3934,36	21250,00	OK
14	184,28	73,71	43,48	4,24	1,70	4095,09	21250,00	OK
15	219,17	87,67	43,48	5,04	2,02	4870,37	21250,00	OK

Foi adotado $\phi 10c/10$ (3 camadas).

16.2.4 VERIFICAÇÃO TROCA DE APARELHO DE APOIO

Será verificada a armação das travessas para a hipótese de troca de aparelho de apoio, na qual a superestrutura deverá ser levantada por macacos hidráulicos sob as transversinas, conforme especificado em projeto. Para essa verificação, será considerada a combinação das cargas permanentes máximas majoradas de 1,20.

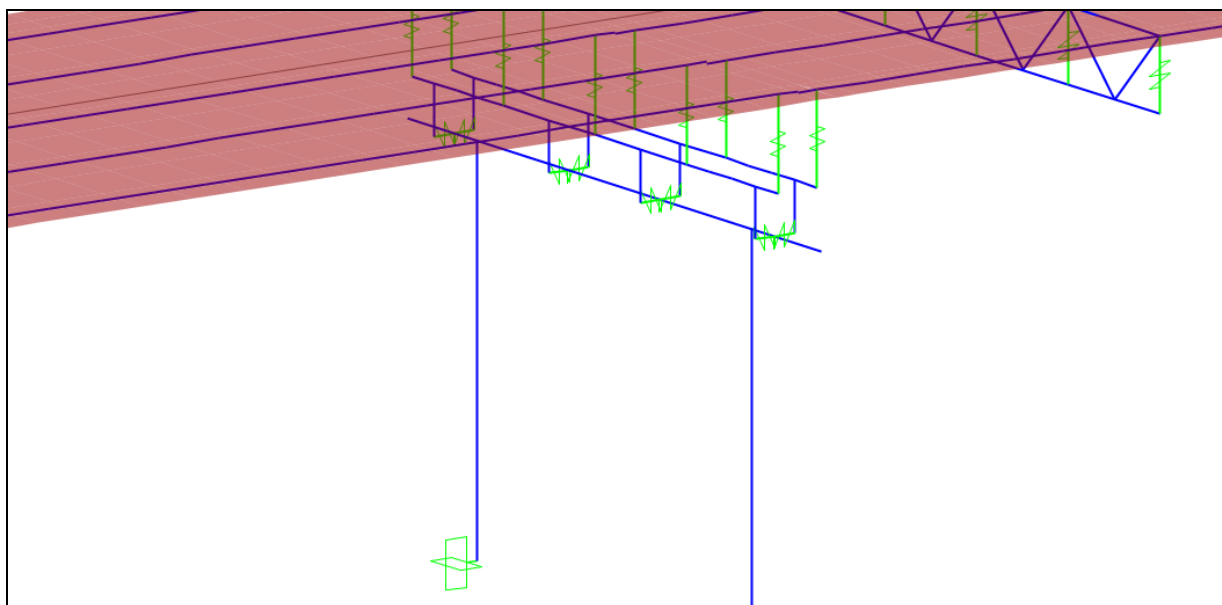


Figura 116 – Apoio dos macacos sobre as Travessas – kN

❖ Esforços solicitantes

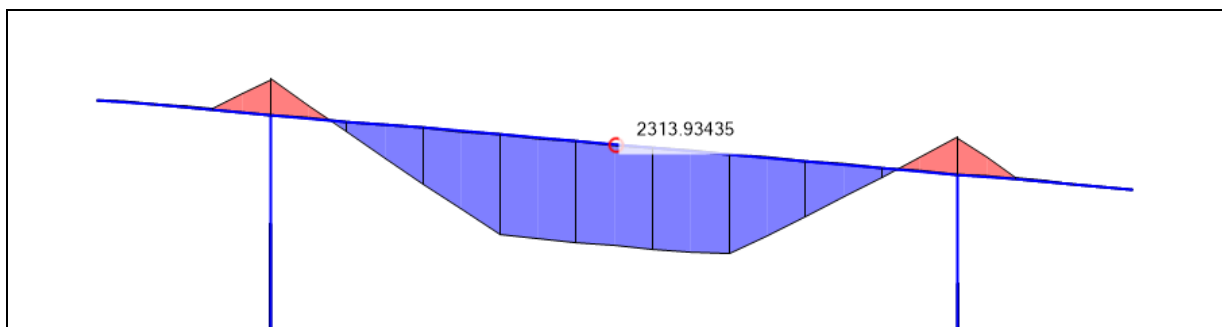


Figura 117 – Momento fletor máximo – kN.m

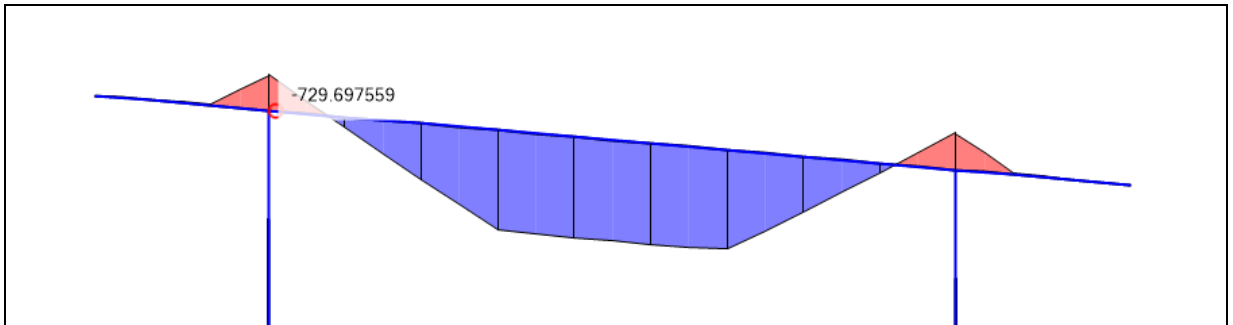


Figura 118 – Momento fletor mínimo – kN.m

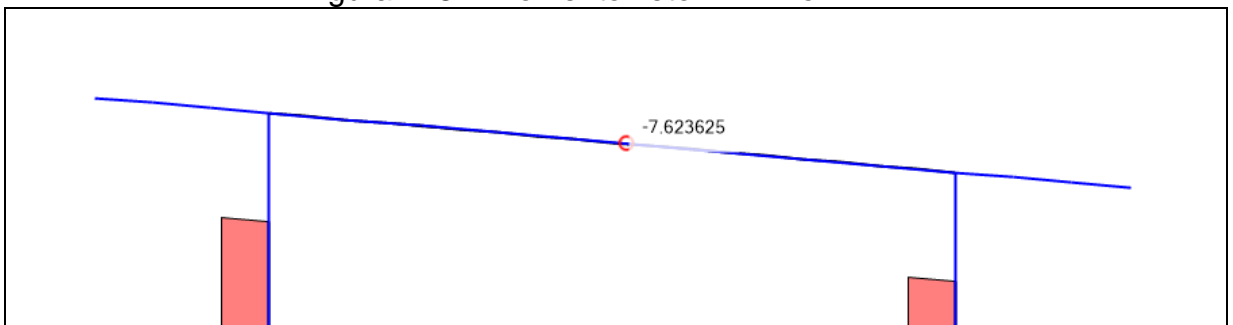


Figura 119 – Esforço Axial– kN

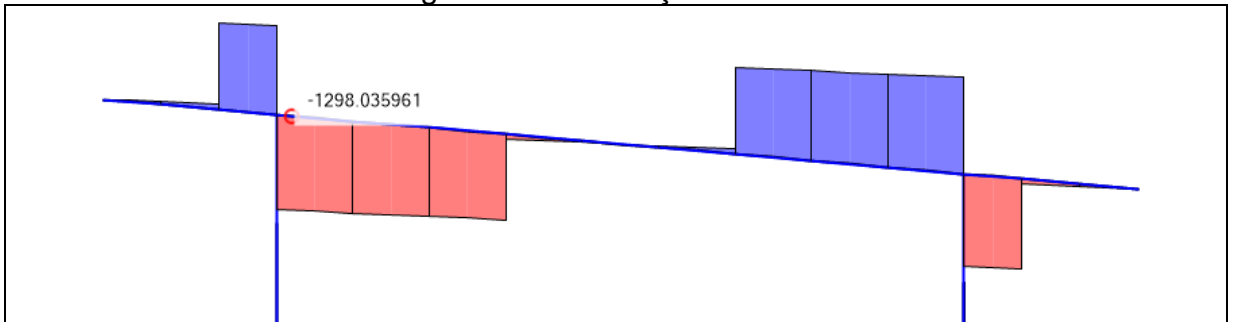


Figura 120 – Esforço Cortante– kN

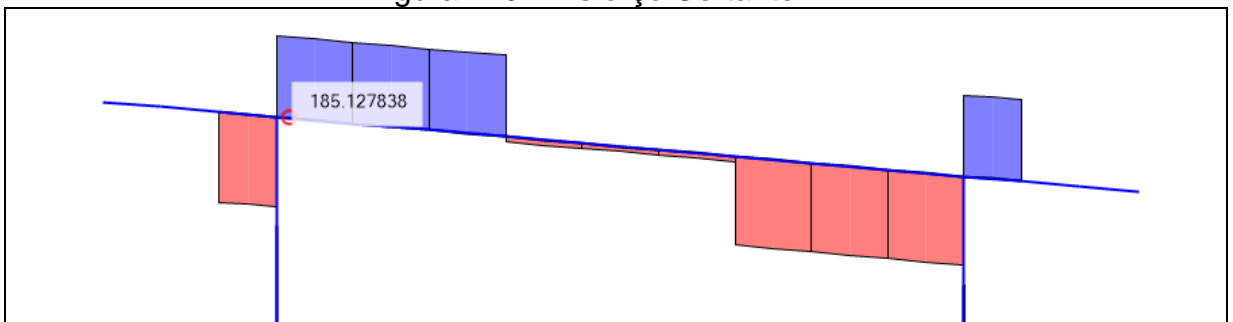


Figura 121 – Momento Torsor– kN.m

❖ Verificação das armaduras

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014											fck (Mpa)	35,00
											fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU					
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	A's (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)	
TR.02 - Face inferior	150,00	150,00	143,00	7,00	2.776,8	-8,40	45,56	20 Ø 25	0,00	0,00	36,90	
TR.02 - Face superior	150,00	150,00	143,00	7,00	-876,0	-8,40	14,09	14 Ø 25	0,00	0,00	36,90	

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - ENTRADA DE DADOS												fck (Mpa)	35
												Aço (Mpa)	500
IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas								Esforços de cálculo			Número de Pernas	
	B _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	h _e (cm)	A/u (cm)	2C ₁ (cm)	U _e (cm)	A _e (cm²)	V _d (kN.m)	Protensão (kN)	T _d (kN.m)		
TR.2 - Balanço	150	170	7	15	39,8	14	580	20925	1,212	0	247,2	6	
TR.2 - Vão interno - Próximo ao pilar	150	170	7	15	39,8	14	580	20925	1560	0	222	6	
TR.2 - Vão interno - Meio da travessa	150	170	7	15	39,8	14	580	20925	78	0	13,2	6	

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - RESULTADOS												
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento											
	Biela do Concreto	Verificação conjunta		A _{sw,min} (cm²/m) (Cisalhamento)	A _{sw} (cm²/m) (Cisalhamento)	A _{w,min} (cm²/m) (torção)	A _w (cm²/m) (torção)	A _{sw} (cm²/m) Perna Externa	A _{sw} (cm²/m) Perna Interna	A _{sl,min} (cm²)	A _{sl} (cm²)	
TR.2 - Balanço	OK	0,3	ok	19,26	0,00	1,93	1,36	4,57	3,21	11,17	7,88	
TR.2 - Vão interno - Próximo ao pilar	OK	0,3	ok	19,26	0,00	1,93	1,22	1,22	3,21	11,17	7,08	
TR.2 - Vão interno - Meio da travessa	OK	0,3	ok	19,26	0,00	1,93	0,07	3,28	3,21	11,17	0,42	

As armaduras adotadas para as travessas atendem à situação de troca de aparelho de apoio.

16.3 APOIO 02

16.3.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

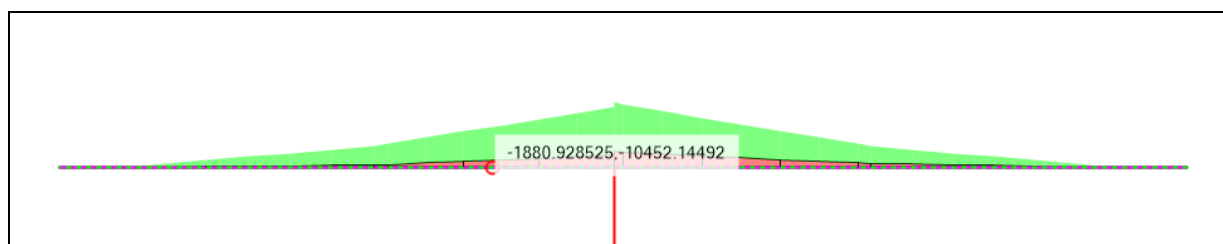


Figura 122 – Momento fletor mínimo – kN.m

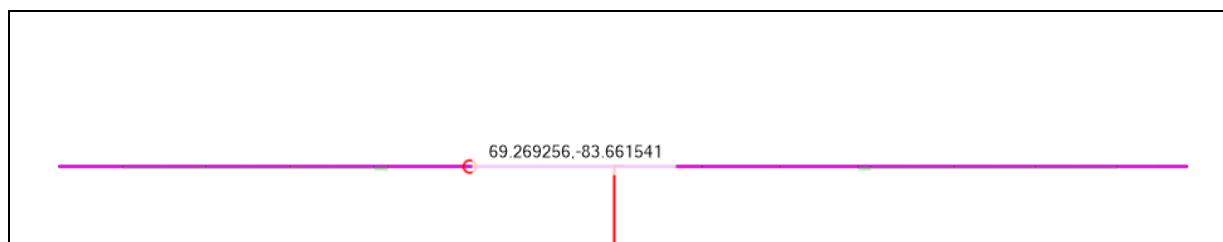


Figura 123 – Esforço Axial – kN

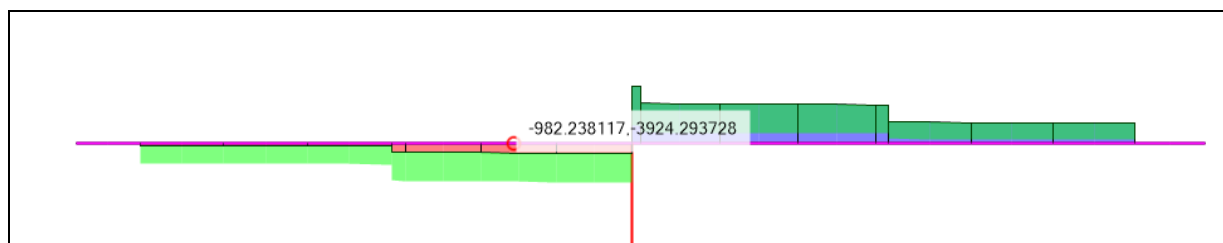


Figura 124 – Esforço Cortante – kN

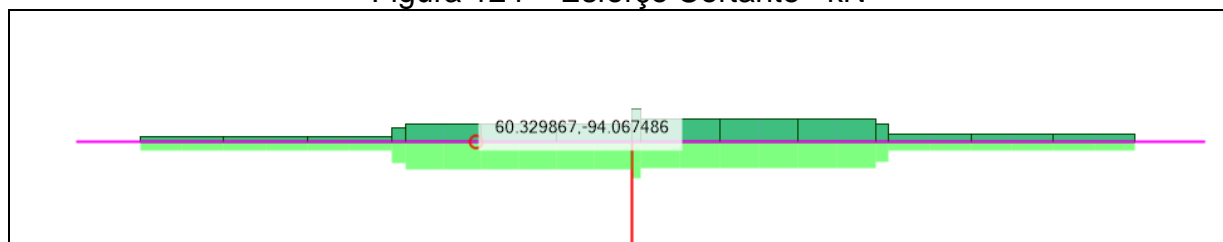


Figura 125 – Momento torsor – kN.m

16.3.2 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS

Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU				
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	A _s (cm ²)	As Adotada	A' _s (cm ²)	As' Adotada	A _{s,min} (cm ²)
TR.03 - Face inferior	100,00	200,00	193,00	7,00	0	70,00	0,81	10 Ø 20	0,81	0,00	32,80
TR.03 - Face superior	100,00	200,00	188,00	12,00	-10.450	69,00	138,96	14 Ø 25 (1ªCam) 14 Ø 25 (2ªCam)	0,00	0,00	32,80

16.3.3 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

❖ Cálculo da armadura

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - ENTRADA DE DADOS												fck (Mpa)	35
												Aço (Mpa)	500
IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas								Esforços de cálculo			Número de Pernas	
	B _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	he (cm)	A/u (cm)	2C ₁ (cm)	U _e (cm)	A _e (cm ²)	V _d (kN.m)	Protensão (kN)	T _d (kN.m)		
TR.3 - Balanço - 2,90m iniciais	100	140	7	15	29,2	14	420	10625	2100	0	31	6	
TR.3 - Demais	100	200	7	15	33,3	14	540	15725	3924	0	94	6	

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - RESULTADOS												
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento											
	Biela do Concreto	Verificação conjunta	A _{sw,min} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{sw} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{w,min} (cm ² /m) (torção)	A _w (cm ² /m) (torção)	A _{sw} (cm ² /m) Perna Externa	A _{sw} (cm ² /m) Perna Interna	A _{sl,min} (cm ²)	A _{sl} (cm ²)		
TR.3 - Balanço - 2,90m iniciais	OK	0,29 ok	12,84	15,73	1,93	0,34	2,14	2,62	8,09	1,41		
TR.3 - Demais	OK	0,39 ok	12,84	27,34	1,93	0,69	2,14	4,56	10,40	3,71		

IDENTIFICAÇÃO	Asw,adotado	PERNA EXTERNA	PERNA INTERNA	ARMADURA DE COSTELA
TR.3 - Balanço - 2,90m iniciais	20,12	Ø8mm c.15	Ø8mm c.15	Ø 10mm C/15
TR.3 - Demais	31,40	Ø10 mm c.15	Ø10 mm c.15	Ø 10mm C/15

❖ Armadura de fretagem

f_{ck} (MPa)	f_{yd} (MPa)
35,00	500,00

Armadura de Fretagem					
Apoio	P_d (kN)	a (m)	b (m)	c(m)	d (m)
16	2169	0,30	0,50	0,40	0,60
17	2039	0,30	0,50	0,40	0,60
18	2016	0,30	0,50	0,40	0,60
19	2011	0,30	0,50	0,40	0,60
20	2010	0,30	0,50	0,40	0,60

Armadura de Fretagem								
Apoio	Z_{yd} (kN)	Z_{zd} (kN)	f_{yd} (kN/m ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	$A_{s,z}$ (cm ²)	$\sigma_{Comp.}$ (kN/m ²)	$\sigma_{Resist.}$ (kN/m ²)	Status
16	325,31	130,13	43,48	7,48	2,99	7229,22	21250,00	OK
17	305,87	122,35	43,48	7,03	2,81	6797,08	21250,00	OK
18	302,44	120,98	43,48	6,96	2,78	6720,92	21250,00	OK
19	301,70	120,68	43,48	6,94	2,78	6704,54	21250,00	OK
20	301,43	120,57	43,48	6,93	2,77	6698,39	21250,00	OK

Foi adotado $\phi 10c/10$ (3 camadas).

16.3.4 VERIFICAÇÃO TROCA DE APARELHO DE APOIO

Será verificada a armação das travessas para a hipótese de troca de aparelho de apoio, na qual a superestrutura deverá ser levantada por macacos hidráulicos sob as transversinas, conforme especificado em projeto. Para essa verificação, será considerada a combinação das cargas permanentes máximas majoradas de 1,20.

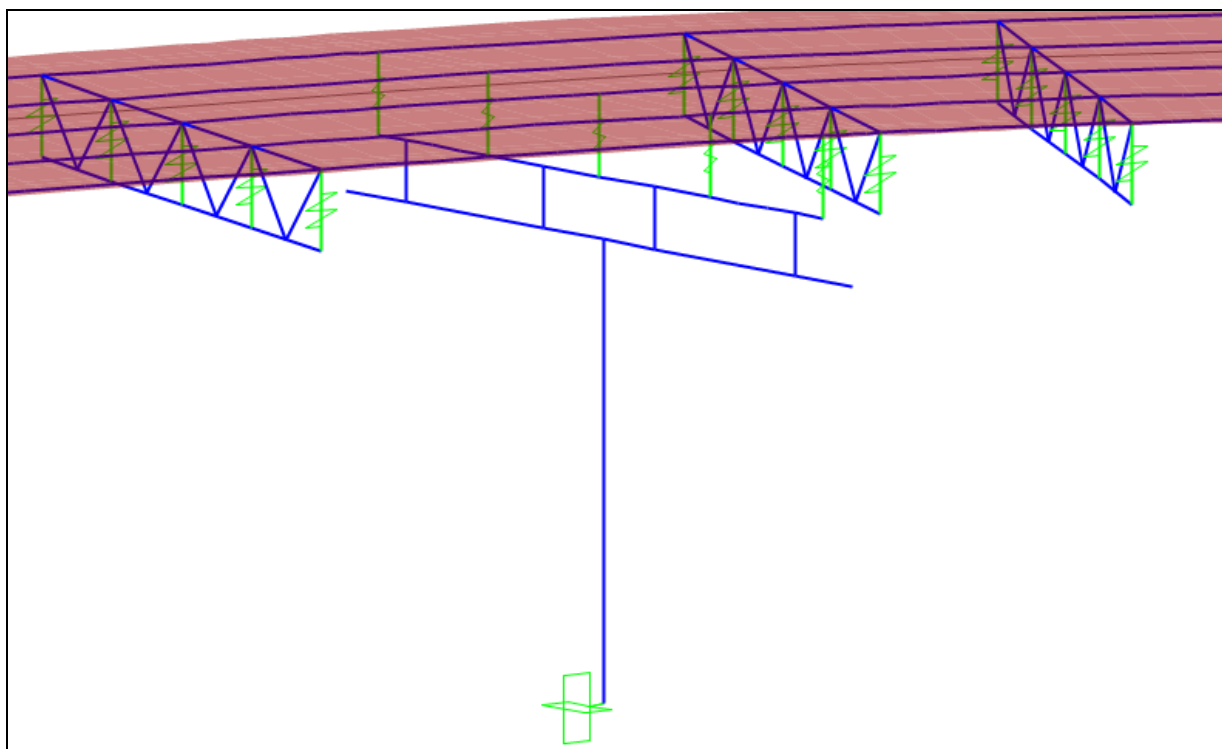


Figura 126 – Apoio dos macacos sobre as Travessas – kN

❖ Esforços solicitantes

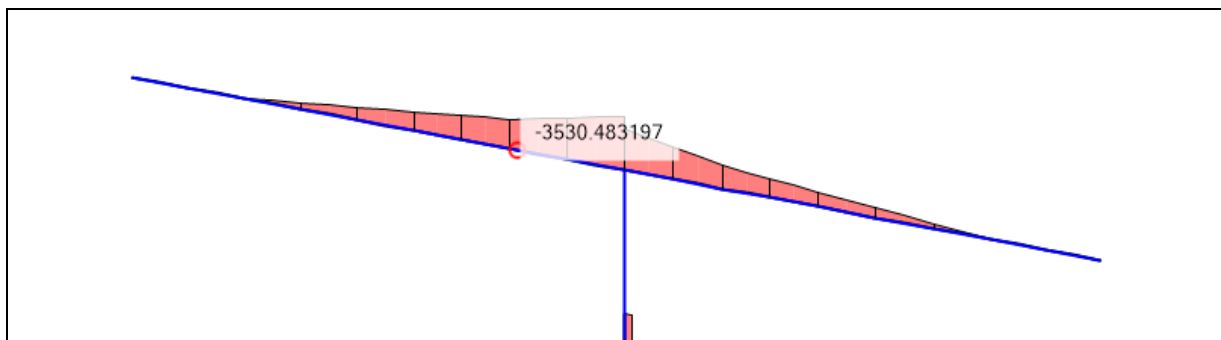


Figura 127 – Momento fletor mínimo – kN.m

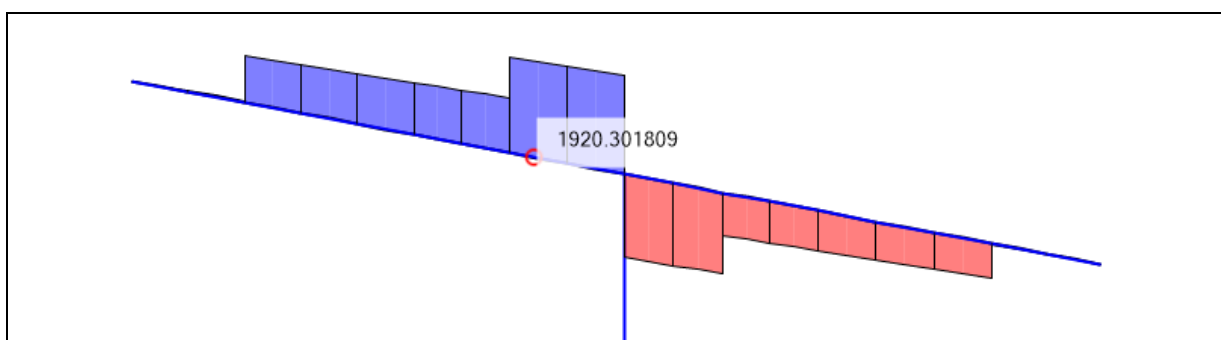


Figura 128 – Esforço Cortante – kN

❖ Verificação das armaduras

Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU				
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	A's (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)
TR.03 - Face inferior	100,00	200,00	193,00	7,00	0,0	0,00	0,00	10 Ø 20	0,00	0,00	32,80
TR.03 - Face superior	100,00	200,00	188,00	12,00	-3.530	0,00	44,25	14 Ø 25 (1ªCam) 14 Ø 25 (2ªCam)	0,00	0,00	32,80

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - ENTRADA DE DADOS											fck (Mpa)	35
											Aço (Mpa)	500
IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas								Esforços de cálculo			Número de Pernas
	Bw (cm)	h (cm)	d' (cm)	he (cm)	A/u (cm)	2C1 (cm)	Ue (cm)	Ae (cm²)	Vd (kN.m)	Protensão (kN)	Td (kN.m)	
TR.3 - Balanço - 2,90m iniciais	100	140	7	15	29,2	14	420	10625	1134	0	0	6
TR.3 - Demais	100	200	7	15	33,3	14	540	15725	2304	0	0	6

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO + TORÇÃO - RESULTADOS											
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento										
	Biela do Concreto	Verificação conjunta		$A_{sw,min}$ (cm ² /m) (Cisalhamento)	A_{sw} (cm ² /m) (Cisalhamento)	$A_{w,min}$ (cm ² /m) (torção)	A_w (cm ² /m) (torção)	A_{sw} (cm ² /m) Perna Externa	A_{sw} (cm ² /m) Perna Interna	$A_{sl,min}$ (cm ²)	A_{sl} (cm ²)
TR.3 - Balanço - 2,90m iniciais	OK	0,25	ok	12,84	0,00	0	0,00	2,14	2,14	0,00	0,00
TR.3 - Demais	OK	0,25	ok	12,84	5,90	0	0,00	2,14	2,14	0,00	0,00

As armaduras adotadas para as travessas atendem à situação de troca de aparelho de apoio.

16.4 APOIO 03

16.4.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

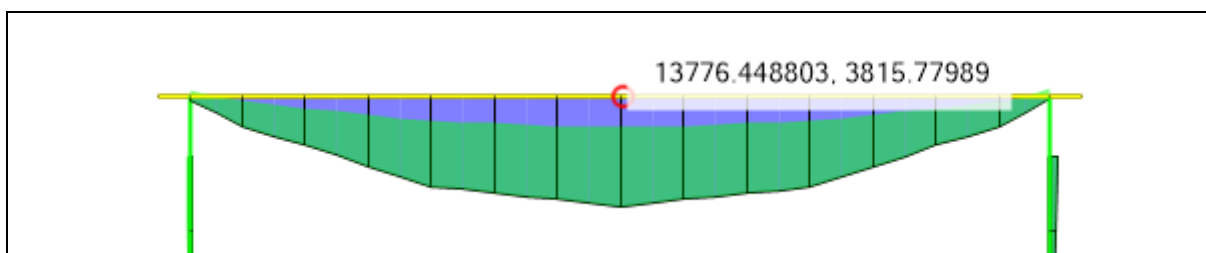


Figura 129 – Momento fletor máximo – kN.m

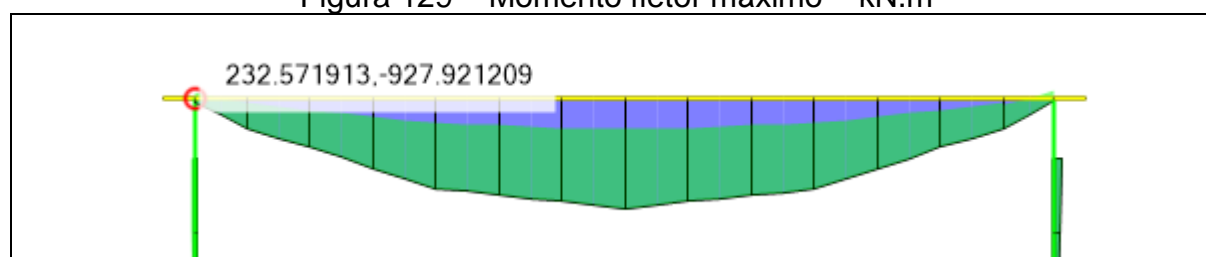


Figura 130 – Momento fletor mínimo – kN.m

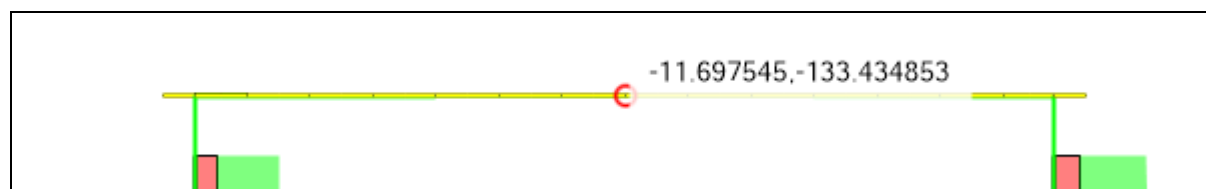


Figura 131 – Esforço Axial – kN

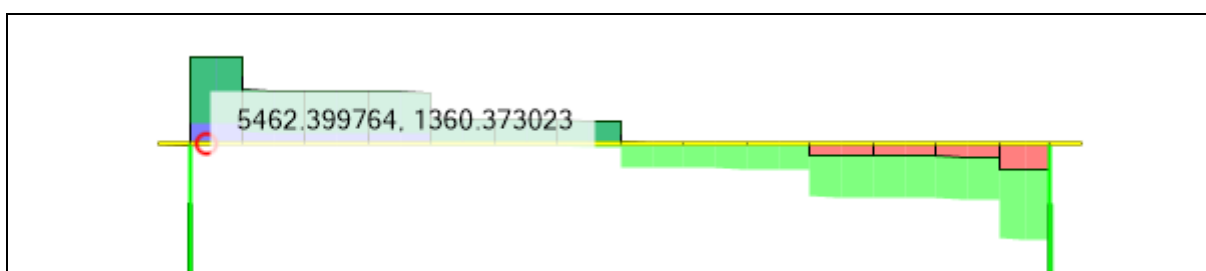


Figura 132 – Esforço Cortante – kN

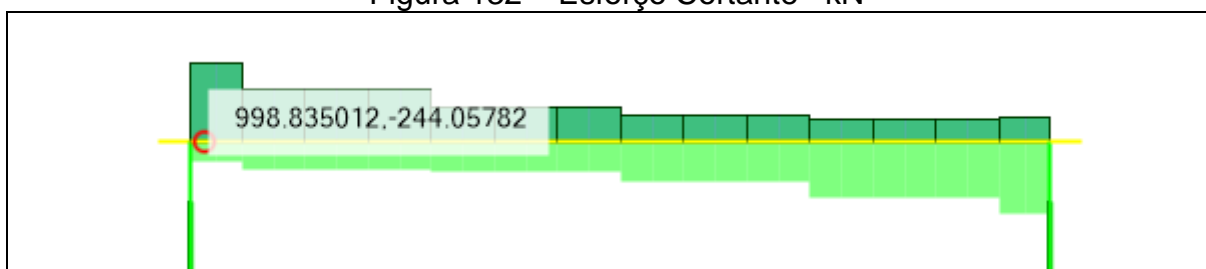


Figura 133 – Momento torsor – kN.m

16.4.2 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS

Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU				
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	A _s (cm ²)	As Adotada	A' _s (cm ²)	As' Adotada	A _{s,min} (cm ²)
TR.04 - Face inferior	150,00	180,00	171,50	8,50	13.770	-12,00	200,57	22 Ø 25 (1ªCam) 22 Ø 25 (2ªCam)	0,00	0,00	44,28
TR.04 - Face superior	150,00	180,00	173,00	7,00	-927	-12,00	12,24	14 Ø 20	0,00	0,00	44,28

16.4.3 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

❖ Cálculo da armadura

IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas								Esforços de cálculo			Número de Pernas
	B _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	he (cm)	A/u (cm)	2C ₁ (cm)	U _e (cm)	A _e (cm ²)	V _d (kN.m)	Protensão (kN)	T _d (kN.m)	
TR.4 - PROXIMO AO PILAR	150	180	7	15	40,9	14	600	22275	5460	0	1000	6
TR.4 - ENTRE AP23 E AP27	150	180	7	15	40,9	14	600	22275	1620	0	440	6

IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento										
	Biela do Concreto	Verificação conjunta		A _{sw,min} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{sw} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{w,min} (cm ² /m) (torção)	A _w (cm ² /m) (torção)	A _{sw} (cm ² /m) Perna Externa	A _{sw} (cm ² /m) Perna Interna	A _{sl,min} (cm ²)	A _{sl} (cm ²)
TR.4 - PROXIMO AO PILAR	OK	0,64	ok	19,26	43,72	1,93	5,16	12,45	7,29	11,56	30,98
TR.4 - ENTRE AP23 E AP27	OK	0,37	ok	19,26	0,00	1,93	2,27	5,48	3,21	11,56	13,63

IDENTIFICAÇÃO	Asw,adotado	PERNA EXTERNA	PERNA INTERNA	ARMADURA DE COSTELA
TR.4 - PROXIMO AO PILAR	49,08	Ø12,5 mm c.9	Ø12,5 mm c.9	Ø 12,5 mm C/12,5
TR.4 - ENTRE AP23 E AP27	31,40	Ø10 mm c.15	Ø10 mm c.15	Ø 12,5 mm C/12,5

❖ Verificação à fissuração – Face inferior

1ª camada

VERIFICAÇÃO À FISSURAÇÃO			
Diâmetro da Armadura de Flexão (ϕ)	25,0	mm	
Coefficiente de Conformação (η)	2,25		
Área de Crítica (A_{cri})	77,4	cm ²	
Área da Armadura Calculada	255,00	cm ²	
Área da Armadura Real	255,32	cm ²	
Módulo de Elasticidade do Aço (E_{si})	210.000,0	MPa	
Tensão no Aço	500,0	MPa	
Resistência Nominal do Concreto (f_{ck})	35,0	MPa	
Limite da Abertura de Fissura	0,20	mm	
Coefficiente de Majoração de Carga (γ_f)	1,40		
Coefficiente de Minoração da Resistência do Aço (γ_s)	1,15		
fct,m	$0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3,21	MPa
$A_{s,calc} / A_{s,real}$		1,00	
ρ	$A_{s,real} / A_c$	3,29700	
σ_{si}	$f_y \cdot A_{s,calc} / \gamma_f \cdot g_s \cdot A_{s,real}$	310,17	MPa
σ_{si}'	$(w' \cdot (12,5 \cdot \eta) \cdot E_{si} \cdot f_{ct,m} / (3 \cdot \phi))^{1/2}$	224,85	MPa
σ_{si}''	$(w' \cdot (12,5 \cdot \eta) \cdot E_{si} / \phi) \cdot (4 / \rho_{ri} + 45)$	1.022,43	MPa
k_{fiss}'	$\sigma_{si} / \sigma_{si}'$	1,38	
k_{fiss}''	$\sigma_{si} / \sigma_{si}''$	0,30	
		k = 1,00	
As necessário	$A_{s,real} \cdot k$	255,32	cm ²

2ª camada

VERIFICAÇÃO À FISSURAÇÃO			
Diâmetro da Armadura de Flexão (ϕ_i)	25,0	mm	
Coefficiente de Conformação (η_i)	2,25		
Área de Crítica (A_{cri})	189,2	cm ²	
Área da Armadura Calculada	255,00	cm ²	
Área da Armadura Real	255,32	cm ²	
Módulo de Elasticidade do Aço (E_{si})	210.000,0	MPa	
Tensão no Aço	500,0	MPa	
Resistência Nominal do Concreto (f_{ck})	35,0	MPa	
Limite da Abertura de Fissura	0,20	mm	
Coefficiente de Majoração de Carga (γ_f)	1,40		
Coefficiente de Minoração da Resistência do Aço (γ_s)	1,15		
fct,m	$0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3,21	MPa
$A_{s,calc} / A_{s,real}$		1,00	
ρ	$A_{s,real} / A_c$	1,34947	
σ_{si}	$f_y \cdot A_{s,calc} / \gamma_f \cdot \gamma_s \cdot A_{s,real}$	310,17	MPa
σ_{si}'	$(w \cdot (12,5 \cdot \eta_i) \cdot E_{si} \cdot f_{ct,m} / (3 \cdot \phi_i))^{1/2}$	224,85	MPa
σ_{si}''	$(w \cdot (12,5 \cdot \eta_i) \cdot E_{si} / \phi_i \cdot (4/\rho_{\eta} + 45))$	985,11	MPa
k_{fiss}'	$\sigma_{si} / \sigma_{si}'$	1,38	
k_{fiss}''	$\sigma_{si} / \sigma_{si}''$	0,31	
		k = 1,00	
AS necessário	$A_{s,real} \cdot k$	255,32	cm ²

❖ Armadura de fretagem

f_{ck} (MPa)	f_{yd} (MPa)
35,00	500,00

Armadura de Fretagem					
Apoio	P_d (kN)	a (m)	b (m)	c(m)	d (m)
21	1541	0,30	0,50	0,40	0,60
22	1135	0,30	0,50	0,40	0,60
23	1056	0,30	0,50	0,40	0,60
24	1105	0,30	0,50	0,40	0,60
25	1319	0,30	0,50	0,40	0,60
26	2005	0,30	0,50	0,40	0,60
27	1607	0,30	0,50	0,40	0,60
28	1421	0,30	0,50	0,40	0,60
29	1501	0,30	0,50	0,40	0,60
30	1780	0,30	0,50	0,40	0,60

Armadura de Fretagem								
Apoio	Z_{yd} (kN)	Z_{zd} (kN)	f_{yd} (kN/m ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	$A_{s,z}$ (cm ²)	$\sigma_{Comp.}$ (kN/m ²)	$\sigma_{Resist.}$ (kN/m ²)	Status
21	231,21	92,48	43,48	5,32	2,13	5137,91	21250,00	OK
22	170,30	68,12	43,48	3,92	1,57	3784,46	21250,00	OK
23	158,45	63,38	43,48	3,64	1,46	3521,01	21250,00	OK
24	165,72	66,29	43,48	3,81	1,52	3682,77	21250,00	OK
25	197,81	79,13	43,48	4,55	1,82	4395,87	21250,00	OK
26	300,68	120,27	43,48	6,92	2,77	6681,81	21250,00	OK
27	241,10	96,44	43,48	5,55	2,22	5357,72	21250,00	OK
28	213,20	85,28	43,48	4,90	1,96	4737,89	21250,00	OK
29	225,11	90,05	43,48	5,18	2,07	5002,52	21250,00	OK
30	267,03	106,81	43,48	6,14	2,46	5933,95	21250,00	OK

Foi adotado $\phi 10c/10$ (3 camadas).

16.4.4 VERIFICAÇÃO TROCA DE APARELHO DE APOIO

Será verificada a armação das travessas para a hipótese de troca de aparelho de apoio, na qual a superestrutura deverá ser levantada por macacos hidráulicos sob as transversinas, conforme especificado em projeto. Para essa verificação, será considerada a combinação das cargas permanentes máximas majoradas de 1,20.

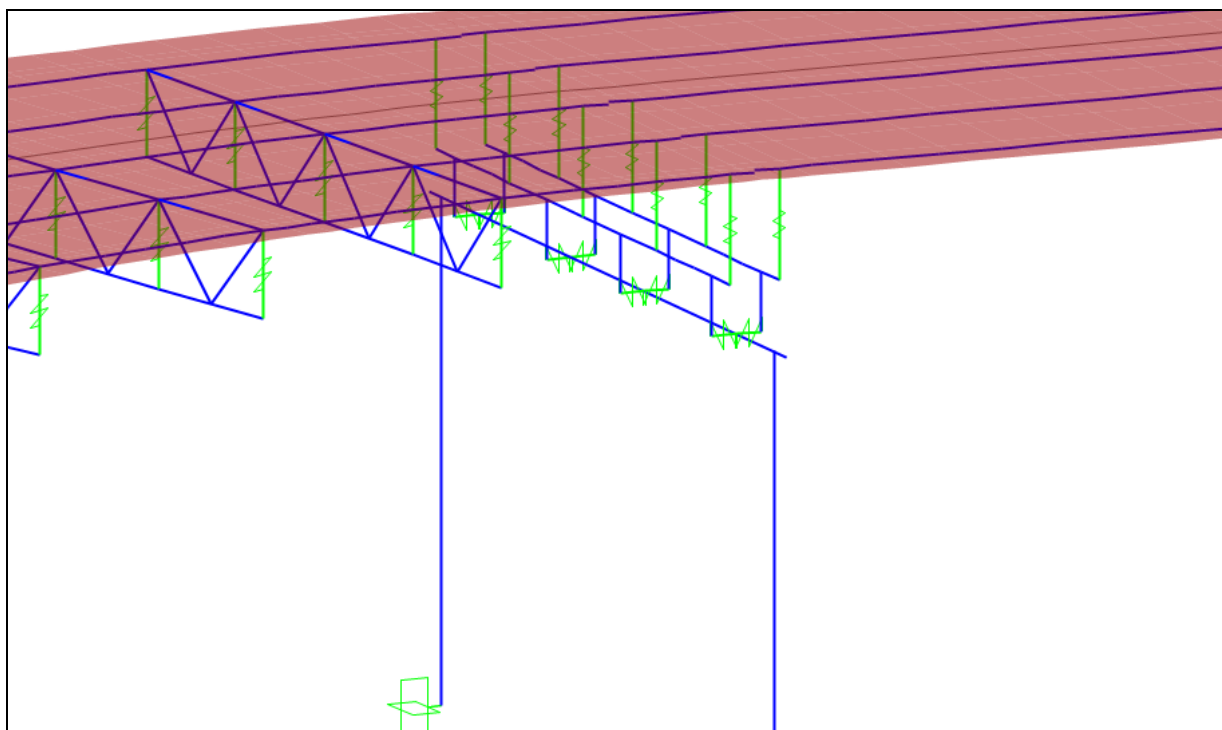


Figura 134 – Apoio dos macacos sobre as Travessas – kN

❖ Esforços solicitantes

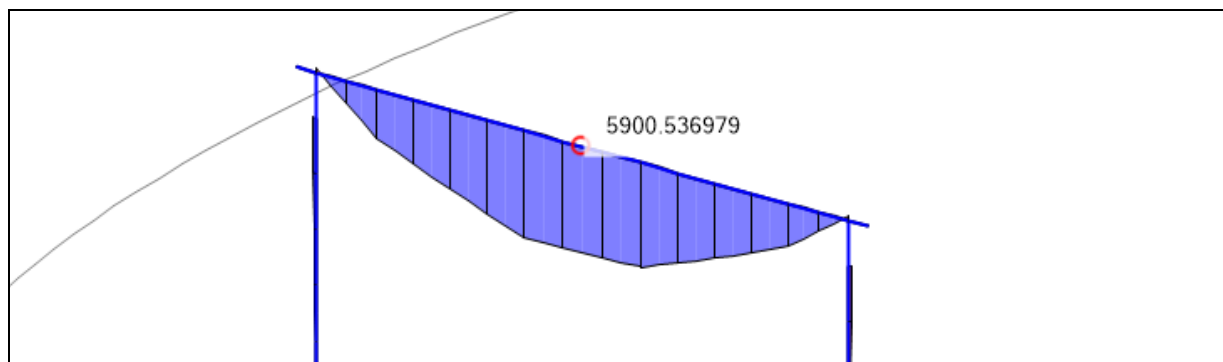


Figura 135 – Momento fletor máximo – kN.m

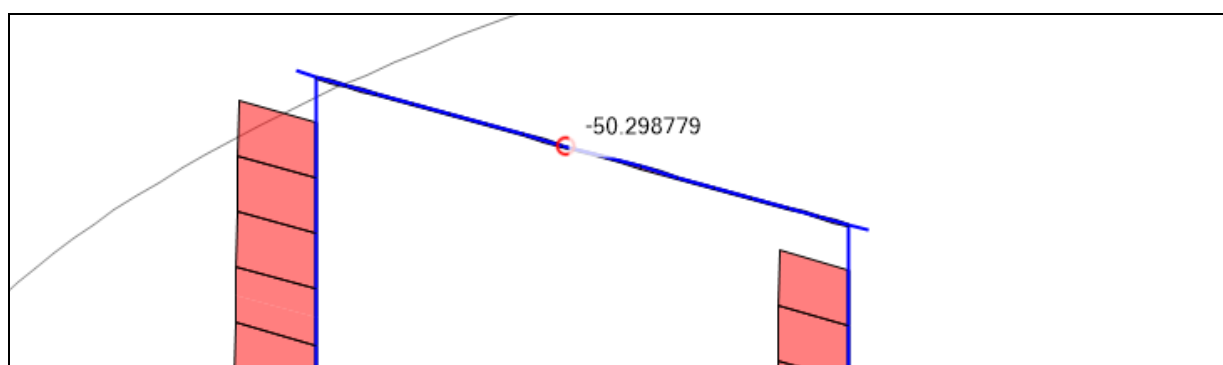


Figura 136 – Esforço Axial– kN

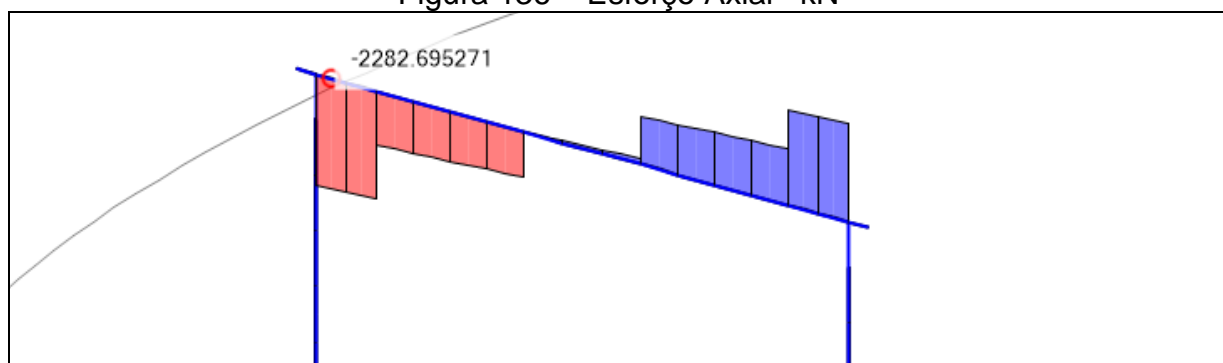


Figura 137 – Esforço Cortante– kN

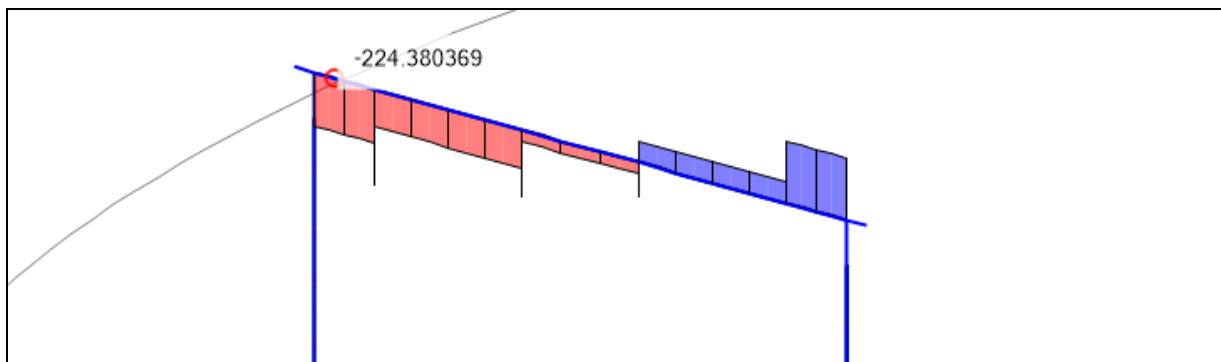


Figura 138 – Momento Torsor– kN.m

❖ Verificação das armaduras

Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU				
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	A _s (cm ²)	As Adotada	A' _s (cm ²)	As' Adotada	A _{s,min} (cm ²)
TR.04 - Face inferior	150,00	180,00	171,50	8,50	7.080	-50,00	98,28	22 Ø 25 (1ªCam) 22 Ø 25 (2ªCam)	0,00	0,00	44,28
TR.04 - Face superior	150,00	180,00	173,00	7,00	0	-50,00	0,00	10 Ø 16	0,00	0,00	44,28

IDENTIFICAÇÃO	Características geométricas								Esforços de cálculo			Número de Pernas
	B _w (cm)	h (cm)	d' (cm)	he (cm)	A/u (cm)	2C ₁ (cm)	U _e (cm)	A _e (cm ²)	V _d (kN.m)	Protensão (kN)	T _d (kN.m)	
TR.4 - PROXIMO AO PILAR	150	180	7	15	40,9	14	600	22275	2739,6	0	268,8	6
TR.4 - ENTRE AP23 E AP27	150	180	7	15	40,9	14	600	22275	1308	0	188,4	6

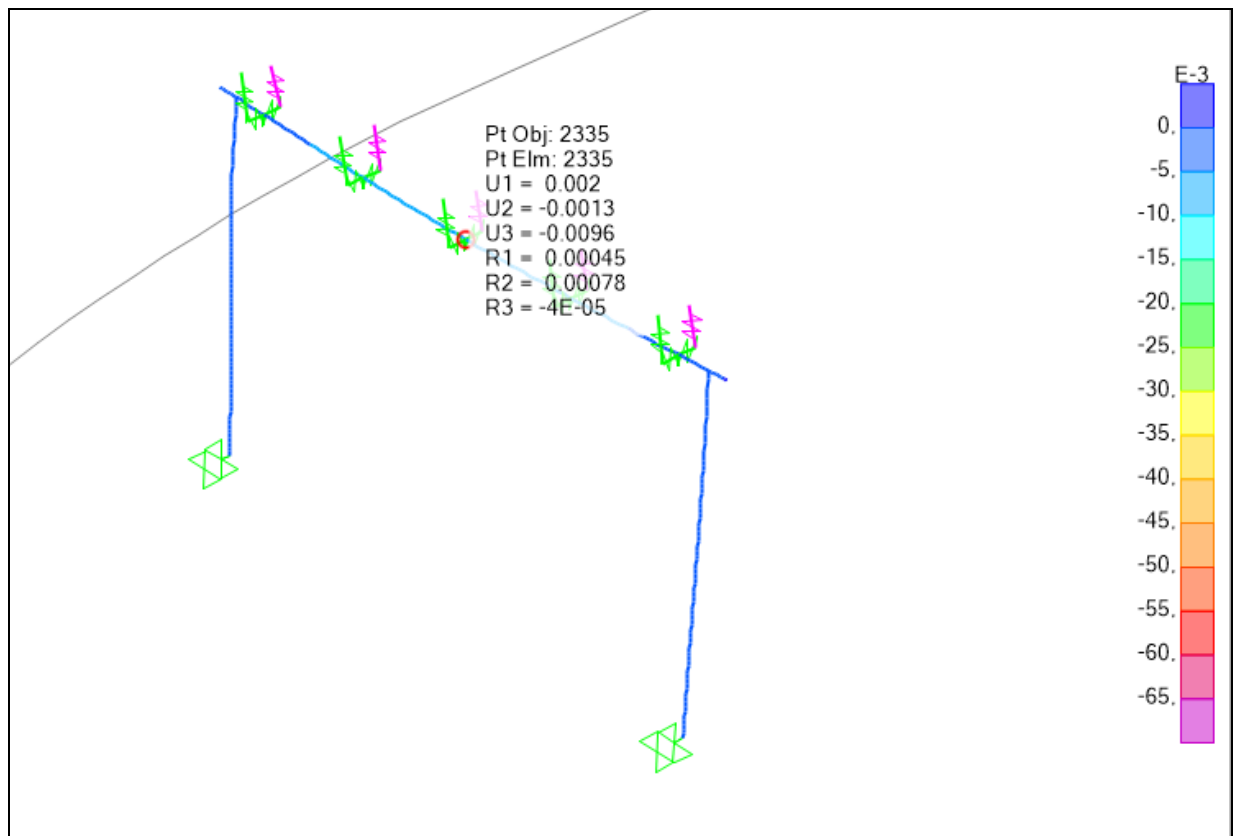
IDENTIFICAÇÃO	Dimensionamento										
	Biela do Concreto	Verificação conjunta		A _{sw,min} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{sw} (cm ² /m) (Cisalhamento)	A _{w,min} (cm ² /m) (torção)	A _w (cm ² /m) (torção)	A _{sw} (cm ² /m) Perna Externa	A _{sw} (cm ² /m) Perna Interna	A _{sl,min} (cm ²)	A _{sl} (cm ²)
TR.4 - PROXIMO AO PILAR	OK	0,33	ok	19,26	3,55	1,93	1,39	1,98	3,21	11,56	8,33
TR.4 - ENTRE AP23 E AP27	OK	0,30	ok	19,26	0,00	1,93	0,97	4,18	3,21	11,56	5,84

As armaduras adotadas para as travessas atendem à situação de troca de aparelho de apoio.

16.4.1 VERIFICAÇÃO DESLOCAMENTO VERTICAL

Análise em serviço dos deslocamentos com inércia fissurada:

Deslocamento vertical (m)



Flecha imediata: $f_i = 0,0096m = 1,0cm$

Flecha diferida no tempo: $f_\infty = 2,46 \cdot f_i = 2,46cm$

Flecha admissível: $\frac{L}{250} = \frac{1135}{250} = 4,54cm > f_\infty \rightarrow Ok$

17.0 DIMENSIONAMENTO DAS JUNTAS DE MOVIMENTAÇÃO

Junta dos Encontros:

DESLOCAMENTOS ENCONTRO 1		
Carregamento	Caso	Deslocamento horizontal
CM - Móvel	Min	-0,006568
W - Vento	Min	-0,000169
T - Temperatura	Min	-0,002563
CM - Móvel	Max	0,007424
W - Vento	Max	0,00342
T - Temperatura	Max	0,002563
	Min Total	-0,009
	Max Total	0,013

DESLOCAMENTOS ENCONTRO 2		
CM - Móvel	Min	-0,004878
W - Vento	Min	-0,00194
T - Temperatura	Min	-0,00194
CM - Móvel	Max	0,005445
W - Vento	Max	0,001893
T - Temperatura	Max	0,00194
	Min Total	-0,009
	Max Total	0,009

CÓDIGO	LARGURA	PROFUNDIDADE	LARGURA	COMPRESSÃO (-)	RAÇÃO (+)
JJ2030VV	20	40	20	10	10
JJ2540VV	25	50	25	10	15
JJ3550VV	35	60	35	15	20

Junta do Apoio 1:

DESLOCAMENTOS APOIO 1 - TABULEIRO EM EST. METÁLICA		
Carregamento	Caso	Deslocamento horizontal
CM - Móvel	Min	-0,008
W - Vento	Min	-0,001
T - Temperatura	Min	-0,003
CM - Móvel	Max	0,009
W - Vento	Max	0,003
T - Temperatura	Max	0,003
	Min Total	-0,012
	Max Total	0,015
DESLOCAMENTOS APOIO 1 - TABULEIRO EM CONCRETO		
Carregamento	Caso	Deslocamento horizontal
CM - Móvel	Min	-0,009
T - Temperatura	Min	-0,002
W - Vento	Min	0,000
T - Temperatura	Max	0,002
W - Vento	Max	0,003
CM - Móvel	Max	0,007
	Min Total	-0,011
	Max Total	0,013

Varição de tração na junta		0,026
Varição de compressão na junta		0,024

CÓDIGO	LARGURA	PROFUNDIDADE	LARGURA	COMPRESSÃO (-)	RAÇÃO (+)
JJ2030VV	20	40	20	10	10
JJ2540VV	25	50	25	10	15
JJ3550VV	35	60	35	15	20
JJ4060VV	40	70	40	20	20
JJ5070VV	50	80	50	25	25

Junta do Apoio 2:

DESLOCAMENTOS APOIO 3 - TABULEIRO EM EST. METÁLICA			
CM - Móvel	Min		-0,006782
W - Vento	Min		-0,00082
T - Temperatura	Min		-0,003181
CM - Móvel	Max		0,008114
W - Vento	Max		0,002668
T - Temperatura	Max		0,003181
	Min Total	▼	-0,011
	Max Total	▼	0,014
DESLOCAMENTOS APOIO 3 - TABULEIRO EM CONCRETO			
CM - Móvel	Min		-0,006259
W - Vento	Min		-0,002387
T - Temperatura	Min		-0,000805
CM - Móvel	Max		0,009851
W - Vento	Max		0,001938
T - Temperatura	Max		0,000805
	Min Total	▼	-0,009
	Max Total	▼	0,013

Varição de tração na junta		0,023
Varição de compressão na junta		0,023

CÓDIGO	LARGURA	PROFUNDIDADE	LARGURA	COMPRESSÃO (-)	RAÇÃO (+)
JJ2030VV	20	40	20	10	10
JJ2540VV	25	50	25	10	15
JJ3550VV	35	60	35	15	20
JJ4060VV	40	70	40	20	20
JJ5070VV	50	80	50	25	25

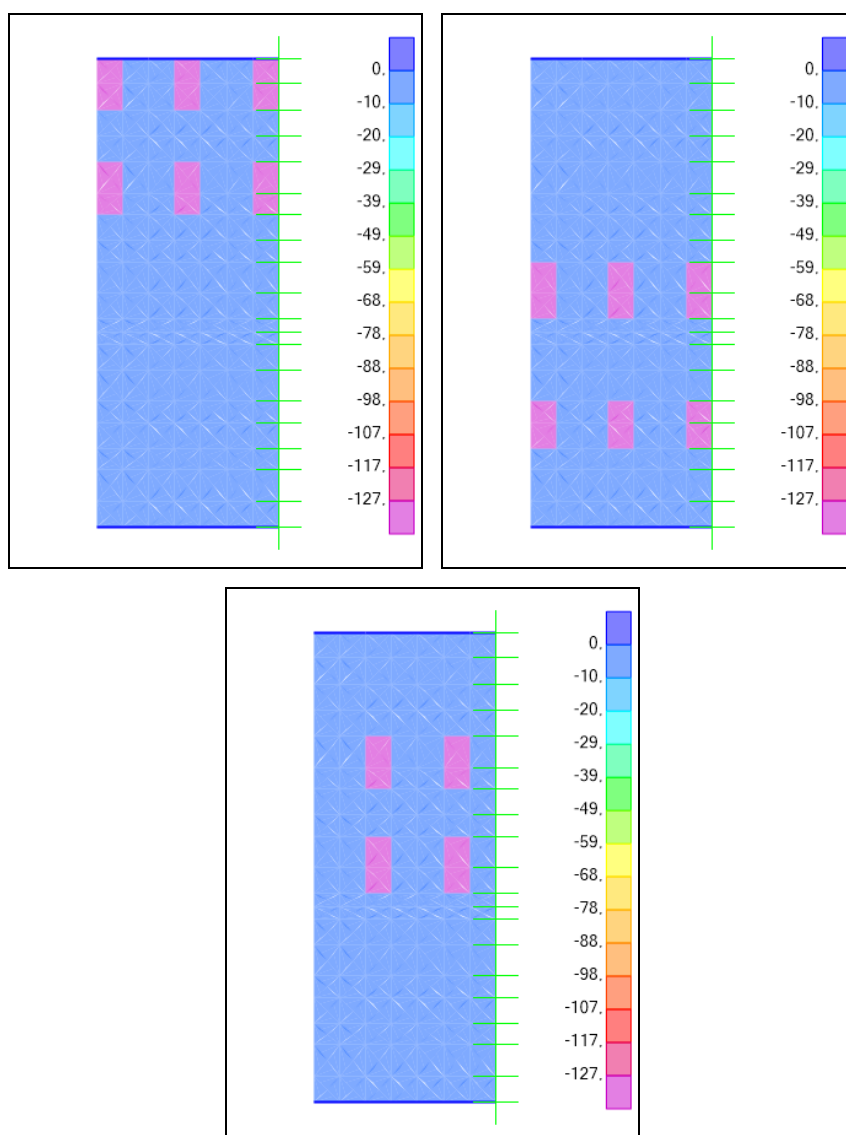
18.0 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES DE TRANSIÇÃO

18.1 DISPOSIÇÃO DO CARREGAMENTO ADOTADO

Para as lajes de transição, será considerado o trem tipo em vários pontos da estrutura para obter os esforços máximos e mínimos para o dimensionamento.

Peso da roda do trem tipo = 75 kN;

Cada roda do trem tipo foi lançada em elementos com área de 0,59m², correspondendo a um carregamento de 127kN/m² no modelo estrutural.



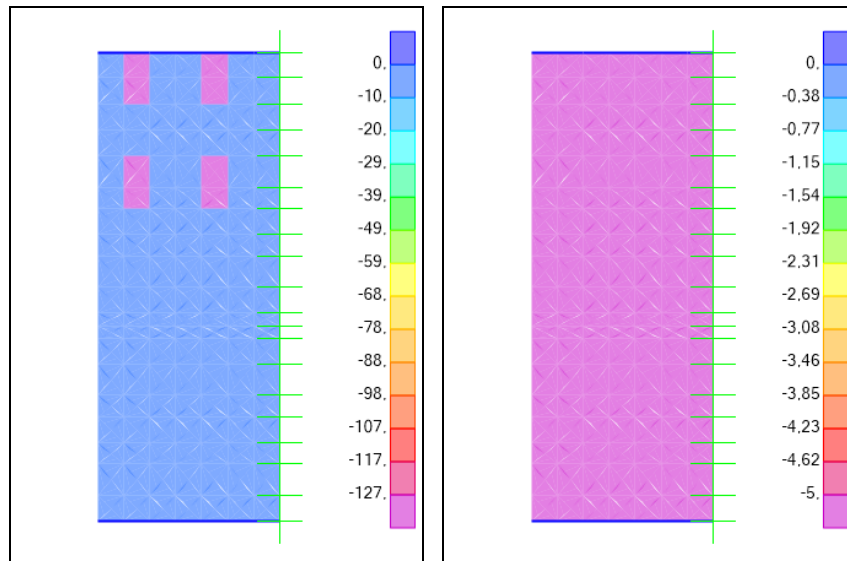


Figura 139 – Carregamento aplicado sobre a laje de transição

A laje de transição será calculada considerando um apoio com restrição vertical onde será a cortina e os últimos 2,0m da mesma sobre uma base elástica.

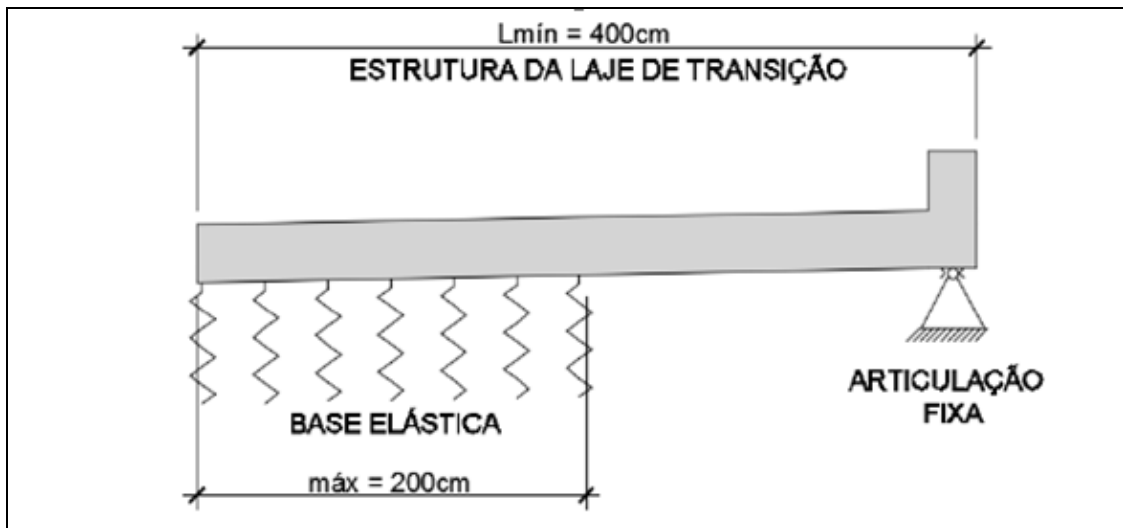


Figura 140 – Modelo de Cálculo Para Laje de Transição – kN.m/m

18.2 ESFORÇOS SOLICITANTES

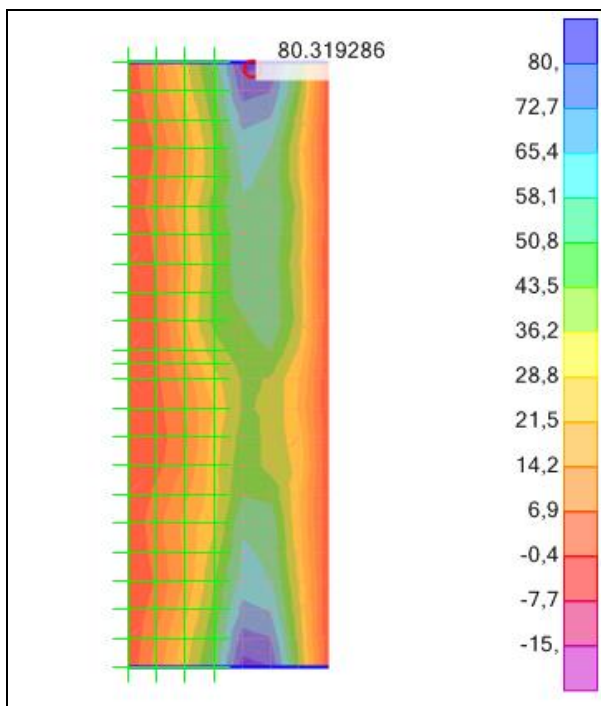


Figura 141 – Momento fletor máximo horizontal face inferior – kN.m/m

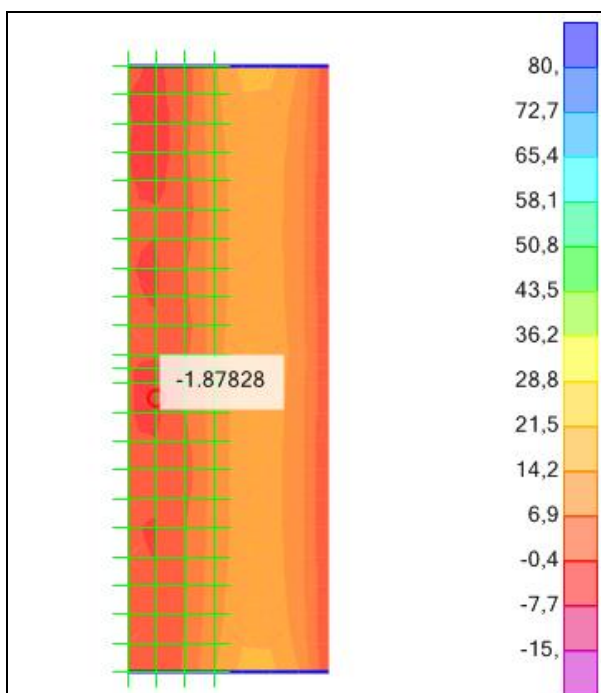


Figura 142 – Momento fletor máximo horizontal face superior – kN.m/m

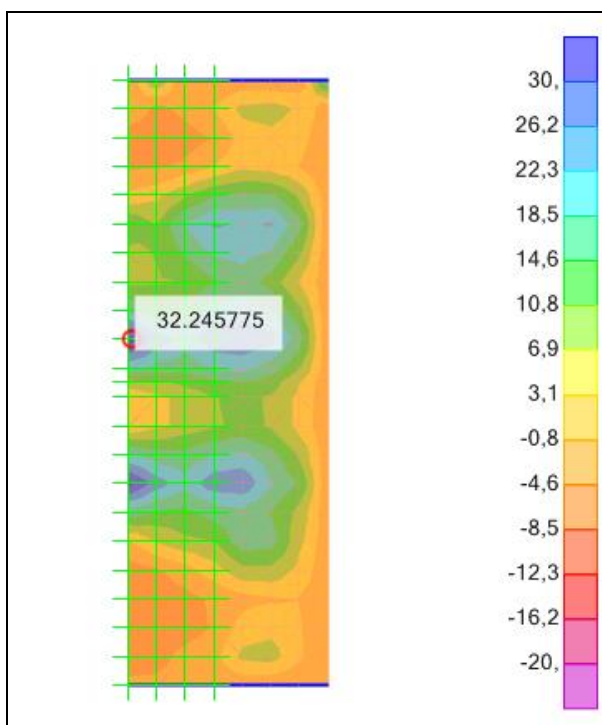


Figura 143 – Momento fletor máximo vertical face inferior – kN.m/m

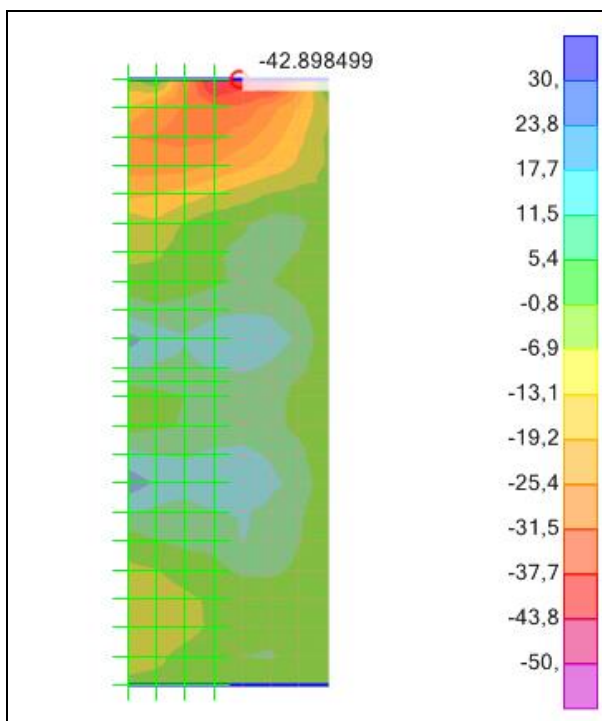


Figura 144 – Momento fletor máximo vertical face superior – kN.m/m

18.3 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS

- Cálculo da armadura

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014											fck (Mpa)	35,00
											fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU					
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	As' (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)	
Armadura Horizontal Inferior	100,00	25,00	19,00	6,00	80,0	0,00	10,25	Ø 16mm c.12,5	0,00		4,10	
Armadura Horizontal Superior	100,00	25,00	19,00	6,00	0,0	0,00	0,00	Ø 10mm c.12,5	0,00		4,10	
Armadura Vertical Inferior	100,00	25,00	19,00	6,00	24,0	0,00	2,95	Ø 10mm c.15	0,00		4,10	
Armadura Vertical Superior - Ligação com Guarda Rodas	100,00	25,00	19,00	6,00	40	0,00	4,98	Ø 12,5mm c.15	0,00		4,10	

- Verificação de fissuração

VERIFICAÇÃO À FISSURAÇÃO		
Diâmetro da Armadura de Flexão (ϕ_i)	16,0	mm
Coefficiente de Conformação (η_i)	2,25	
Área de Concreto	1.700,0	cm ²
Área da Armadura Calculada	10,25	cm ²
Área da Armadura Real	16,00	cm ²
Módulo de Elasticidade do Aço (E_{si})	210.000,0	MPa
Tensão no Aço	500,0	MPa
Resistência Nominal do Concreto (f_{ck})	35,0	MPa
Limite da Abertura de Fissura	0,30	mm
Coefficiente de Majoração de Carga (γ_f)	1,40	
Coefficiente de Minoração da Resistência do Aço (γ_s)	1,15	
fct,m	$0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3,21 MPa
As,calc / As,real		0,64
ρ	$A_{s,real} / A_c$	0,00941
σ_{si}	$f_y \cdot A_{s,calc} / \gamma_f \cdot g_s \cdot A_{s,real}$	198,95 MPa
σ_{si}'	$(w' \cdot (12,5 \cdot \eta_i) \cdot E_{si} \cdot f_{ct,m} / 3 \cdot \phi_i)^{1/2}$	344,23 MPa
σ_{si}''	$(w' \cdot (12,5 \cdot \eta_i) \cdot E_{si} / \phi_i \cdot (4/\rho_{ri} + 45))$	235,62 MPa
k_{fiss}'	$\sigma_{si} / \sigma_{si}'$	0,58
k_{fiss}''	$\sigma_{si} / \sigma_{si}''$	0,84
		k = 1,00
As necessário	$A_{s,real} \cdot k$	16,00 cm ²

18.4 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

Para de verificar o cisalhamento, verificou-se primeiro se a seção de concreto resiste aos esforços solicitantes sem a necessidade de armaduras transversais. Tomando como a ABNT NBR 6118:2014 temos que caso $V_{sd} \leq V_{Rd1}$ não é necessário armar elementos lineares com $b_w \geq 5d$ ao cisalhamento.

Sendo a força cortante de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

Onde:

$\tau_{Rd} = 0,25 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$, sendo τ_{Rd} a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento

k é um coeficiente estabelecido por norma;

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d}$ é a taxa de armadura da seção em análise;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$, é a tensão de compressão atuante na seção em análise.

Dados			
Base da Seção de Concreto (b_w ou b_f)		1,00	m
Altura da Seção de Concreto (h)		0,250	m
Cobrimento (d')		0,060	m
Área de armação longitudinal (A_s)		8,13	cm ²
Área de concreto (A_c)		0,250	m ²
Resistência nominal do concreto (f_{ck})		35	MPa
Resistência de cálculo (f_{ywd})- Item 19.4.2		364	MPa
Coeficiente de minoração da resistência (γ_c)		1,40	
Modelo I (NBR 6118/2014: 19.4.1)			
Fases			
f_{ctd}	$(0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$	1,60	MPa
k	Valor absoluto de: $1,6 - d$	1,41	m
ρ	$A_s / (b_w \cdot d)$	0,0043	
σ_{cp}	$N_s / (b_w \cdot h)$	0,00	MPa
V_{Rd1}	$[0,25 \cdot f_{ctd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot r) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$	147,39	kN

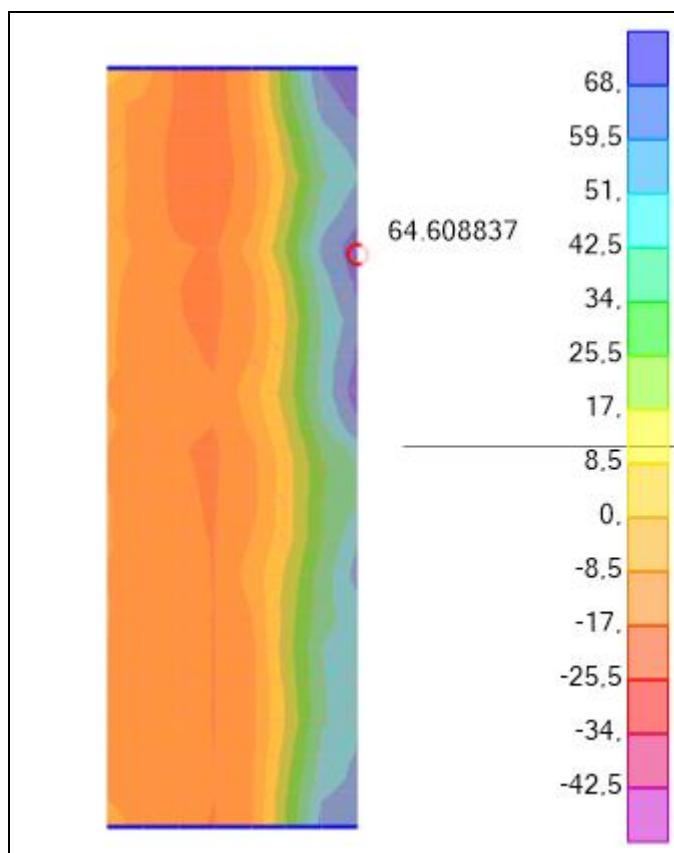


Figura 145 – Esforço cisalhante máximo – kN/m – Combinação Última Normal

É possível notar que não existem esforços superiores a V_{Rd1} atuando na laje de transição, portanto, a seção resiste as solicitações transversais sem a necessidade de armaduras.

19.0 DIMENSIONAMENTO DAS CORTINAS

Para o cálculo da cortina, será elaborado um modelo isolado com base engastada e com carregamentos aplicados provenientes da laje de transição.

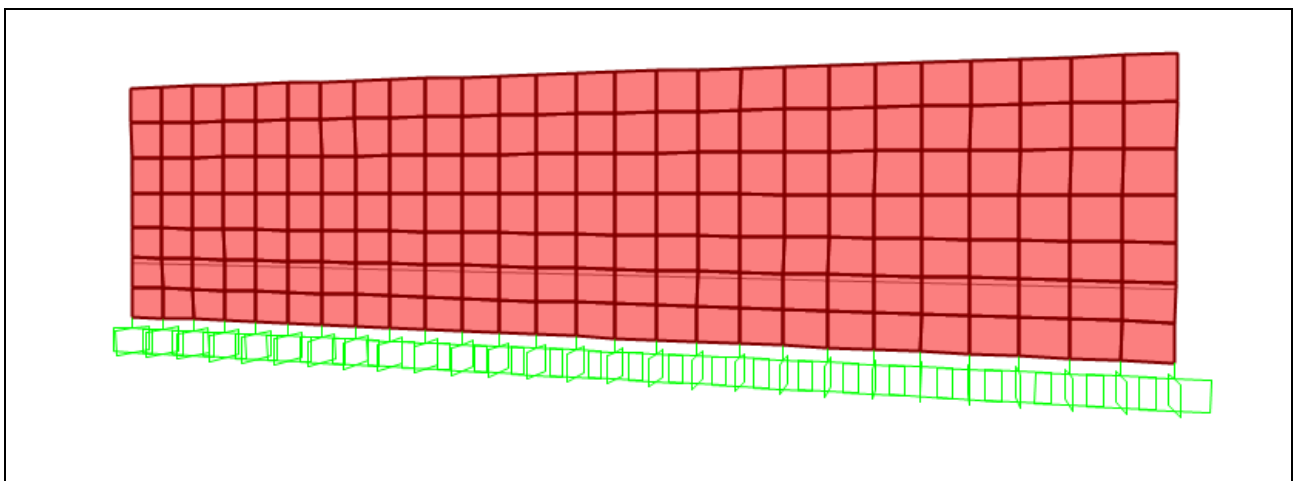


Figura 146 – Modelo da cortina

19.1.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

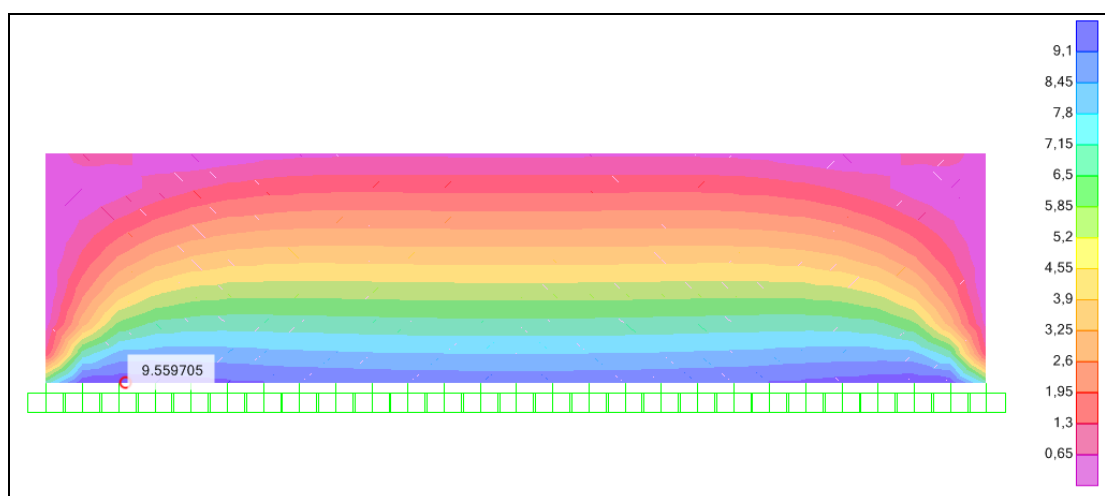


Figura 147 – Momento fletor máximo horizontal face interna – kN.m/m

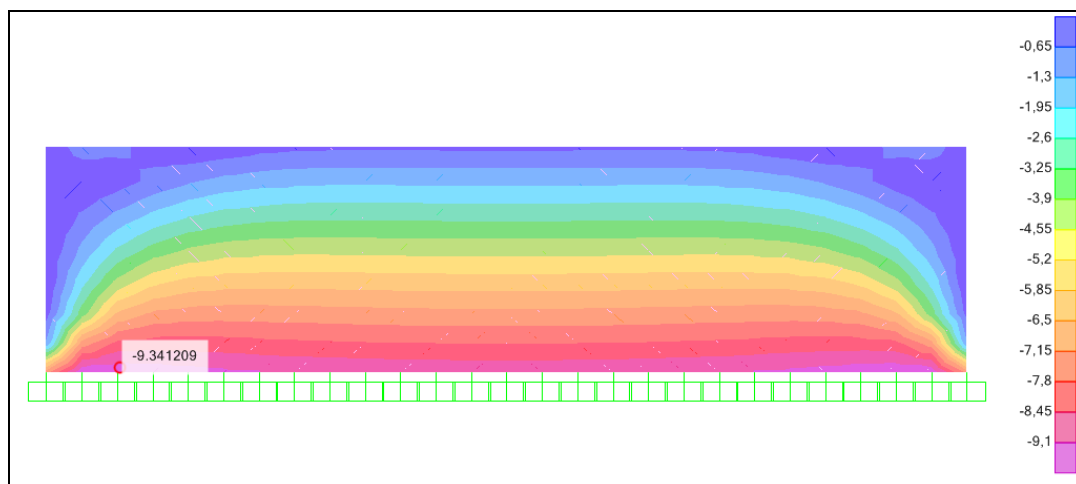


Figura 148 – Momento fletor máximo horizontal face externa – kN.m/m

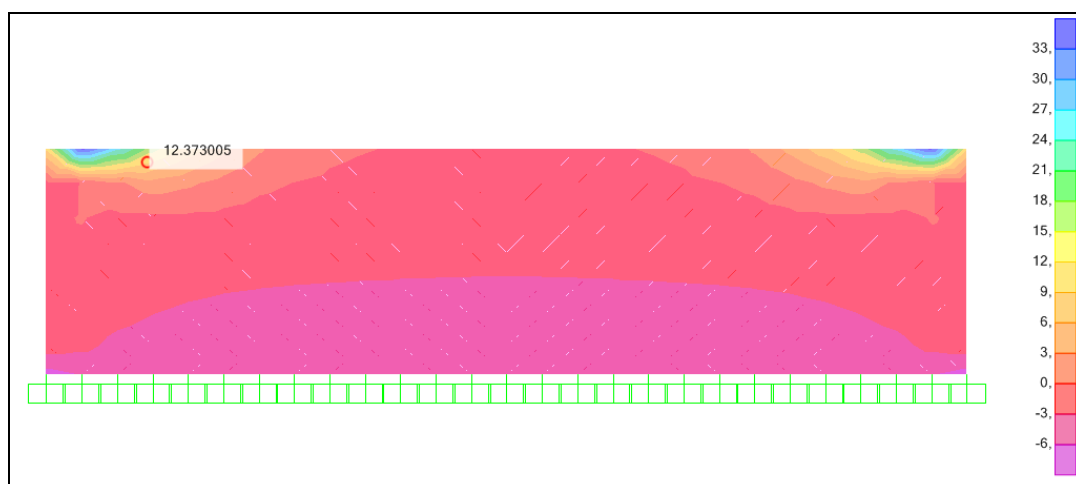


Figura 149 – Esforço Axial Horizontal – kN/m

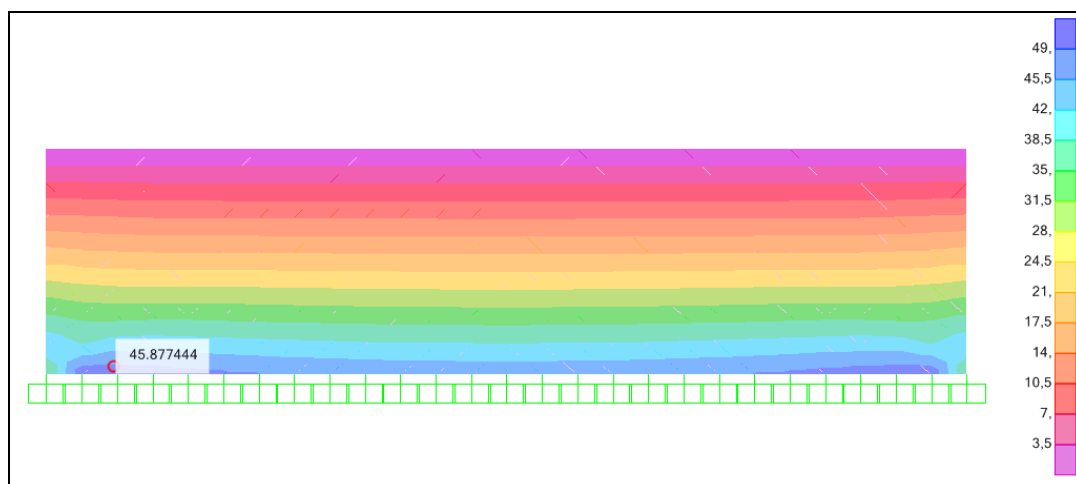


Figura 150 – Momento fletor máximo vertical face interna – kN.m/m

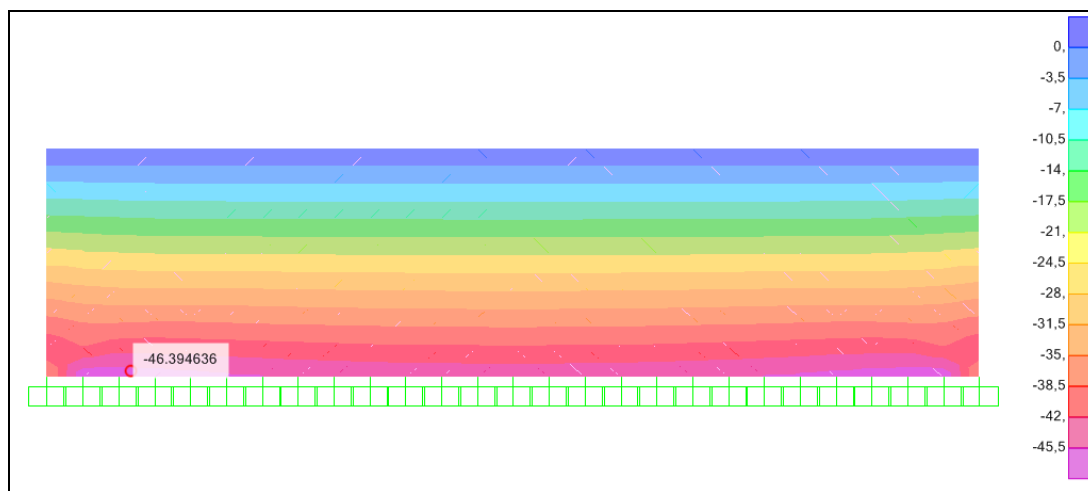


Figura 151 – Momento fletor máximo vertical face externa – kN.m/m

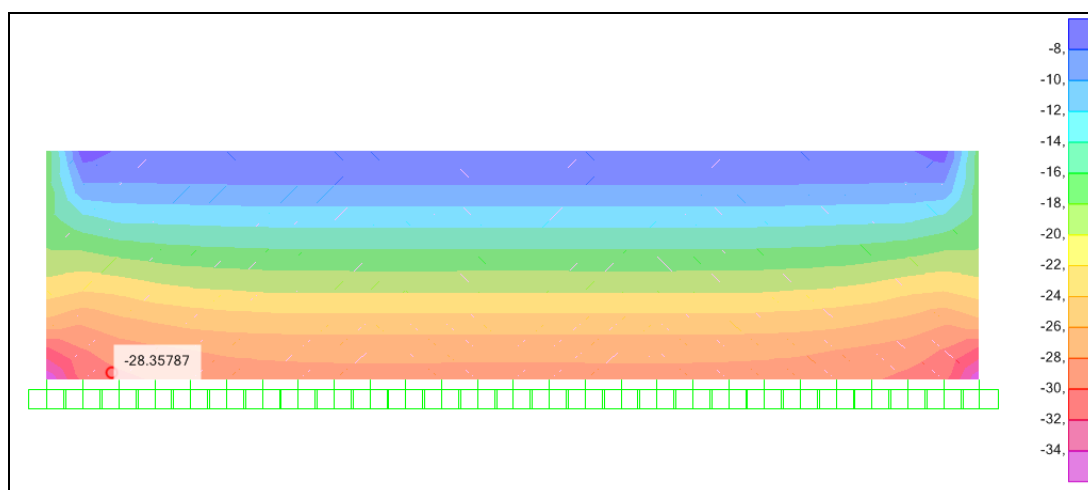


Figura 152 – Esforço Axial Vertical – kN/m

19.1.1 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - NBR 6118:2014											fck (Mpa)	35,00
											fyk (Mpa)	500,00
Identificação	Características Geométricas				Esforços de Cálculo		Armadura em ELU					
	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md,máx (kN.m)	Nd,máx (kN)	As (cm²)	As Adotada	A's (cm²)	As' Adotada	As,min (cm²)	
Armadura Vertical - Face Contato com Solo	100,00	25,00	19,00	6,00	45,9	-28,00	5,32	Ø 10mm c.10	0,00		4,10	
Armadura Vertical - Face Oposta ao Solo	100,00	25,00	19,00	6,00	46,4	-28,00	5,39	Ø 10mm c.10	0,00		4,10	
Armadura Horizontal - Face Contato com Solo	100,00	25,00	18,00	7,00	9,6	12,00	1,42	Ø 10mm c.15	0,00		4,10	
Armadura Horizontal - Face Oposta ao Solo	100,00	25,00	18,00	7,00	10	12,00	1,42	Ø 10mm c.15	0,00		4,10	

19.1.2 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

Para verificar o cisalhamento, verificou-se primeiro se a seção de concreto resiste aos esforços solicitantes sem a necessidade de armaduras transversais. Tomando como a ABNT NBR 6118:2014 temos que caso $V_{sd} \leq V_{Rd1}$ não é necessário armar elementos lineares com $b_w \geq 5d$ ao cisalhamento.

Sendo a força cortante de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

Onde:

$\tau_{Rd} = 0,25 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$, sendo τ_{Rd} a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento

k é um coeficiente estabelecido por norma;

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d}$ é a taxa de armadura da seção em análise;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$, é a tensão de compressão atuante na seção em análise.

Base da Seção de Concreto (b_w ou b_f)	1,00	m
Altura da Seção de Concreto (h)	0,250	m
Cobrimento (d')	0,070	m
Área de armação longitudinal (A_s)	0,00	cm ²
Área de concreto (A_c)	0,250	m ²
Resistência nominal do concreto (f_{ck})	35	MPa
Resistência de cálculo (f_{ywd})- Item 19.4.2	364	MPa
Coeficiente de minoração da resistência (γ_c)	1,40	
Modelo I (NBR 6118/2014: 19.4.1)		
Fases		
f_{ctd}	$(0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$	1,60 MPa
k	Valor absoluto de: 1,6 - d	1,42 m
ρ	$A_s / (b_w * d)$	0,0000
σ_{cp}	$N_s / (b_w * h)$	0,00 MPa
V_{Rd1}	$[0,25 * f_{ctd} * k * (1,2 + 40 * r) + 0,15 * \sigma_{cp}] * b_w * d$	123,07 kN

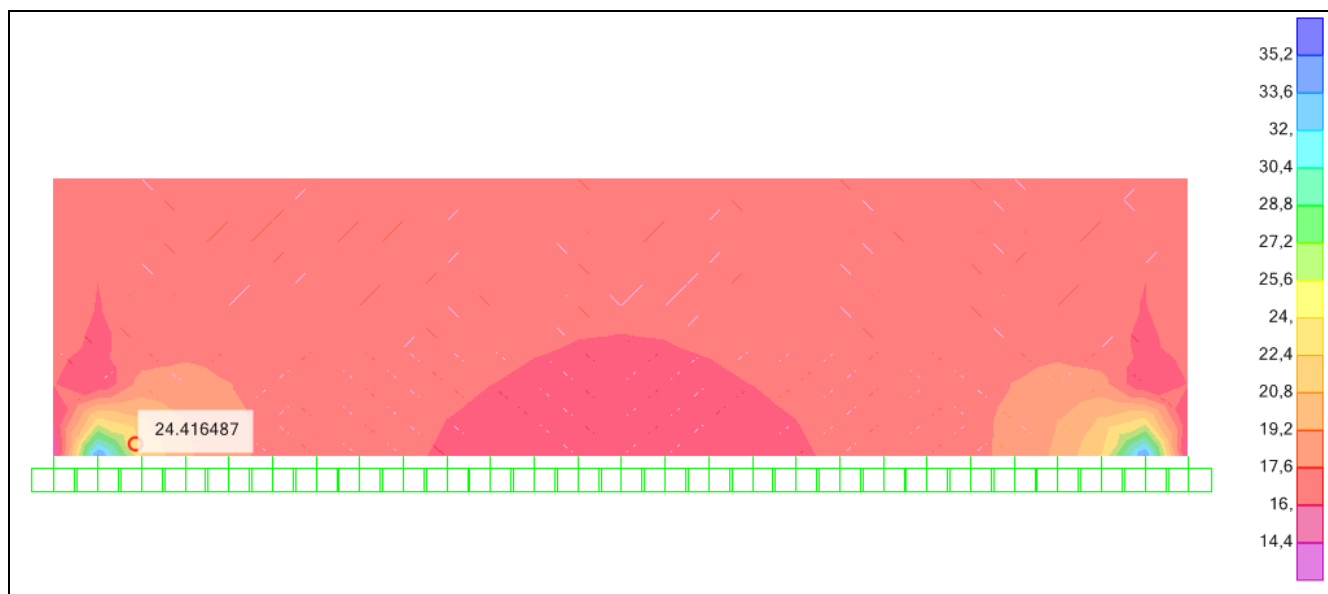


Figura 153 – Esforço cisalhante máximo – kN/m – Combinação Última Normal

É possível notar que não existem esforços superiores a V_{Rd1} atuando na cortina, portanto, a seção resiste as solicitações transversais sem a necessidade de armaduras.

20.0 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO

20.1 CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

20.1.1 LOCAÇÃO DAS SONDAGENS

Foram realizados quatro furos de sondagem mista na região do viaduto, sendo nomeados em SM-09 a SM-12, locados conforme abaixo.

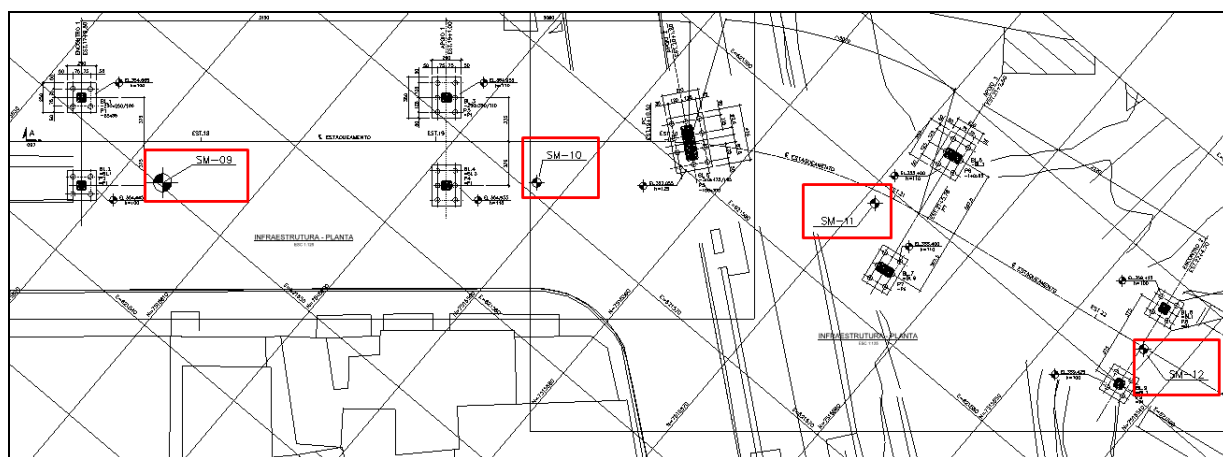


Figura 154 – Locação das sondagens

20.1.2 BOLETINS DE SONDAGENS

SM-09

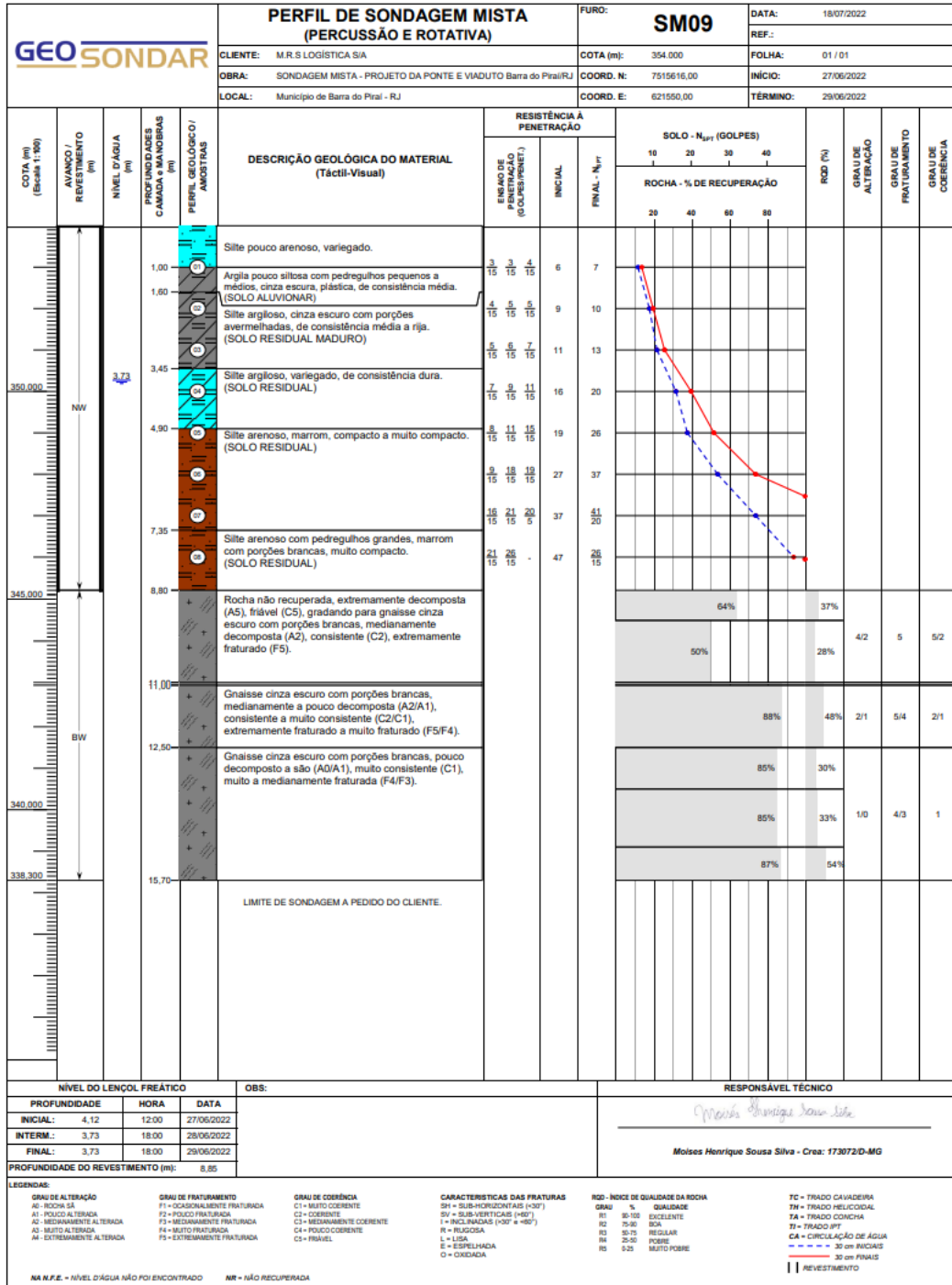


Figura 155 – Boletim de sondagem – SM-09

SM-10

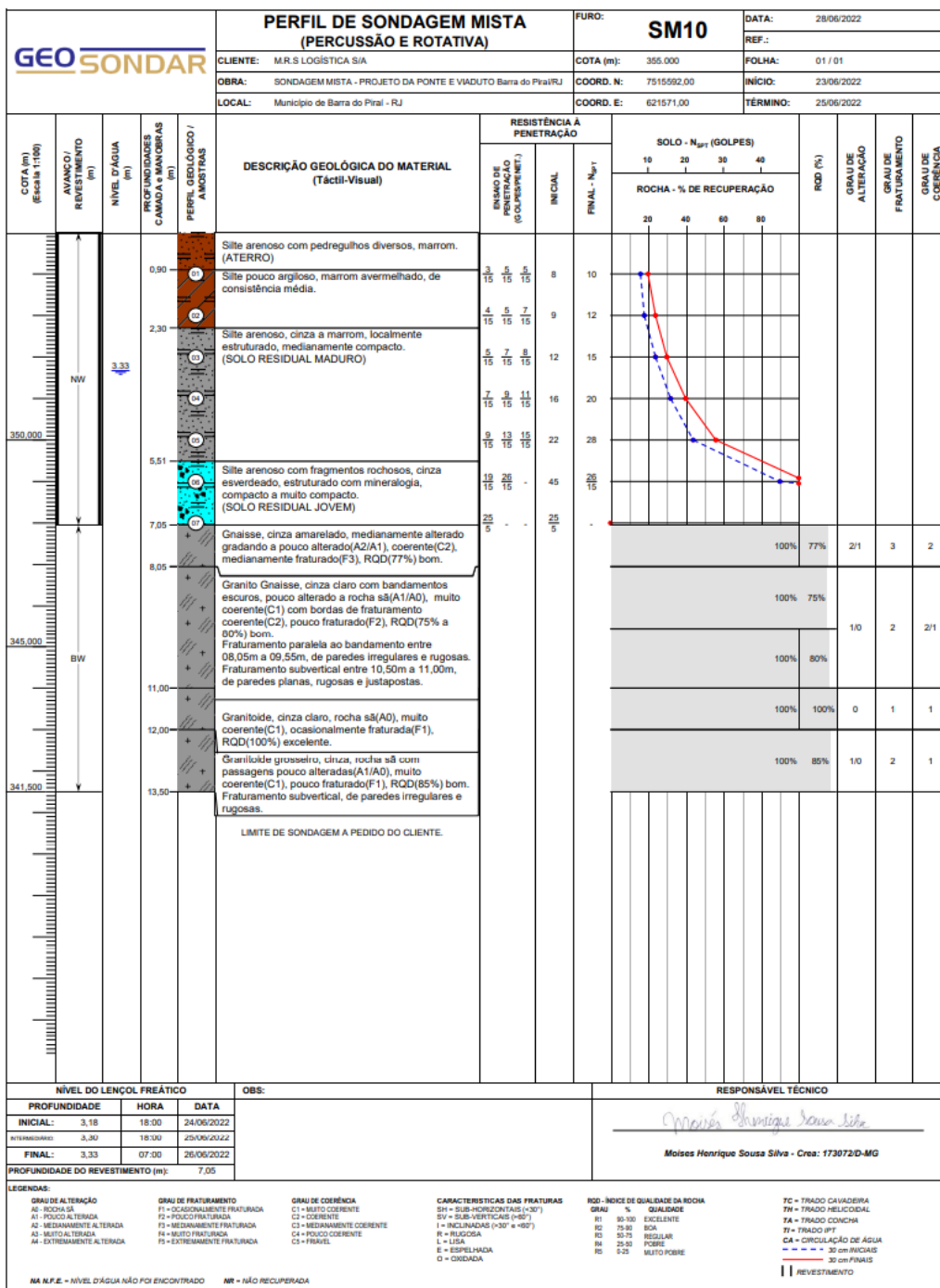


Figura 156 – Boletim de sondagem – SM-10

SM-11

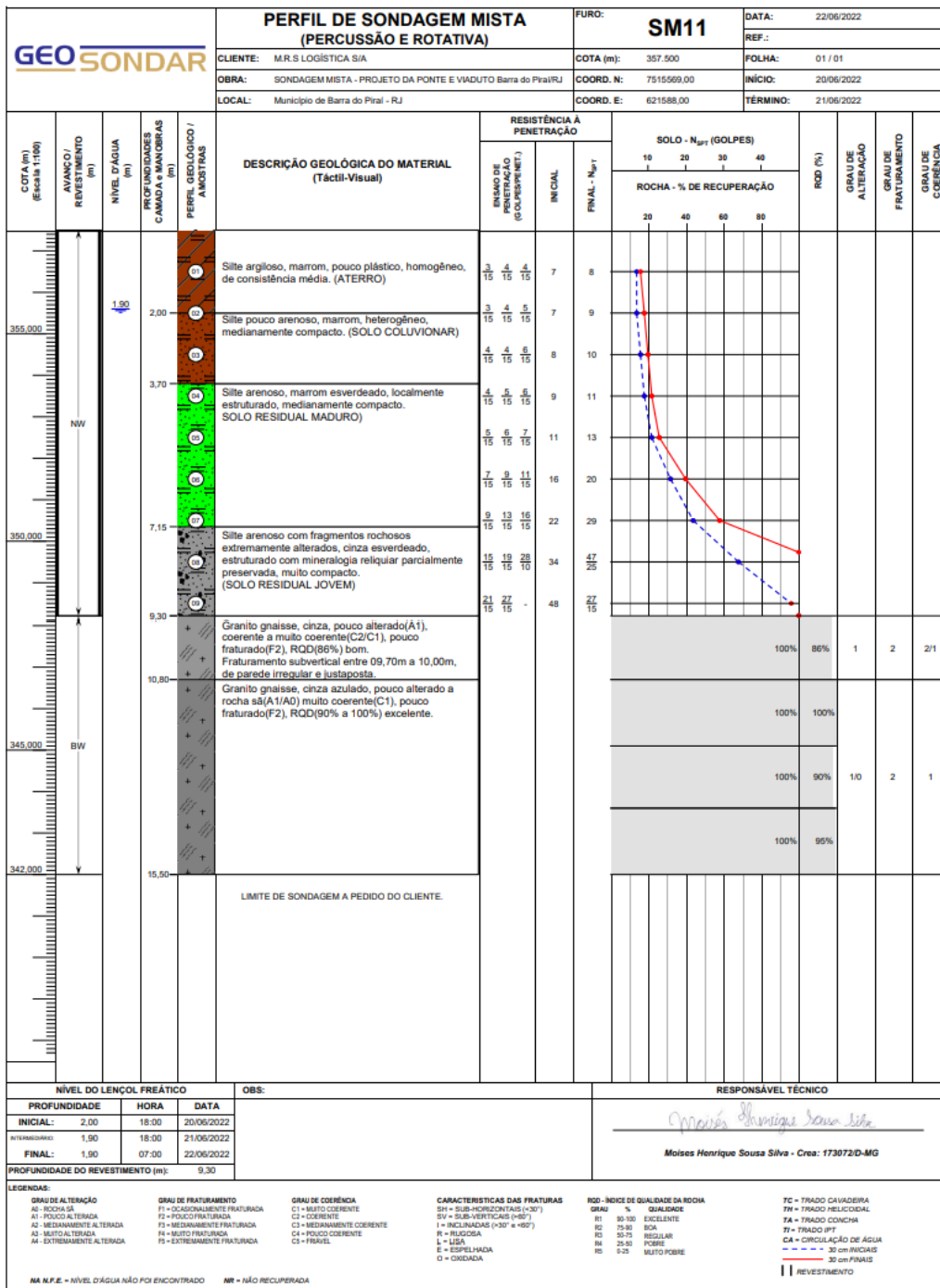


Figura 157 – Boletim de sondagem – SM-11

SM-12

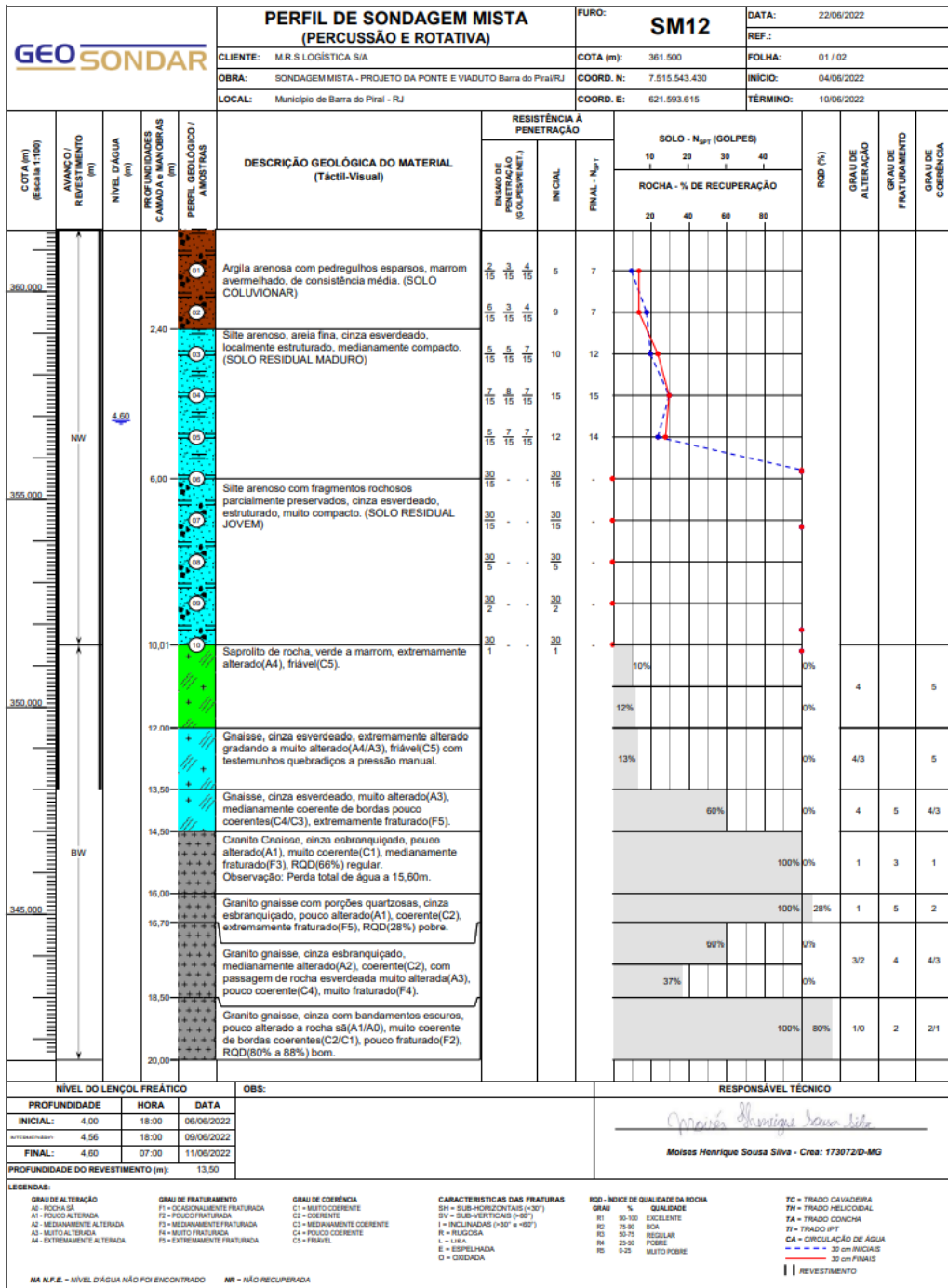


Figura 158 – Boletim de sondagem – SM-12

20.1.3 CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

O cálculo da capacidade de carga geotécnica das estacas se dará através de três métodos para trecho em solo e dois métodos para trecho em rocha. Os métodos para o cálculo em solo serão: Aoki-Veloso (1975) - Contribuição Monteiro (1997), Decourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Os métodos para o cálculo em rocha serão: Cabral Antunes (2000) e Poulos & Davis (1980).

Para o cálculo da capacidade de carga geotécnica das estacas, será considerado somente o atrito lateral, visto que para a estaca raiz não é possível garantir a perfeita execução da base, o que elimina a consideração da capacidade de carga devido a ponta da estaca.

Foi constatado que a cota de boca de furo da sondagem apresenta divergência em relação à cota do terreno natural existente no levantamento planialtimétrico.

Com isso, para realização dos cálculos de capacidade de carga tomou-se como cota de boca do furo, a cota do terreno natural no ponto de realização do furo apresentada pela topografia.

SM-09 – Encontro 1:

Geometria da Estaca						
ϕ (cm)	e(mm)	$A_{p,R}$ (cm ²)	$U_{l,R}$ (cm)	A_p (cm ²)	U_l (cm)	EL _{Rev} (m)
41,000	50,000	754,768	97,389	1.320,254	128,805	-8,000

Fatores de Segurança				
Método	Análise em Solo		Análise em Rocha	
	C.S. Ponta	C.S. Fuste	C.S. Ponta	C.S. Fuste
Aoki-Veloso (1975) - Contribuição Monteiro (1997)	2	2	-	-
Decourt-Quaresma (1978)	4	2	-	-
Teixeira (1996)	2	2	-	-
Cabral Antunes (2000)	-	-	2	2
Poulos & Davis (1980)	-	-	2	2

Caracterização do Terreno									
Ponto	z (m)	Elevação (m)	Material	Para Camadas de Solo			Para Camadas de Rocha		
				Classificação	SPT	Consistência	Classificação	Alteração	RQD (%)
1	1	-1	Solo	Silte Arenoso	7	Pouco Comp.	-	-	-
2	2	-2	Solo	Silte Argiloso	10	Média	-	-	-
3	3	-3	Solo	Silte Argiloso	13	Rija	-	-	-
4	4	-4	Solo	Silte Argiloso	20	Dura	-	-	-
5	5	-5	Solo	Silte Arenoso	26	Comp.	-	-	-
6	6	-6	Solo	Silte Arenoso	37	Comp.	-	-	-
7	7	-7	Solo	Silte Arenoso	60	Muito Comp.	-	-	-
8	8	-8	Solo	Silte Arenoso	52	Muito Comp.	-	-	-
9	9	-9	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Muito Alterada	37
10	10	-10	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Muito Alterada	28
11	11	-11	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Muito Alterada	28
12	12	-12	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Alterada	48
13	13	-13	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Alterada	48
14	14	-14	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Pouco Alterada	30
15	15	-15	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Pouco Alterada	33
16	16	-16	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Pouco Alterada	54

z _{est} (m)	Elevação (m)	Capacidades de Carga Decorrente de atrito lateral - Resumo para Estacas							
		Atrito lateral em Solo (kN)				Atrito Lateral em Rocha (kN)			Capacidade Acumulada
		Aoki-Veloso (1995)	Decourt-Quaresma (1982)	Teixeira (1986)	Adotado	Cabral Antunes (2000)	Poulos & Davis (1980)	Adotado	
0,00	-2,000	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	0,00
1,00	-3,000	40,19	31,13	44,44	31,13	-	-	-	31,13
2,00	-4,000	102,01	74,42	110,77	74,42	-	-	-	74,42
3,00	-5,000	206,67	130,42	199,97	130,42	-	-	-	130,42
4,00	-6,000	355,60	207,81	327,68	207,81	-	-	-	207,81
5,00	-7,000	516,61	311,28	466,92	311,28	-	-	-	311,28
6,00	-8,000	638,34	315,82	460,79	315,82	-	-	-	315,82
7,00	-9,000	-	-	-	-	168,00	486,95	168,00	168,00
8,00	-10,000	-	-	-	-	335,99	973,89	335,99	335,99
9,00	-11,000	-	-	-	-	503,99	1460,84	503,99	503,99
10,00	-12,000	-	-	-	-	1007,98	2434,73	1007,98	1007,98
11,00	-13,000	-	-	-	-	1511,97	2434,73	1511,97	1511,97
12,00	-14,000	-	-	-	-	2161,23	2921,68	2161,23	2161,23
13,00	-15,000	-	-	-	-	2810,49	3408,63	2810,49	2810,49
14,00	-16,000	-	-	-	-	3459,75	3895,57	3459,75	3459,75

Determinação da Capacidade de Carga - Cabral-Antunes (2000)								
z _{est} (m)	Elevação (m)	Parâmetros						
		β _p (kgf/cm ²)	σ _c (kgf/cm ²)	σ _p (kgf/cm ²)	σ _L (kgf/cm ²)	ΔL (m)	A _p (m ²)	U _L (m)
0,00	-2,000	-	-	-	-	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-	-	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-	-	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-	-	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-	-	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-	-	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-	-	-	-	-
7,00	-9,000	0,10	1150,00	80,00	3,45	1,00	0,08	0,97
8,00	-10,000	0,10	1150,00	80,00	3,45	1,00	0,08	0,97
9,00	-11,000	0,10	1150,00	80,00	3,45	1,00	0,08	0,97
10,00	-12,000	0,30	1150,00	80,00	10,35	1,00	0,08	0,97
11,00	-13,000	0,30	1150,00	80,00	10,35	1,00	0,08	0,97
12,00	-14,000	0,54	1150,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
13,00	-15,000	0,54	1150,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
14,00	-16,000	0,54	1600,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97

z _{est} (m)	Elevação (m)	Capacidade de Carga total		
		Q _{lat} (kN)	Q _p (kN)	Q _{total} (kN)
0,00	-2,000	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-
7,00	-9,000	168,00	301,91	469,90
8,00	-10,000	335,99	301,91	637,90
9,00	-11,000	503,99	301,91	805,90
10,00	-12,000	1007,98	301,91	1309,89
11,00	-13,000	1511,97	301,91	1813,88
12,00	-14,000	2161,23	301,91	2463,14
13,00	-15,000	2810,49	301,91	3112,40
14,00	-16,000	3459,75	301,91	3761,66

Determinação da Capacidade de Carga - Poulos & Davis (1980)							
z _{est} (m)	Elevação (m)	Parâmetros					
		σ _c (kgf/cm ²)	σ _p (kgf/cm ²)	σ _L (kgf/cm ²)	ΔL (m)	A _p (m ²)	U _L (m)
0,00	-2,000	-	-	-	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-	-	-	-
7,00	-9,000	1150,00	230,00	10,00	1,00	0,08	0,97
8,00	-10,000	1150,00	230,00	10,00	1,00	0,08	0,97
9,00	-11,000	1150,00	230,00	10,00	1,00	0,08	0,97
10,00	-12,000	1150,00	230,00	10,00	1,00	0,08	0,97
11,00	-13,000	1150,00	230,00	10,00	1,00	0,08	0,97
12,00	-14,000	1150,00	230,00	10,00	1,00	0,08	0,97
13,00	-15,000	1150,00	230,00	10,00	1,00	0,08	0,97
14,00	-16,000	1600,00	320,00	10,00	1,00	0,08	0,97

z _{est} (m)	Elevação (m)	Capacidade de Carga total		
		Q _{lat} (kN)	Q _p (kN)	Q _{total} (kN)
0,00	-2,000	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-
7,00	-9,000	486,95	867,98	1354,93
8,00	-10,000	973,89	867,98	1841,88
9,00	-11,000	1460,84	867,98	2328,82
10,00	-12,000	1947,79	867,98	2815,77
11,00	-13,000	2434,73	867,98	3302,72
12,00	-14,000	2921,68	867,98	3789,66
13,00	-15,000	3408,63	867,98	4276,61
14,00	-16,000	3895,57	1207,63	5103,20

SM-10 – Apoio 1 e 2:

Geometria da Estaca						
ϕ (cm)	e(mm)	$A_{p,R}(cm^2)$	$U_{l,R}(cm)$	$A_p(cm^2)$	$U_l(cm)$	EL _{Rev} (m)
41,000	50,000	754,768	97,389	1.320,254	128,805	-7,000

Fatores de Segurança				
Método	Análise em Solo		Análise em Rocha	
	C.S. Ponta	C.S. Fuste	C.S. Ponta	C.S. Fuste
Aoki-Veloso (1975) - Contribuição Monteiro (1997)	2	2	-	-
Decourt-Quaresma (1978)	4	2	-	-
Teixeira (1996)	2	2	-	-
Cabral Antunes (2000)	-	-	2	2
Poulos & Davis (1980)	-	-	2	2

Caracterização do Terreno									
Ponto	z (m)	Elevação (m)	Material	Para Camadas de Solo			Para Camadas de Rocha		
				Classificação	SPT	Consistência	Classificação	Alteração	RQD (%)
1	1	-1	Solo	Silte Arenoso	10	Med. Comp.	-	-	-
2	2	-2	Solo	Silte Argiloso	12	Rija	-	-	-
3	3	-3	Solo	Silte Arenoso	15	Med. Comp.	-	-	-
4	4	-4	Solo	Silte Arenoso	20	Comp.	-	-	-
5	5	-5	Solo	Silte Arenoso	28	Comp.	-	-	-
6	6	-6	Solo	Silte Arenoso	52	Muito Comp.	-	-	-
7	7	-7	Solo	Silte Arenoso	60	Muito Comp.	-	-	-
8	8	-8	Rocha	-	-	-	Gnaise	Alterada	77
9	9	-9	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	75
10	10	-10	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	75
11	11	-11	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	80
12	12	-12	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	100
13	13	-13	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	85
14	14	-14	Rocha	-	-	-	Granito	Sã	85

z_{est} (m)	Elevação (m)	Capacidades de Carga Decorrente de atrito Lateral - Resumo para Estacas							Capacidade Acumulada
		Atrito lateral em Solo (kN)				Atrito Lateral em Rocha (kN)			
		Aoki-Veloso (1995)	Decourt-Quaresma (1982)	Teixeira (1986)	Adotado	Cabral Antunes (2000)	Poulos & Davis (1980)	Adotado	
0,00	-2,000	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	0,00
1,00	-3,000	60,38	35,42	52,17	35,42	-	-	-	35,42
2,00	-4,000	140,88	80,15	121,08	80,15	-	-	-	80,15
3,00	-5,000	253,59	140,08	217,36	140,08	-	-	-	140,08
4,00	-6,000	414,59	240,44	352,41	240,44	-	-	-	240,44
5,00	-7,000	536,33	261,06	372,51	261,06	-	-	-	261,06
6,00	-8,000	-	-	-	-	649,26	486,95	486,95	486,95
7,00	-9,000	-	-	-	-	1298,52	973,89	973,89	973,89
8,00	-10,000	-	-	-	-	1947,78	1460,84	1460,84	1460,84
9,00	-11,000	-	-	-	-	2597,04	1947,79	1947,79	1947,79
10,00	-12,000	-	-	-	-	3246,30	2434,73	2434,73	2434,73
11,00	-13,000	-	-	-	-	3895,57	2921,68	2921,68	2921,68
12,00	-14,000	-	-	-	-	4544,83	3408,63	3408,63	3408,63

Determinação da Capacidade de Carga - Cabral-Antunes (2000)								
z _{est} (m)	Elevação (m)	Parâmetros						
		β _p (kgf/cm ²)	σ _c (kgf/cm ²)	σ _p (kgf/cm ²)	σ _L (kgf/cm ²)	ΔL (m)	A _p (m ²)	U _L (m)
0,00	-2,000	-	-	-	-	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-	-	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-	-	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-	-	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-	-	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-	-	-	-	-
6,00	-8,000	0,30	2050,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
7,00	-9,000	0,54	2050,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
8,00	-10,000	0,54	2050,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
9,00	-11,000	0,54	2050,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
10,00	-12,000	0,54	2500,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
11,00	-13,000	0,54	2050,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
12,00	-14,000	0,60	2050,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97

z _{est} (m)	Elevação (m)	Capacidade de Carga total		
		Q _{est} (kN)	Q _p (kN)	Q _{total} (kN)
0,00	-2,000	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-
6,00	-8,000	649,26	301,91	951,17
7,00	-9,000	1298,52	301,91	1600,43
8,00	-10,000	1947,78	301,91	2249,69
9,00	-11,000	2597,04	301,91	2898,95
10,00	-12,000	3246,30	301,91	3548,21
11,00	-13,000	3895,57	301,91	4197,47
12,00	-14,000	4544,83	301,91	4846,73

Determinação da Capacidade de Carga - Poulos & Davis (1980)								
z _{est} (m)	Elevação (m)	Parâmetros						
		σ _c (kgf/cm ²)	σ _p (kgf/cm ²)	σ _L (kgf/cm ²)	ΔL (m)	A _p (m ²)	U _L (m)	
0,00	-2,000	-	-	-	-	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-	-	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-	-	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-	-	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-	-	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-	-	-	-	-
6,00	-8,000	2050,00	410,00	10,00	1,00	0,08	0,97	
7,00	-9,000	2050,00	410,00	10,00	1,00	0,08	0,97	
8,00	-10,000	2050,00	410,00	10,00	1,00	0,08	0,97	
9,00	-11,000	2050,00	410,00	10,00	1,00	0,08	0,97	
10,00	-12,000	2500,00	500,00	10,00	1,00	0,08	0,97	
11,00	-13,000	2050,00	410,00	10,00	1,00	0,08	0,97	
12,00	-14,000	2050,00	410,00	10,00	1,00	0,08	0,97	

z _{est} (m)	Elevação (m)	Capacidade de Carga total		
		Q _{est} (kN)	Q _p (kN)	Q _{total} (kN)
0,00	-2,000	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-
6,00	-8,000	486,95	1547,27	2034,22
7,00	-9,000	973,89	1547,27	2521,17
8,00	-10,000	1460,84	1547,27	3008,11
9,00	-11,000	1947,79	1547,27	3495,06
10,00	-12,000	2434,73	1886,92	4321,65
11,00	-13,000	2921,68	1547,27	4468,95
12,00	-14,000	3408,63	1547,27	4955,90

SM-11 – Apoio 3:

Geometria da Estaca						
ϕ (cm)	e(mm)	$A_{p,R}$ (cm ²)	$U_{p,R}$ (cm)	A_p (cm ²)	U_p (cm)	EL _{Rev} (m)
41.000	50.000	754,768	97,389	1.320,254	128,805	-9,000

Fatores de Segurança				
Método	Análise em Solo		Análise em Rocha	
	C.S. Ponta	C.S. Fuste	C.S. Ponta	C.S. Fuste
Aoki-Veloso (1975) - Contribuição	2	2	-	-
Monteiro (1997)	4	2	-	-
Decourt-Quaresma (1978)	2	2	-	-
Teixeira (1996)	-	-	2	2
Cabral Antunes (2000)	-	-	2	2
Poulos & Davis (1980)	-	-	2	2

Caracterização do Terreno									
Ponto	z (m)	Elevação (m)	Material	Para Camadas de Solo			Para Camadas de Rocha		
				Classificação	SPT	Consistência	Classificação	Alteração	RQD (%)
1	1	-1	Solo	Silte Argiloso	8	Média	-	-	-
2	2	-2	Solo	Silte Argiloso	9	Média	-	-	-
3	3	-3	Solo	Silte Argiloso	10	Média	-	-	-
4	4	-4	Solo	Silte Arenoso	11	Med. Comp.	-	-	-
5	5	-5	Solo	Silte Arenoso	13	Med. Comp.	-	-	-
6	6	-6	Solo	Silte Arenoso	20	Comp.	-	-	-
7	7	-7	Solo	Silte Arenoso	29	Comp.	-	-	-
8	8	-8	Solo	Silte Arenoso	60	Muito Comp.	-	-	-
9	9	-9	Solo	Silte Arenoso	54	Muito Comp.	-	-	-
10	10	-10	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	86
11	11	-11	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	100
12	12	-12	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	90
13	13	-13	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	90
14	14	-14	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	95
15	15	-15	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	95

z _{ess} (m)	Elevação (m)	Capacidades de Carga Decorrente de atrito Lateral - Resumo para Estacas							Capacidade Acumulada
		Atrito lateral em Solo (kN)				Atrito Lateral em Rocha (kN)			
		Aoki-Veloso (1995)	Decourt-Quaresma (1982)	Teixeira (1986)	Adotado	Cabral Antunes (2000)	Poulos & Davis (1980)	Adotado	
0,00	-2,000	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	0,00
1,00	-3,000	30,91	26,83	36,71	26,83	-	-	-	26,83
2,00	-4,000	75,19	55,82	77,28	55,82	-	-	-	55,82
3,00	-5,000	127,52	88,55	124,62	88,55	-	-	-	88,55
4,00	-6,000	208,02	133,96	194,75	133,96	-	-	-	133,96
5,00	-7,000	324,75	196,79	296,25	196,79	-	-	-	196,79
6,00	-8,000	485,76	299,93	433,89	299,93	-	-	-	299,93
7,00	-9,000	607,49	306,78	434,60	306,78	-	-	-	306,78
8,00	-10,000	-	-	-	-	649,26	486,95	486,95	486,95
9,00	-11,000	-	-	-	-	1298,52	973,89	973,89	973,89
10,00	-12,000	-	-	-	-	1947,78	1460,84	1460,84	1460,84
11,00	-13,000	-	-	-	-	2597,04	1947,79	1947,79	1947,79
12,00	-14,000	-	-	-	-	3246,30	2434,73	2434,73	2434,73
13,00	-15,000	-	-	-	-	3895,57	2921,68	2921,68	2921,68

Determinação da Capacidade de Carga - Cabral-Antunes (2000)								
z _{est} (m)	Elevação (m)	Parâmetros						
		β _p (kgf/cm ²)	σ _c (kgf/cm ²)	σ _p (kgf/cm ²)	σ _L (kgf/cm ²)	ΔL (m)	A _p (m ²)	U _L (m)
0,00	-2,000	-	-	-	-	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-	-	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-	-	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-	-	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-	-	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-	-	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-	-	-	-	-
7,00	-9,000	-	-	-	-	-	-	-
8,00	-10,000	0,54	2050,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
9,00	-11,000	0,54	2500,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
10,00	-12,000	0,54	2500,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
11,00	-13,000	0,54	2500,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
12,00	-14,000	0,54	2500,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
13,00	-15,000	0,54	2500,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97

z _{est} (m)	Elevação (m)	Capacidade de Carga total		
		Q _{est} (kN)	Q _p (kN)	Q _{total} (kN)
0,00	-2,000	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-
7,00	-9,000	-	-	-
8,00	-10,000	649,26	301,91	951,17
9,00	-11,000	1298,52	301,91	1600,43
10,00	-12,000	1947,78	301,91	2249,69
11,00	-13,000	2597,04	301,91	2898,95
12,00	-14,000	3246,30	301,91	3548,21
13,00	-15,000	3895,57	301,91	4197,47

Determinação da Capacidade de Carga - Poulos & Davis (1980)							
z _{est} (m)	Elevação (m)	Parâmetros					
		σ _c (kgf/cm ²)	σ _p (kgf/cm ²)	σ _L (kgf/cm ²)	ΔL (m)	A _p (m ²)	U _L (m)
0,00	-2,000	-	-	-	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-	-	-	-
7,00	-9,000	-	-	-	-	-	-
8,00	-10,000	2050,00	410,00	10,00	1,00	0,08	0,97
9,00	-11,000	2500,00	500,00	10,00	1,00	0,08	0,97
10,00	-12,000	2500,00	500,00	10,00	1,00	0,08	0,97
11,00	-13,000	2500,00	500,00	10,00	1,00	0,08	0,97
12,00	-14,000	2500,00	500,00	10,00	1,00	0,08	0,97
13,00	-15,000	2500,00	500,00	10,00	1,00	0,08	0,97

z _{est} (m)	Elevação (m)	Capacidade de Carga total		
		Q _{est} (kN)	Q _p (kN)	Q _{total} (kN)
0,00	-2,000	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-
7,00	-9,000	-	-	-
8,00	-10,000	486,95	1547,27	2034,22
9,00	-11,000	973,89	1886,92	2860,81
10,00	-12,000	1460,84	1886,92	3347,76
11,00	-13,000	1947,79	1886,92	3834,71
12,00	-14,000	2434,73	1886,92	4321,65
13,00	-15,000	2921,68	1886,92	4808,60

SM-12 – Encontro 2:

Geometria da Estaca						
ϕ (cm)	e(mm)	$A_{p,R}$ (cm ²)	$U_{l,R}$ (cm)	$A_{p,C}$ (cm ²)	$U_{l,C}$ (cm)	EL _{Rev} (m)
41.000	50.000	754,768	97,389	1.320,254	128,805	-10,000

Fatores de Segurança				
Método	Análise em Solo		Análise em Rocha	
	C.S. Ponta	C.S. Fuste	C.S. Ponta	C.S. Fuste
Aoki-Veloso (1975) - Contribuição Monteiro (1997)	2	2	-	-
Decourt-Quaresma (1978)	4	2	-	-
Teixeira (1996)	2	2	-	-
Cabral Antunes (2000)	-	-	2	2
Poulos & Davis (1980)	-	-	2	2

Caracterização do Terreno									
Ponto	z (m)	Elevação (m)	Material	Classificação	SPT	Consistência	Classificação	Alteração	RQD (%)
1	1	-1	Solo	Argila Arenosa	7	Média	-	-	-
2	2	-2	Solo	Argila Arenosa	7	Média	-	-	-
3	3	-3	Solo	Silte Arenoso	12	Med. Comp.	-	-	-
4	4	-4	Solo	Silte Arenoso	15	Med. Comp.	-	-	-
5	5	-5	Solo	Silte Arenoso	14	Med. Comp.	-	-	-
6	6	-6	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
7	7	-7	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
8	8	-8	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
9	9	-9	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
10	10	-10	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
11	11	-11	Rocha	-	-	-	Rochas Sedimentares	Muito Alterada	10
12	12	-12	Rocha	-	-	-	Rochas Sedimentares	Muito Alterada	12
13	13	-13	Rocha	-	-	-	Rochas Sedimentares	Muito Alterada	13
14	14	-14	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Pouco Alterada	13
15	15	-15	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Pouco Alterada	60
16	16	-16	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Pouco Alterada	100
17	17	-17	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	10
18	18	-18	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	90
19	19	-19	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	37
20	20	-20	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	100

Ponto	z (m)	Elevação (m)	Material	Para Camadas de Solo			Para Camadas de Rocha		
				Classificação	SPT	Consistência	Classificação	Alteração	RQD (%)
1	1	-1	Solo	Argila Arenosa	7	Média	-	-	-
2	2	-2	Solo	Argila Arenosa	7	Média	-	-	-
3	3	-3	Solo	Silte Arenoso	12	Med. Comp.	-	-	-
4	4	-4	Solo	Silte Arenoso	15	Med. Comp.	-	-	-
5	5	-5	Solo	Silte Arenoso	14	Med. Comp.	-	-	-
6	6	-6	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
7	7	-7	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
8	8	-8	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
9	9	-9	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
10	10	-10	Solo	Silte Arenoso	30	Comp.	-	-	-
11	11	-11	Rocha	-	-	-	Rochas Sedimentares	Muito Alterada	10
12	12	-12	Rocha	-	-	-	Rochas Sedimentares	Muito Alterada	12
13	13	-13	Rocha	-	-	-	Rochas Sedimentares	Muito Alterada	13
14	14	-14	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Pouco Alterada	13
15	15	-15	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Pouco Alterada	60
16	16	-16	Rocha	-	-	-	Gnaíse	Pouco Alterada	100
17	17	-17	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	10
18	18	-18	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	90
19	19	-19	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	37
20	20	-20	Rocha	-	-	-	Granito	Pouco Alterada	100

z _{est} (m)	Elevação (m)	Capacidades de Carga Decorrente de atrito Lateral - Resumo para Estacas							Capacidade Acumulada
		Atrito lateral em Solo (kN)				Atrito Lateral em Rocha (kN)			
		Aoki-Veloso (1995)	Decourt-Quaresma (1982)	Teixeira (1986)	Adotado	Cabral Antunes (2000)	Poulos & Davis (1980)	Adotado	
0,00	-2,000	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	0,00
1,00	-3,000	48,30	26,83	36,71	26,83	-	-	-	26,83
2,00	-4,000	108,68	61,54	87,59	61,54	-	-	-	61,54
3,00	-5,000	165,03	96,60	139,11	96,60	-	-	-	96,60
4,00	-6,000	285,79	159,72	241,12	159,72	-	-	-	159,72
5,00	-7,000	406,54	225,41	347,77	225,41	-	-	-	225,41
6,00	-8,000	527,30	292,57	457,07	292,57	-	-	-	292,57
7,00	-9,000	648,05	360,65	568,03	360,65	-	-	-	360,65
8,00	-10,000	739,35	324,63	514,22	324,63	-	-	-	324,63
9,00	-11,000	-	-	-	-	43,83	146,08	43,83	43,83
10,00	-12,000	-	-	-	-	87,65	292,17	87,65	87,65
11,00	-13,000	-	-	-	-	131,48	438,25	131,48	131,48
12,00	-14,000	-	-	-	-	683,67	779,11	683,67	683,67
13,00	-15,000	-	-	-	-	1332,93	1266,06	1266,06	1266,06
14,00	-16,000	-	-	-	-	1982,20	1753,01	1753,01	1753,01
15,00	-17,000	-	-	-	-	2534,39	2093,87	2093,87	2093,87
16,00	-18,000	-	-	-	-	3183,65	2580,82	2580,82	2580,82
17,00	-19,000	-	-	-	-	3832,91	3067,77	3067,77	3067,77
18,00	-20,000	-	-	-	-	4482,18	3554,71	3554,71	3554,71

Determinação da Capacidade de Carga - Cabral-Antunes (2000)								
z _{est} (m)	Elevação (m)	Parâmetros						
		β _p (kgf/cm ²)	σ _c (kgf/cm ²)	σ _p (kgf/cm ²)	σ _L (kgf/cm ²)	ΔL (m)	A _p (m ²)	U _L (m)
0,00	-2,000	-	-	-	-	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-	-	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-	-	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-	-	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-	-	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-	-	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-	-	-	-	-
7,00	-9,000	-	-	-	-	-	-	-
8,00	-10,000	-	-	-	-	-	-	-
9,00	-11,000	0,10	300,00	30,00	0,90	1,00	0,08	0,97
10,00	-12,000	0,10	300,00	30,00	0,90	1,00	0,08	0,97
11,00	-13,000	0,10	300,00	30,00	0,90	1,00	0,08	0,97
12,00	-14,000	0,54	700,00	80,00	11,34	1,00	0,08	0,97
13,00	-15,000	0,54	1600,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
14,00	-16,000	0,54	2500,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
15,00	-17,000	0,54	700,00	80,00	11,34	1,00	0,08	0,97
16,00	-18,000	0,54	2500,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
17,00	-19,000	0,54	1150,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97
18,00	-20,000	0,54	2500,00	80,00	13,33	1,00	0,08	0,97

Capacidade de Carga total				
z _{est} (m)	Elevação (m)	Q _{lit} (kN)	Q _p (kN)	Q _{total} (kN)
0,00	-2,000	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-
7,00	-9,000	-	-	-
8,00	-10,000	-	-	-
9,00	-11,000	43,83	113,22	157,04
10,00	-12,000	87,65	113,22	200,87
11,00	-13,000	131,48	113,22	244,69
12,00	-14,000	683,67	301,91	985,58
13,00	-15,000	1332,93	301,91	1634,84
14,00	-16,000	1982,20	301,91	2284,10
15,00	-17,000	2534,39	301,91	2836,30
16,00	-18,000	3183,65	301,91	3485,56
17,00	-19,000	3832,91	301,91	4134,82
18,00	-20,000	4482,18	301,91	4784,08

Determinação da Capacidade de Carga - Poulos & Davis (1980)							
z _{est} (m)	Elevação (m)	Parâmetros					
		σ _c (kgf/cm ²)	σ _p (kgf/cm ²)	σ _L (kgf/cm ²)	ΔL (m)	A _p (m ²)	U _L (m)
0,00	-2,000	-	-	-	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-	-	-	-
7,00	-9,000	-	-	-	-	-	-
8,00	-10,000	-	-	-	-	-	-
9,00	-11,000	300,00	60,00	3,00	1,00	0,08	0,97
10,00	-12,000	300,00	60,00	3,00	1,00	0,08	0,97
11,00	-13,000	300,00	60,00	3,00	1,00	0,08	0,97
12,00	-14,000	700,00	140,00	7,00	1,00	0,08	0,97
13,00	-15,000	1600,00	320,00	10,00	1,00	0,08	0,97
14,00	-16,000	2500,00	500,00	10,00	1,00	0,08	0,97
15,00	-17,000	700,00	140,00	7,00	1,00	0,08	0,97
16,00	-18,000	2500,00	500,00	10,00	1,00	0,08	0,97
17,00	-19,000	1150,00	230,00	10,00	1,00	0,08	0,97
18,00	-20,000	2500,00	500,00	10,00	1,00	0,08	0,97

Capacidade de Carga total				
z _{est} (m)	Elevação (m)	Q _{lit} (kN)	Q _p (kN)	Q _{total} (kN)
0,00	-2,000	-	-	-
1,00	-3,000	-	-	-
2,00	-4,000	-	-	-
3,00	-5,000	-	-	-
4,00	-6,000	-	-	-
5,00	-7,000	-	-	-
6,00	-8,000	-	-	-
7,00	-9,000	-	-	-
8,00	-10,000	-	-	-
9,00	-11,000	146,08	226,43	372,51
10,00	-12,000	292,16	452,86	745,02
11,00	-13,000	438,24	679,29	1117,53
12,00	-14,000	876,48	1358,58	2235,06
13,00	-15,000	1314,72	2037,87	3352,59
14,00	-16,000	1752,96	2717,16	4470,12
15,00	-17,000	511,68	770,59	1282,27
16,00	-18,000	1752,96	2717,16	4470,12
17,00	-19,000	776,64	1167,51	1944,15
18,00	-20,000	1752,96	2717,16	4470,12

Projeto Detalhado - Complexo Viário Baixa do Pirajó - Viaduto

Anexo 3A - Memória de Cálculo das Estruturas

12206-LC-109-50VIC-J00-002-R0

20.2 CARGAS NAS ESTACAS

As cargas axiais nas estacas serão determinadas a partir da reação de engaste na base dos pilares, configuração das estacas e geometria do bloco de fundação.

- Cargas nas estacas do encontro 01

nº Estaca	nº Carreg.	Processar	
4	8		

Coordenadas Globais		
Estacas	x(m)	y(m)
1	-0,75	-0,75
2	-0,75	0,75
3	0,75	0,75
4	0,75	-0,75

Geometria do Bloco		
B (m)	L (m)	H (m)
2,5	2,5	1,0
Peso	W (kN)	156,3

Casos de Carregamento					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(kN)	x(m)	y(m)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	3281,3	0,0	0,0	15,6	117,0
2	3281,3	0,0	0,0	15,0	79,2
3	2007,3	0,0	0,0	15,6	117,0
4	1901,3	0,0	0,0	-28,1	107,1
5	3319,3	0,0	0,0	-57,2	111,5
6	3319,3	0,0	0,0	-57,8	149,0
7	2078,3	0,0	0,0	-57,8	149,0
8	1935,3	0,0	0,0	-16,0	86,0

Propriedades geométricas do Estaqueamento					
x _g (m)	y _g (m)	I _{x'} (m ²)	I _{y'} (m ²)	I _{xy} (m ²)	φ (°)
0,000	0,000	2,25	2,25	0,00	0,00

Casos de Carregamento segundo o sistema Local					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(tf)	x'(m)	y'(m)	M _{x'} (kNm)	M _{y'} (kN.m)
1	3281,25	0,00	0,00	15,62	117,01
2	3281,25	0,00	0,00	15,00	79,15
3	2007,25	0,00	0,00	15,62	117,01
4	1901,25	0,00	0,00	-28,06	107,08
5	3319,25	0,00	0,00	-57,20	111,50
6	3319,25	0,00	0,00	-57,80	149,00
7	2078,25	0,00	0,00	-57,80	149,00
8	1935,25	0,00	0,00	-16,00	86,00

Reação nas Estacas (kN)								
Estacas	Caso de Carregamento							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	786,52	798,93	468,02	430,26	773,58	760,88	450,63	449,81
2	776,10	788,93	457,60	448,97	811,71	799,41	489,16	460,48
3	854,11	841,70	535,61	520,36	886,05	898,75	588,50	517,81
4	864,52	851,70	546,02	501,65	847,91	860,21	549,96	507,15

Para as estacas E1 a E8, a carga máxima = 900 kN → será adotada estaca raiz com capacidade de carga de 1000 kN. De acordo com o cálculo da capacidade de carga apresentado anteriormente para o furo SM-09, as estacas terão, aproximadamente,

φ410mm com 7,00 metros de comprimento em solo e φ310mm com 4,0 metros de comprimento em rocha (11,00 metros no total).

- Cargas nas estacas do apoio 1:

nº Estaca	nºCarreg.
6	10

Processar

BLOCOS BL.3 E BL.4

Coordenadas Globais		
Estacas	x(m)	y(m)
1	0,8	1,2
2	0,8	0,0
3	0,8	-1,2
4	-0,8	1,2
5	-0,8	0,0
6	-0,8	-1,2

Geometria do Bloco		
B (m)	L (m)	H (m)
2,50	3,50	1,10
Peso	W (kN)	240,6

Casos de Carregamento					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(kN)	x(m)	y(m)	Mx (kNm)	My(kNm)
1	5342,9	0,0	0,0	-233,8	64,1
2	5332,2	0,0	0,0	-240,7	26,4
3	5198,1	0,0	0,0	15,5	-134,8
4	5177,0	0,0	0,0	8,0	-173,9
5	2380,2	0,0	0,0	-233,4	-22,7
6	2401,3	0,0	0,0	-225,8	16,5
7	2892,3	0,0	0,0	-13,8	-469,8
8	2775,1	0,0	0,0	0,4	-468,5
9	2992,9	0,0	0,0	-367,6	-11,2
10	3003,6	0,0	0,0	-360,7	26,4

Propriedades geométricas do Estaqueamento					
x _g (m)	y _g (m)	I _x (m ²)	I _y (m ²)	I _{xy} (m ²)	φ (°)
0,000	0,000	5,76	3,38	0,00	0,00

Casos de Carregamento segundo o sistema Local					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(tf)	x'(m)	y'(m)	M _{x'} (kNm)	M _{y'} (kN.m)
1	5342,89	0,00	0,00	-233,83	64,07
2	5332,22	0,00	0,00	-240,72	26,45
3	5198,08	0,00	0,00	15,54	-134,79
4	5176,98	0,00	0,00	7,98	-173,93
5	2380,24	0,00	0,00	-233,40	-22,65
6	2401,33	0,00	0,00	-225,83	16,48
7	2892,31	0,00	0,00	-13,79	-469,80
8	2775,11	0,00	0,00	0,41	-468,53
9	2992,89	0,00	0,00	-367,56	-11,18
10	3003,56	0,00	0,00	-360,67	26,45

Reação nas Estacas (kN)										
Estacas	Caso de Carregamento									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	953,44	944,73	833,15	822,52	440,30	450,93	380,53	358,32	572,91	581,61
2	904,72	894,58	836,39	824,18	391,67	403,88	377,65	358,40	496,33	506,47
3	856,01	844,43	839,63	825,84	343,05	356,84	374,78	358,49	419,76	431,33
4	924,96	932,98	893,06	899,82	450,36	443,61	589,33	566,55	577,87	569,86
5	876,24	882,83	896,30	901,48	401,74	396,56	586,45	566,64	501,30	494,72
6	827,53	832,68	899,54	903,14	353,12	349,51	583,58	566,72	424,73	419,58

Para as estacas E9 a E20, a carga máxima = 955 kN → será adotada estaca raiz com capacidade de carga de 1100kN. De acordo com o cálculo da capacidade de carga apresentado anteriormente para o furo SM-10, as estacas terão, aproximadamente, $\phi 410\text{mm}$ com 5,0 metros de comprimento em solo e $\phi 310\text{mm}$ com 3,0 metros de comprimento em rocha (8,0 metros no total).

- Cargas nas estacas do apoio 2:

nº Estaca	nº Carreg.
12	10

Processar

BLOCO BL.5

Coordenadas Globais		
Estacas	x(m)	y(m)
1	1,200	1,875
2	1,200	0,625
3	1,200	-0,625
4	1,200	-1,875
5	0,000	1,875
6	0,000	0,625
7	0,000	-0,625
8	0,000	-1,875
9	-1,200	1,875
10	-1,200	0,625
11	-1,200	-0,625
12	-1,200	-1,875

Geometria do Bloco		
B (m)	L (m)	H (m)
3,10	4,75	1,25
Peso	W (kN)	460,2

Casos de Carregamento					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(kN)	x(m)	y(m)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	7428,2	0,0	0,0	441,5	-173,7
2	7362,1	0,0	0,0	601,7	-173,8
3	6285,5	0,0	0,0	-229,9	48,9
4	6273,1	0,0	0,0	-236,4	9,6
5	4990,2	0,0	0,0	-102,0	1056,9
6	4924,0	0,0	0,0	58,2	1056,8
7	4990,2	0,0	0,0	-5137,2	331,3
8	4924,0	0,0	0,0	-4977,0	331,2

Propriedades geométricas do Estaqueamento					
x _g (m)	y _g (m)	I _{x'} (m ²)	I _{y'} (m ²)	I _{xy'} (m ²)	φ (°)
0,000	0,000	23,44	11,52	0,00	0,00

Casos de Carregamento segundo o sistema Local					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(tf)	x'(m)	y'(m)	M _{x'} (kNm)	M _{y'} (kNm)
1	7428,23	0,00	0,00	441,51	-173,69
2	7362,09	0,00	0,00	601,74	-173,82
3	6285,47	0,00	0,00	-229,88	48,90
4	6273,14	0,00	0,00	-236,38	9,61
5	4990,17	0,00	0,00	-102,03	1056,94
6	4924,03	0,00	0,00	58,20	1056,81
7	4990,17	0,00	0,00	-5137,20	331,29
8	4924,03	0,00	0,00	-4976,97	331,16

Reação nas Estacas (kN)								
Estacas	Caso de Carregamento							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	565,61	547,26	547,27	542,67	534,11	515,76	861,33	842,99
2	589,15	579,35	535,01	530,07	528,67	518,87	587,35	577,55
3	612,70	611,45	522,75	517,46	523,22	521,97	313,36	312,11
4	636,25	643,54	510,49	504,85	517,78	525,08	39,38	46,67
5	583,70	565,37	542,18	541,67	424,01	405,68	826,82	808,49
6	607,25	597,46	529,92	529,07	418,57	408,78	552,84	543,06
7	630,79	629,55	517,66	516,46	413,13	411,89	278,86	277,62
8	654,34	661,65	505,40	503,85	407,69	414,99	4,87	12,18
9	601,79	583,47	537,09	540,67	313,91	295,60	792,31	774,00
10	625,34	615,57	524,83	528,06	308,47	298,70	518,33	508,56
11	648,88	647,66	512,57	515,46	303,03	301,80	244,35	243,12
12	672,43	679,75	500,30	502,85	297,59	304,91	-29,64	-22,32

Para as estacas E21 a E32, a carga máxima = 860 kN → será adotada estaca raiz com capacidade de carga de 1100kN. De acordo com o cálculo da capacidade de carga apresentado anteriormente para o furo SM-11, as estacas terão,

aproximadamente, $\phi 410\text{mm}$ com 6,5 metros de comprimento em solo e $\phi 310\text{mm}$ com 3,0 metros de comprimento em rocha (9,5 metros no total).

- Cargas nas estacas do apoio 3:

nº Estaca	nº Carreg.
6	10

Processar

Coordenadas Globais		
Estacas	x(m)	y(m)
1	0,75	1,20
2	0,75	0,00
3	0,75	-1,20
4	-0,75	1,20
5	-0,75	0,00
6	-0,75	-1,20

BLOCO BL.6 E BL7

Geometria do Bloco		
B (m)	L (m)	H (m)
2,50	3,50	1,10
Peso	W (kN)	240,6

Casos de Carregamento					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(kN)	x(m)	y(m)	Mx (kNm)	My(kNm)
1	4709,1	0,0	0,0	149,8	-499,8
2	4682,6	0,0	0,0	124,7	-430,5
3	4347,7	0,0	0,0	-302,8	-244,9
4	4339,8	0,0	0,0	-324,6	-178,9
5	2714,4	0,0	0,0	149,8	-499,8
6	2714,4	0,0	0,0	149,8	-989,0
7	2459,3	0,0	0,0	-51,7	-954,4
8	2687,9	0,0	0,0	124,7	-919,7
9	2451,3	0,0	0,0	-73,5	-888,5
10	2509,3	0,0	0,0	-507,7	-113,0

Propriedades geométricas do Estaqueamento					
x _g (m)	y _g (m)	I _x (m ²)	I _y (m ²)	I _{xy} (m ²)	φ (°)
0,000	0,000	5,76	3,38	0,00	0,00

Casos de Carregamento segundo o sistema Local					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(tf)	x'(m)	y'(m)	M _x (kNm)	M _y (kN.m)
1	4709,10	0,00	0,00	149,78	-499,78
2	4682,64	0,00	0,00	124,67	-430,53
3	4347,73	0,00	0,00	-302,82	-244,87
4	4339,78	0,00	0,00	-324,64	-178,93
5	2714,40	0,00	0,00	149,78	-499,78
6	2714,40	0,00	0,00	149,78	-988,97
7	2459,26	0,00	0,00	-51,66	-954,40
8	2687,95	0,00	0,00	124,67	-919,72
9	2451,32	0,00	0,00	-73,48	-888,46
10	2509,29	0,00	0,00	-507,69	-113,00

Reação nas Estacas (kN)										
Estacas	Caso de Carregamento									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	642,58	658,79	733,29	751,17	310,13	201,43	208,55	217,64	226,43	498,87
2	673,79	684,77	670,21	683,53	341,34	232,63	197,79	243,61	211,12	393,10
3	704,99	710,74	607,12	615,90	372,54	263,83	187,02	269,58	195,81	287,34
4	864,71	850,14	842,12	830,69	532,26	640,97	632,73	626,40	621,30	549,09
5	895,91	876,11	779,04	763,06	563,46	672,17	621,97	652,37	605,99	443,32
6	927,12	902,09	715,95	695,43	594,67	703,37	611,20	678,35	590,68	337,56

Para as estacas E33 a E44, a carga máxima = 927 kN → será adotada estaca raiz com capacidade de carga de 1100kN. De acordo com o cálculo da capacidade de

carga apresentado anteriormente para o furo SM-11, as estacas terão, aproximadamente, $\phi 410\text{mm}$ com 6,5 metros de comprimento em solo e $\phi 310\text{mm}$ com 3,0 metros de comprimento em rocha (9,5 metros no total).

- Cargas nas estacas do encontro 02:

nº Estaca	nº Carreg.
4	8

Processar

BLOCOS BL.8 E BL.9

Coordenadas Globais		
Estacas	x(m)	y(m)
1	-0,75	-0,75
2	-0,75	0,75
3	0,75	0,75
4	0,75	-0,75

Geometria do Bloco		
B (m)	L (m)	H (m)
2,5	2,5	1,0
Peso	W (kN)	156,3

Casos de Carregamento					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(kN)	x(m)	y(m)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	2786,9	0,0	0,0	-44,4	-78,6
2	2786,9	0,0	0,0	-45,5	-51,3
3	2777,0	0,0	0,0	14,5	-87,3
4	2777,0	0,0	0,0	13,4	-114,8
5	1552,9	0,0	0,0	-20,1	-76,4
6	1553,0	0,0	0,0	-19,1	-48,9
7	1683,2	0,0	0,0	12,4	-291,2
8	1698,5	0,0	0,0	-92,1	-24,1

Propriedades geométricas do Estaqueamento					
x _g (m)	y _g (m)	I _{x'} (m ²)	I _y (m ²)	I _{xy} (m ²)	φ (°)
0,000	0,000	2,25	2,25	0,00	0,00

Casos de Carregamento segundo o sistema Local					
Carreg.	Carga Normal			Momentos	
	N(tf)	x'(m)	y'(m)	M _{x'} (kNm)	M _y (kN.m)
1	2786,88	0,00	0,00	-44,36	-78,60
2	2786,85	0,00	0,00	-45,48	-51,33
3	2777,04	0,00	0,00	14,49	-87,31
4	2777,02	0,00	0,00	13,43	-114,84
5	1552,94	0,00	0,00	-20,14	-76,40
6	1552,96	0,00	0,00	-19,08	-48,86
7	1683,22	0,00	0,00	12,38	-291,19
8	1698,48	0,00	0,00	-92,05	-24,07

Reação nas Estacas (kN)								
Estacas	Caso de Carregamento							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	708,13	698,66	728,19	737,01	406,99	398,17	521,99	401,96
2	737,70	728,98	718,53	728,06	420,41	410,89	513,74	463,33
3	685,31	694,76	660,33	651,49	369,48	378,31	319,61	447,28
4	655,74	664,44	669,99	660,45	356,06	365,59	327,87	385,91

Para as estacas E45 a E52, a carga máxima = 740 kN → será adotada estaca raiz com capacidade de carga de 1100kN. De acordo com o cálculo da capacidade de carga apresentado anteriormente para o furo SM-12, as estacas terão, aproximadamente, $\phi 410\text{mm}$ com 8,5 metros de comprimento em solo e $\phi 310\text{mm}$ com 5,0 metros de comprimento em rocha (13,5 metros no total).

20.3 RESUMO DAS ESTACAS

Estacas	Sondagem	Esforços solicitantes (kN)		Esforços resistentes (kN)		Comprimentos (m)		
		Comp.	Tração	Comp.	Tração	<i>L_{solo}</i>	<i>L_{rocha}</i>	<i>L_{total}</i>
E1 a E8	SM-09	-900	-	1000,0	-	7,00	4,00	11,00
E9 a E20	SM-10	-955	-	1100,0	-	5,00	3,00	8,00
E21 a E32	SM-11	-860	-	1100,0	-	6,50	3,00	9,50
E33 a E44	SM-11	-927	-	1100,0	-	6,50	3,00	9,50
E45 A E52	SM-12	-740	-	900,0	-	8,50	5,00	13,50

20.4 CÁLCULO DAS ARMADURAS

20.4.1 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES NORMAIS

As cargas verticais calculadas em 20.2 devem ser combinadas com as cargas críticas horizontais expostas a seguir, devidamente majoradas:

- **Esforços horizontais Nominais que chegam nos Blocos:**

CARGAS HORIZONTAIS CRÍTICAS (kN)					
ITEM	F2	F3	Fr_crit por bloco	N estacas	Fr_crit por estaca
BLOCOS BL.1 E BL.2	-157,2	54,1	166,3	4,0	41,6
BLOCOS BL.3 E BL.4	-5,0	-159,1	159,2	6,0	26,5
BLOCO BL.5	-172,3	49,3	179,2	12,0	14,9
BLOCO BL.6 E BL.7	186,6	-37,6	190,3	6,0	31,7
BLOCOS BL.8 E BL.9	-142,0	-9,0	142,2	4,0	35,6

A seguir são expostos os diagramas de esforços nas estacas críticas em cada apoio, sendo mostrados, da esquerda para a direita, Encontro 01, Apoios 1 a 3 e Encontro 02.

- Diagrama de Força Normal

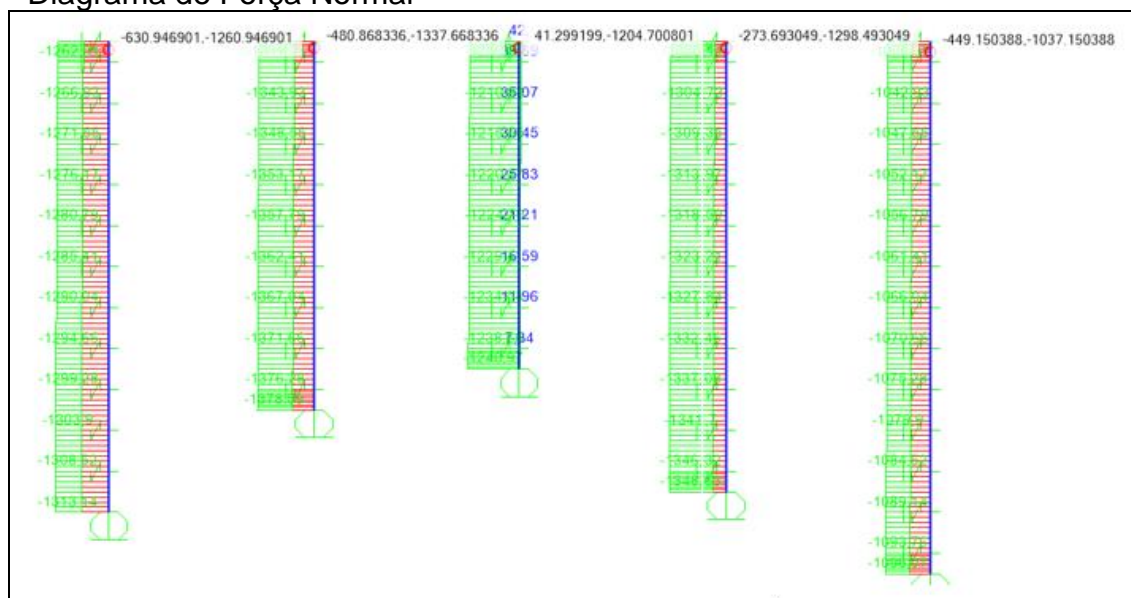


Figura 159 – Esforço Axial – kN
 - Diagrama de Momento Fletor Longitudinal

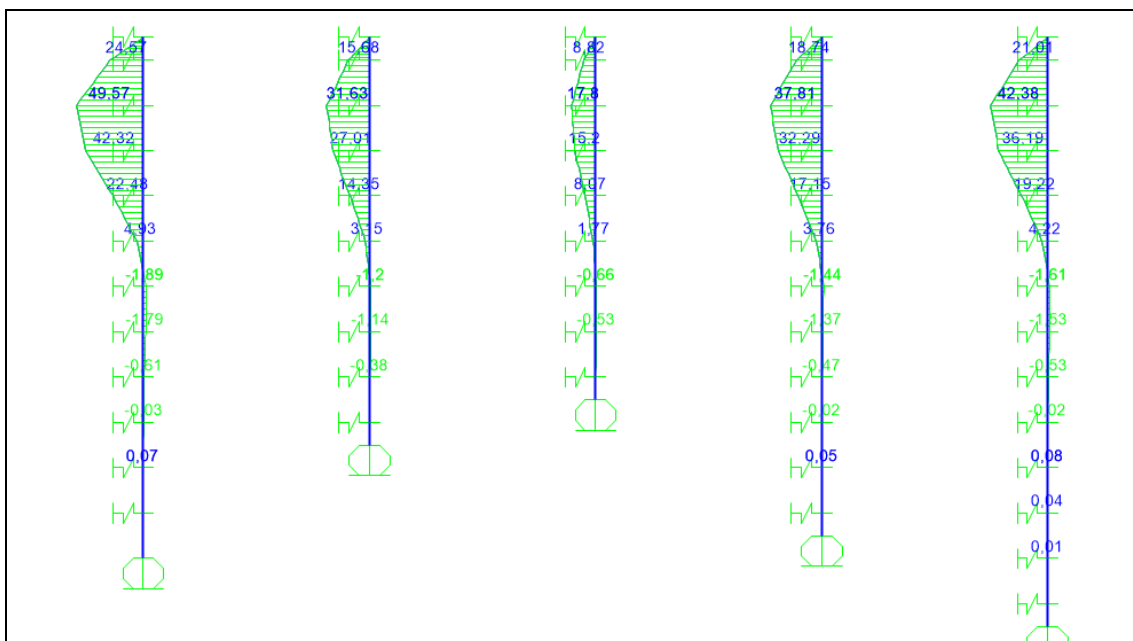


Figura 160 – Momento Fletor Total – kN.m

- Dimensionamento das armaduras



ANÁLISE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

www.pcalc.com.br

ESTACAS: Dados Gerais

Armação: 8φ20 mm ($A_s = 25.13 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 990 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 17.8 \text{ cm}$

$y_{cg} = 17.8 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 77962 \text{ cm}^4$

$I_y = 77962 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 2.54 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

ESTACAS: Dados Esforços

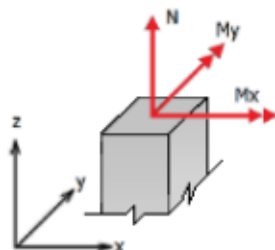


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,x}$	$M_{k,y}$
1	-630	49.6	0
2	-1261	49.6	0
3	-480	31.6	0
4	-1338	31.6	0
5	41	17.8	0
6	-1204	17.8	0
7	-274	37.8	0
8	-1300	37.8	0
9	-449	42.4	0
10	-1037	42.4	0

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

ESTACAS: Resumo verificação ELU

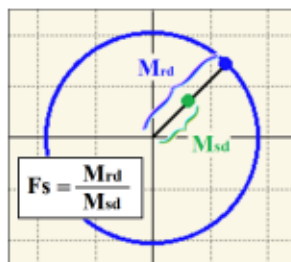


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-630	49.6	0	2.19
2	-1261	49.6	0	1.52
3	-480	31.6	0	3.57
4	-1338	31.6	0	2.23
5	41	17.8	0	5.79
6	-1204	17.8	0	4.46
7	-274	37.8	0	3.04
8	-1300	37.8	0	1.93
9	-449	42.4	0	2.67
10	-1037	42.4	0	2.10

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

20.4.2 DIMENSIONAMENTO DAS SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

Para promover o dimensionamento ao cisalhamento a seção circular considerou-se uma seção retangular equivalente cujas medidas são dadas pelas equações oriundas do CEB.

$$b_e = 0,9 \cdot D$$

$$d_e = 0,45 \cdot D + 0,64(d - 0,5 \cdot D)$$

$$Fh_{\max} = \sqrt{V_{22d}^2 + V_{33d}^2}$$

Onde:

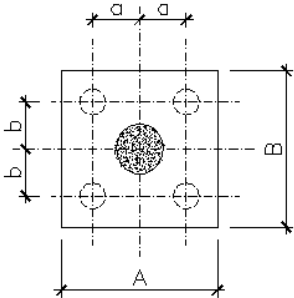
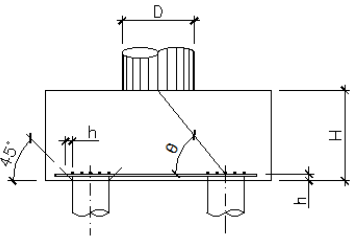
- b_e é a largura efetiva da seção equivalente;
- d_e é a altura útil efetiva da seção equivalente;
- D é o diâmetro da seção;
- d é a altura útil da seção.

Dados			
Força Cortante Reduzida (V)		58,2	kN
Base da Seção de Concreto (b_w ou b_f)		0,369	m
Altura da Seção de Concreto (h)		0,277	m
Cobrimento (d')		0,060	m
Área de armação longitudinal (A_s)		0,000	cm ²
Área de concreto (A_c)		0,102	m ²
Seção transversal totalmente tracionada?		NÃO	
Resistência nominal do concreto (f_{ck})		20,00	MPa
Resistência de cálculo (f_{ywd}) - Item 19.4.2		364	MPa
Coefficiente de minoração da resistência (γ_c)		1,40	
Coefficiente de majoração de carga (γ_f)		1,00	
Coefficiente de majoração da força de protensão (γ_{fp})		0,9	
Modelo I (NBR 6118/2014: 19.4.1)			
Fases			
f_{ctd}	$(0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c$	1,11	MPa
k	Valor absoluto de: 1,6 - d	1,38	m
ρ	$A_s / (b_w \cdot d)$	0,0000	
σ_{cp}	$N_s / (b_w \cdot h)$	0,00	MPa
V_d	$V \cdot \gamma_f$	58,24	kN
α_{v2}	$1 - f_{ck} / 250$	0,920	
V_{Rd2}	$0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	284,54	kN
A seção resiste a compressão da biela $V_d < V_{Rd2}$			
V_{C0}	$0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	53,17	kN
$M_0/M_{sd,max}$	Se $N_p \neq 0$ - Consultar item 17.4.2.2 da NBR 6118/2003	0,00	
Vc	$V_{C0}(1+M_0/M_{sd,max})$ ou 0 (para seção totalmente tracionada)	53,17	kN
V_{sw}	$V_d - V_c$	5,07	kN
A_{s90}	$V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$	0,71	cm ² / m
$A_{s90,min}$	$0,2 \cdot b_w \cdot f_{ctm} / f_{ywk}$	3,26	cm ² / m

Armadura mínima adotada: $\phi 6,3$ c. 20

20.5 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

20.5.1 BLOCOS BL.1 E BL2

DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS													
ENTRADA DE DADOS													
													
<table border="1"> <tr> <th colspan="2">Dimensões do Bloco (cm)</th> </tr> <tr> <td>A</td> <td>250</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>250</td> </tr> <tr> <td>H</td> <td>100</td> </tr> </table>	Dimensões do Bloco (cm)		A	250	B	250	H	100	<table border="1"> <tr> <th colspan="2">Estacas Circulares</th> </tr> <tr> <td>Diâmetro (cm)</td> <td>41</td> </tr> </table>	Estacas Circulares		Diâmetro (cm)	41
Dimensões do Bloco (cm)													
A	250												
B	250												
H	100												
Estacas Circulares													
Diâmetro (cm)	41												
<table border="1"> <tr> <td>f_{ck} bloco (Mpa)</td> <td>35</td> </tr> </table>	f_{ck} bloco (Mpa)	35	<table border="1"> <tr> <th colspan="2">Pilar*</th> </tr> <tr> <td>Diâmetro (D)</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Base</td> <td>85</td> </tr> <tr> <td>Altura</td> <td>85</td> </tr> </table>	Pilar*		Diâmetro (D)	0	Base	85	Altura	85		
f_{ck} bloco (Mpa)	35												
Pilar*													
Diâmetro (D)	0												
Base	85												
Altura	85												
<table border="1"> <tr> <td>Carga do Pilar de Cálculo (kN)</td> <td>4445</td> </tr> </table>	Carga do Pilar de Cálculo (kN)	4445	<table border="1"> <tr> <td>Capacidade de carga das estacas (kN)</td> <td>1000</td> </tr> </table>	Capacidade de carga das estacas (kN)	1000								
Carga do Pilar de Cálculo (kN)	4445												
Capacidade de carga das estacas (kN)	1000												
*Para pilar quadrado, colocar diâmetro = 0													

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO JUNTO À ESTACA					
Para a verificação da tensão de compressão na biela, utilizam se os valores de tensões estabelecidos no item 22.3.2 da NBR6118:2014 em função da região nodal (f_{cd1} , f_{cd2} e f_{cd3}).					
Para este caso, será adotado f_{cd3} , sendo:					
$s_{biela} = F_{biela} / A_{biela} < s_{admissível}$					
$f_{cd3} = 0,72 \cdot a_{v2} \cdot f_{cd}$ (bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT).					
<table border="1"> <tr> <td>$a_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$</td> <td>$a_{v2} = 0,86$</td> </tr> </table>	$a_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$	$a_{v2} = 0,86$			
$a_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$	$a_{v2} = 0,86$				
<table border="1"> <tr> <td>f_{cd} (Mpa)</td> <td>25</td> </tr> </table>	f_{cd} (Mpa)	25	<table border="1"> <tr> <td>f_{cd3} (Mpa)</td> <td>15,48</td> </tr> </table>	f_{cd3} (Mpa)	15,48
f_{cd} (Mpa)	25				
f_{cd3} (Mpa)	15,48				
<table border="1"> <tr> <td>F_{biela} (kN)</td> <td>1439,56</td> </tr> </table>	F_{biela} (kN)	1439,56	<table border="1"> <tr> <td>$F_{biela,d}$ (kN)</td> <td>2015,38</td> </tr> </table>	$F_{biela,d}$ (kN)	2015,38
F_{biela} (kN)	1439,56				
$F_{biela,d}$ (kN)	2015,38				
	<table border="1"> <tr> <td>σ_{biela} (MPa) =</td> <td>11,78</td> </tr> </table>	σ_{biela} (MPa) =	11,78		
σ_{biela} (MPa) =	11,78				
	A verificação está atendida!				

DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DA BIELA JUNTO AO PILAR

A tensão de compressão na região nodal do pilar pode ser calculada considerando a área ampliada do pilar. A área ampliada resulta da abertura da área do pilar a 45° ao longo da altura comprimida y.

$$\sigma_{\text{pilar}} = F_{\text{pilar}} / (A_{\text{pilar,Ampliada}} * \text{sen}(\theta))^2 < \sigma_{\text{admissível}}$$

Para este caso, será adotado fcd1, sendo:

fcd1 = 0,85 . av2 . fcd (bielas prismáticas ou nós CCC) fcd1 = 18,28

A_{pilar} (cm²) = 7225,00 σ_{biela} (MPa) = 2,97

A verificação está atendida!

CÁLCULO DAS ARMADURAS

F_{biela,d} (kN) = 2015,4 T_d = F_{d,biela} * cos(θ)

T_d (kN) = 1449,74 β (°) = 45

Bloco Quadrado = T_{xd} = T_{yd}

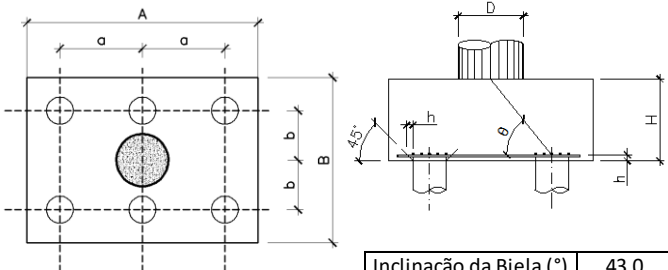
T_{xd} (kN) = T_d * cos(β) T_{yd} (kN) = T_d * sen(β)

T_{xd} = 1025,12 T_{yd} = 1025,12

A_{sx} (cm²) = 23,58 A_{sy} (cm²) = 23,58

Adotar 5Ø25mm Adotar 5Ø25mm

20.5.1 BLOCOS BL.3 E BL4

DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS																	
ENTRADA DE DADOS																	
																	
Inclinação da Biela (°) 43,0																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Dimensões do Bloco (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>350</td> <td>a</td> <td>125</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>250</td> <td>b</td> <td>75</td> </tr> <tr> <td>H</td> <td>110</td> <td>h</td> <td>7,5</td> </tr> </tbody> </table>		Dimensões do Bloco (cm)				A	350	a	125	B	250	b	75	H	110	h	7,5
Dimensões do Bloco (cm)																	
A	350	a	125														
B	250	b	75														
H	110	h	7,5														
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Estacas Circulares</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Diâmetro (cm)</td> <td>41</td> </tr> </tbody> </table>		Estacas Circulares		Diâmetro (cm)	41												
Estacas Circulares																	
Diâmetro (cm)	41																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Pilar*</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Diâmetro (D)</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Base</td> <td>85</td> </tr> <tr> <td>Altura</td> <td>85</td> </tr> </tbody> </table>		Pilar*		Diâmetro (D)	0	Base	85	Altura	85								
Pilar*																	
Diâmetro (D)	0																
Base	85																
Altura	85																
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>f_{ck} bloco (Mpa)</td> <td>35</td> </tr> </tbody> </table>		f_{ck} bloco (Mpa)	35														
f_{ck} bloco (Mpa)	35																
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Carga do Pilar de Cálculo (kN)</td> <td>7100</td> </tr> </tbody> </table>		Carga do Pilar de Cálculo (kN)	7100														
Carga do Pilar de Cálculo (kN)	7100																
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Capacidade de carga das estacas (kN)</td> <td>1100</td> </tr> </tbody> </table>		Capacidade de carga das estacas (kN)	1100														
Capacidade de carga das estacas (kN)	1100																
*Para pilar quadrado, colocar diâmetro = 0																	

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO JUNTO À ESTACA					
Para a verificação da tensão de compressão na biela, utilizam se os valores de tensões estabelecidos no item 22.3.2 da NBR6118:2014 em função da região nodal (f_{cd1} , f_{cd2} e f_{cd3}).					
Para este caso, será adotado f_{cd3} , sendo:					
$s_{biela} = F_{biela} / A_{biela} < s_{admissivel}$					
$f_{cd3} = 0,72 \cdot a_{v2} \cdot f_{cd}$ (bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT).					
$a_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$	$a_{v2} = 0,86$				
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>f_{cd} (Mpa)</td> <td>25</td> </tr> </tbody> </table>	f_{cd} (Mpa)	25	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>f_{cd3} (Mpa)</td> <td>15,48</td> </tr> </tbody> </table>	f_{cd3} (Mpa)	15,48
f_{cd} (Mpa)	25				
f_{cd3} (Mpa)	15,48				
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>F_{biela} (kN)</td> <td>1613,53</td> </tr> </tbody> </table>	F_{biela} (kN)	1613,53	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>$F_{biela,d}$ (kN)</td> <td>2258,94</td> </tr> </tbody> </table>	$F_{biela,d}$ (kN)	2258,94
F_{biela} (kN)	1613,53				
$F_{biela,d}$ (kN)	2258,94				
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>σ_{biela} (MPa) =</td> <td>13,45</td> </tr> </tbody> </table>		σ_{biela} (MPa) =	13,45		
σ_{biela} (MPa) =	13,45				
A verificação está atendida!					

DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DA BIELA JUNTO AO PILAR

A tensão de compressão na região nodal do pilar pode ser calculada considerando a área ampliada do pilar. A área ampliada resulta da abertura da área do pilar a 45° ao longo da altura comprimida y.

$$\sigma_{\text{pilar}} = F_{\text{pilar}} / (A_{\text{pilar,Ampliada}} * \text{sen}(\theta))^2 < \sigma_{\text{admissível}}$$

Para este caso, será adotado fcd1, sendo:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot av2 \cdot f_{cd} \text{ (bielas prismáticas ou nós CCC)} \quad f_{cd1} = 18,28$$

$$A_{\text{pilar}} \text{ (cm}^2\text{)} = 7225,00$$

$$\sigma_{\text{biela}} \text{ (MPa)} = 4,57$$

A verificação está atendida!

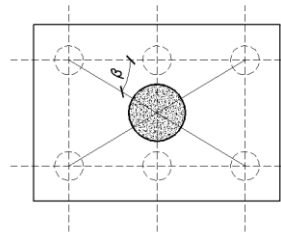
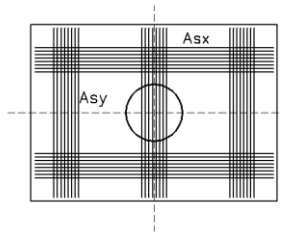
CÁLCULO DAS ARMADURAS

$$F_{\text{biela,d}} \text{ (kN)} = 2258,9$$

$$T_d = F_{\text{d,biela}} * \text{cos}(\theta)$$

$$T_d \text{ (kN)} = 1652,64$$

$$\beta \text{ (}^\circ\text{)} = 30,96376$$



Bloco Retangular

$$T_{xd} \text{ (kN)} = T_d * \text{cos}(\beta)$$

$$T_{yd} \text{ (kN)} = T_d * \text{sen}(\beta)$$

$$T_{xd} = 1417,13$$

$$T_{yd} = 850,28$$

$$A_{sx} \text{ (cm}^2\text{)} = 32,59$$

$$A_{sy} \text{ (cm}^2\text{)} = 19,56$$

$$\text{Adotar } 7\phi 25\text{mm}$$

$$\text{Adotar } 4\phi 25\text{mm}$$

20.5.1 BLOCO BL.5

Os blocos dos apoios centrais serão dimensionados com idealização do modelo de bielas e tirantes, conforme mostrado na imagem abaixo.

Par o dimensionamento será considerado a capacidade de carga das estacas de 1100kN.

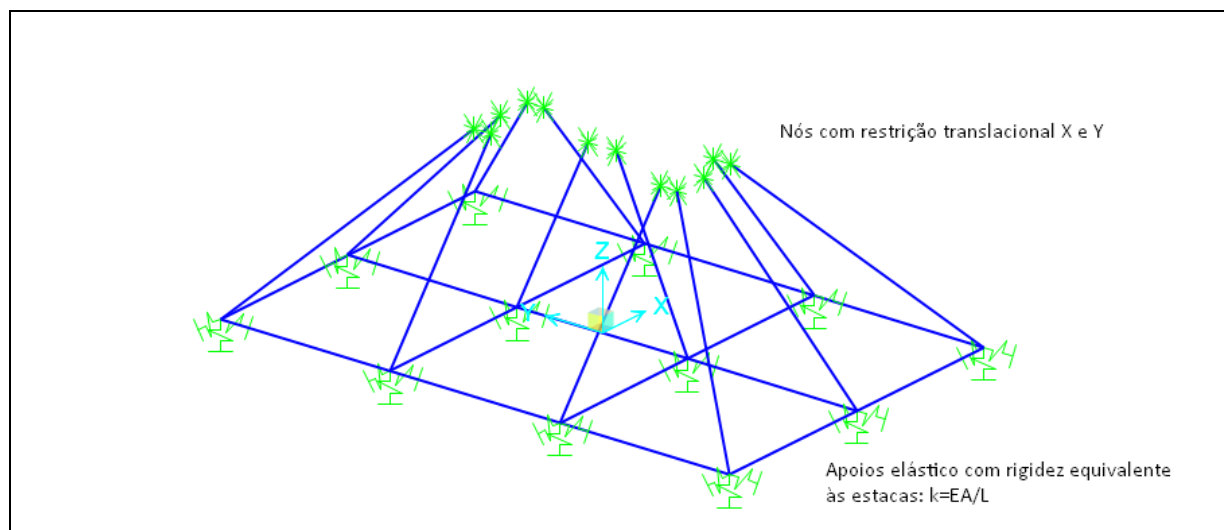


Figura 161 – Modelo de Bielas e Tirantes

Aplicou-se uma carga unitária para extrair o quinhão equivalente à cada biela e tirantes idealizados.

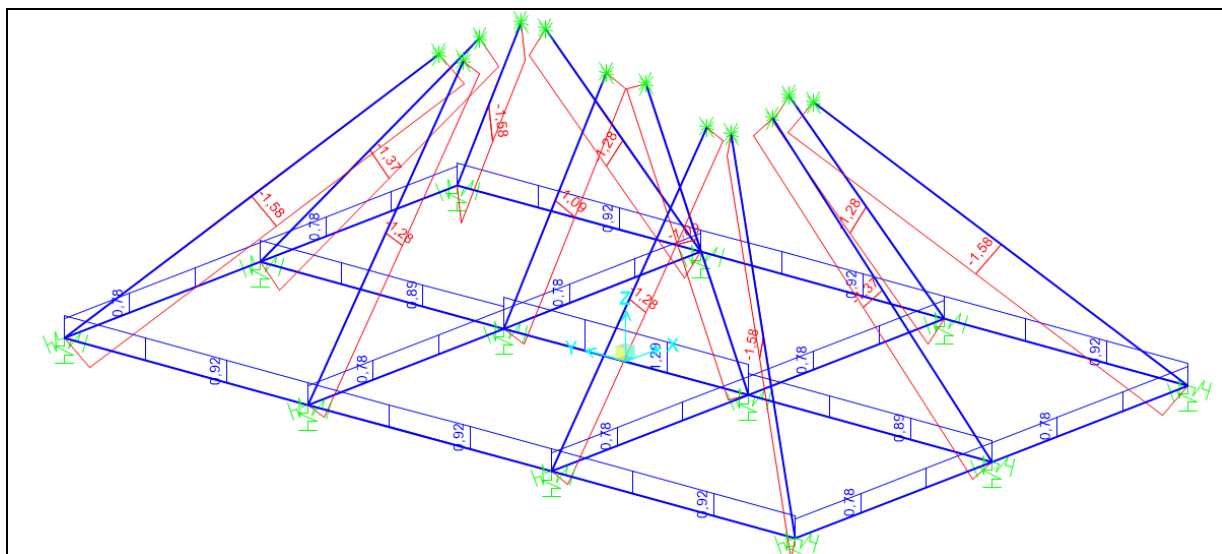


Figura 162 – Esforços Solicitantes

Para se obter os esforços solicitantes deve-se multiplicar os valores indicados nas barras pela reação de apoio no topo do bloco.

VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO JUNTO ÀS ESTACAS

Estaca	ϕ (m)	h (m)	Parcela Biela	D_x (m)	D_y (m)	α (°)	A (m ²)	Vd (kN)	a_{v2}	f_{cd3} (Mpa)	σ_{biela} (Mpa)	Status
E21	0,41	0,075	1,58	1,47	1,175	38,64	0,1707	1540	0,86	15,48	14,25	OK
E22	0,41	0,075	1,37	1,125	1,175	46,25	0,1975	1540	0,86	15,48	10,68	OK
E23	0,41	0,075	1,58	1,47	1,175	38,64	0,1707	1540	0,86	15,48	14,25	OK
E24	0,41	0,075	1,28	0,95	1,175	51,04	0,2126	1540	0,86	15,48	9,27	OK
E25	0,41	0,075	1,09	0,525	1,175	65,92	0,2496	1540	0,86	15,48	6,72	OK
E26	0,41	0,075	1,28	0,95	1,175	51,04	0,2126	1540	0,86	15,48	9,27	OK
E27	0,41	0,075	1,28	0,95	1,175	51,04	0,2126	1540	0,86	15,48	9,27	OK
E28	0,41	0,075	1,09	0,525	1,175	65,92	0,2496	1540	0,86	15,48	6,72	OK
E29	0,41	0,075	1,28	0,95	1,175	51,04	0,2126	1540	0,86	15,48	9,27	OK
E30	0,41	0,075	1,58	1,47	1,175	38,64	0,1707	1540	0,86	15,48	14,25	OK
E31	0,41	0,075	1,37	1,125	1,175	46,25	0,1975	1540	0,86	15,48	10,68	OK
E32	0,41	0,075	1,58	1,47	1,175	38,64	0,1707	1540	0,86	15,48	14,25	OK

Figura 163 – Verificação das bielas junto às estacas

VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO JUNTO AOS PILARES

Estaca	a (m)	b (m)	Parcela Biela	D_x (m)	D_y (m)	α (°)	A (m ²)	Vd (kN)	a_{v2}	f_{cd3} (Mpa)	σ_{biela} (Mpa)	Status
E21	1,0	3,0	1,58	1,47	1,175	38,64	1,1695	1540	0,86	15,48	2,08	OK
E22	1,0	3,0	1,37	1,125	1,175	46,25	1,5652	1540	0,86	15,48	1,35	OK
E23	1,0	3,0	1,58	1,47	1,175	38,64	1,1695	1540	0,86	15,48	2,08	OK
E24	1,0	3,0	1,28	0,95	1,175	51,04	1,8141	1540	0,86	15,48	1,09	OK
E25	1,0	3,0	1,09	0,525	1,175	65,92	2,5008	1540	0,86	15,48	0,67	OK
E26	1,0	3,0	1,28	0,95	1,175	51,04	1,8141	1540	0,86	15,48	1,09	OK
E27	1,0	3,0	1,28	0,95	1,175	51,04	1,8141	1540	0,86	15,48	1,09	OK
E28	1,0	3,0	1,09	0,525	1,175	65,92	2,5008	1540	0,86	15,48	0,67	OK
E29	1,0	3,0	1,28	0,95	1,175	51,04	1,8141	1540	0,86	15,48	1,09	OK
E30	1,0	3,0	1,58	1,47	1,175	38,64	1,1695	1540	0,86	15,48	2,08	OK
E31	1,0	3,0	1,37	1,125	1,175	46,25	1,5652	1540	0,86	15,48	1,35	OK
E32	1,0	3,0	1,58	1,47	1,175	38,64	1,1695	1540	0,86	15,48	2,08	OK

Figura 164 – Verificação das bielas junto aos pilares

CÁLCULO DA ARMADURA DO TIRANTE

Tirante	Parcela Tirante	Vd(kN)	Td(kN)	As _t (cm ²)	As _{malha} (cm ²)	As _{lat} (cm ²)
Tx	0,78	1540	1201,20	27,63	27,63	13,81
Ty1 e Ty3	0,92	1540	1416,80	32,59	32,59	20,37
Ty2	1,29	1540	1986,60	45,69	45,69	28,56

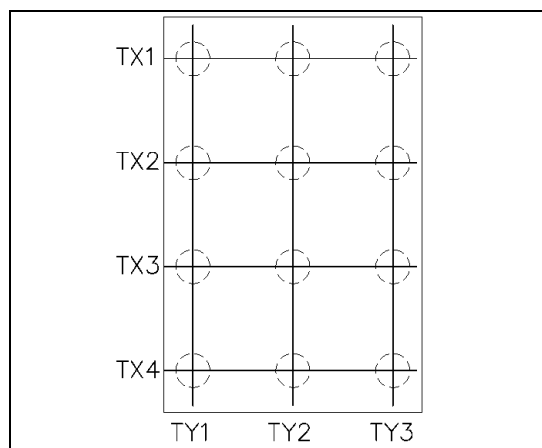


Figura 165 – Armaduras do bloco

Armaduras adotadas:

- Tirante horizontal: **5 ϕ 25mm**
- Tirante vertical: **5 ϕ 25mm (1ª cam.) + 5 ϕ 25mm (2ª cam.)**

20.5.1 BLOCOS BL.6 E BL.7

DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

ENTRADA DE DADOS

Inclinação da Biela (°)		44,6	
Dimensões do Bloco (cm)			
A	350	a	125
B	250	b	75
H	110	h	7,5
f _{ck} bloco (Mpa)		35	
Carga do Pilar de Cálculo (kN)		6300	
Estacas Circulares			
Diâmetro (cm)		41	
Pilar*			
Diâmetro (D)		0	
Base		140	
Altura		85	
Capacidade de carga das estacas (kN)		1100	

*Para pilar quadrado, colocar diâmetro = 0

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO JUNTO À ESTACA

Para a verificação da tensão de compressão na biela, utilizam-se os valores de tensões estabelecidos no item 22.3.2 da NBR6118:2014 em função da região nodal (f_{cd1}, f_{cd2} e f_{cd3}).

Para este caso, será adotado f_{cd3}, sendo:

$$s_{biela} = F_{biela} / A_{biela} < s_{admissível}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot a_{v2} \cdot f_{cd} \text{ (bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT).}$$

a_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)

a_{v2} = 0,86

f _{cd} (Mpa)	25	f _{cd3} (Mpa)	15,48	σ _{biela} (MPa) =	12,70
F _{biela} (kN)	1567,45	F _{biela,d} (kN)	2194,43	A verificação está atendida!	

DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DA BIELA JUNTO AO PILAR

A tensão de compressão na região nodal do pilar pode ser calculada considerando a área ampliada do pilar. A área ampliada resulta da abertura da área do pilar a 45° ao longo da altura comprimida y.

$$\sigma_{\text{pilar}} = F_{\text{pilar}} / (A_{\text{pilar, Ampliada}} * \text{sen}(\theta)^2) < \sigma_{\text{admissível}}$$

Para este caso, será adotado fcd1, sendo:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \text{av2} \cdot f_{cd} \text{ (bielas prismáticas ou nós CCC)} \quad f_{cd1} = 18,28$$

$$A_{\text{pilar}} \text{ (cm}^2\text{)} = 11900,00$$

$$\sigma_{\text{biela}} \text{ (MPa)} = 5,29$$

A verificação está atendida!

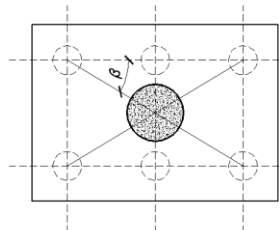
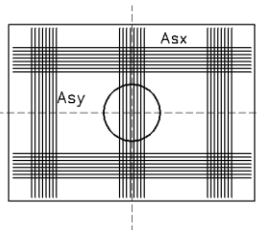
CÁLCULO DAS ARMADURAS

$$F_{\text{biela,d}} \text{ (kN)} = 2194,4$$

$$T_d = F_{\text{d,biela}} * \text{cos}(\theta)$$

$$T_d \text{ (kN)} = 1563,31$$

$$\beta \text{ (}^\circ\text{)} = 30,96376$$



Bloco Retangular

$$T_{xd} \text{ (kN)} = T_d * \text{cos}(\beta)$$

$$T_{yd} \text{ (kN)} = T_d * \text{sen}(\beta)$$

$$T_{xd} = 1340,52$$

$$T_{yd} = 804,31$$

$$A_{sx} \text{ (cm}^2\text{)} = 30,83$$

$$A_{sy} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,50$$

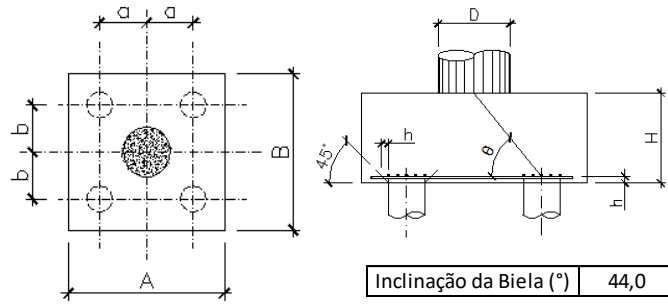
Adotar 7Ø25mm

Adotar 4Ø25mm

20.5.1 BLOCOS BL.8 E BL9

DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

ENTRADA DE DADOS



Dimensões do Bloco (cm)		Estacas Circulares	
A	250	Diâmetro (cm)	41
B	250	Pilar* Diâmetro (D) = 0 Base = 85 Altura = 85	
H	100		
a	75		
b	75	Capacidade de carga das estacas (kN) = 1050	
h	7,5	Carga do Pilar de Cálculo (kN) = 3700	
f _{ck} bloco (Mpa) = 35		Inclinação da Biela (°) = 44,0	

*Para pilar quadrado, colocar diâmetro = 0

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO JUNTO À ESTACA

Para a verificação da tensão de compressão na biela, utilizam-se os valores de tensões estabelecidos no item 22.3.2 da NBR6118:2014 em função da região nodal (f_{cd1}, f_{cd2} e f_{cd3}).

Para este caso, será adotado f_{cd3v} sendo:

$$s_{biela} = F_{biela} / A_{biela} < s_{admissivel}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot a_{v2} \cdot f_{cd} \text{ (bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT).}$$

$a_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$		$a_{v2} = 0,86$
f _{cd} (Mpa)	f _{cd3} (Mpa)	σ _{biela} (MPa) = 12,37
25	15,48	
F _{biela} (kN)	F _{biela,d} (kN)	A verificação está atendida!
1511,53	2116,15	

DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DA BIELA JUNTO AO PILAR

A tensão de compressão na região nodal do pilar pode ser calculada considerando a área ampliada do pilar. A área ampliada resulta da abertura da área do pilar a 45° ao longo da altura comprimida y.

$$\sigma_{\text{pilar}} = F_{\text{pilar}} / (A_{\text{pilar, Ampliada}} \cdot \text{sen}(\theta)^2) < \sigma_{\text{admissível}}$$

Para este caso, será adotado fcd1, sendo:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot av2 \cdot f_{cd} \text{ (bielas prismáticas ou nós CCC)} \quad f_{cd1} = 18,28$$

$$A_{\text{pilar}} \text{ (cm}^2\text{)} = 7225,00$$

$$\sigma_{\text{biela}} \text{ (MPa)} = 5,12$$

A verificação está atendida!

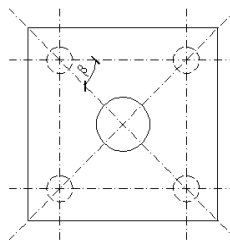
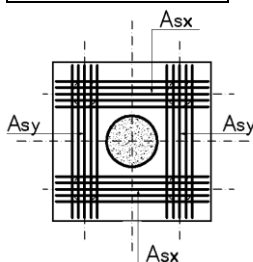
CÁLCULO DAS ARMADURAS

$$F_{\text{biela,d}} \text{ (kN)} = 2116,1$$

$$T_d = F_{d,biela} \cdot \cos(\theta)$$

$$T_d \text{ (kN)} = 1522,23$$

$$\beta \text{ (}^\circ\text{)} = 45$$



Bloco Quadrado = $T_{xd} = T_{yd}$

$$T_{xd} \text{ (kN)} = T_d \cdot \cos(\beta)$$

$$T_{yd} \text{ (kN)} = T_d \cdot \text{sen}(\beta)$$

$$T_{xd} = 1076,38$$

$$T_{yd} = 1076,38$$

$$A_{sx} \text{ (cm}^2\text{)} = 24,76$$

$$A_{sy} \text{ (cm}^2\text{)} = 24,76$$

Adotar 5Ø25mm

Adotar 5Ø25mm

21.0 TERMO DE ENCERRAMENTO

Encerra-se nesta página o Relatório Técnico, realizado pela JM Souto Engenharia completando um total de 377 páginas, está incluída, o qual este relatório - Anexo 3A é parte integrante do Volume 3 - Memória Justificativa do projeto.

Belo Horizonte, 31 de julho de 2023.