

REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DO DNIT NO ESTADO DA PARAÍBA

**Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para
Melhoramentos em Rodovias com Adequação de
Capacidade e Segurança da BR-230/PB**

Rodovia: BR-230/PB
Trecho: Cabedelo – Div. PB/CE
Subtrecho: Cabedelo – Entr. BR 101(A)
Segmento: km 0,00 ao km 28,10
Extensão: 28,1 km
PNV 230BPB0010 – 230BPB0030

VOLUME 3E – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS
TOMO I

Maio/2016

REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DO DNIT NO ESTADO DA PARAÍBA

**Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para
Melhoramentos em Rodovias com Adequação de
Capacidade e Segurança da BR-230/PB**

Rodovia: BR-230/PB
Trecho: Cabedelo – Div. PB/CE
Subtrecho: Cabedelo – Entr. BR 101(A)
Segmento: km 0,00 ao km 28,10
Extensão: 28,1 km
PNV 230BPB0010 – 230BPB0030

VOLUME 3E – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS
TOMO I

Jurisdição: Unidade Local Santa Rita/SR-PB
Fiscalização: Superintendência Regional no Estado da Paraíba SR/PB
Elaboração: Contécnica Consultoria Técnica Ltda.
Contrato: SR/PB-01038/10-00
Processo: 50613.000736/2008-11
Edital: 491/2009-13



Maió/2016

ÍNDICE

ÍNDICE

TOMO I

1 – APRESENTAÇÃO.....	004
2 – MAPA DE SITUAÇÃO	006
3 – MEMÓRIA DE CÁLCULO.....	008
3.1 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 99+0,00	009
3.2 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 217+0,00	124
3.3 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 307+0,00	231

TOMO II

3.4 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 425+0,00	336
3.5 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 470+0,00	432
3.6 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 593+0,00	527
3.7 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 647+0,00	604

TOMO III

3.8 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 725+0,00	699
3.9 – Memória de Cálculo Alargamento Viaduto Estaca 753.....	794
3.10 – Memória de Cálculo Ponte Estaca 762	801
3.11 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 782+0,00	856
3.12 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 845+0,00	957
3.13 – Memória de Cálculo Alargamento Viaduto Estaca 1015.....	1053
3.14 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 1132+0,00	1060

TOMO IV

3.15 – Memória de Cálculo Alargamento Viaduto Estaca 1192.....	1153
3.16 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 1216+0,00	1161
3.17 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 1340+0,00	1218
3.18 - Memória de Cálculo Contenções.....	1306
3.19 – Memória de Cálculo das Passarelas	1398
4 –TERMO DE ENCERRAMENTO	1560

1 – APRESENTAÇÃO

1 – APRESENTAÇÃO

A CONTÉCNICA Consultoria Técnica Ltda. apresenta ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, Superintendência Regional do Estado da Paraíba – SR/PB, o **Volume 3E - Memória de Cálculo das Estruturas – Tomo I**, referente serviços de Elaboração do Projeto Executivo de Engenharia para Melhoramentos em Rodovias com Adequação de Capacidade e Segurança da Rodovia BR-230/PB.

A execução das obras de melhoramentos da rodovia BR-230/PB no segmento compreendido entre os km 24,700 e 26,600 foi delegado ao governo do Estado da Paraíba.

Dados Contratuais:

Rodovia:	BR-230/PB
Trecho:	Cabedelo – Divisa PB/CE
Subtrecho:	Cabedelo – Entr. BR-101(A)
Segmento:	km 0 – km 28,1
Extensão:	28,1 km
PNV:	230BPB0010 e 230BPB0030
Edital n.º:	0491/2009-13
Data da licitação:	19/10/2009
Data Publicação do Resultado da Licitação no “DOU”:	27/05/2010
Contrato n.º:	SR/PB-1038/10-00
Processo administrativo n.º:	50613.000736/2008-11
Data de assinatura:	27/12/2010
Prazo Contratual:	240 dias consecutivos
Data de Publicação no “DOU”:	31/12/2010
Ordem de Início dos Serviços:	03/01/2011
Ordem de Paralisação dos Serviços:	04/01/2011
Ordem de Reinício dos Serviços:	14/05/2012

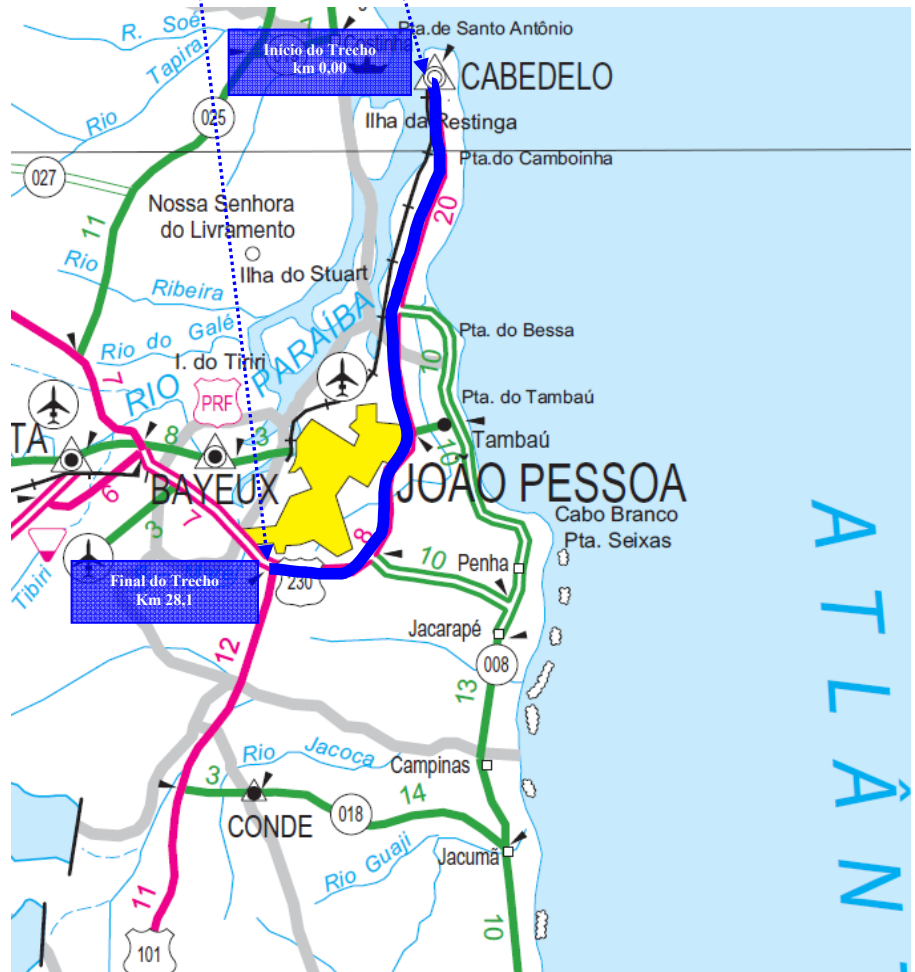
Este Projeto é composto pelos seguintes volumes:

- Volume 1 - Relatório do Projeto e Documentos para Licitação (formato A-4);
- Volume 2 – Projeto de Execução Tomos I e II (formato A-3);
- Volume 3– Memória Justificativa do Projeto Tomos I, II, III e IV (formato A-4);
- Volume 3A – Relatório Final de Avaliação Ambiental (formato A-4);
- Volume 3B – Estudos Geotécnicos Tomos I e II (formato A-4);
- Volume 3C – Notas de Serviço e Cálculo de Volumes Tomos I e II (formato A-3);
- Volume 3E – Memória de Cálculo das Estruturas Tomos I, II, III e IV (formato A-4);
- Volume 4 – Orçamento e Plano de Execução da Obra (formato A-4).



Contécnica Consultoria Técnica Ltda.
Mauro Campos de Faria
Coordenador

2 – MAPA DE SITUAÇÃO



3 – MEMÓRIA DE CÁLCULO

3.1 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 99+0,00

3.1.1 - Introdução

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao Viaduto Estaca 99, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A ponte apresenta 72,00m de superestrutura, constituída de 3 vãos sendo 2 de 21m e 1 vão de 30m, iniciando-se na estaca 97+4,885 até a estaca 100+17,010, e dois tabuleiros de 12,80m cada com largura total de 25,60m sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.1.2 - Ficha Técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: A ponte apresenta 72,00m de superestrutura, constituída de 2 vãos com cadencia de 21,00m e 1 vão com cadencia de 30,00m.

Largura: Dois tabuleiros de 12,80m, com largura total de 25,60m, dois guarda rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em vigas múltiplas bi-apoiadas, pré-moldadas, em concreto protendido.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – $f_{ck} = 10\text{MPa}$

Infraestrutura – $f_{ck} = 25\text{MPa}$

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

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

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: 2,50t/m³

Pavimentação: 2,40t/m³

Terra: 1,80t/m³

Coefficientes de Segurança

Majoração :

Para Esforços de Carga Permanente = 1,35

Para Esforços de Carga Móvel = 1,50

Minoração :

Resistência do Concreto = 1,40

Resistência do Aço = 1,15

Classe de agressividade

Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com Ø=100mm.

Normas

Normas da ABNT e DNIT, em suas últimas edições, a saber.

NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos

NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações

NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento

NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento

NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.

NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações

Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER

Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER

Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 - DNIT

Publicações Técnicas

Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsck

Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras

Fundações Teoria e Prática – Editora Pini

Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed. McGRAW – Hill do Brasil LTDA

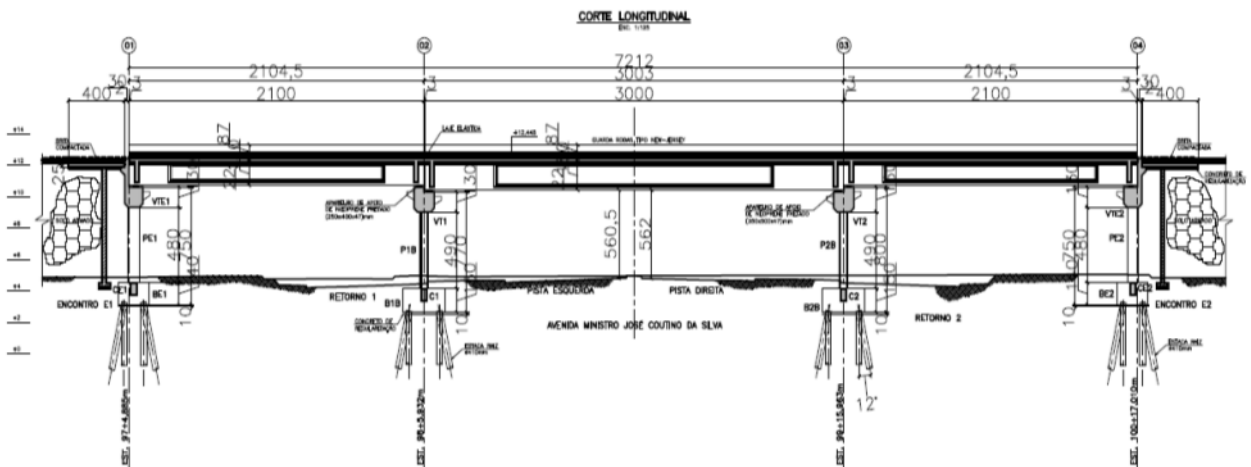
Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento *Sofistik/Ftool*;

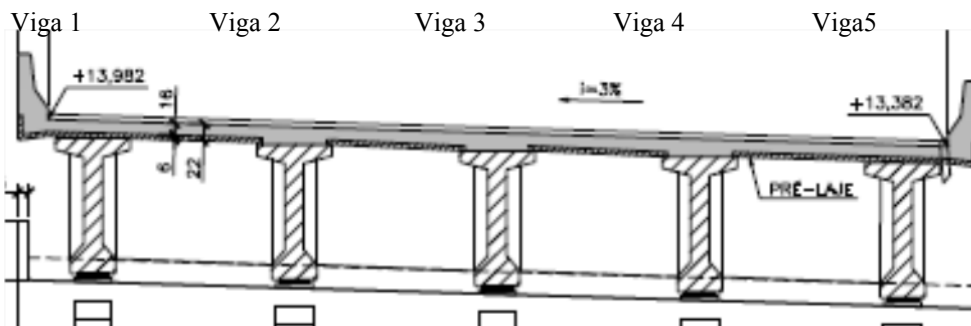
A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa *Estaca* da Projecon; A interação *estaca x solo* com o Programa *Aoki-Velloso* e verificado pelo programa de análise *PFM* da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

Processamento



Viga de 21m

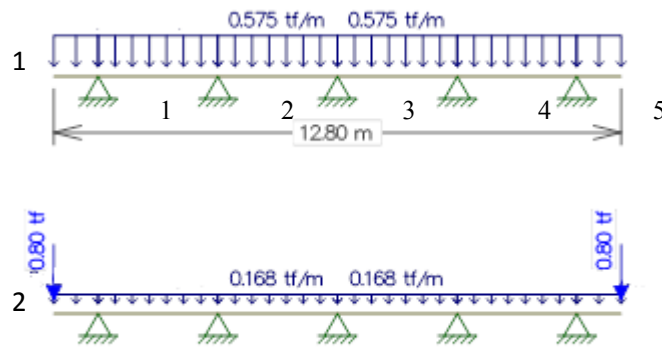
Distribuição dos esforços Transversais para estudo de carga das Longarinas.



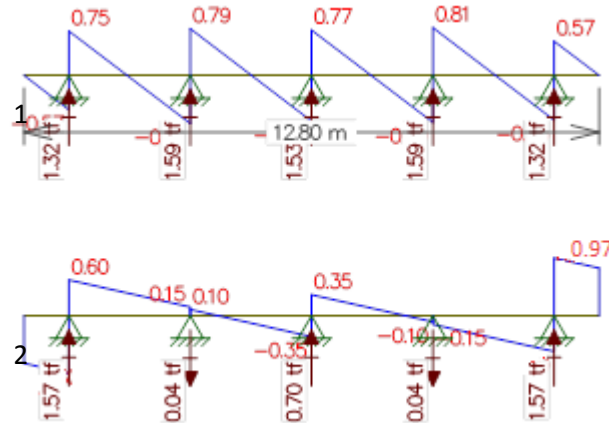
Carga Permanente

1. Peso da Laje
2. Peso do Guarda-rodas + pavimento ++ recapeamento

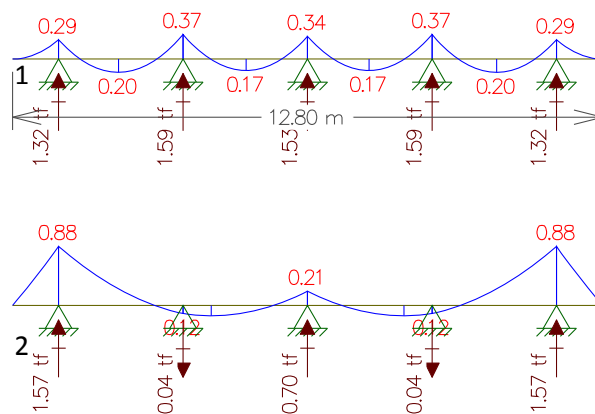
○ Cargas



○ Cortantes



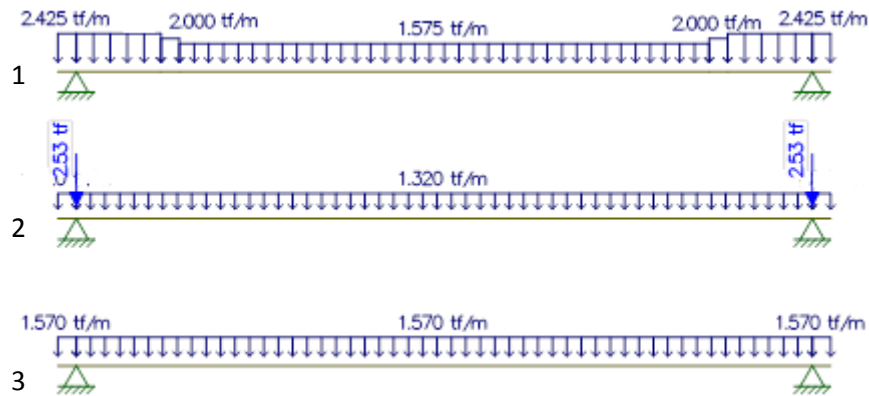
○ Momentos



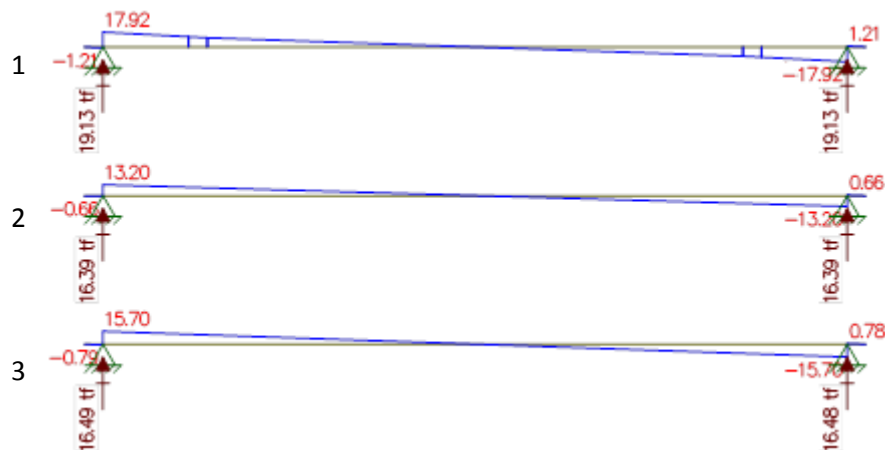
Distribuição dos esforços longitudinais

Carga Permanente

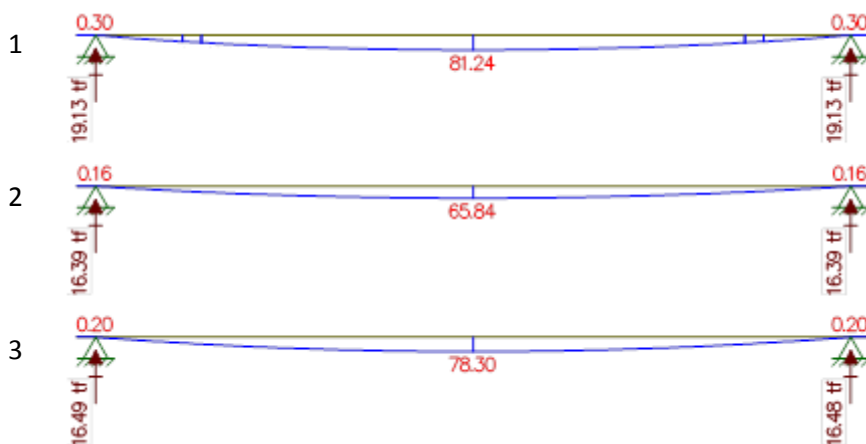
- Viga 1 e 5:
- Peso próprio da Viga
- Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- Peso da laje
- Cargas



Cortante



Momentos



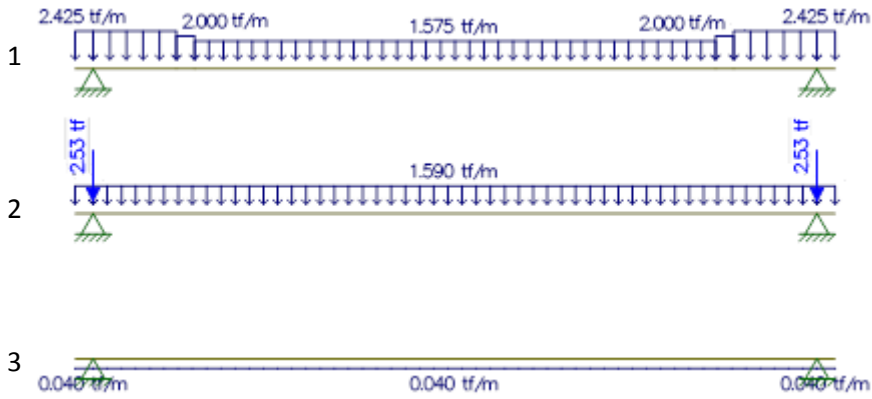
▪ Viga 2 e 4:

Peso próprio da Viga

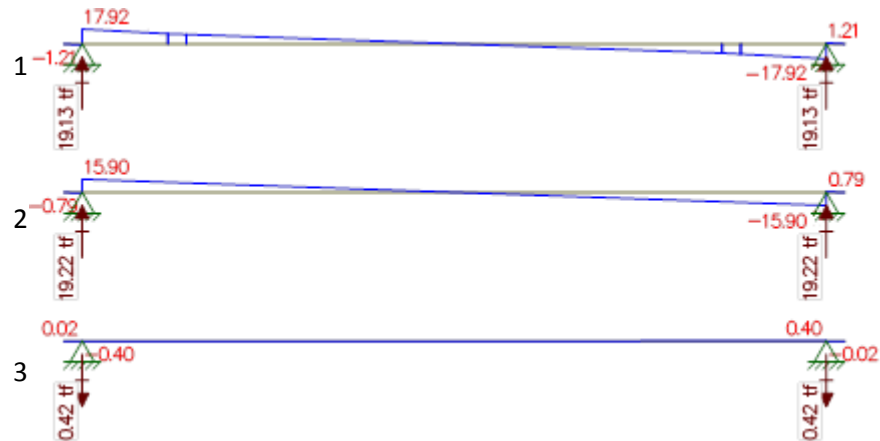
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

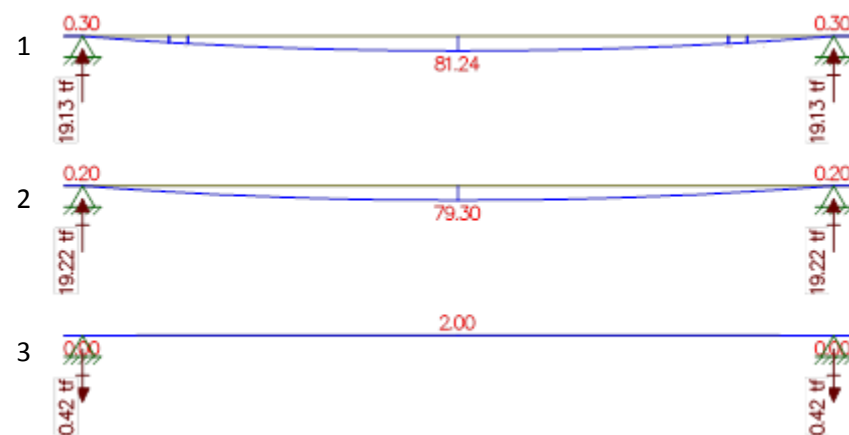
○ Cargas



○ Cortante



○ Momento



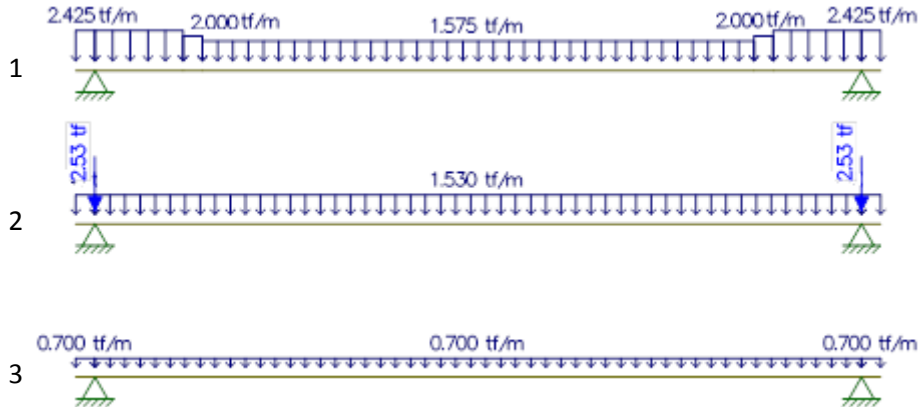
▪ Viga 3:

Peso próprio da Viga

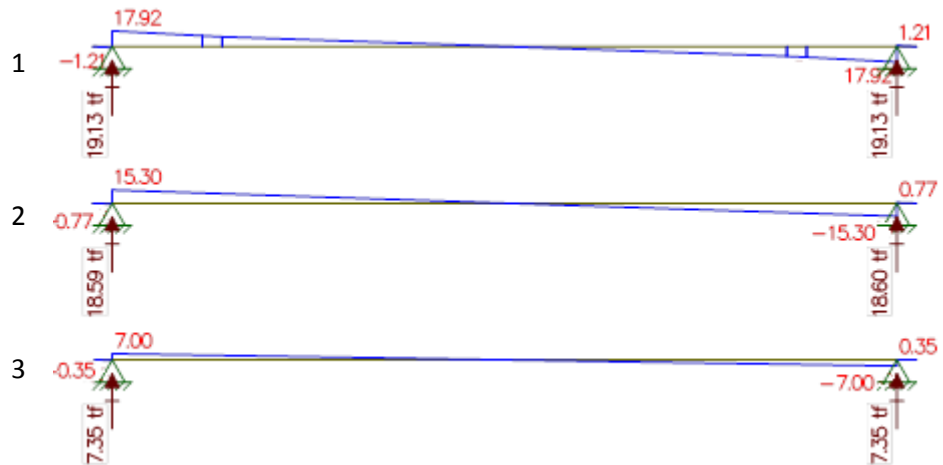
Peso do guarda-rodas + pavimento+ recapeamento

Peso da laje

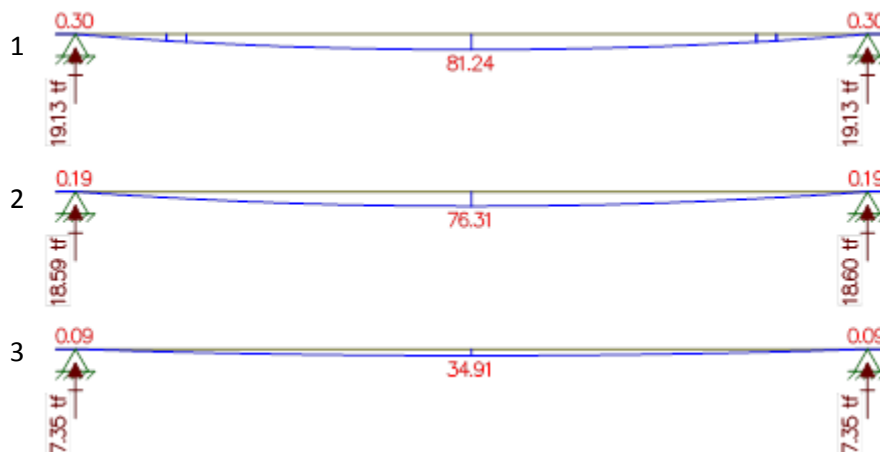
○ Cargas



○ Cortantes



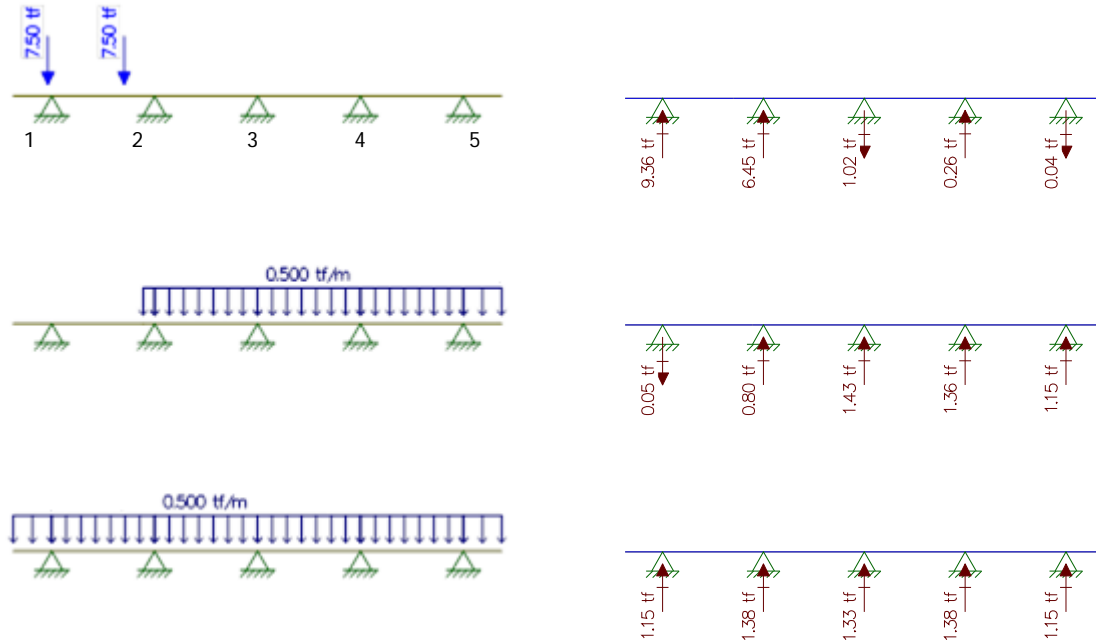
○ Momentos



Distribuição de Trem tipo na seção Transversal

Carga Móvel

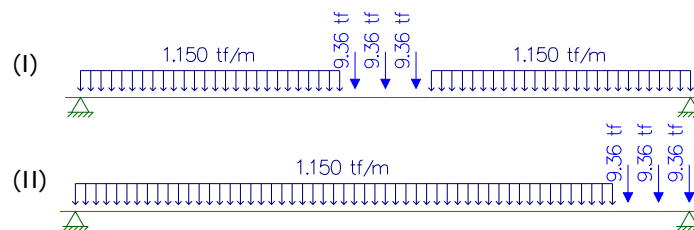
- Vigas 1 e 5



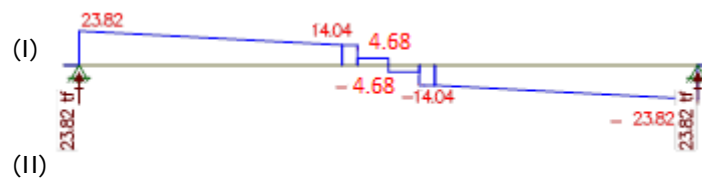
Distribuição de Trem tipo na seção Longitudinal

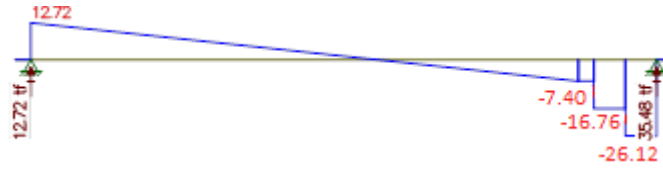
- (I) Para obter o momento máximo.
- (II) Para obter a reação e a cortante máximas.

- Cargas

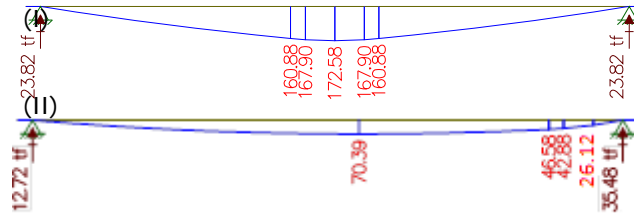


- Cortante



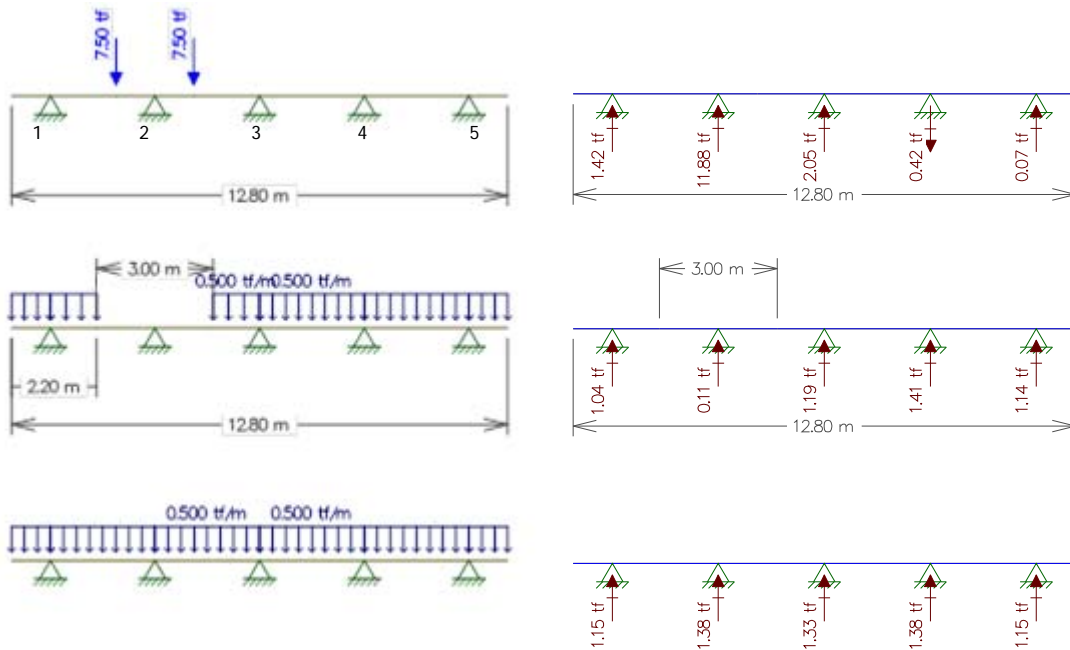


○ Momento



Distribuição de Trem tipo na seção Transversal

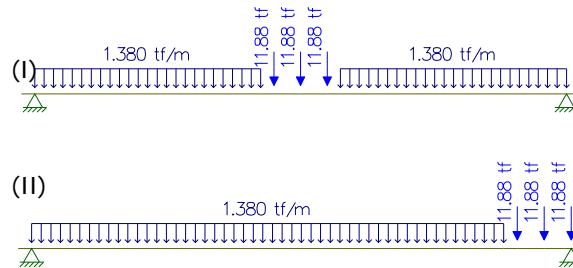
▪ Vigas 2 e 4



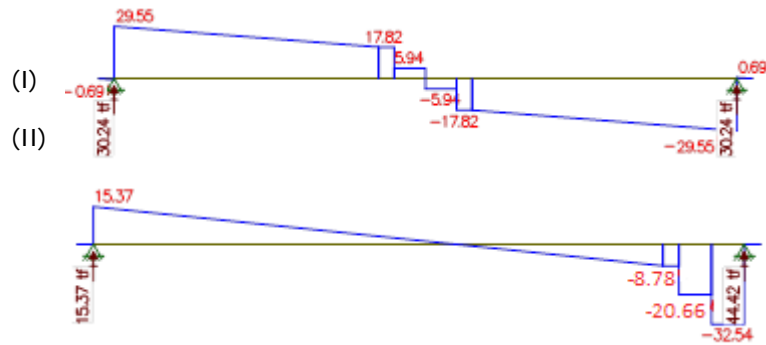
Distribuição dos esforços Longitudinais

- (I) Para obter o momento máximo.
- (II) Para obter a reação e a cortante máximas.

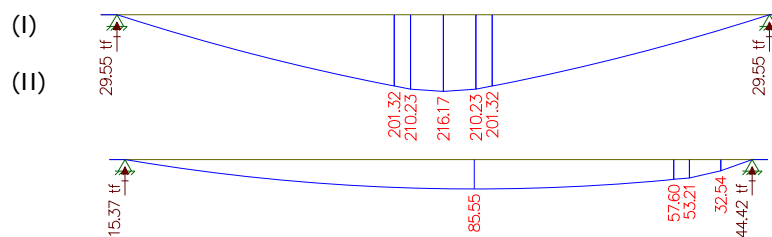
○ Cargas



○ Cortante

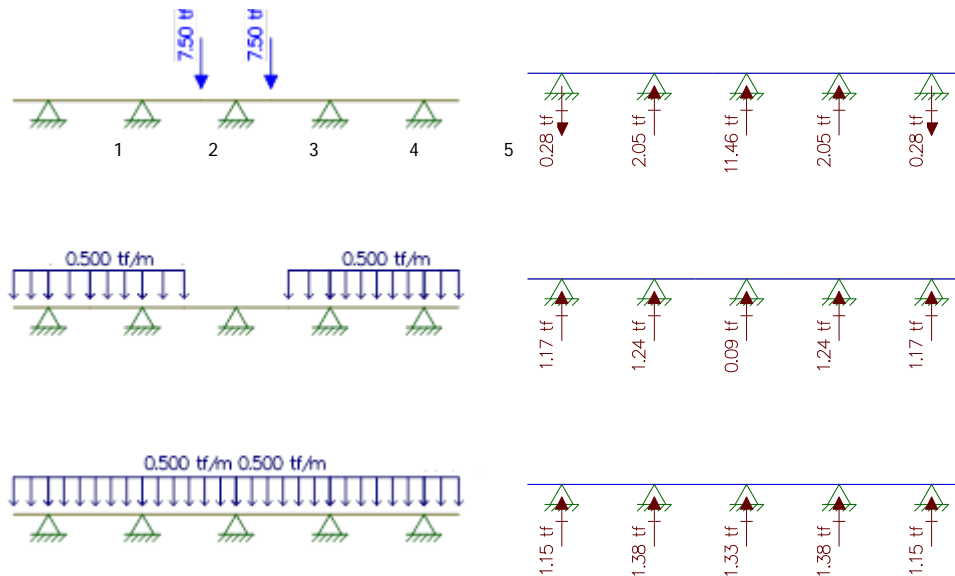


○ Momento



Distribuição do Trem-Tipo na seção Transversal

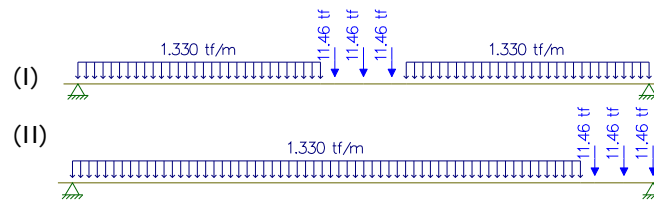
▪ Viga 3



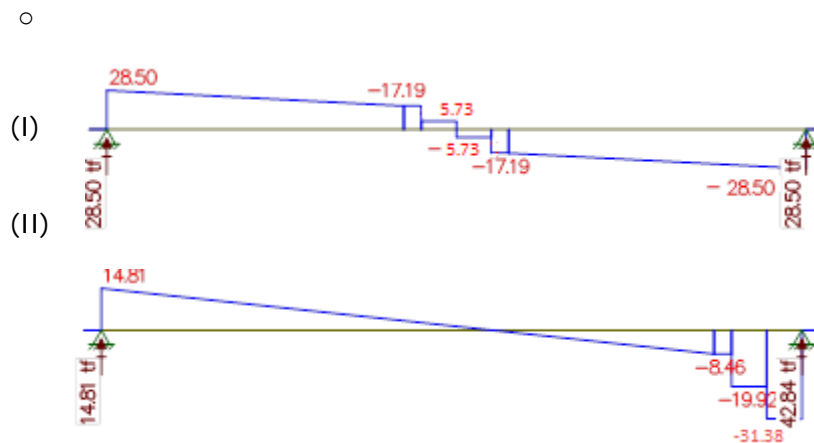
Distribuição do Trem-Tipo na seção Longitudinal

- (I) Para obter o momento máximo.
- (II) Para obter a reação e a cortante máximas.

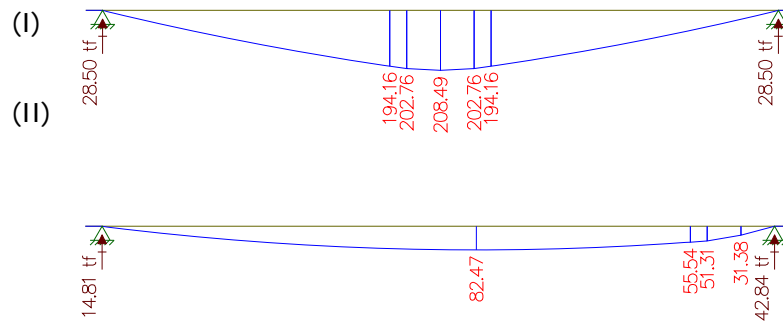
○ Cargas



○ Cortante



○ Momento



Viga de 30m

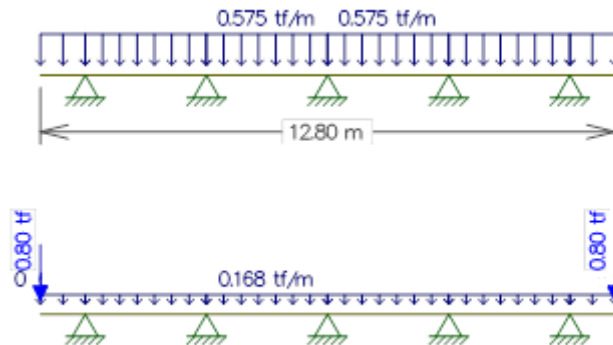
Distribuição dos esforços Transversais para estudo de carga das Longarinas.

Carga Permanente

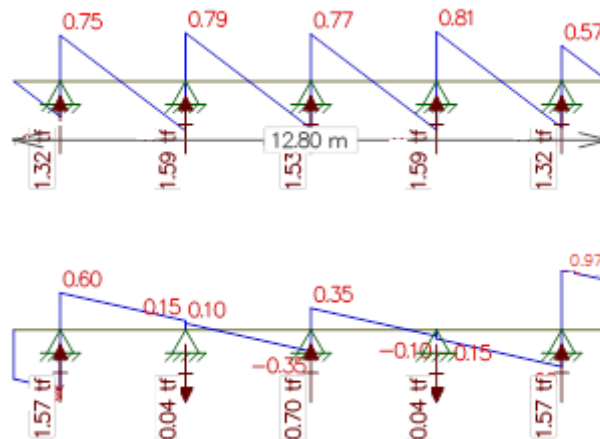
Peso da Laje

Peso do Guarda-rodas + pavimento + recapeamento

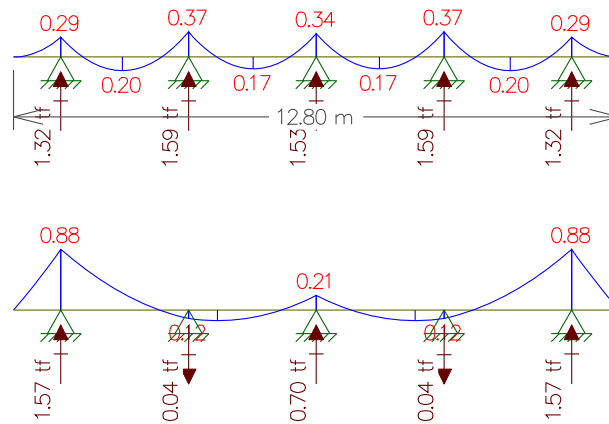
○ Cargas



○ Cortantes



○ Momentos

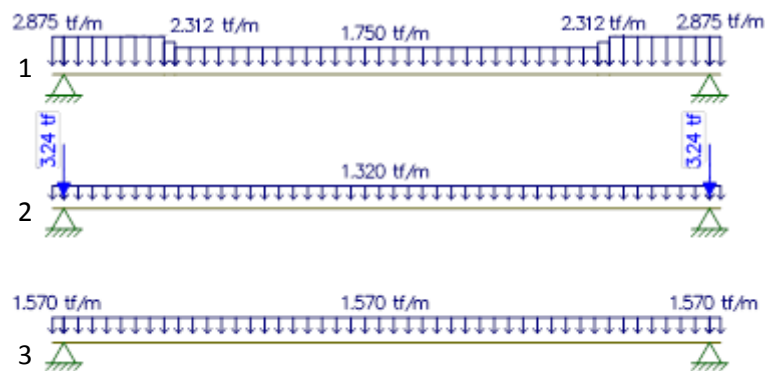


Distribuição dos esforços Longitudinais
Carga Permanente

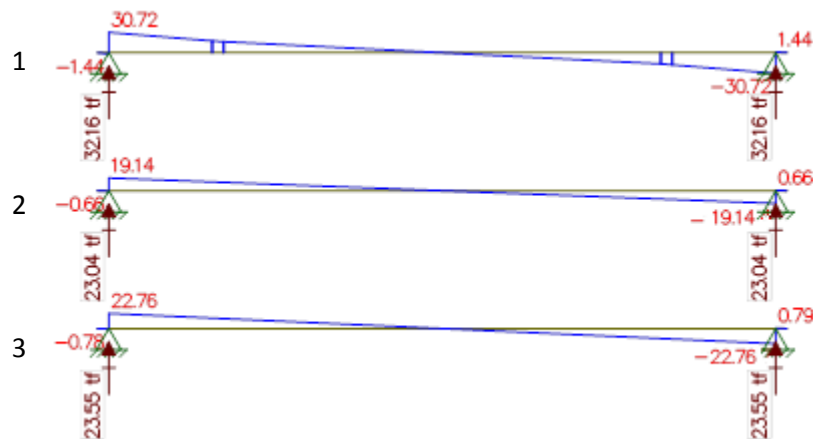
▪ **Viga 1 e 5:**

1. Peso próprio da Viga
2. Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento
3. Peso da laje

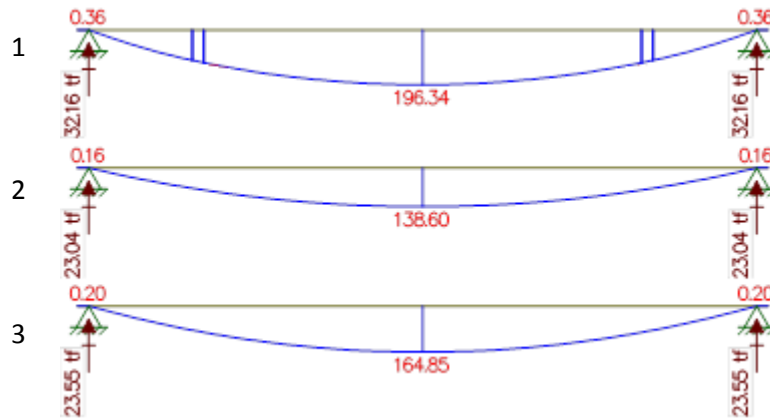
○ Cargas



○ Cortante



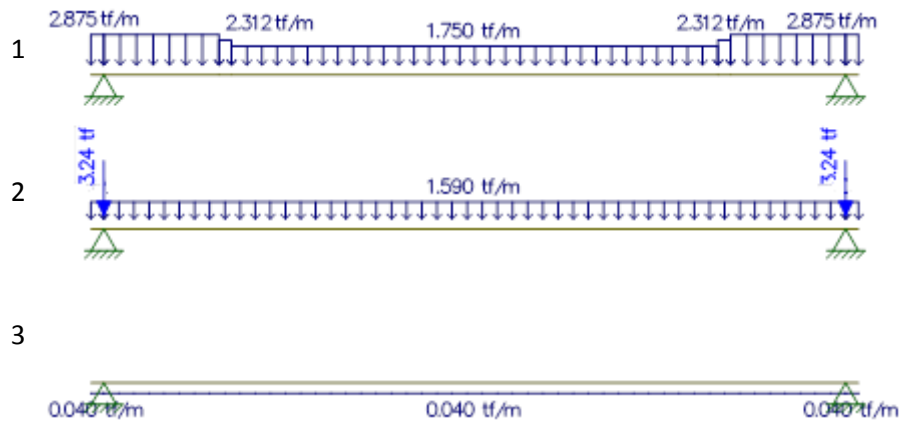
○ Momentos



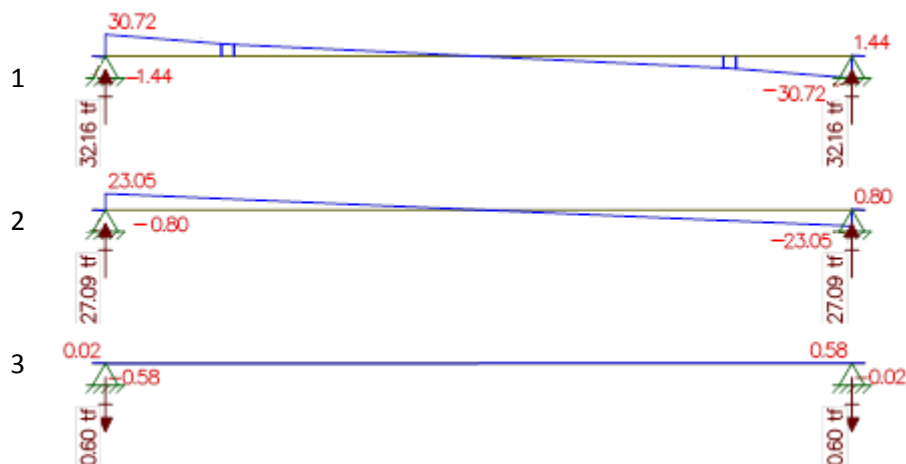
▪ Viga 2 e 4:

1. Peso próprio da Viga
2. Peso do guarda-rodas + pavimento
3. Peso da laje

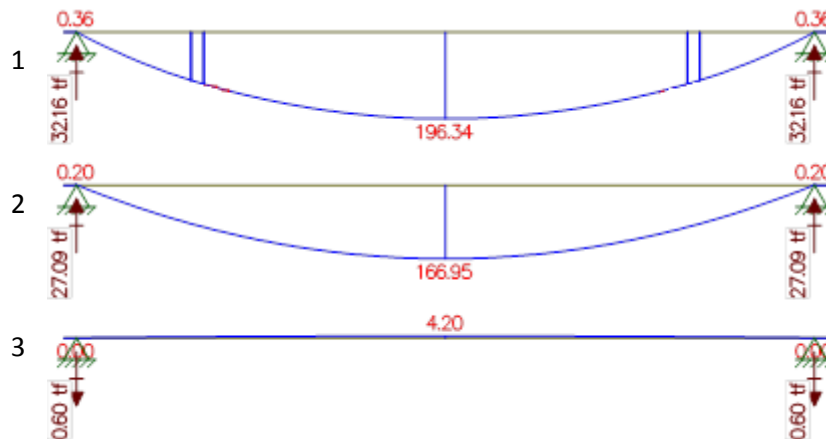
○ Cargas



○ Cortante



○ Momento



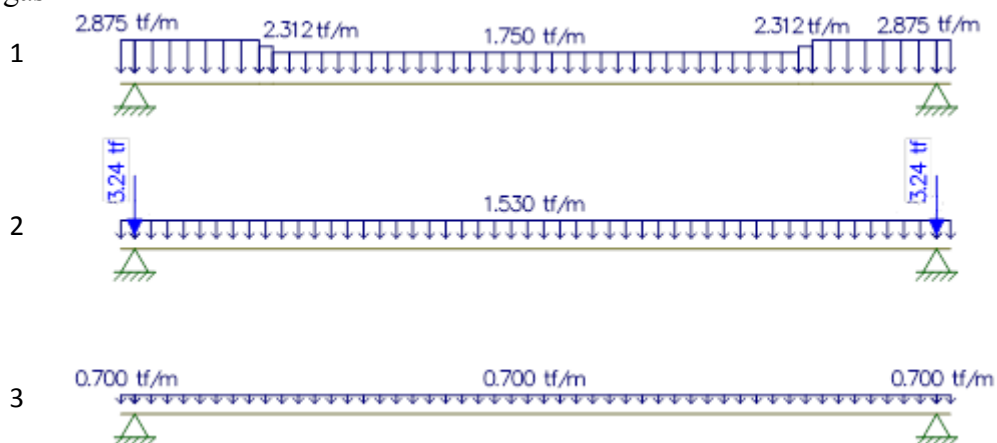
▪ Viga 3:

Peso próprio da Viga

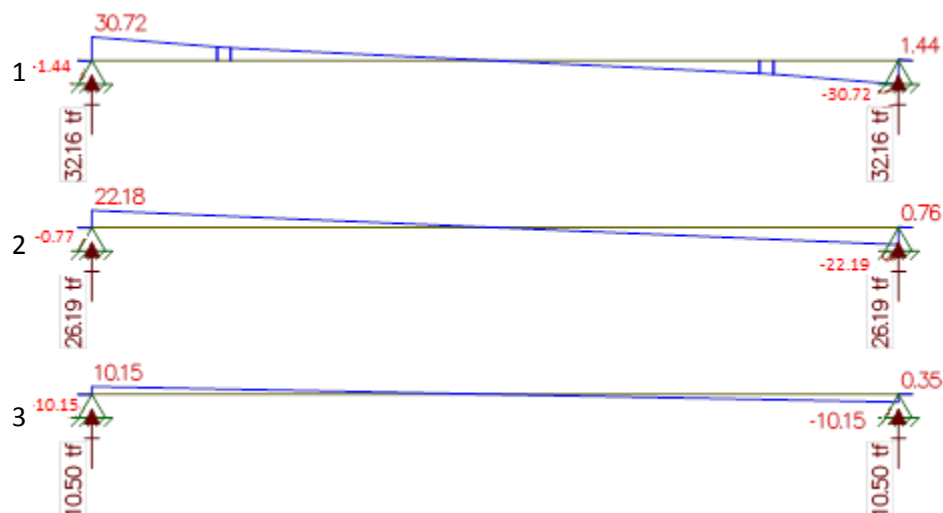
Peso do guarda-rodas + pavimento

Peso da laje

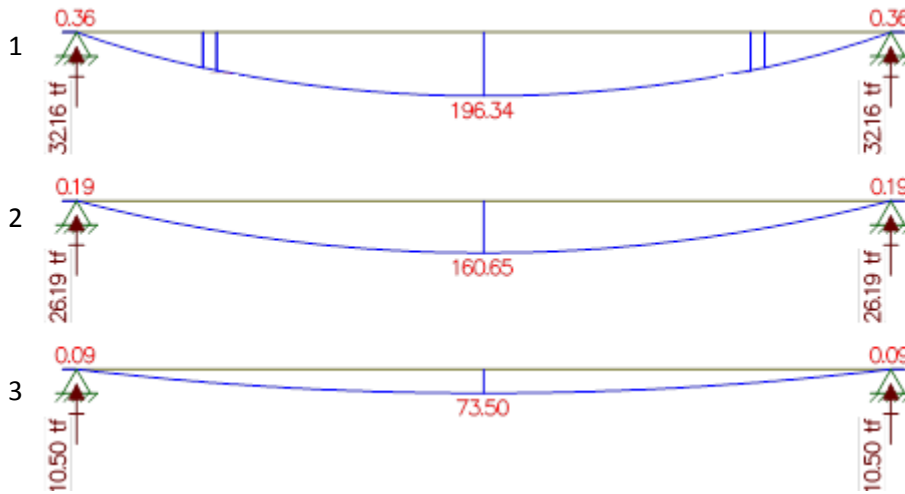
○ Cargas



○ Cortantes



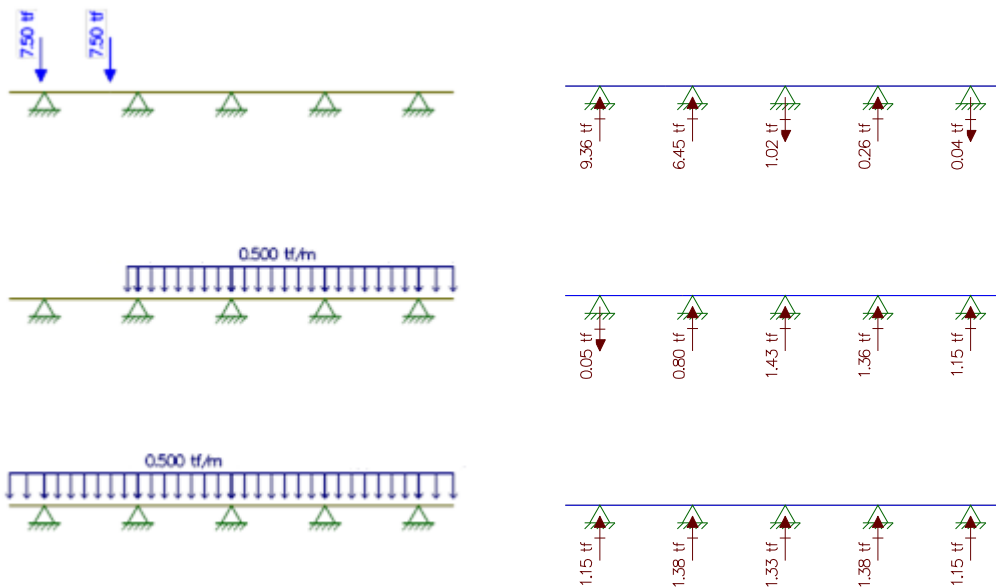
○ Momentos



Distribuição de Trem tipo na seção Transversal

Carga Móvel

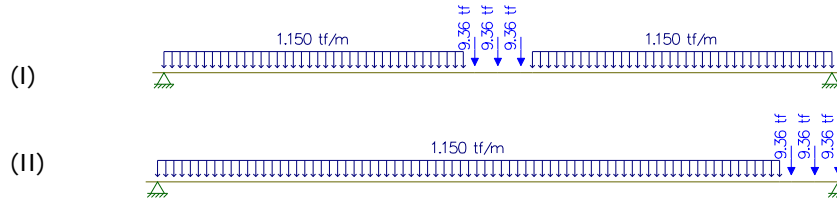
- Vigas 1 e 5



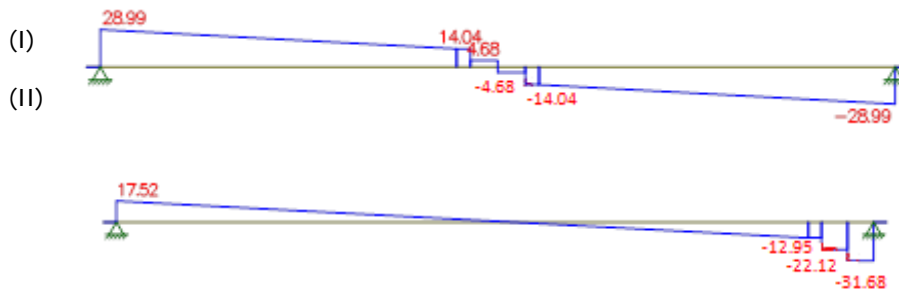
Distribuição do Trem-Tipo na seção Longitudinal

- (I) Para obter o momento máximo.
- (II) Para obter a reação e a cortante máximas.

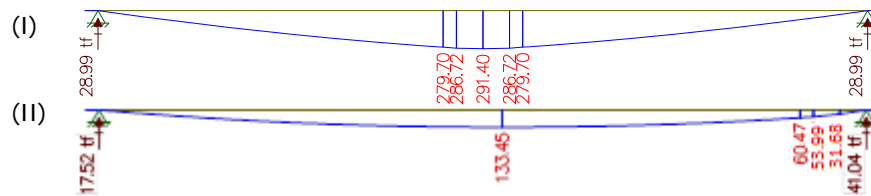
○ Cargas



○ Cortante

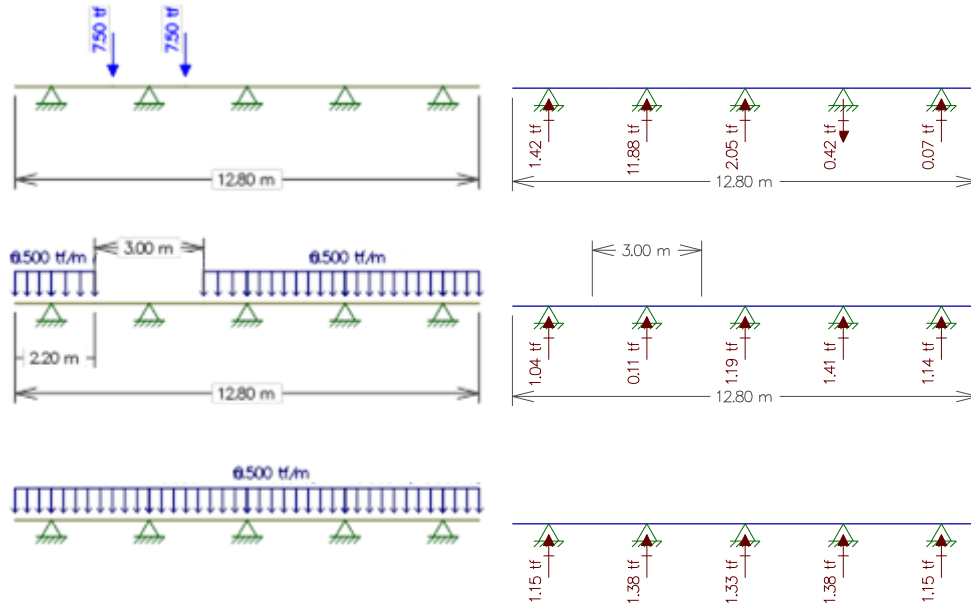


○ Momento



▪ Viga 2 e 4

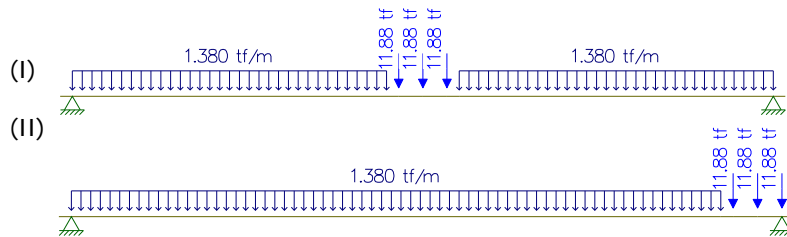
Transversal



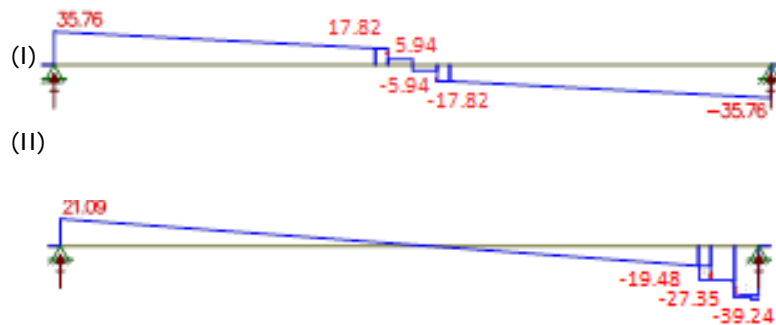
Distribuição do Trem-Tipo na seção Longitudinal

- (I) Para obter o momento máximo.
- (II) Para obter a reação e a cortante máximas.

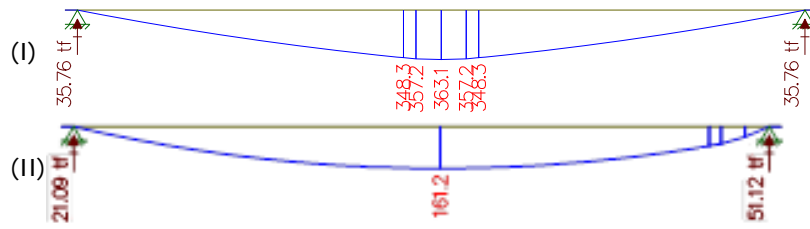
o Cargas



o Cortante

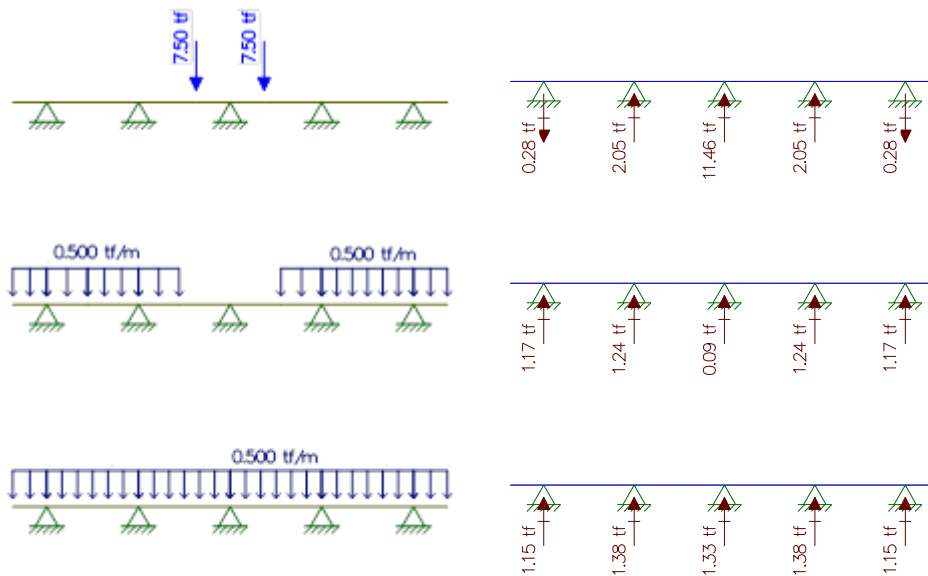


○ Momento



▪ Viga 3

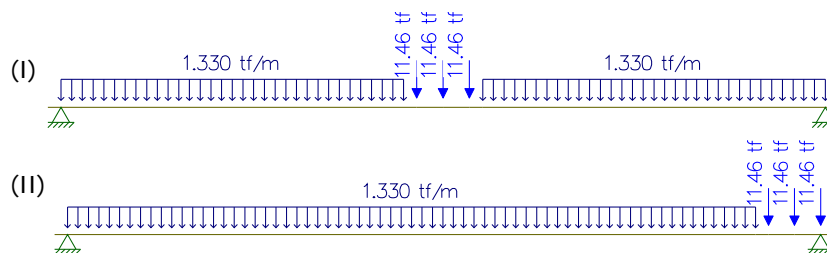
Transversal



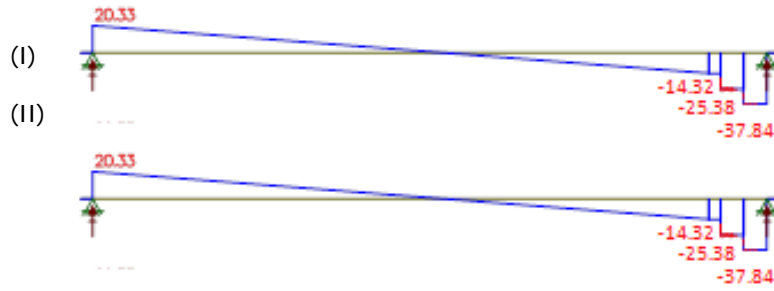
Distribuição do Trem-Tipo na seção Longitudinal

- (I) Para obter o momento máximo.
- (II) Para obter a reação e a cortante máximas.

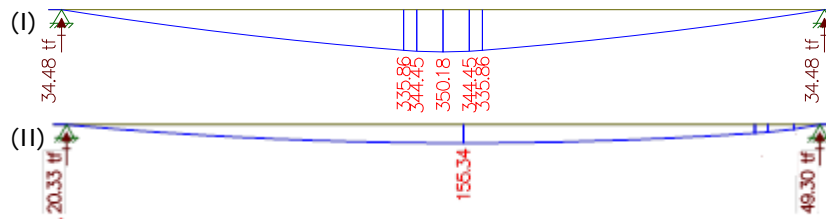
○ Cargas



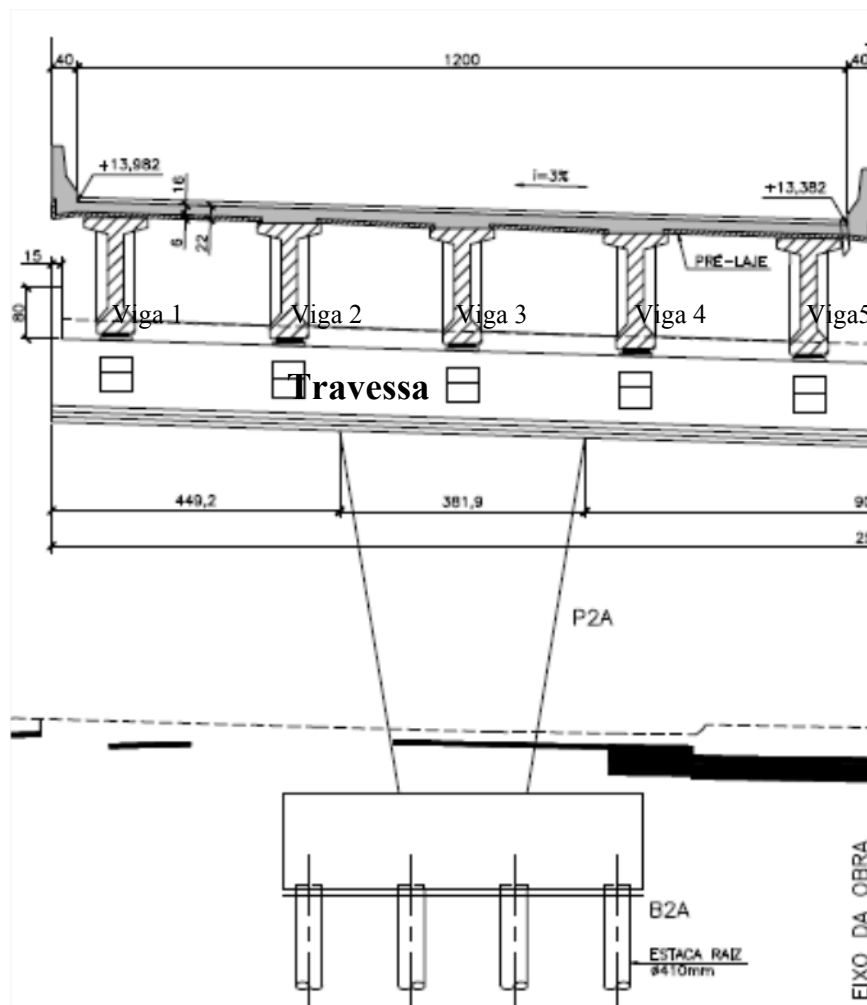
○ Cortante



o Momento



Travessa de encontro entre as vigas de 21 e 30 metros

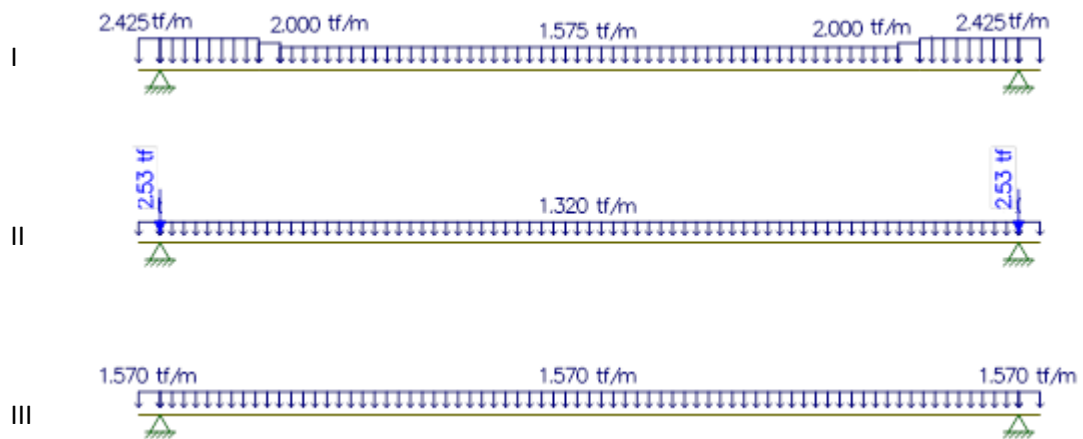


Distribuição de esforços longitudinais nas vigas

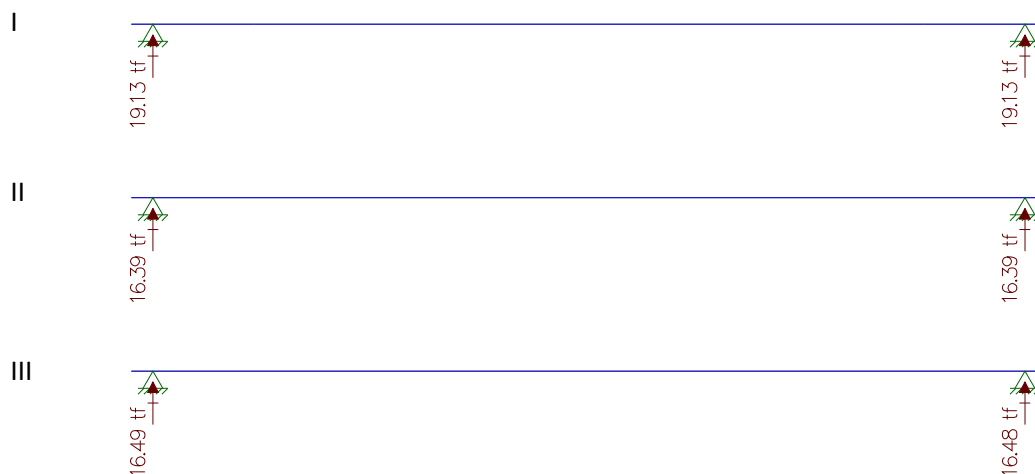
Carga Permanente

Vão de 21 metros – Vigas 1 e 5

- (I) Peso da Viga
- (II) Peso da laje + Peso da transversina
- (III) Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



o Reações

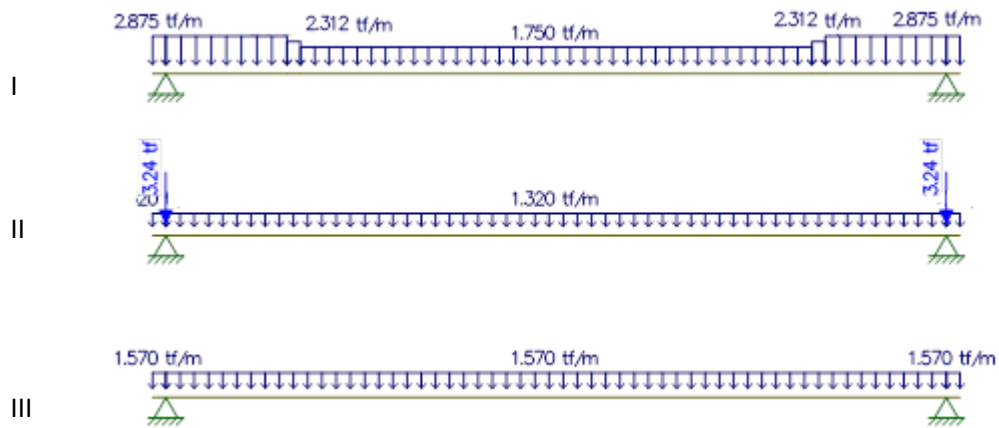


Reação na Travessa devido a viga de 21m:

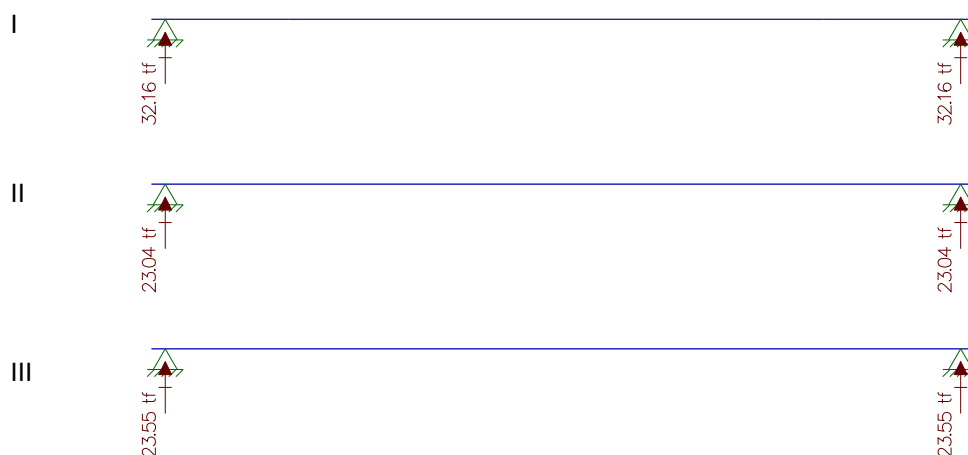
$$19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$$

Vão de 30 metros - viga 1 e 5

- (I) Peso da Viga
- (II) Peso da laje + Peso da transversina
- (III) Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento

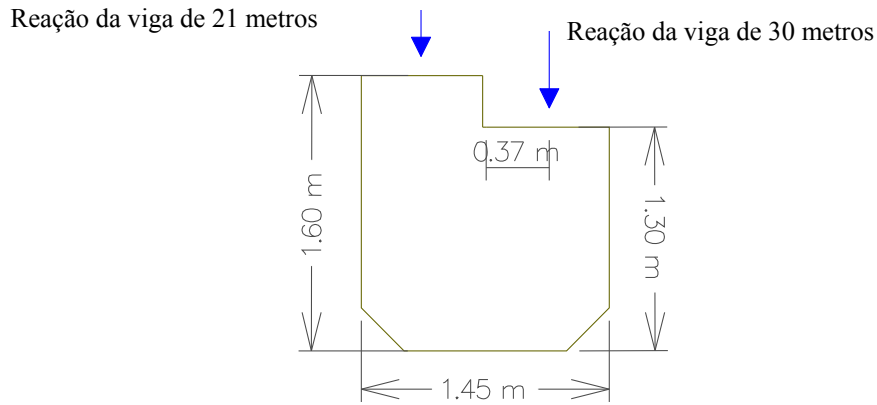


Reações



Reação na travessa devido a viga de 30m:

$$32,16tf + 23,04tf + 23,55tf = 78,75tf$$

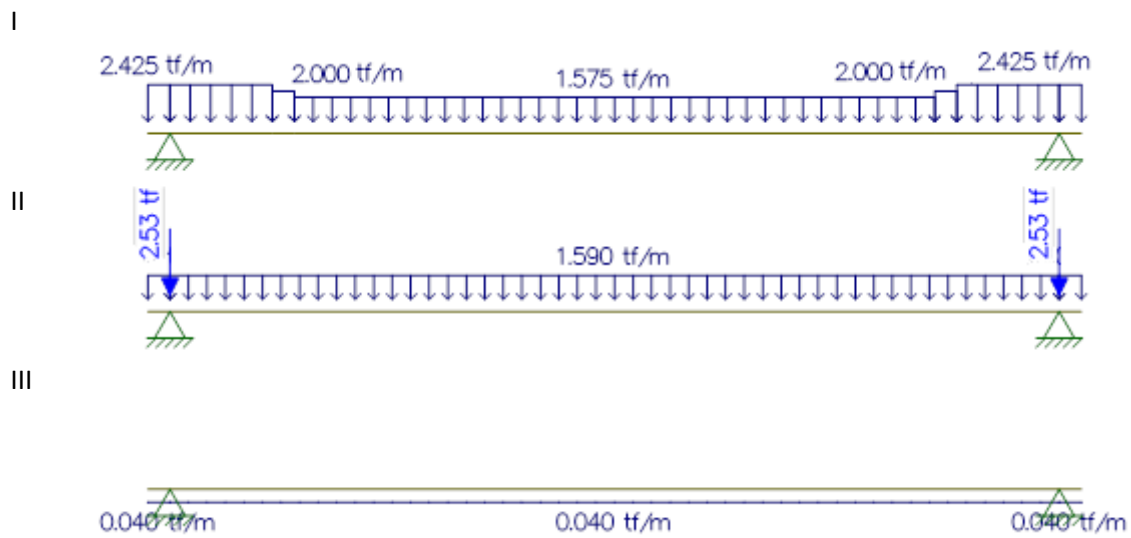


Total de cargas pontuais na travessa referente às vigas 1 e 5:

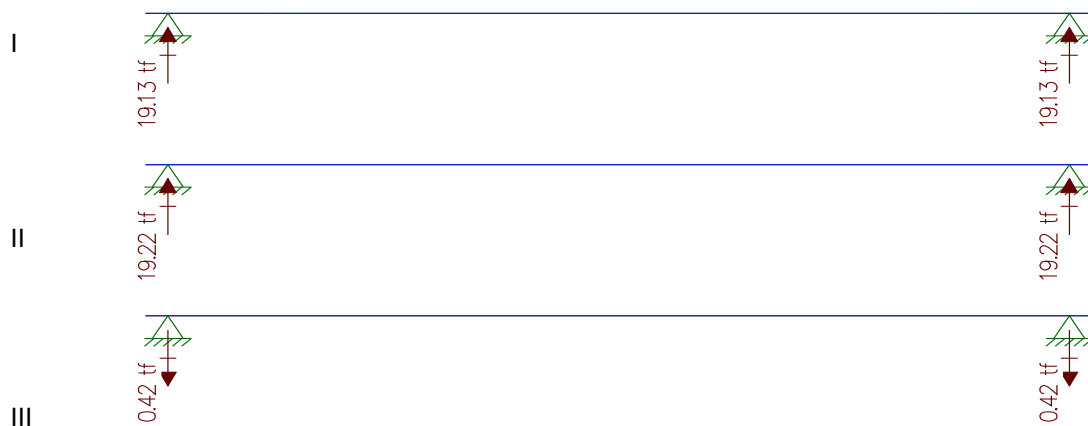
$$52,01\text{tf} + 78,75\text{tf} = 130,76\text{tf}$$

Vão de 21 metros – viga 2 e 4

- (I) Peso da Viga
- (II) Peso da laje + Peso da transversina
- (III) Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações

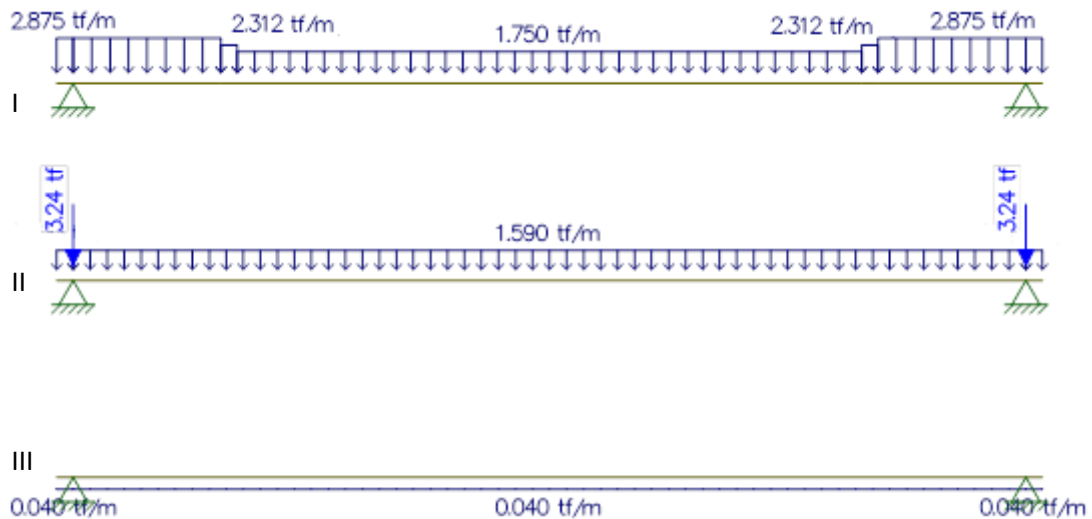


Reação na Travessa devido a viga de 21m:

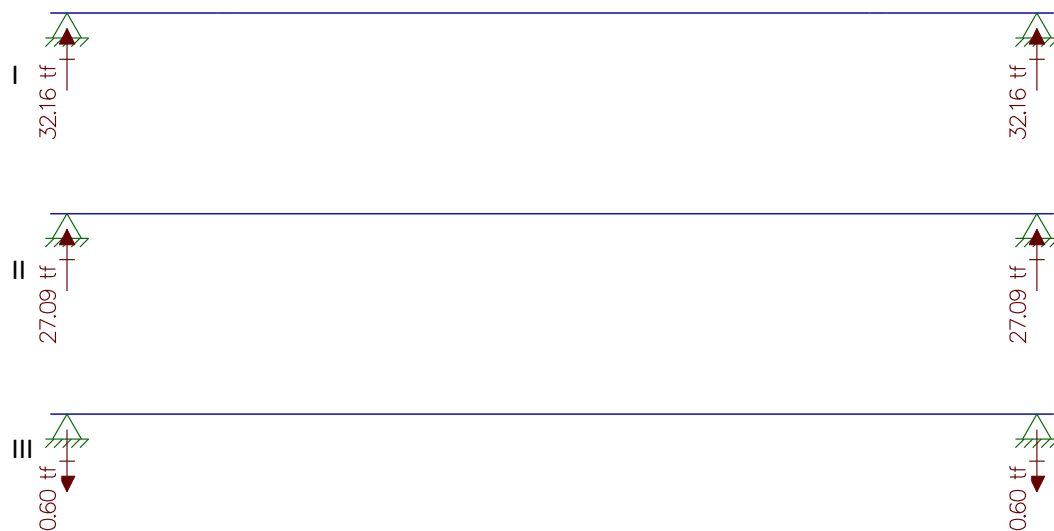
$$19,13\text{tf} + 19,22\text{ tf} - 0,42\text{ tf} = 37,93\text{tf}$$

Vão de 30 metros - viga 2 e 4

- (I) Peso da Viga
- (II) Peso da laje + Peso da transversina
- (III) Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



Reações



Reação na Travessa devido a viga de 30m:

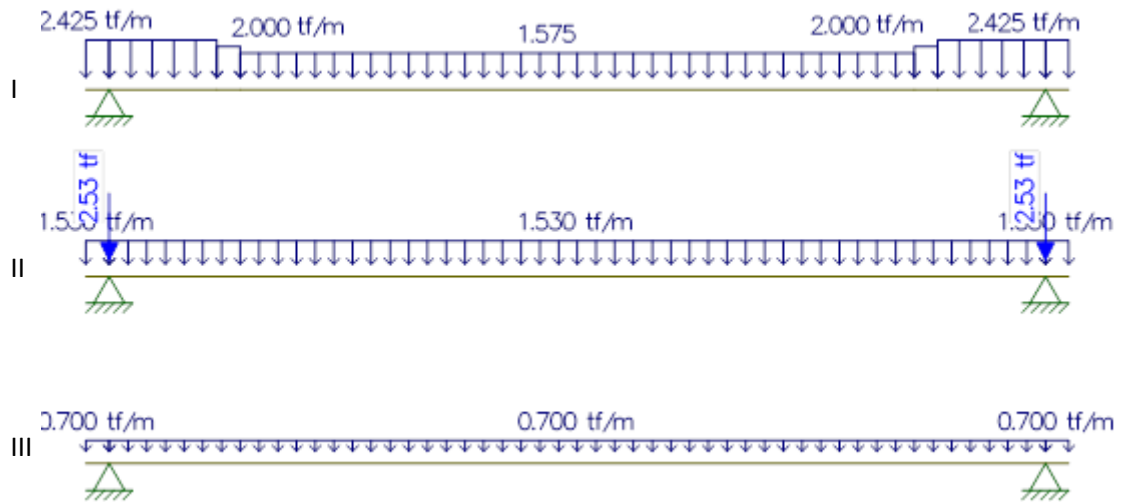
$$32,16\text{tf} + 27,09\text{tf} - 0,60\text{ tf} = 58,65\text{tf}$$

Total de cargas pontuais na travessa referente às vigas 2 e 4:

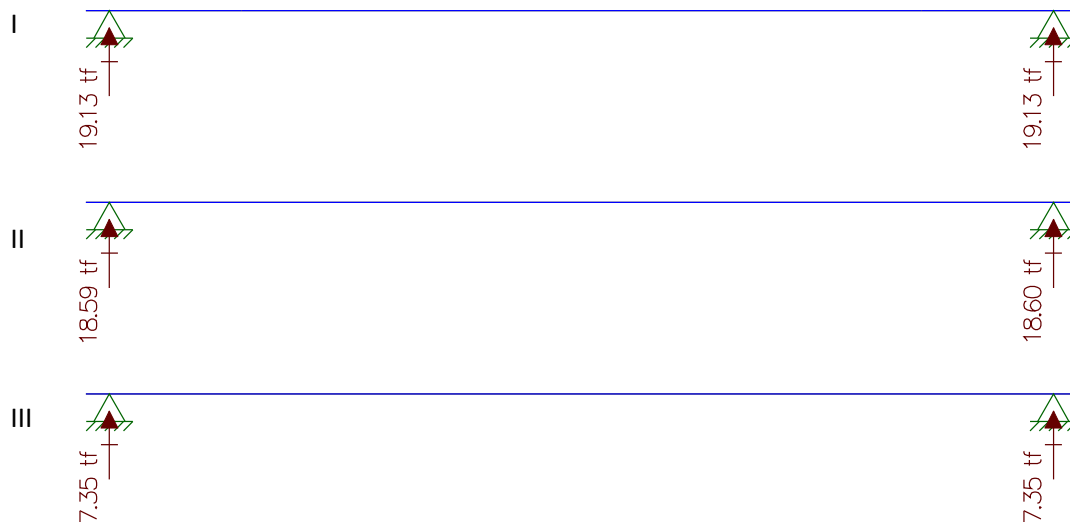
$$37,93\text{tf} + 58,65\text{tf} = 96,58\text{tf}$$

Vão de 21 metros – viga 3

- (I) Peso da Viga
- (II) Peso da laje + Peso da transversina
- (III) Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento



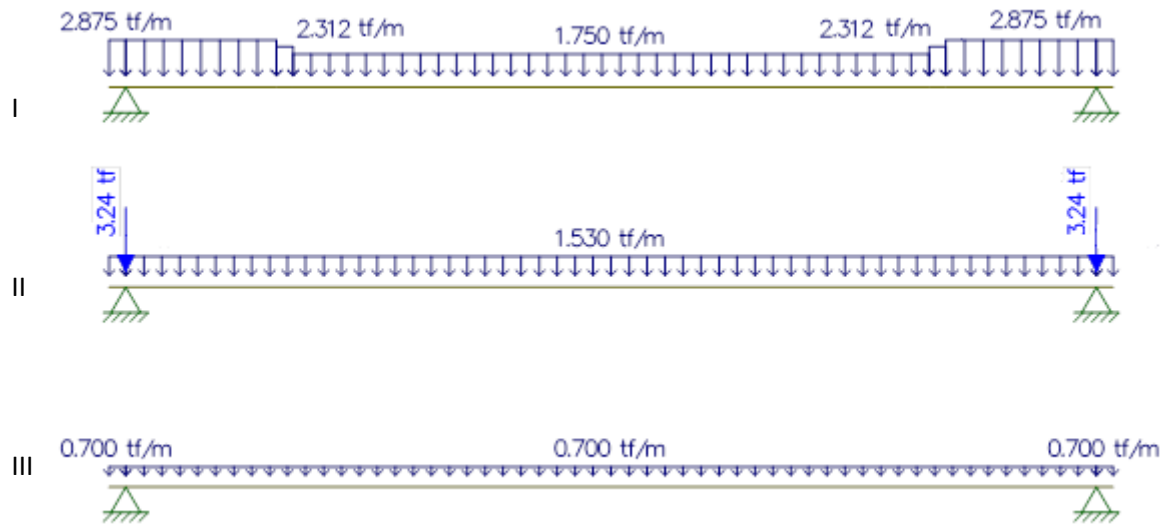
Reações



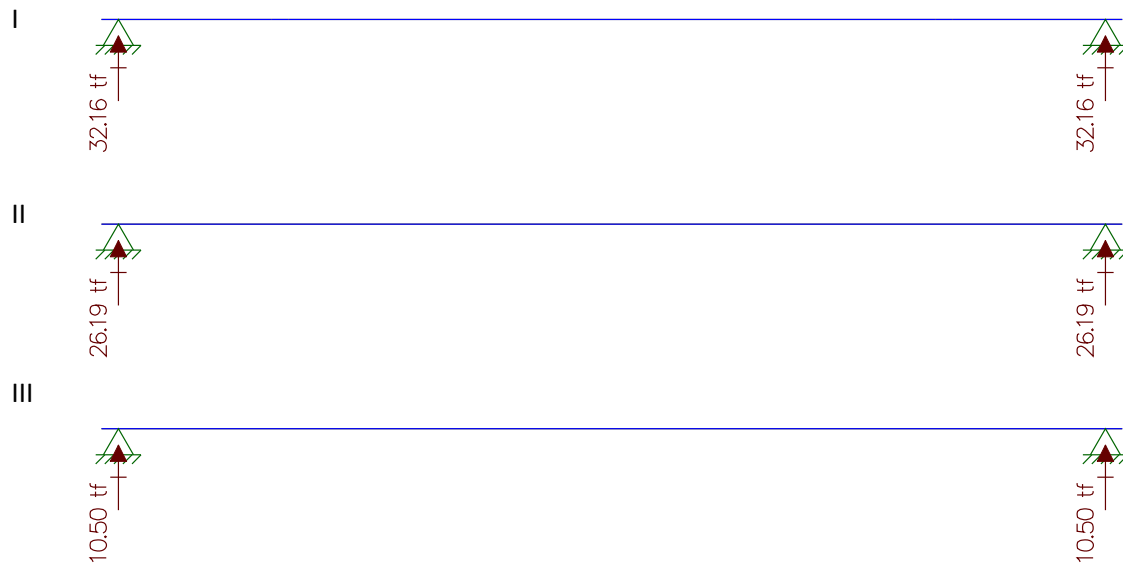
Reação na Travessa devido a viga de 21m:

$$19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$$

Vão de 30 metros - viga 3



Reações



Reação na Travessa devido a viga de 30m:

$$32,16\text{tf} + 26,19\text{tf} + 10,50\text{tf} = 68,85\text{tf}$$

Total de cargas pontuais na travessa referente às vigas 3:

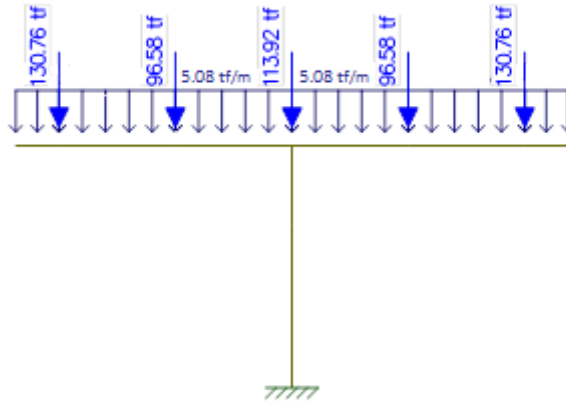
$$45,07\text{tf} + 68,85\text{tf} = 113,92\text{tf}$$

Peso próprio da Travessa (21-30m)

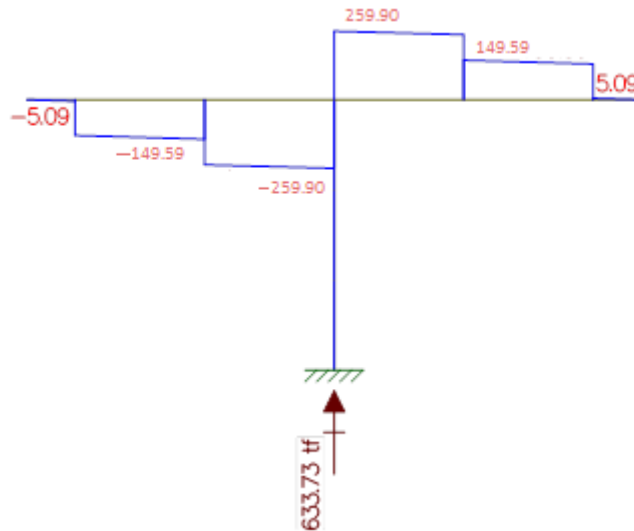
Área da seção = 2,035m²
 2,035m² x 2,5 tf/m³ = **5,088 tf/m**

Resultado do Estudo de Cargas na Travessa

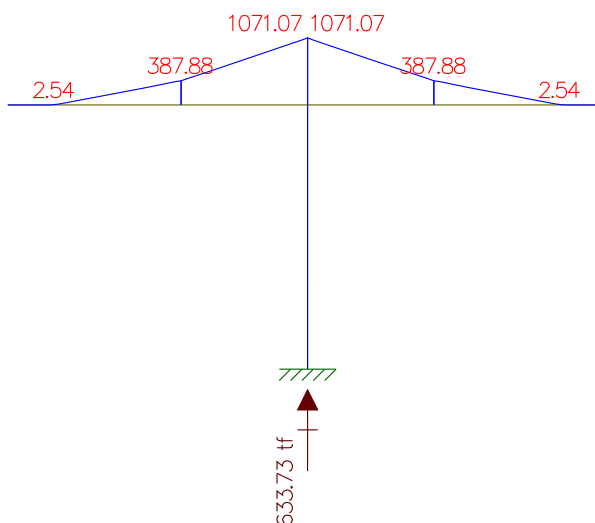
Cargas



Cortante

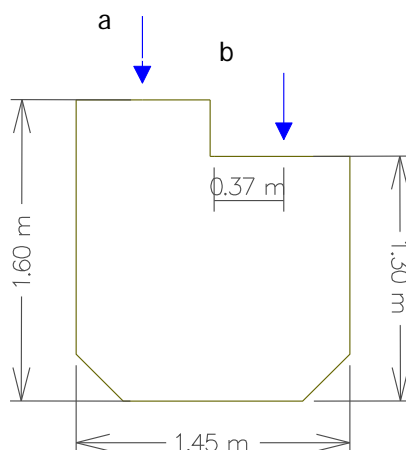


Momento Fletor



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



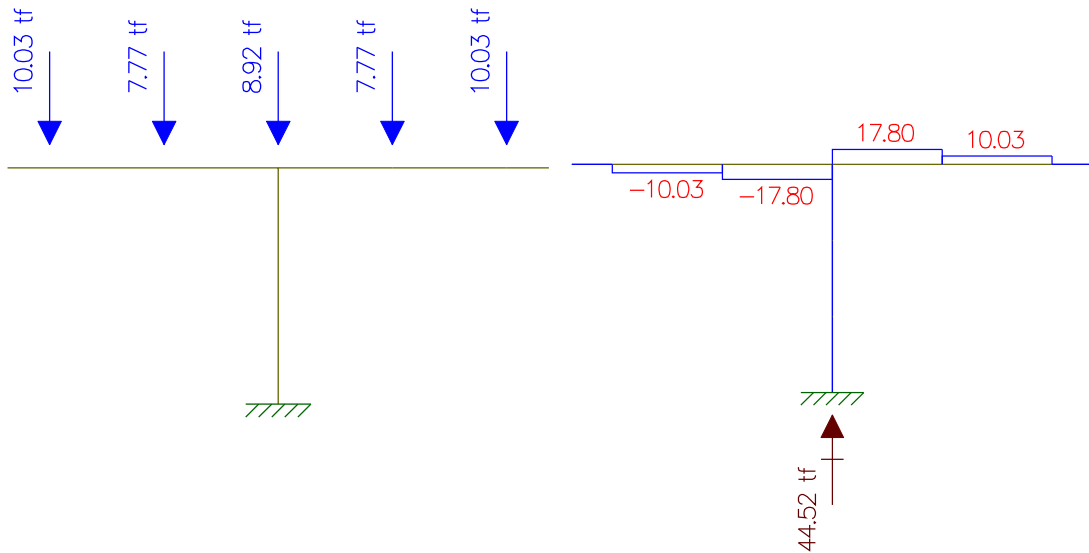
$\text{Carga b} - \text{Carga a} = \text{Carga c}$ $\text{Carga c} \times \text{distância} = \text{Momento torsor (tf.m)}$

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C2 - C1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	52,01	78,75	26,74	0,375	10,03
Viga 2	37,93	58,65	20,72	0,375	7,77
Viga 3	45,07	68,85	23,78	0,375	8,92
Viga 4	37,93	58,65	20,72	0,375	7,77
Viga 5	52,01	78,75	26,74	0,375	10,03

Resultado do Estudo do Momento Torsor

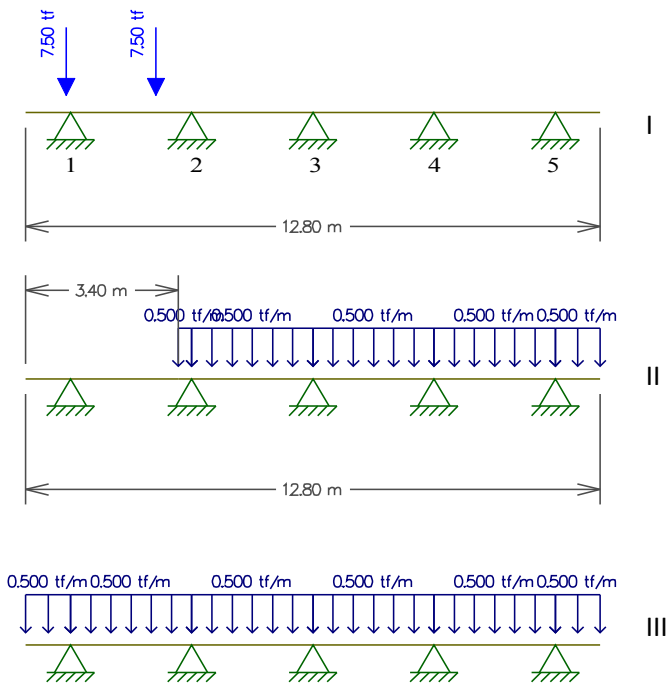
Analogia Cortante – Momento Torsor

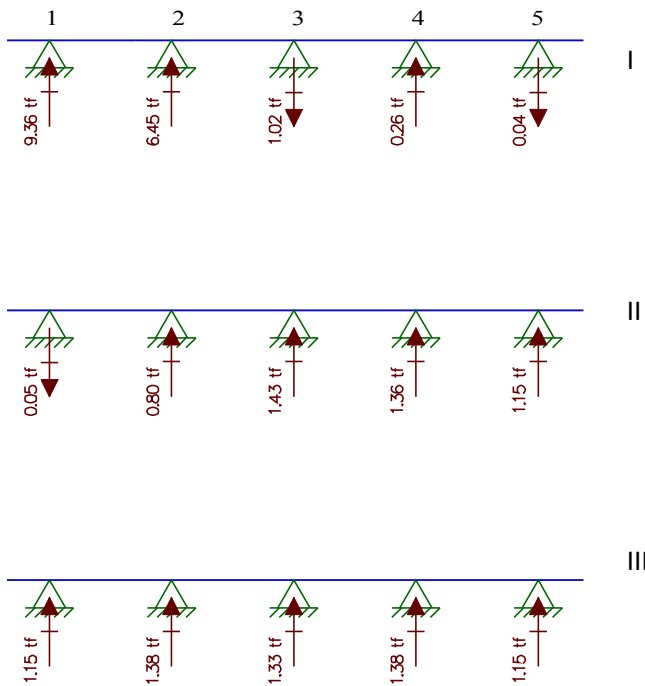
Cargas / Cortante



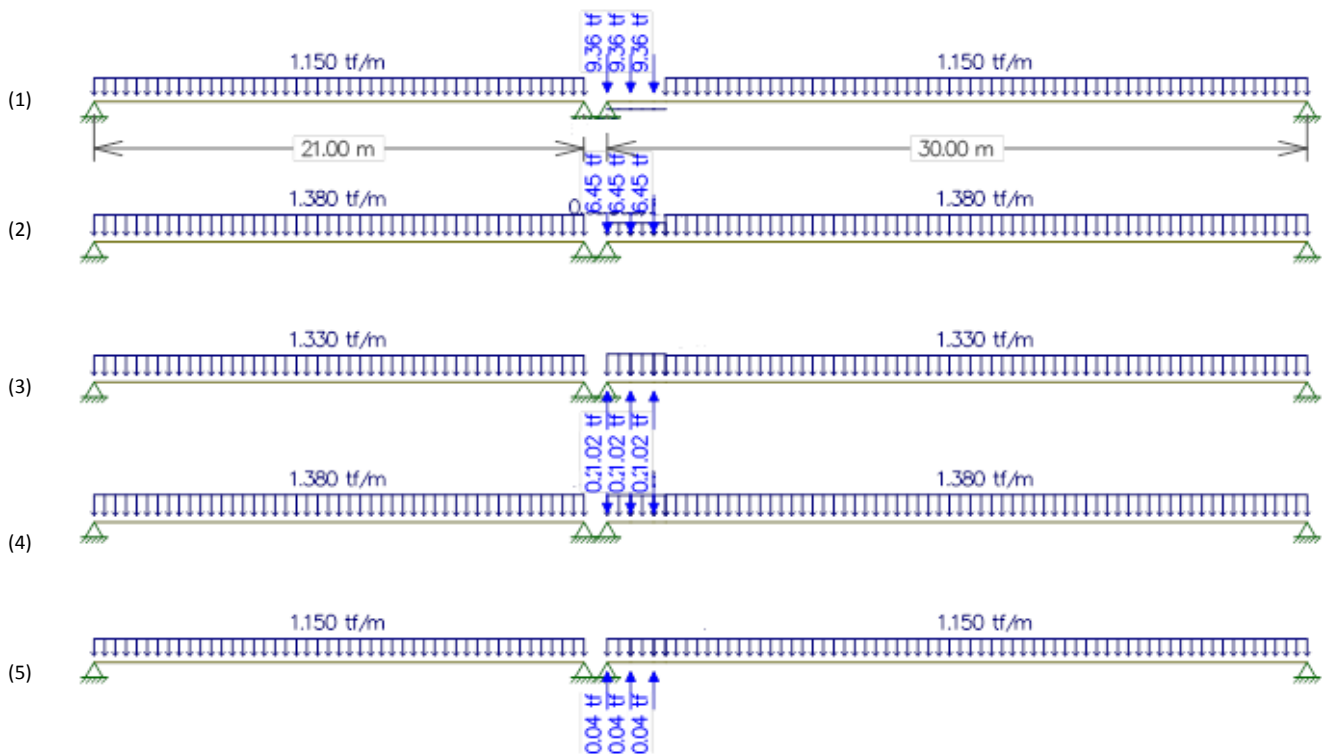
Carga Móvel

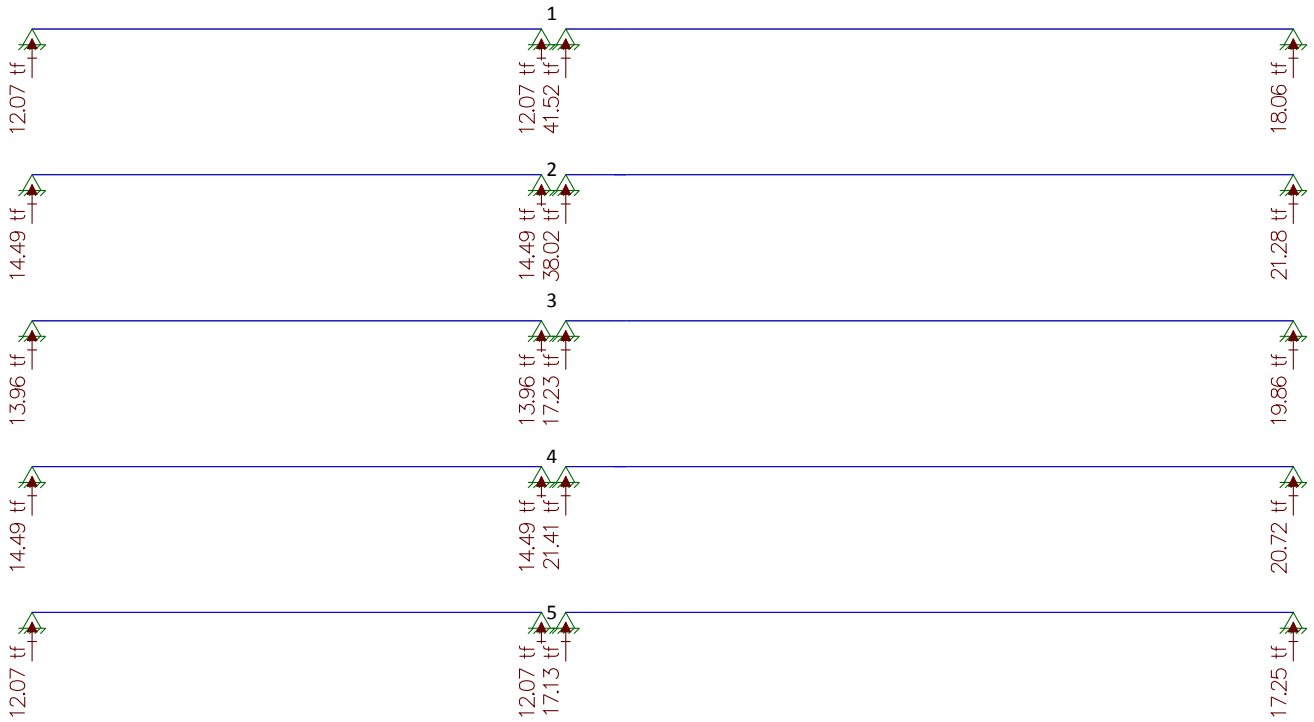
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão





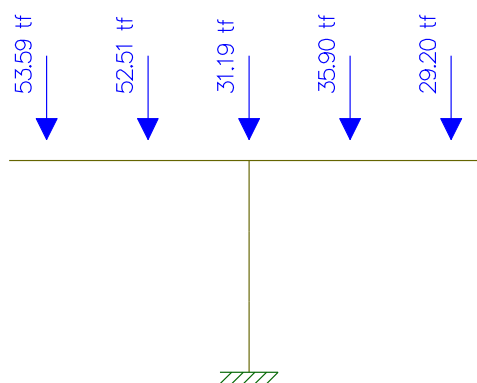
Com carga de multidão no menor vão

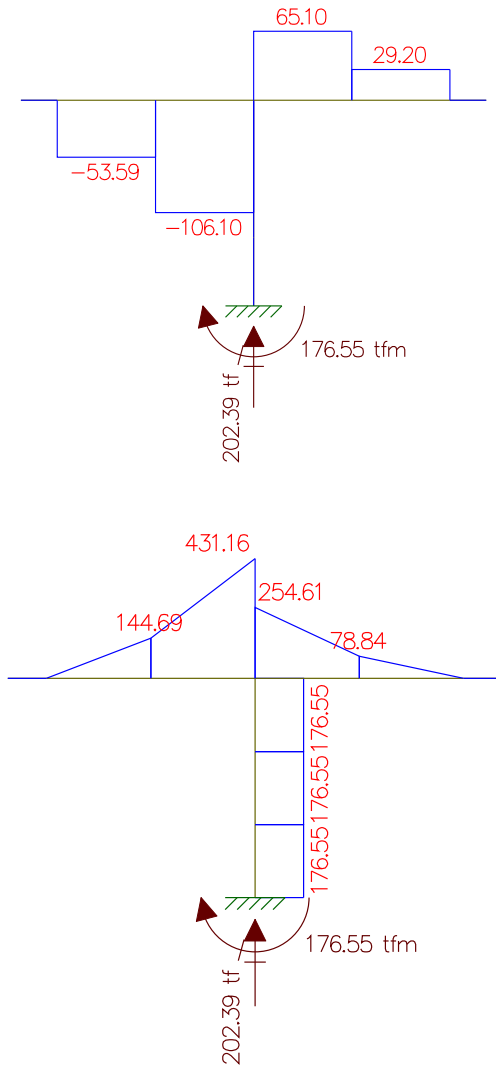




Resultado do Estudo de Cargas na Travessa

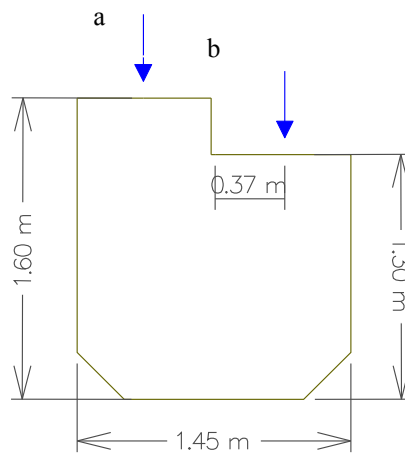
- Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 41,52\text{tf} = 53,59\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 38,02\text{tf} = 52,51\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 17,23\text{tf} = 31,19\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 21,41\text{tf} = 35,90\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 17,13\text{tf} = 29,20\text{tf}$





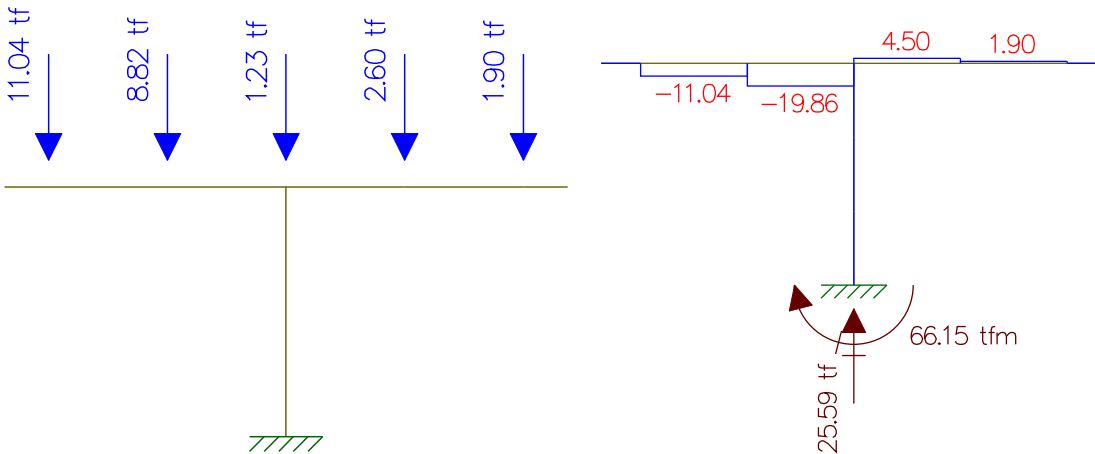
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



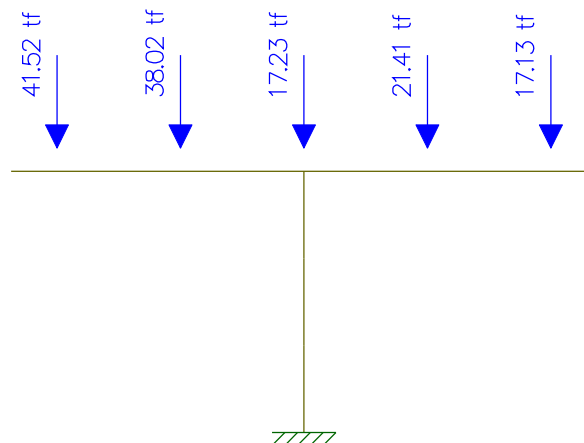
Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento torsor (tf.m)

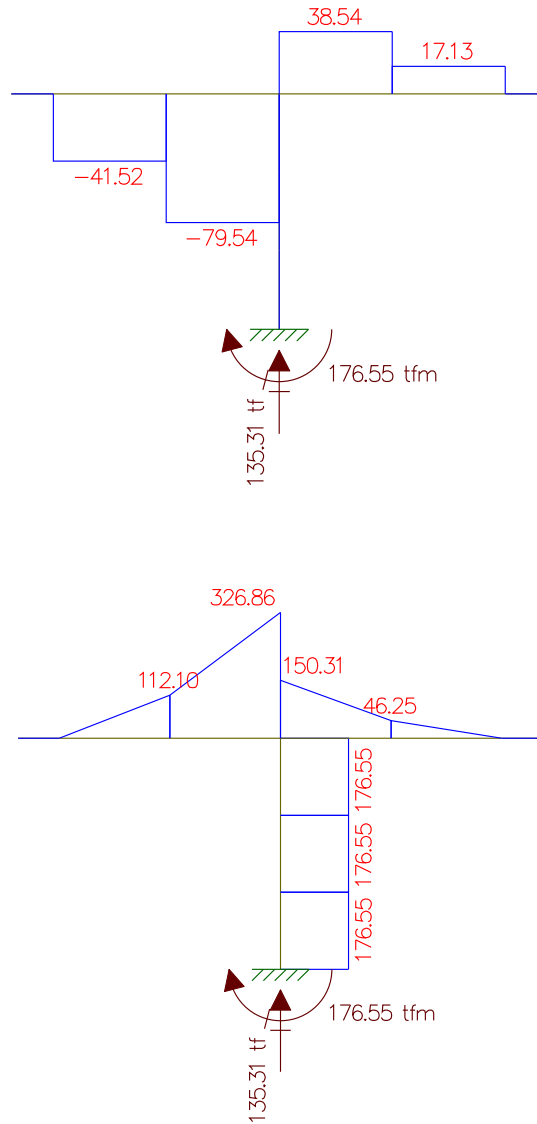
	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	41,52	12,07	29,45	0,375	11,04
Viga 2	38,02	14,49	23,53	0,375	8,82
Viga 3	17,23	13,96	3,27	0,375	1,23
Viga 4	21,41	14,49	6,92	0,375	2,60
Viga 5	17,13	12,07	5,06	0,375	1,90



Sem carga de multidão no menor vão

- Reação devido a Viga 1 sem a carga de multidão em um dos vãos: 41,52tf
- Reação devido a Viga 2 sem a carga de multidão em um dos vãos: 38,02tf
- Reação devido a Viga 3 sem a carga de multidão em um dos vãos: 17,23tf
- Reação devido a Viga 4 sem a carga de multidão em um dos vãos: 21,41tf
- Reação devido a Viga 5 sem a carga de multidão em um dos vãos: 17,13tf

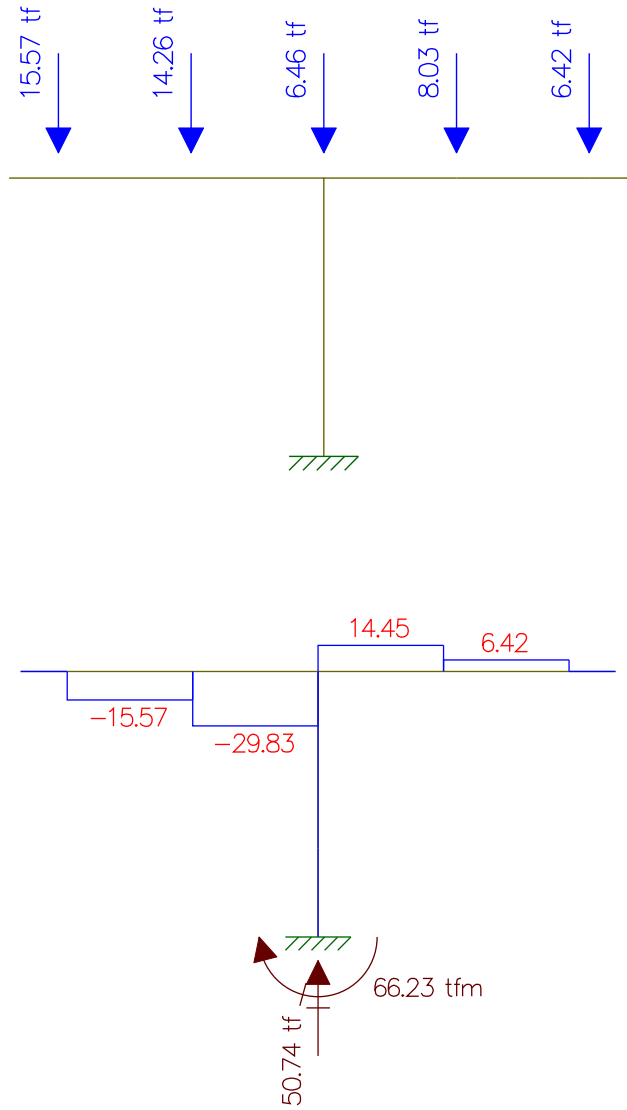




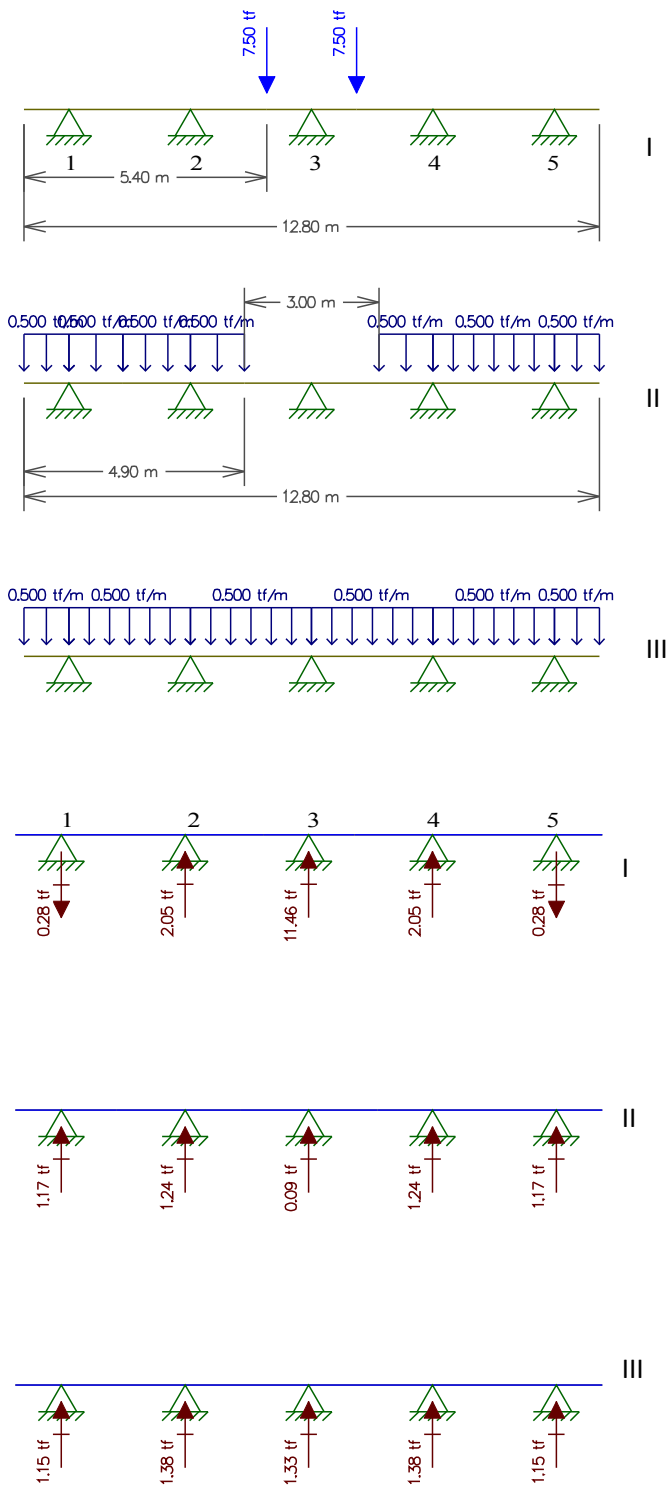
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

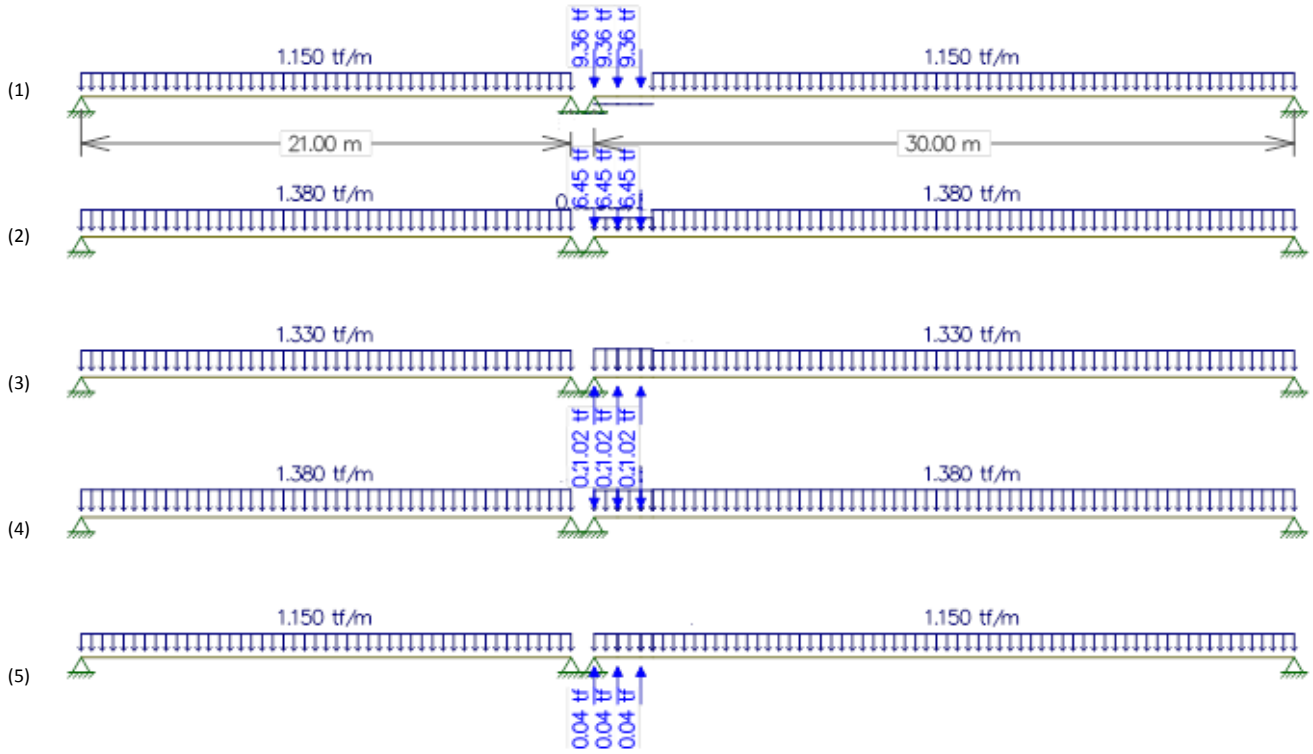
	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	41,52	0,375	15,57
Viga 2	38,02	0,375	14,26
Viga 3	17,23	0,375	6,46
Viga 4	21,41	0,375	8,03
Viga 5	17,13	0,375	6,42



Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

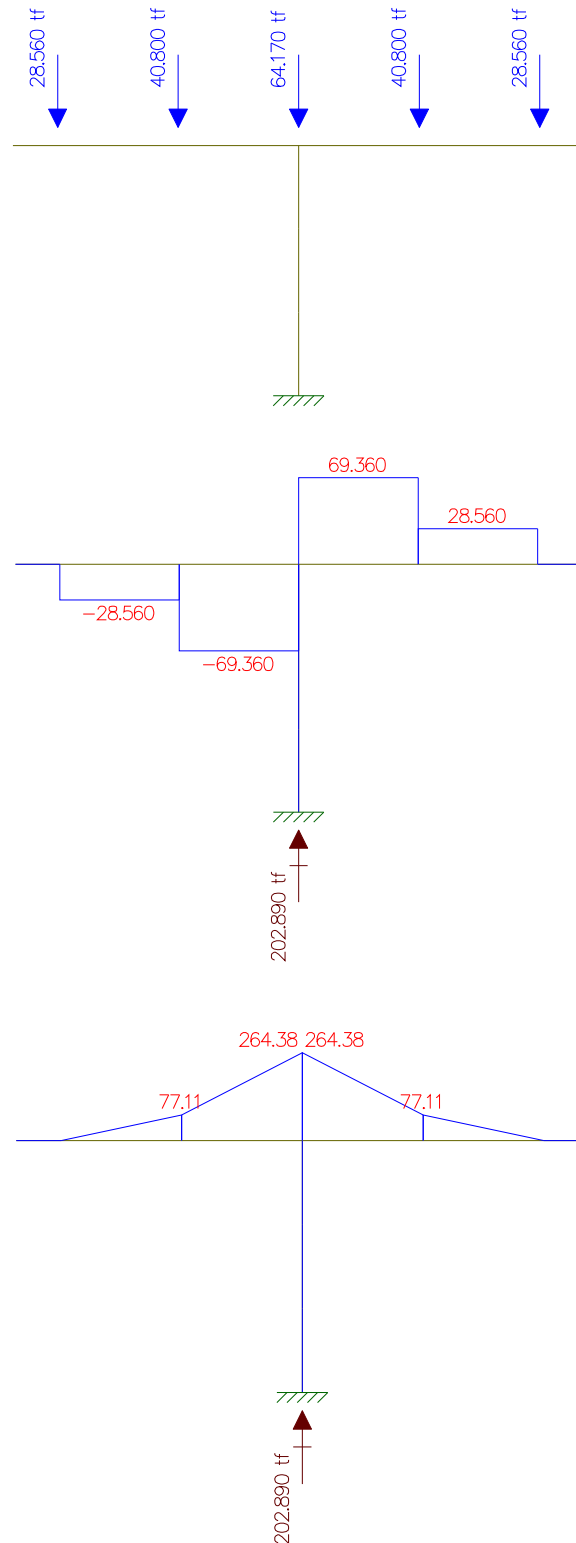


Com carga de multidão no menor vão



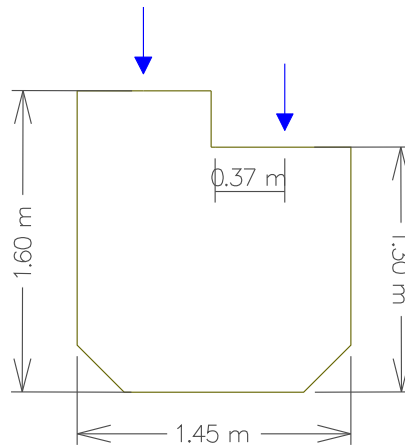
Resultado do Estudo de Cargas na Travessa

- Reação devido a Viga 1: $12,07\text{tf} + 16,49\text{tf} = 28,56\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $14,49\text{tf} + 26,31\text{tf} = 40,80\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $13,96\text{tf} + 50,21\text{tf} = 64,17\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $14,49\text{tf} + 26,31\text{tf} = 40,80\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $12,07\text{tf} + 16,49\text{tf} = 28,56\text{tf}$



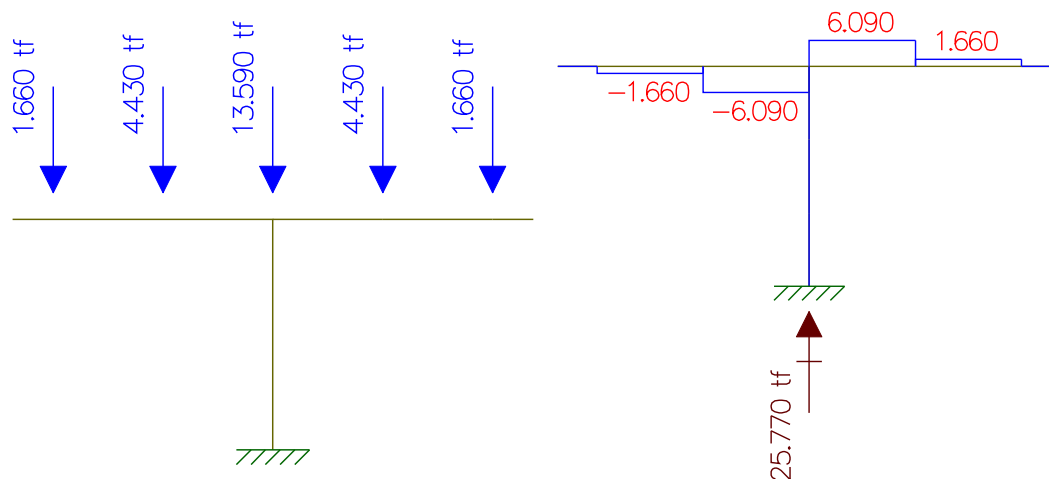
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



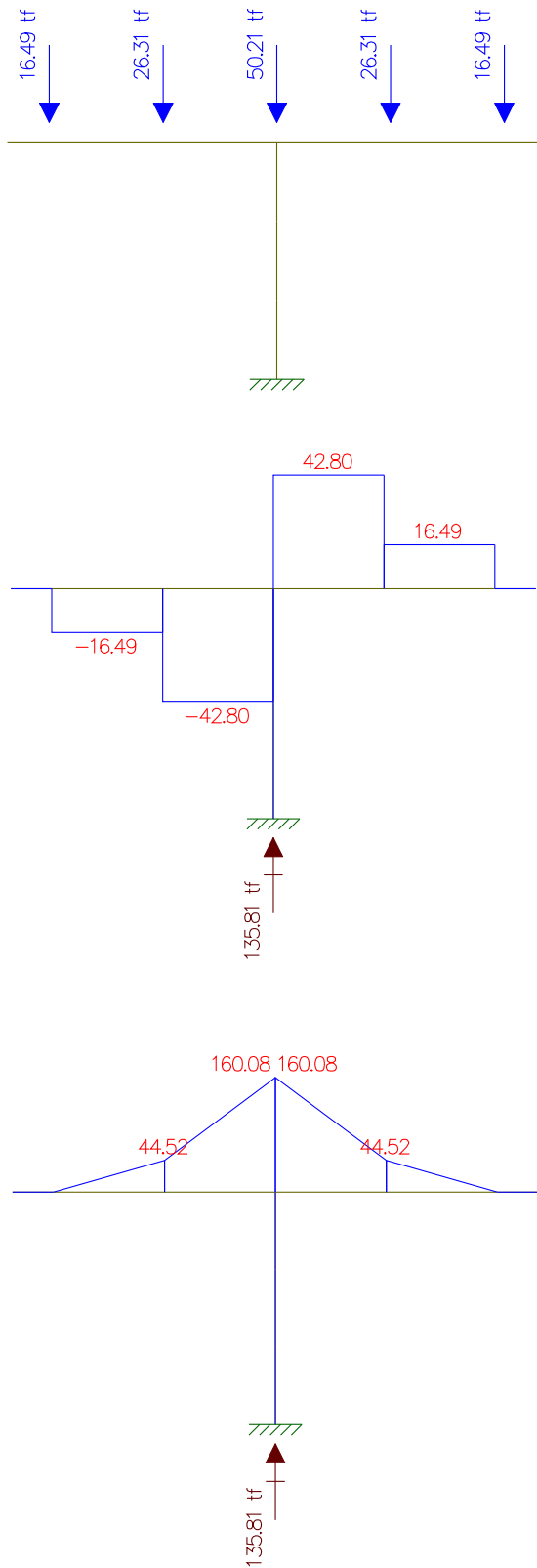
Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Carga 2 (tf)	C1 - C2 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	16,49	12,07	4,42	0,375	1,66
Viga 2	26,31	14,49	11,82	0,375	4,43
Viga 3	50,21	13,96	36,25	0,375	13,59
Viga 4	26,31	14,49	11,82	0,375	4,43
Viga 5	16,49	12,07	4,42	0,375	1,66



Sem carga de multidão no menor vão

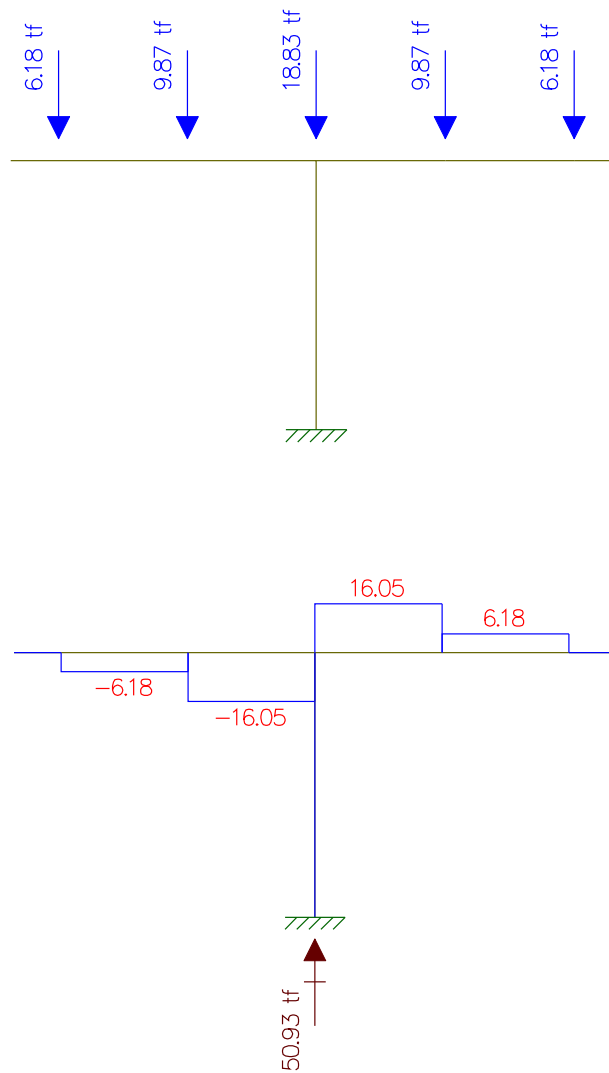
- Reação devido a Viga 1: 16,49tf
- Reação devido a Viga 2: 26,31tf
- Reação devido a Viga 3: 50,21tf
- Reação devido a Viga 4: 26,31tf
- Reação devido a Viga 5: 16,49tf



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	16,49	0,375	6,18
Viga 2	26,31	0,375	9,87
Viga 3	50,21	0,375	18,83
Viga 4	26,31	0,375	9,87
Viga 5	16,49	0,375	6,18

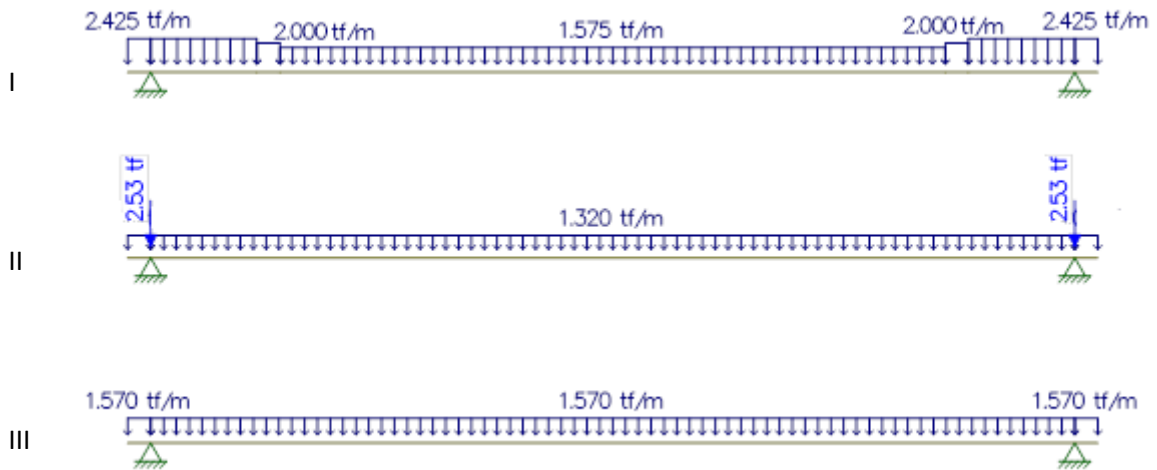


Travessa de extremidade de 21m

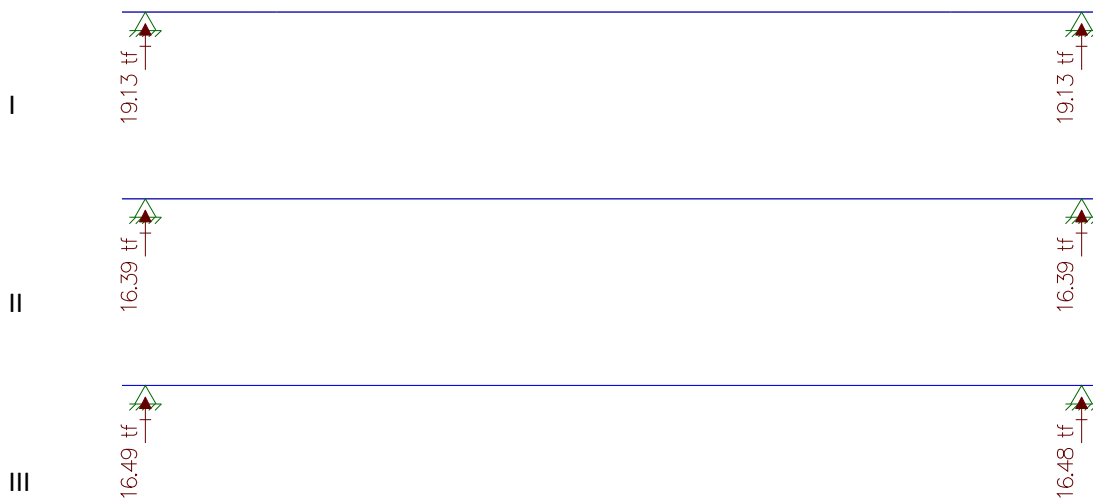
Distribuição Longitudinal das cargas nas vigas

Carga Permanente

Vão de 21 metros – viga 1 e 5

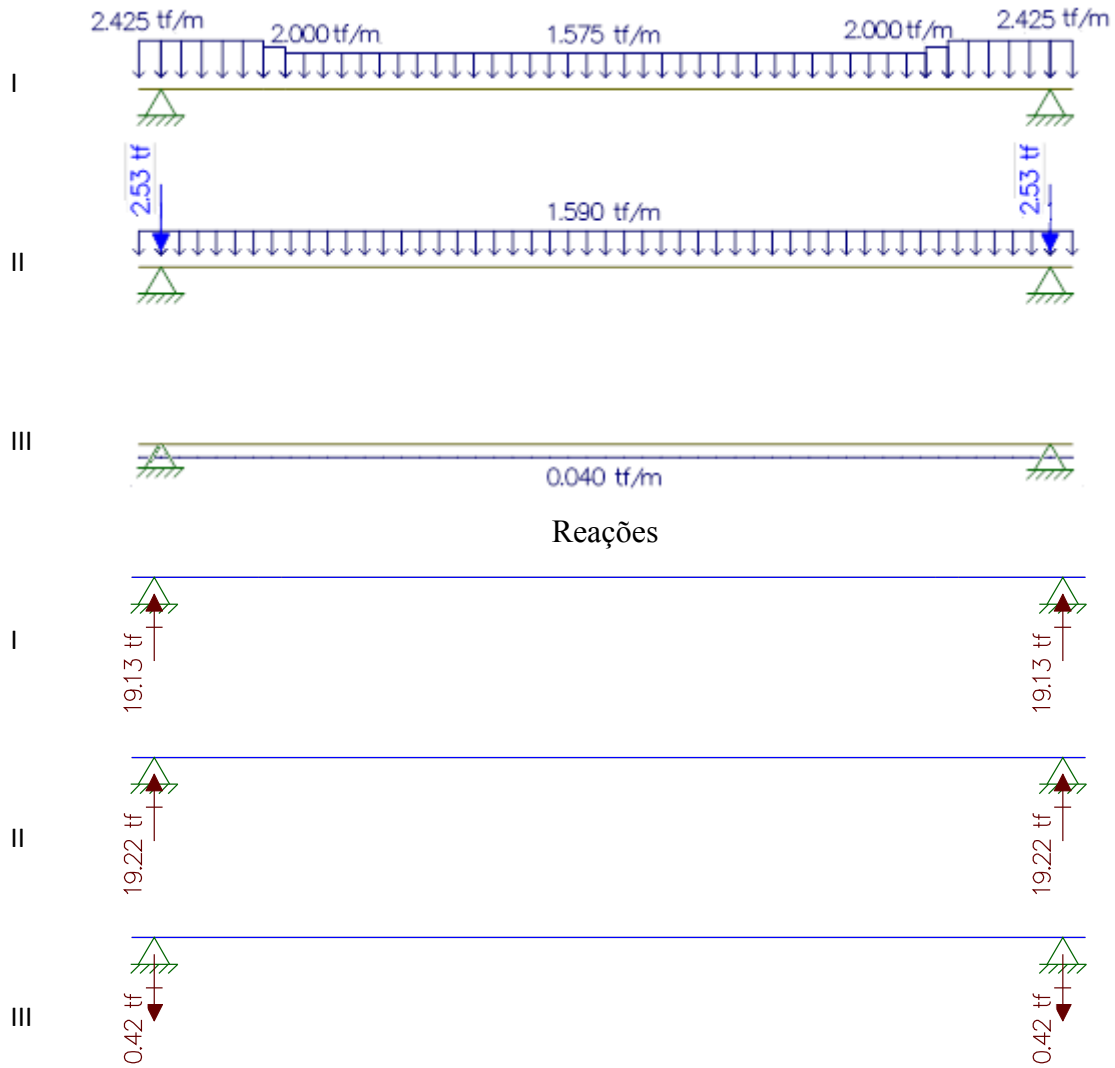


Reações



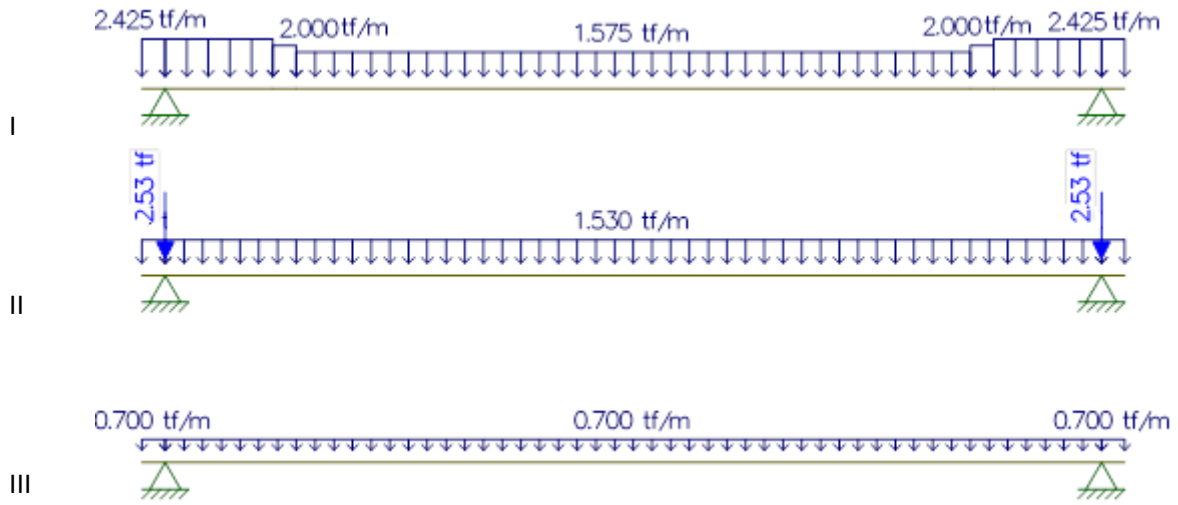
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$

Vão de 21 metros– viga 2 e 4

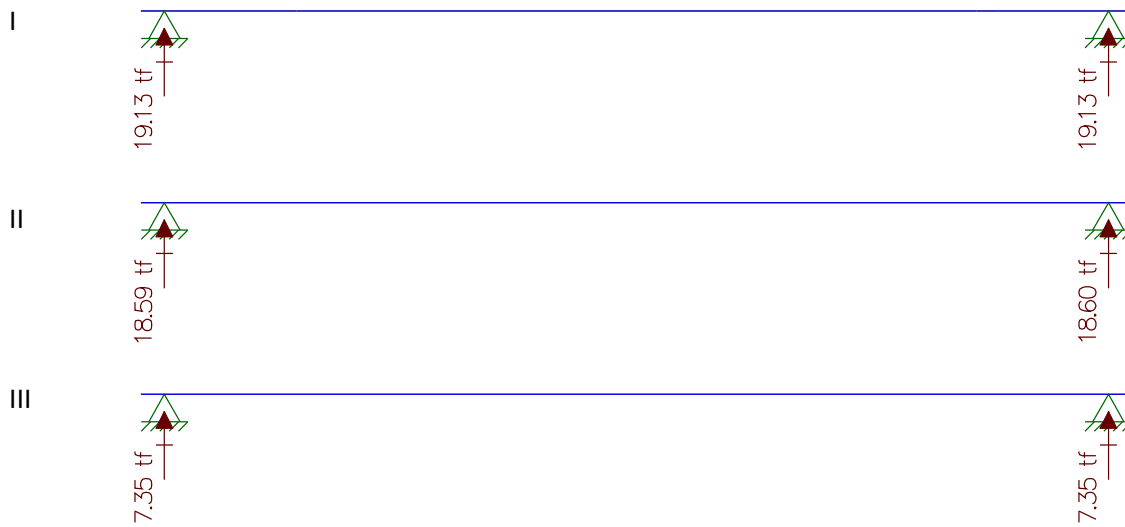


Reação resultante: $19,13\text{tf} + 19,22\text{tf} - 0,42\text{tf} = 37,93\text{tf}$

Vão de 21 metros – viga 3



Reações

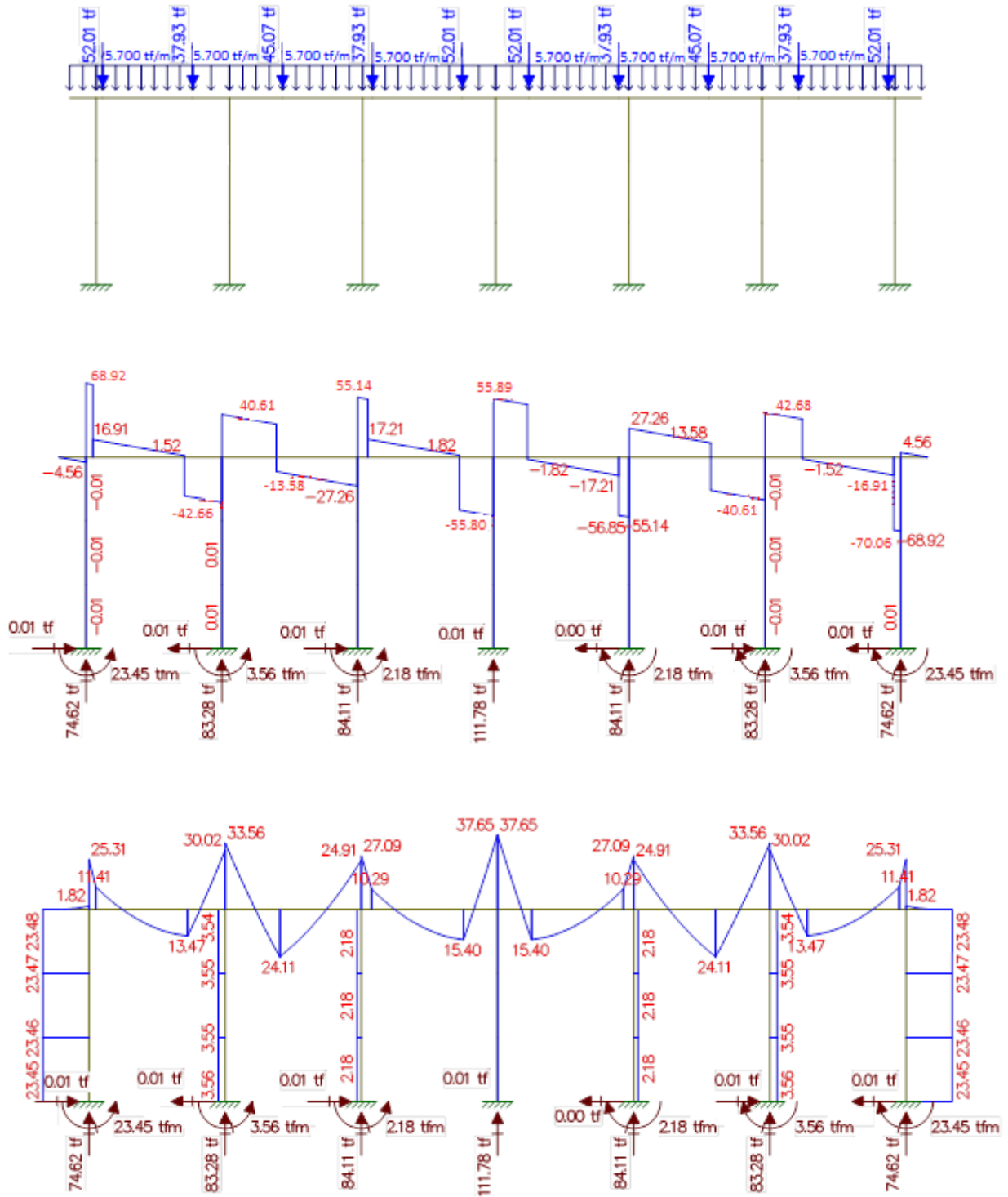


Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$

Peso próprio da Travessa (21m)

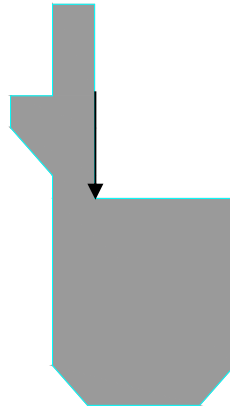
Área da seção = $2,28\text{m}^2$
 $2,28\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,70\text{tf/m}$

Resultado do Estudo de Cargas na Travessa



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



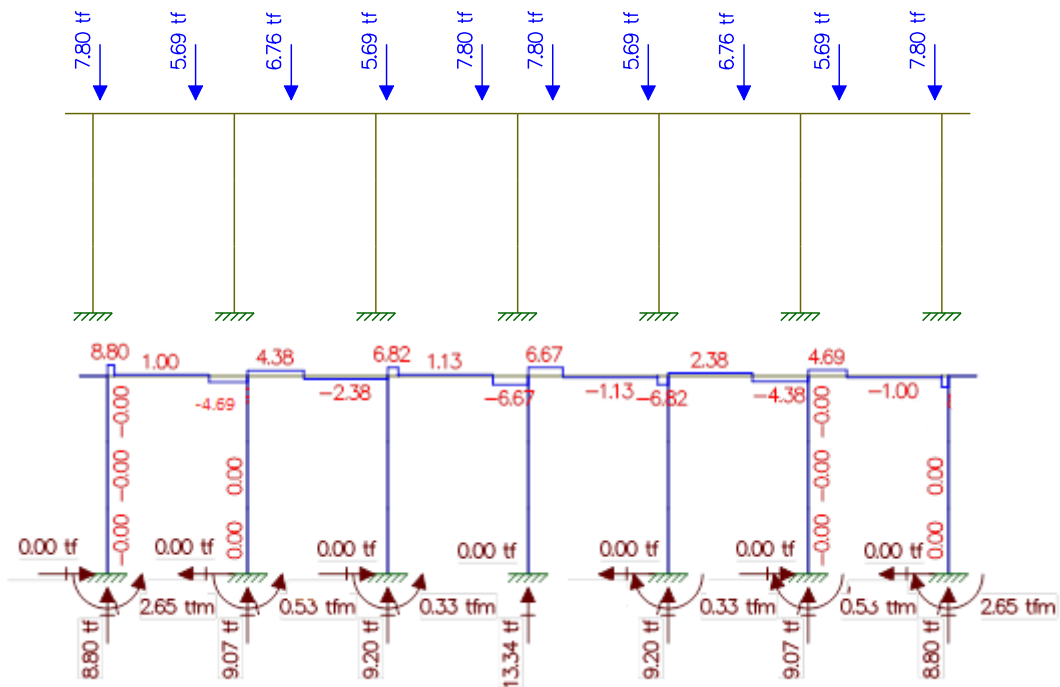
Carga x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	52,01	0,150	7,80
Viga 2	37,93	0,150	5,69
Viga 3	45,07	0,150	6,76
Viga 4	37,93	0,150	5,69
Viga 5	52,01	0,150	7,80

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

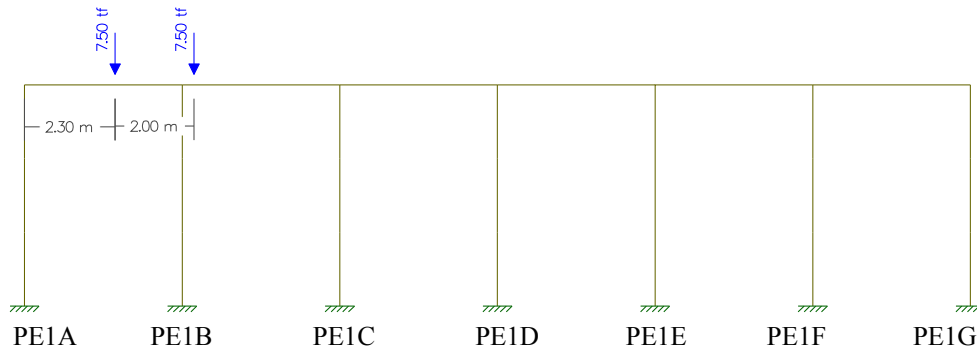
Cargas / Cortante



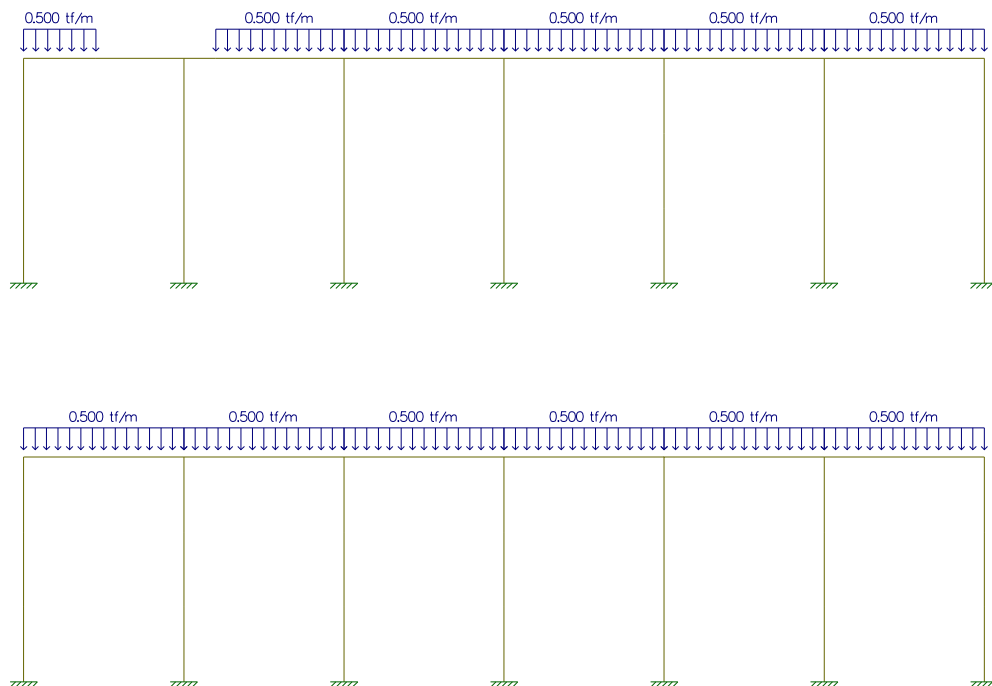
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

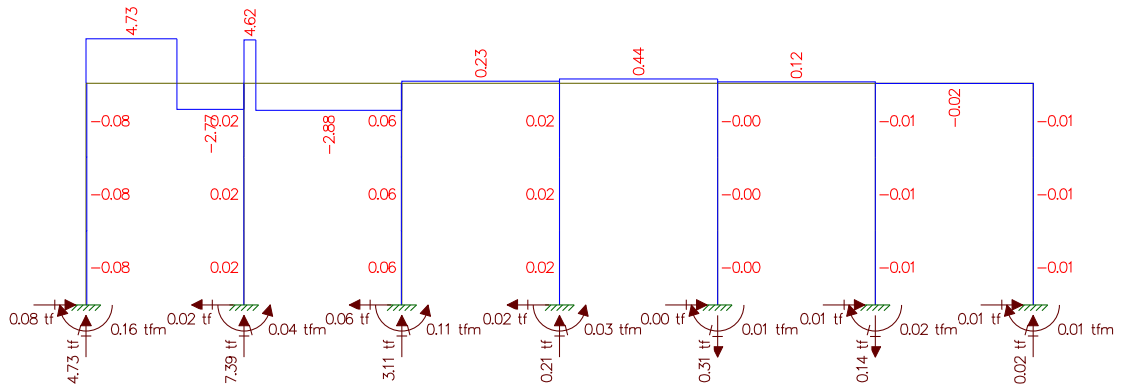


(III) Cargas de multidão do Trem Tipo

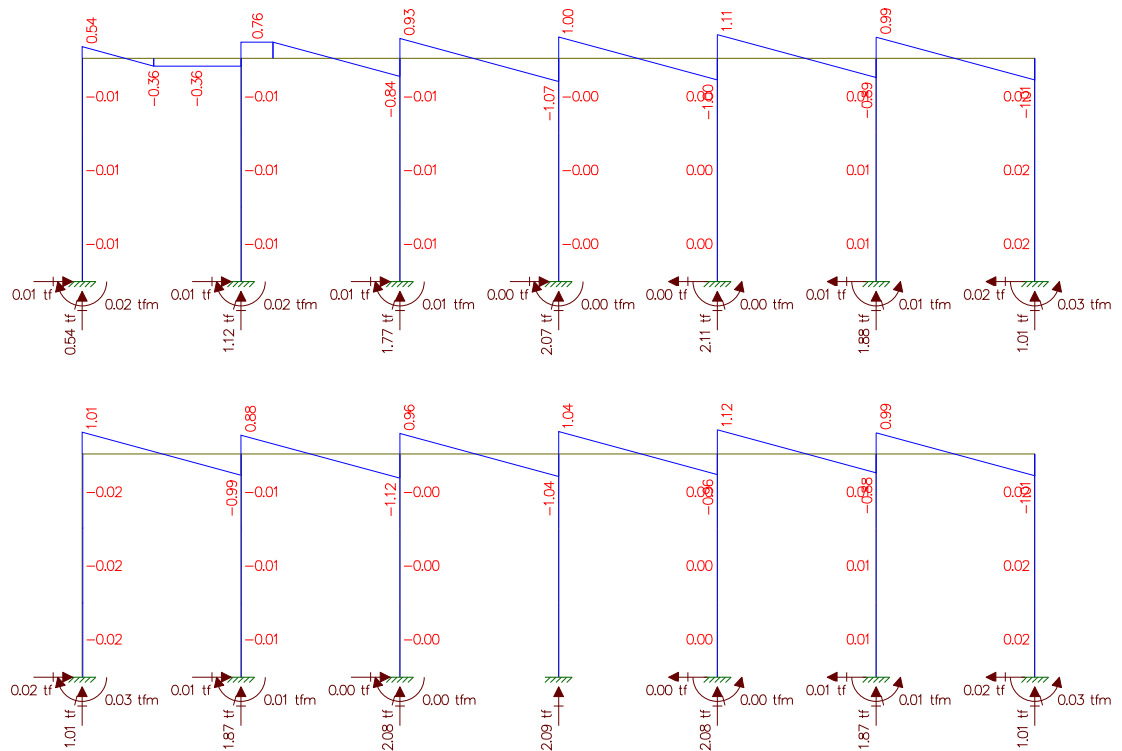


Cortante

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

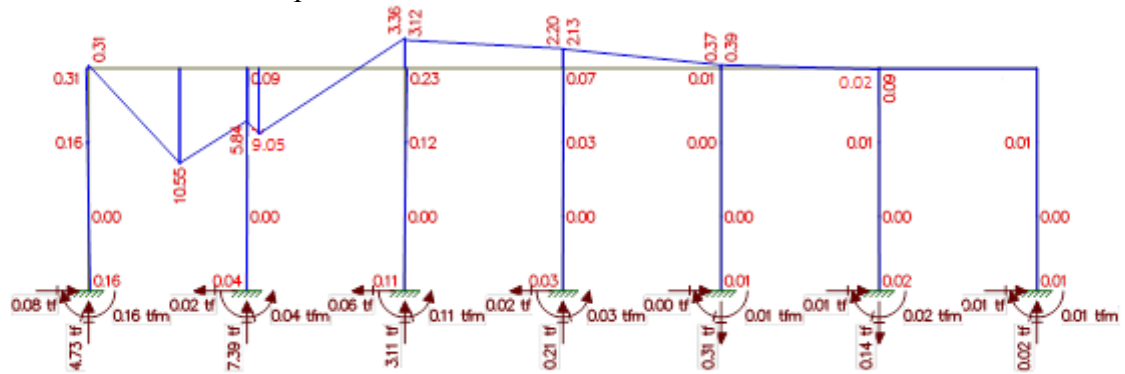


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

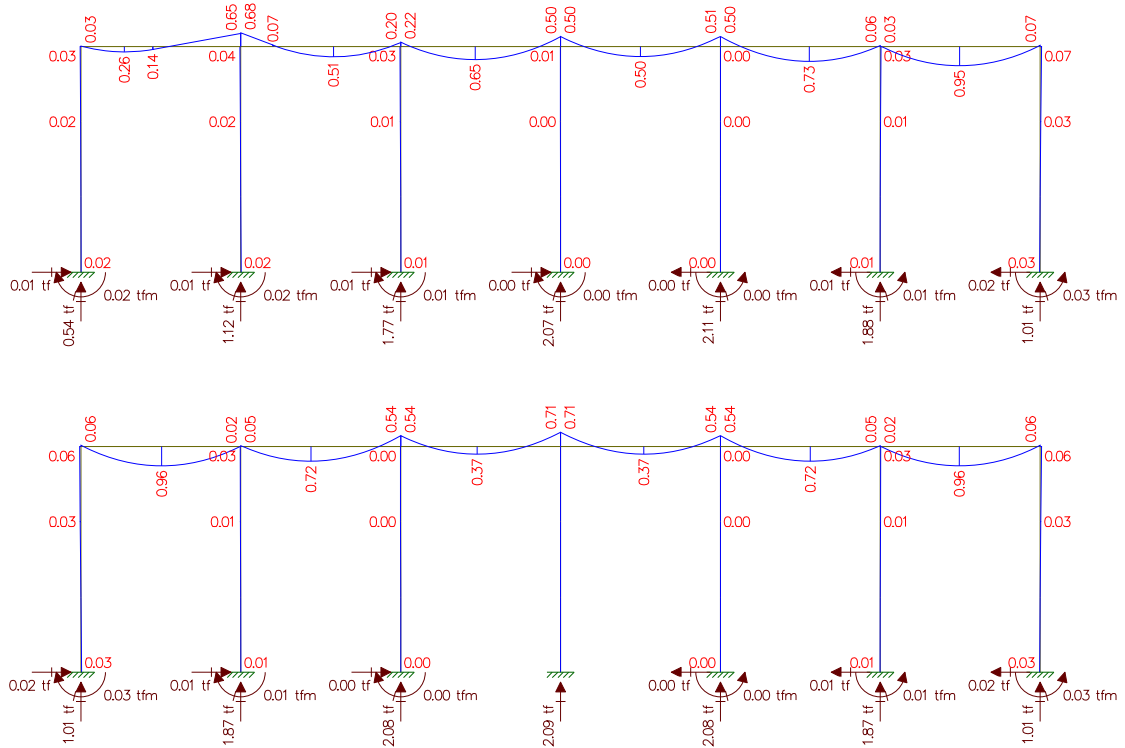


Momento Fletor

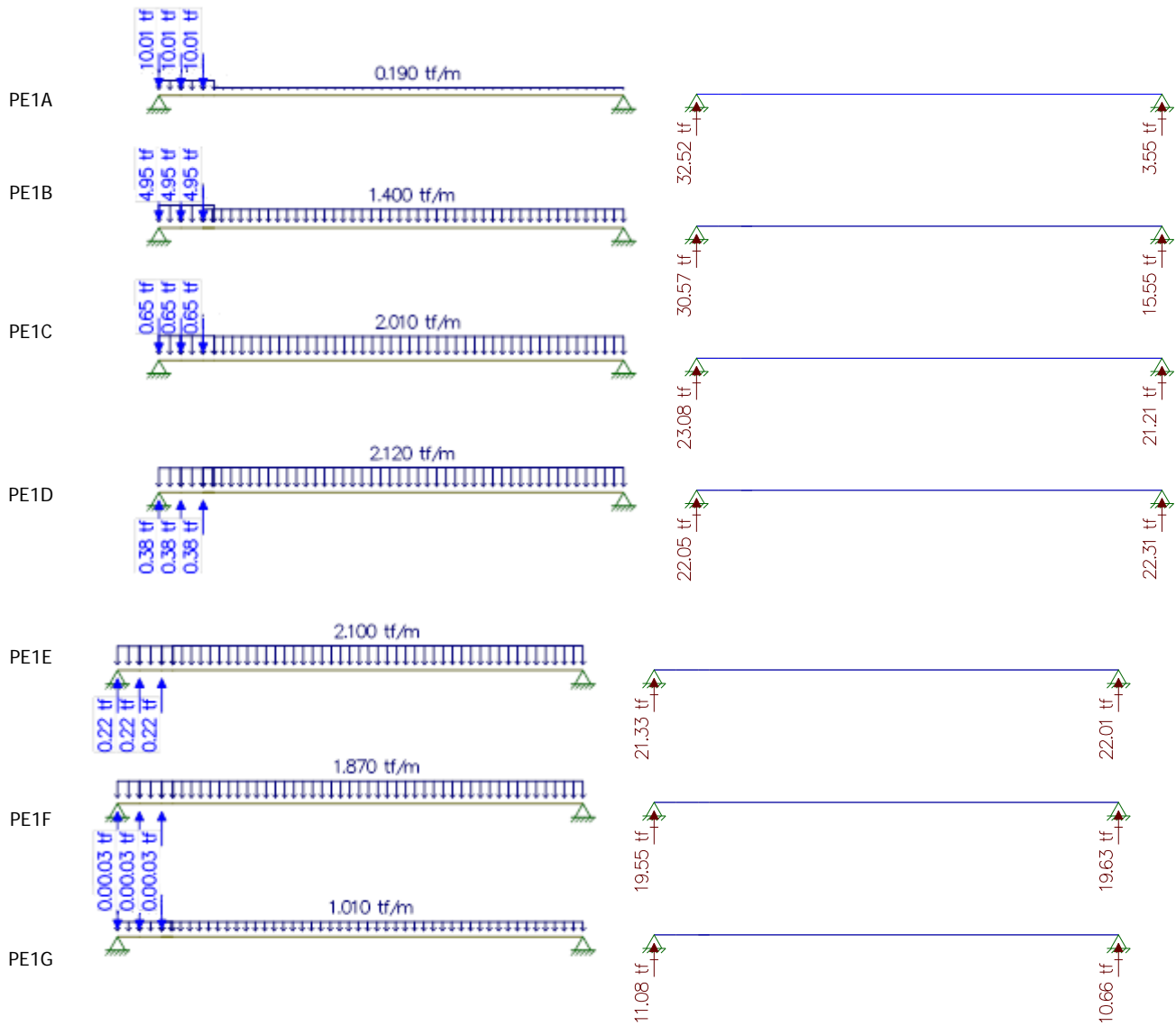
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



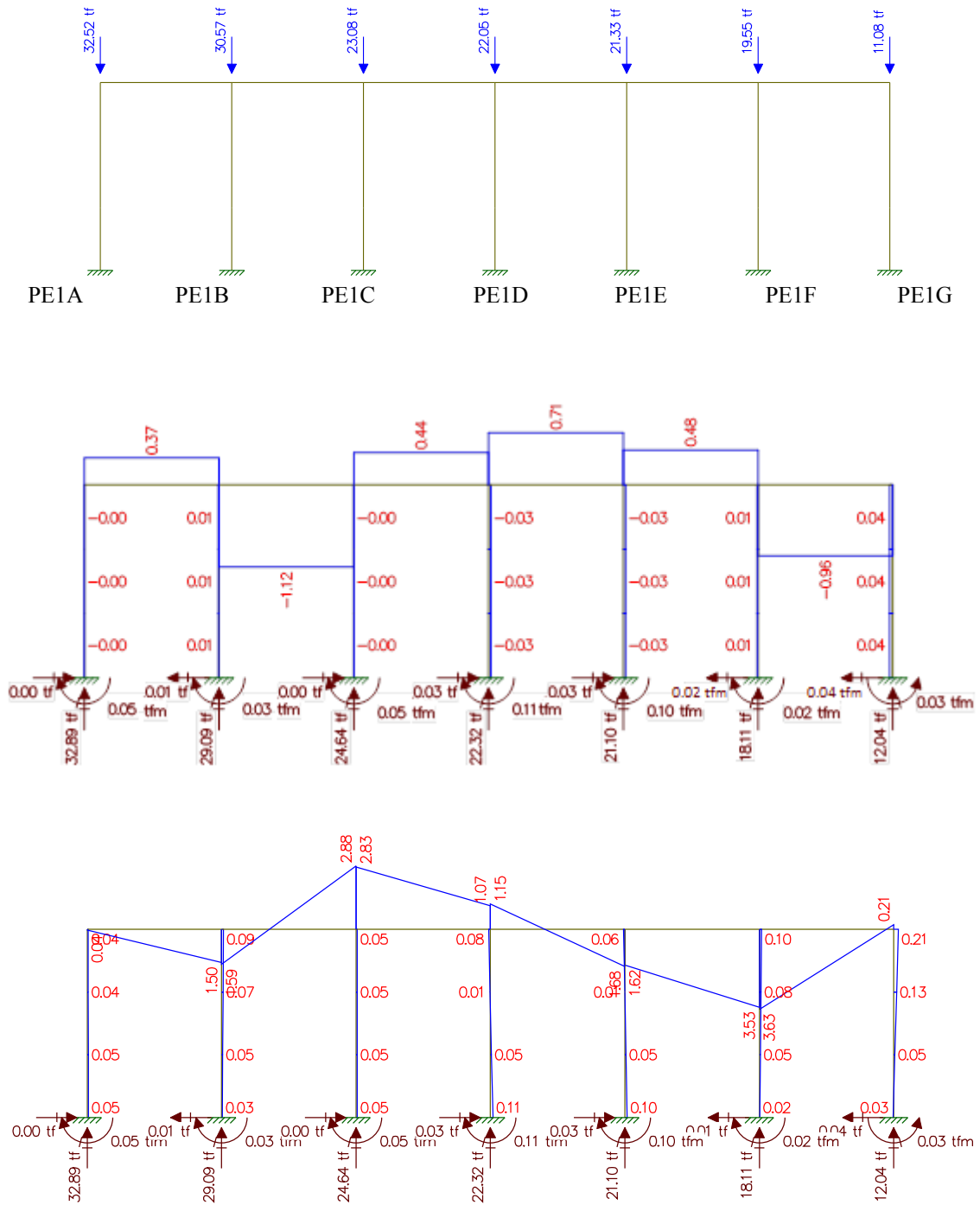
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

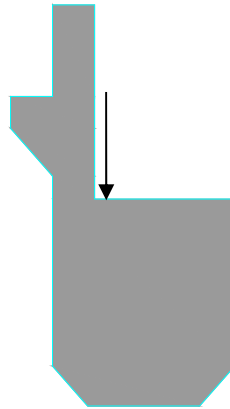


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

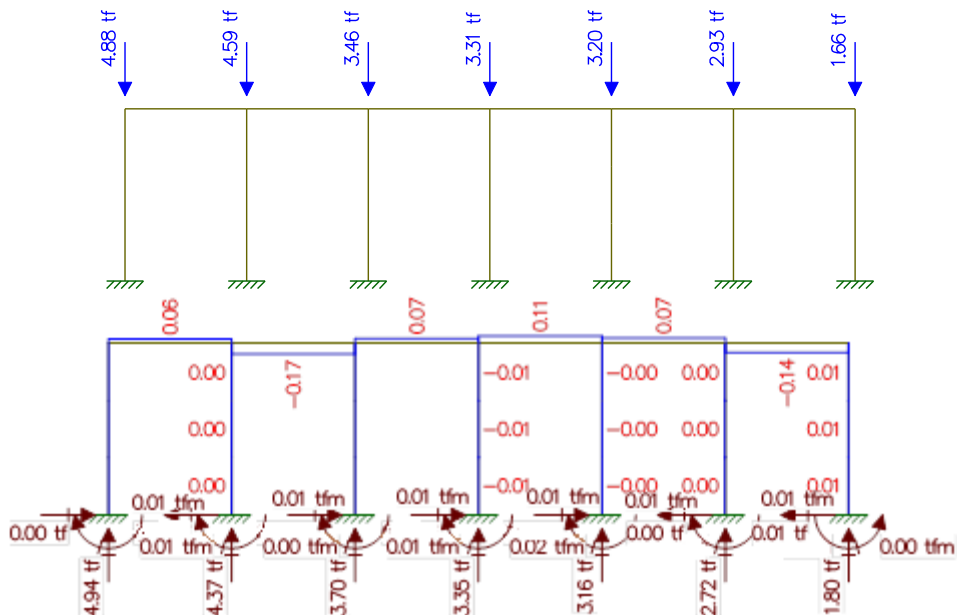


$Carga\ a - Carga\ b = Carga\ c \times distância = Momento\ Torsor\ (tf.m)$

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	32,52	0,150	4,88
Pilar 2	30,57	0,150	4,59
Pilar 3	23,08	0,150	3,46
Pilar 4	22,05	0,150	3,31
Pilar 5	21,33	0,150	3,20
Pilar 6	19,55	0,150	2,93
Pilar 7	11,08	0,150	1,66

Resultado do Estudo do Momento Torsor

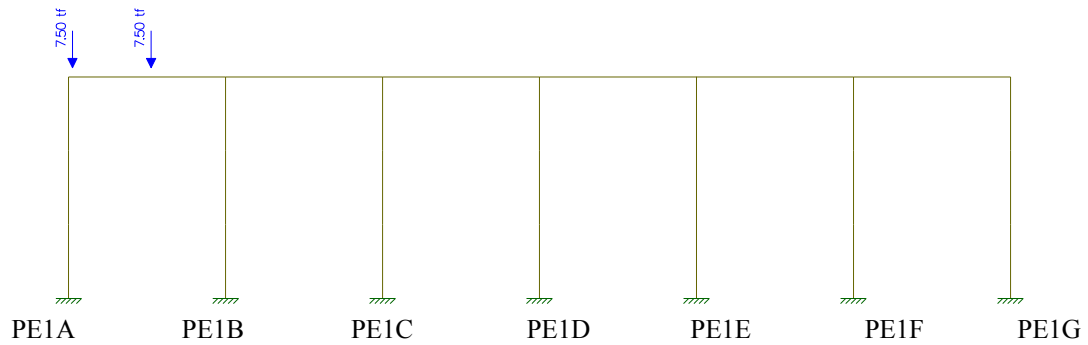
Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante



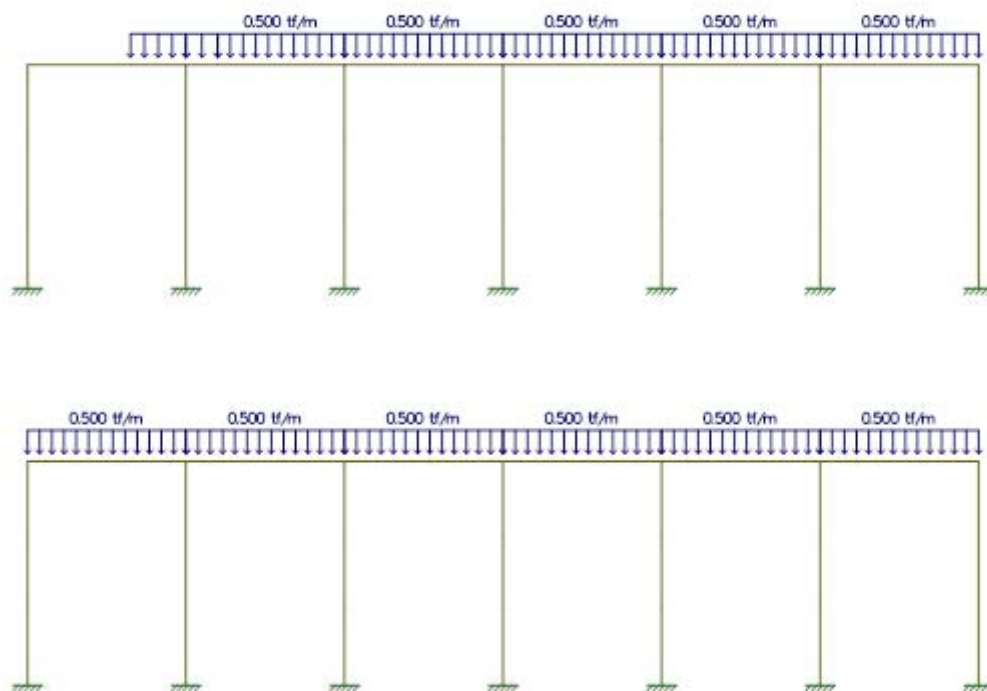
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Reação

Transversal

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

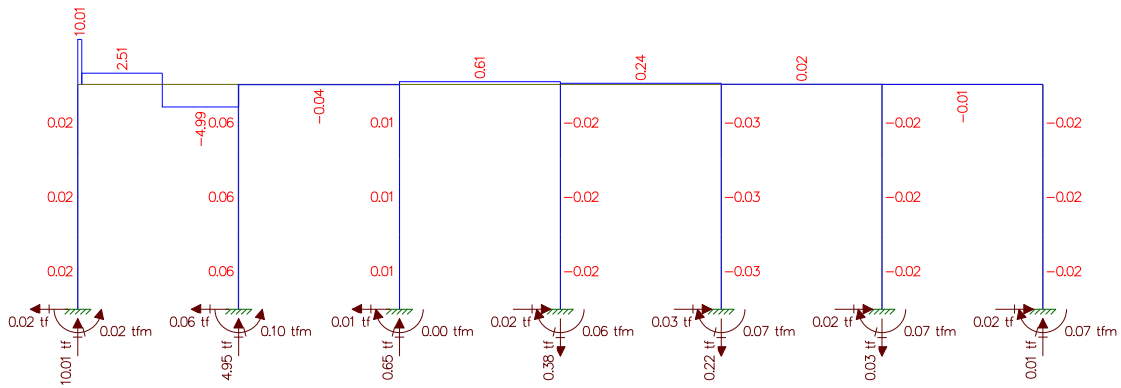


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

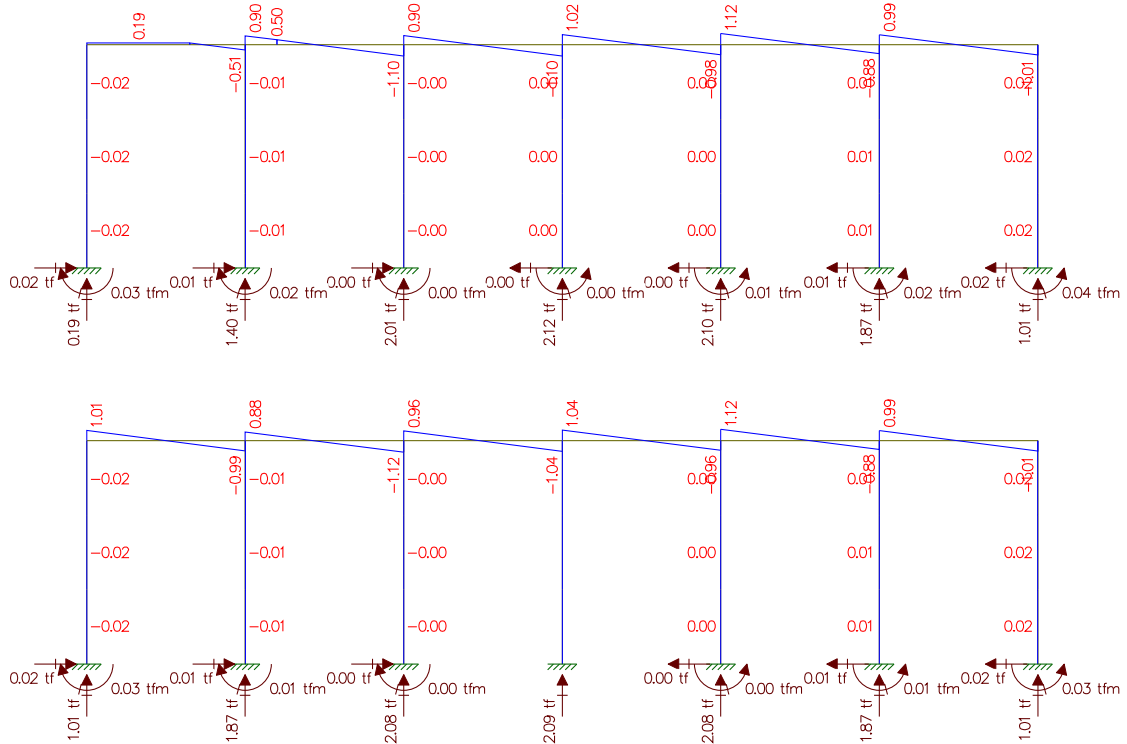


Cortantes

(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo

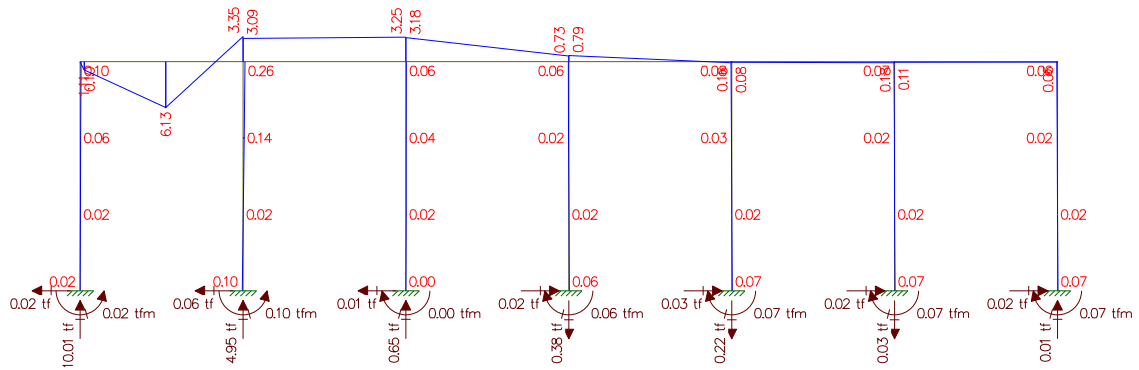


(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

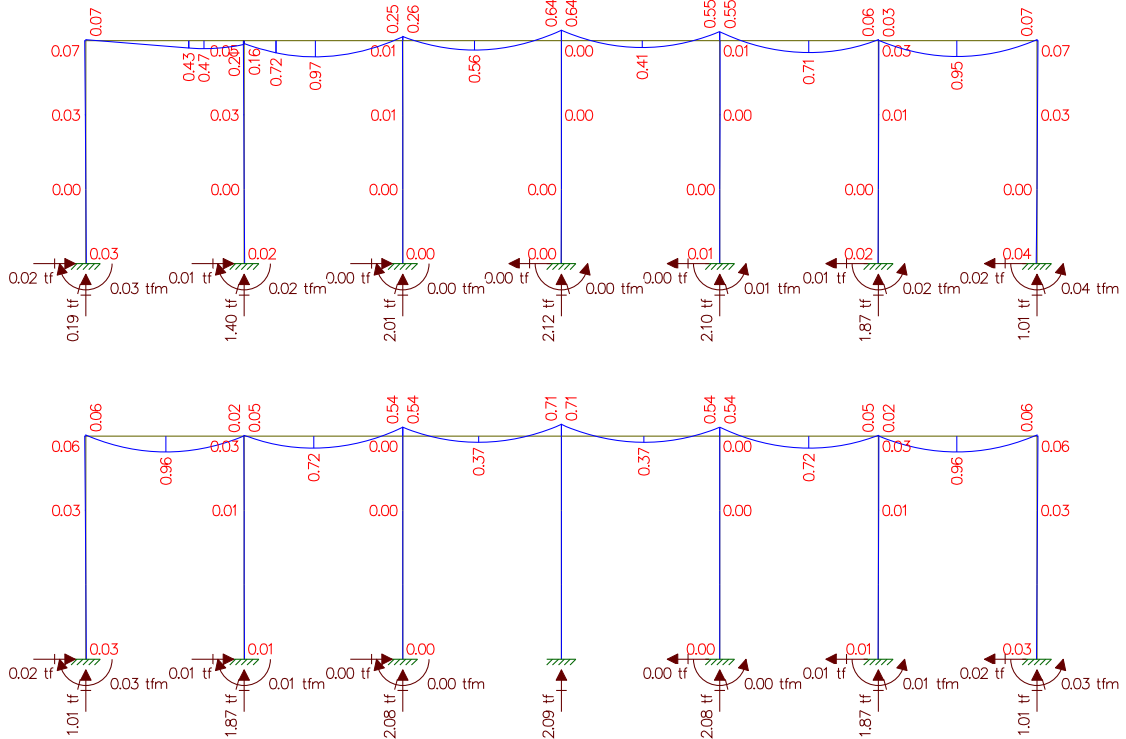


Momento Fletor

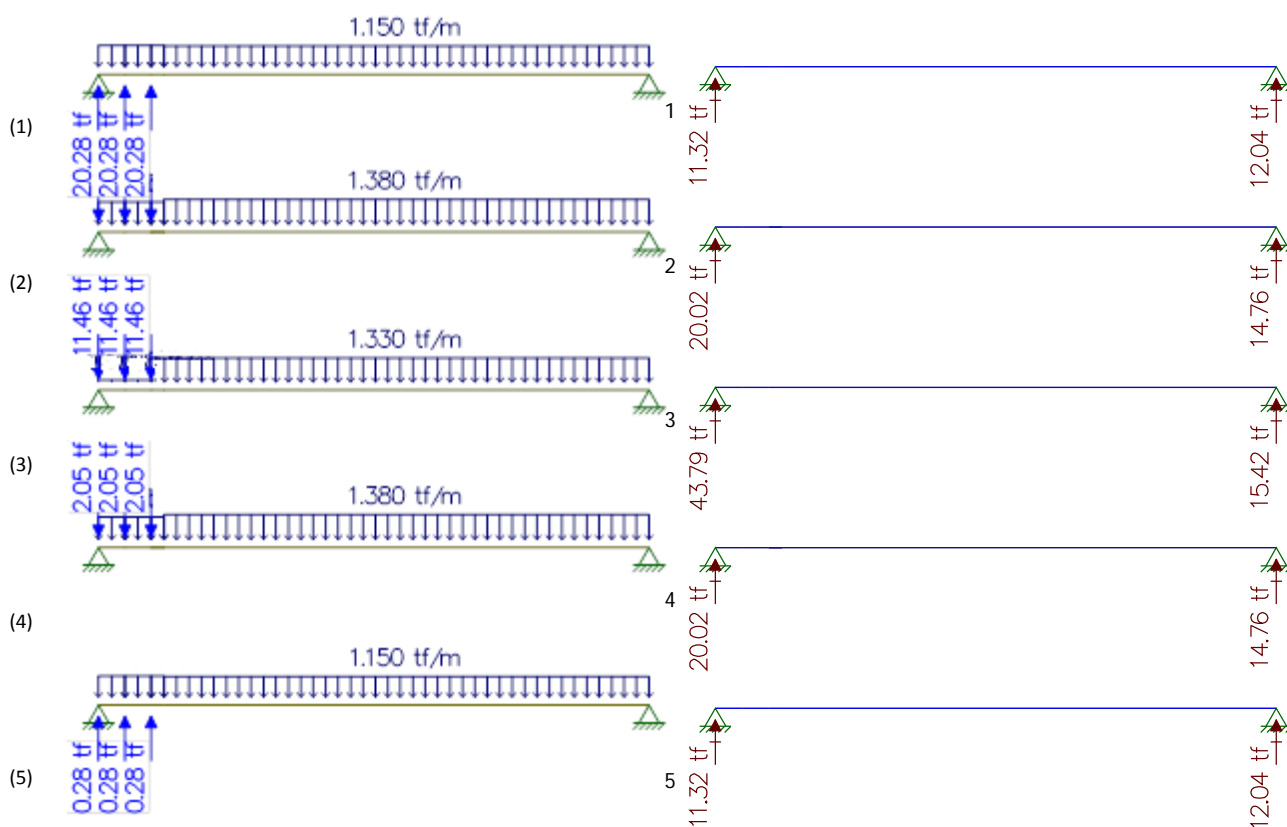
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



(II) Cargas de multidão do Trem Tipo

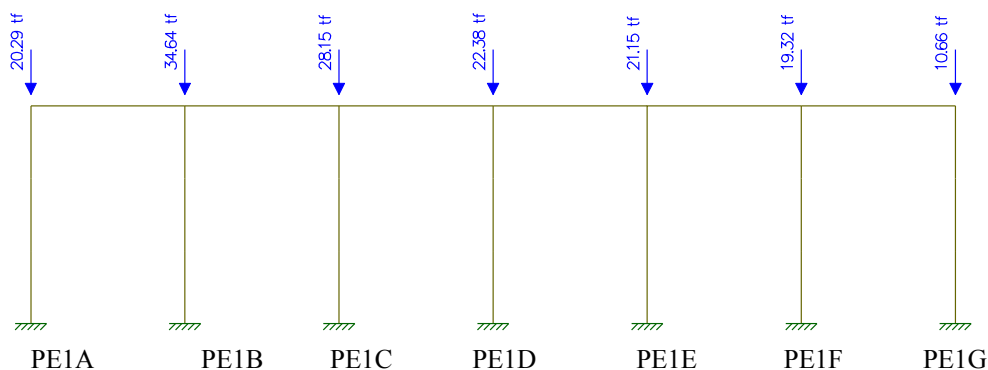


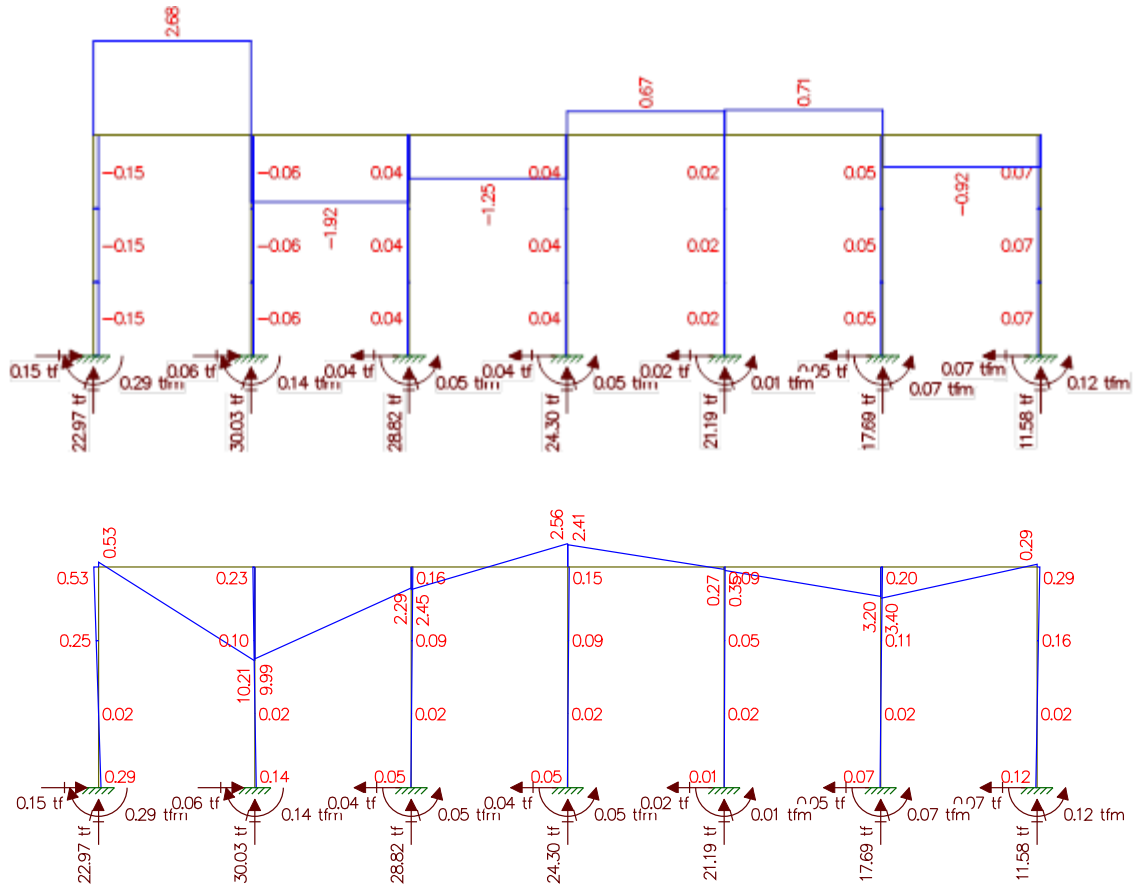
Longitudinais



Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

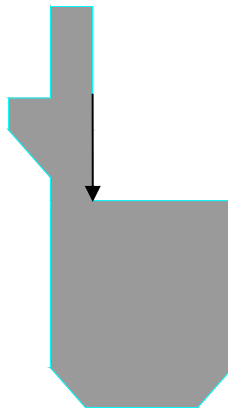
- Reação devido a Viga 1: 11,32tf
- Reação devido a Viga 2: 20,02tf
- Reação devido a Viga 3: 43,79tf
- Reação devido a Viga 4: 20,02tf
- Reação devido a Viga 5: 11,32tf





Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

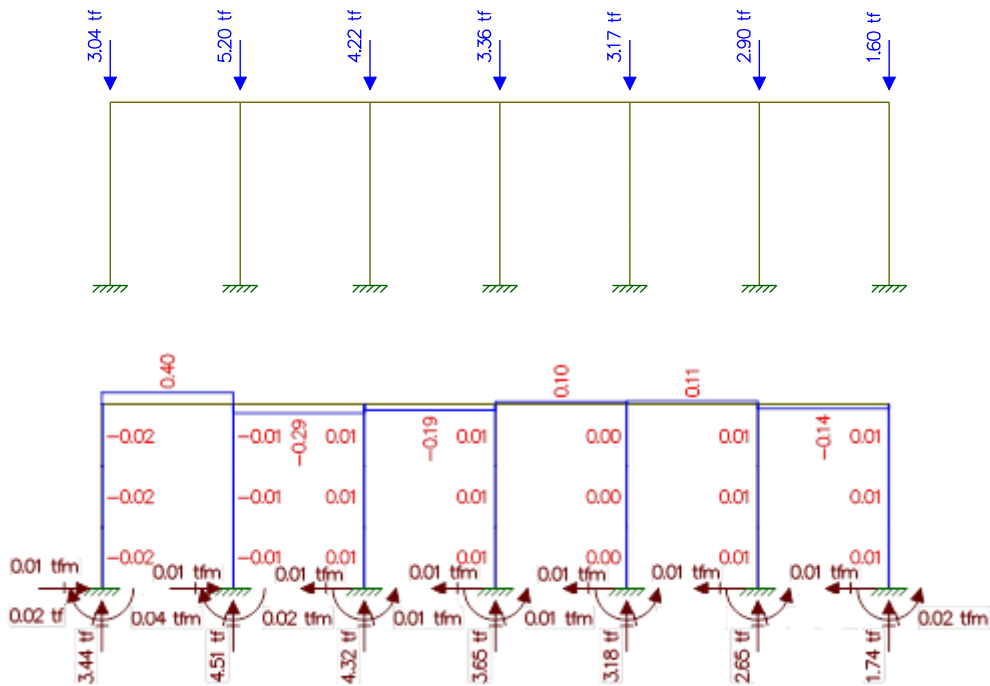


Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	20,29	0,150	3,04
Pilar 2	34,64	0,150	5,20
Pilar 3	28,15	0,150	4,22
Pilar 4	22,38	0,150	3,36
Pilar 5	21,15	0,150	3,17
Pilar 6	19,32	0,150	2,90
Pilar 7	10,66	0,150	1,60

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante



Processamento da Superestrutura

Dimensionamento das Longarinas

Viga de 21m

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 1 - Viga Isolada

Dimensões Constantes

ALT. = 1.500 LLSU = 1.000 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTII = .000 HTII = .000 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .150 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTIS	BTIN	HTIS	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Tipo	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
2	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
3	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
4	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
5	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
6	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149

OBS.- As demais seções não serão tabuladas, devido à simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Características do Cabo utilizado
Fase Única

Unidade de Protensão = 9Φ12.7mm
Módulo de Elasticidade = 19500. Kg/mm**2
Área da Seção Transversal = 1202. mm**2
Tensão Inicial de Protensão = 140. Kg/mm**2
Acomodação de Ancoragem = 6. mm
Perdas Def. (Lenta+Imediata) = 22. Kg/mm**2
Coef. de Atrito na Reta = .0025 /M
Coef. de Atrito na Curva = .0040 /G

Cabo C1

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	* Pk Superior			* Pk Inferior		
				Fh	Fv	M	Fh	Fv	M
1	1.21	-1.4	14000./12651. *	130.	-3.	-66. *	121.	-3.	-62. *
2	1.27	-1.4	13915./12736. *	131.	-3.	-74. *	122.	-3.	-70. *
3	1.33	-1.2	13818./12833. *	132.	-3.	-84. *	124.	-3.	-79. *
4	1.37	-.8	13715./12937. *	133.	-2.	-90. *	125.	-2.	-84. *
5	1.40	-.4	13606./13045. *	134.	-1.	-95. *	127.	-1.	-89. *
6	1.40	.0	13504./13147. *	135.	0.	-95. *	128.	0.	-90. *
7	1.40	.4	13606./13045. *	134.	1.	-95. *	127.	1.	-89. *
8	1.37	.8	13715./12937. *	133.	2.	-90. *	125.	2.	-84. *
9	1.33	1.2	13818./12833. *	132.	3.	-84. *	124.	3.	-79. *
10	1.27	1.4	13915./12736. *	131.	3.	-74. *	122.	3.	-70. *
11	1.21	1.4	14000./12651. *	130.	3.	-66. *	121.	3.	-62. *

Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
* * (mm/m) * *
DA = 85.7 * EA = 7.06 * LA = 12.152
DB = 85.7 * EB = 7.06 * LB = 12.152
DA+DB = 171.5 * EM = 7.06 * L = 24.304

Cabo C2

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	.91	-4.9	14000./12402.	*	127.	-11.	-26.	*	118.	-10.	-24.	*
2	1.10	-4.0	13863./12539.	*	128.	-9.	-51.	*	120.	-8.	-48.	*
3	1.25	-2.9	13720./12681.	*	130.	-7.	-72.	*	122.	-6.	-68.	*
4	1.35	-1.8	13573./12828.	*	132.	-4.	-86.	*	124.	-4.	-81.	*
5	1.40	-.6	13427./12974.	*	133.	-1.	-94.	*	126.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13315./13087.	*	135.	0.	-95.	*	127.	0.	-90.	*
7	1.40	.6	13427./12974.	*	133.	1.	-94.	*	126.	1.	-89.	*
8	1.35	1.8	13573./12828.	*	132.	4.	-86.	*	124.	4.	-81.	*
9	1.25	2.9	13720./12681.	*	130.	7.	-72.	*	122.	6.	-68.	*
10	1.10	4.0	13863./12539.	*	128.	9.	-51.	*	120.	8.	-48.	*
11	.91	4.9	14000./12402.	*	127.	11.	-26.	*	118.	10.	-24.	*

Alongamentos - (mm)	*	Alongamentos Especificos	*	Comprimentos (M)
	*	(mm/m)	*	
DA = 85.0	*	EA = 6.99	*	LA = 12.166
DB = 85.0	*	EB = 6.99	*	LB = 12.166
DA+DB = 170.1	*	EM = 6.99	*	L = 24.331

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Peso-próprio da viga isolada **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

2.427	2.427	1.575	1.575	1.575	1.575
1.575	1.575	1.575	2.427	2.427	

Cargas Nodais

PT	P
1	.72
11	.72

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.866
2	1.866

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	22.3
1	2	46.9	-166.6	189.4	*	16.4
1	3	79.8	-326.4	378.2	*	11.6
1	4	103.1	-421.4	488.4	*	7.7
1	5	117.0	-478.4	554.4	*	3.8
1	6	121.7	-497.4	576.5	*	.0
1	7	117.0	-478.4	554.4	*	-3.8
1	8	103.1	-421.4	488.4	*	-7.7
1	9	79.8	-326.4	378.2	*	-11.6
1	10	46.9	-166.6	189.4	*	-16.4
1	11	.0	.0	.0	*	-22.3

Reação Núm. 1 = 23.0

Reação Núm. 2 = 23.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Concretagem da laje superior **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160
1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	

Cargas Concentradas

XR	P
12.15	.88

Cargas Nodais

PT	P
1	.98
11	.98

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.354
2	1.354

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	14.5
1	2	31.9	-113.3	128.8	*	11.7
1	3	56.9	-232.7	269.7	*	8.9
1	4	75.1	-307.1	355.9	*	6.1
1	5	86.5	-353.5	409.6	*	3.3
1	6	91.0	-371.8	430.9	*	.0
1	7	86.5	-353.5	409.6	*	-3.3
1	8	75.1	-307.1	355.9	*	-6.1
1	9	56.9	-232.7	269.7	*	-8.9
1	10	31.9	-113.3	128.8	*	-11.7
1	11	.0	.0	.0	*	-14.5

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	15.5
Reação Núm.	2 =	15.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Deslocam.S da Estrutura Devidos a Protensão - Pk Superior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.714
2	-4.714

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Superior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	-35.2
1	2	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	-28.4
1	3	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	-20.1
1	4	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	-10.8
1	5	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	-3.2
1	6	-270.9	467.6	-1923.3	-639.9 *	.0
1	7	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	3.2
1	8	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	10.8
1	9	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	20.1
1	10	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	28.4
1	11	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	35.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=0

SEÇÃO		G1	PROT.	I+II	G2	III+IV
		I	II	III	IV	V
1	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7
2	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
3	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
4	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
5	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
6	SS	-497.4	529.3	31.8	-371.8	-340.0
	SI	576.5	-2157.8	-1581.4	430.9	-1150.5
7	SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
	SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
8	SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
	SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
9	SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
	SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
10	SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
	SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
11	SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
	SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=Inf.

SEÇÃO		G1	PROT.	I+II	G2	III+IV
		I	II	III	IV	V
1	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0
2	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
3	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
4	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
5	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
6	SS	-497.4	467.6	-29.8	-371.8	-401.6
	SI	576.5	-1923.3	-1346.8	430.9	-915.9
7	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
8	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
9	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
10	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
11	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Inferior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.425
2	-4.425

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Inferior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	-32.5
1	2	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	-26.4
1	3	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	-18.8
1	4	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	-10.1
1	5	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	-3.0
1	6	-255.8	441.5	-1815.5	-604.0 *	.0
1	7	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	3.0
1	8	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	10.1
1	9	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	18.8
1	10	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	26.4
1	11	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	32.5

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=0

SEÇÃO		G1	PROT.	I+II	G2	III+IV
		I	II	III	IV	V
1	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2
2	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
3	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
4	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
5	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
6	SS	-497.4	516.9	19.4	-371.8	-352.4
	SI	576.5	-2102.2	-1525.7	430.9	-1094.9
7	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
8	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
9	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
10	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
11	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=Inf.

SEÇÃO		G1	PROT.	I+II	G2	III+IV
		I	II	III	IV	V
1	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3
2	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
3	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
4	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
5	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
6	SS	-497.4	441.5	-55.9	-371.8	-427.8
	SI	576.5	-1815.5	-1239.1	430.9	-808.2
7	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
8	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
9	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
10	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
11	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 2 - Viga Conjunta (Viga Isolada + Laje Superior)

Dimensões Constantes

ALT. = 1.700 LLSU = 2.320 LLIN = .600
 ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
 BTIS = .000 HTIS = .150 HTES = .000
 HTEI = .000 ELSI = .200 ELII = .200
 ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTII	BTIN	HTII	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Seção	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
2	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
3	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
4	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
5	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
6	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267

OBS.- As demais seções não serao tabuladas, devido a simetria da Estrutura

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Carregamento G2 = Barreiras + Guarda-corpo

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

.788	.788	.788	.788	.788	.788
.788	.788	.788	.788	.788	.788

Cargas Nodais

PT	P
1	.28
11	.28

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-.438
2	.438

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	9.6
1	2	20.9	-33.6	55.2	*	7.7
1	3	37.2	-61.0	124.9	*	5.7
1	4	48.9	-80.1	164.0	*	3.8
1	5	55.8	-91.5	187.4	*	1.9
1	6	58.2	-95.3	195.2	*	.0
1	7	55.8	-91.5	187.4	*	-1.9
1	8	48.9	-80.1	164.0	*	-3.8
1	9	37.2	-61.0	124.9	*	-5.7
1	10	20.9	-33.6	55.2	*	-7.7
1	11	.0	.0	.0	*	-9.6

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	9.9
Reação Núm.	2 =	9.9

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Trem-tipo considerado - TB-45

Membro	Carga P	Carga Q
1	7.91	1.579

Deslocam.s - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Deslocam.	DMax	DMin
1	.000	-1.700
2	1.700	.000

Reações - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Reação	RMax	RMin
1	41.5	.0
2	41.5	.0

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Esforço Cortante - Carga Móvel - TT TB-45
 =====

Seção	Cort Max	Cort Min
1	41.5	.0
2	35.4	-1.3
3	29.8	-4.0
4	24.6	-7.4
5	19.7	-11.1
6	15.2	-15.2
7	11.1	-19.7
8	7.4	-24.6
9	4.0	-29.8
10	1.3	-35.4
11	.0	-41.5

Momento Fletor - Carga Móvel - TT TB-45
 =====

SEÇÃO	MP+	MP-	TENSÃO F. SUP (MP+)	TENSÃO F. INF (MP+)	TENSÃO F. SUP (MP-)	TENSÃO F. INF (MP-)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
3	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
4	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
5	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
6	248.9	.0	-407.9	835.4	.0	.0
7	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
8	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
9	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
10	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Envoltória de Deslocamentos - $D=DG+DP$

TT TB-45

Deslocam.	Dg	Dp+	Dp-	D Max	D Min
1	.912	.000	-1.700	.912	-.788
2	-.912	1.700	.000	.788	-.912

OBS - Deslocamentos em mm

Rotações em Rad/1000

Envoltória de Momento Fletor- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*MP+1.5*MQ		1.35*MP+1.5*MQ	
	M MAX	M MIN	M MAX	M MIN
1	.0	.0	.0	.0
2	156.4	20.9	163.7	28.3
3	276.9	37.2	289.9	50.3
4	361.4	48.9	378.5	66.0
5	413.5	55.8	433.1	75.4
6	431.5	58.2	451.9	78.5
7	413.5	55.8	433.1	75.4
8	361.4	48.9	378.5	66.0
9	276.9	37.2	289.9	50.3
10	156.4	20.9	163.7	28.3
11	.0	.0	.0	.0

Quadro Geral de Momentos e Tensões

TT TB-45

Seção	MMax	MMin	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
			F. Sup (MMax)	F. Inf (MMax)	F. Sup (MMin)	F. Inf (MMin)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
3	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
4	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
5	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
6	307.1	58.2	-503.2	1030.6	-95.3	195.2
7	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
8	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
9	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
10	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Quadro Geral dos Cortantes- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*QP+1.5*QQ		1.35*QP+1.5*QQ	
	Q Max	Q Min	Q Max	Q Min
1	71.8	9.6	75.1	12.9
2	60.8	5.7	63.5	8.4
3	50.4	-.3	52.5	1.7
4	40.7	-7.2	42.0	-5.9
5	31.4	-14.7	32.1	-14.1
6	22.8	-22.8	22.8	-22.8
7	14.7	-31.4	14.1	-32.1
8	7.2	-40.7	5.9	-42.0
9	.3	-50.4	-1.7	-52.5
10	-5.7	-60.8	-8.4	-63.5
11	-9.6	-71.8	-12.9	-75.1

Envoltória de Reações- NBR-6118

TT TB-45

Reação	1.0*RP+1.5*RQ		1.35*RP+1.5*RQ	
	R Max	R Min	R Max	R Min
1	110.7	48.4	127.6	75.5
2	110.7	48.4	127.6	75.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior

SEÇÃO	F1	PROT.	I+II	G3	III+IV	MP+	MP-	V+VI	V+VII
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
1	SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS'	-153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	-153.6
	SI	-657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	-657.0
2	SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3
	SS'	-161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3
	SI	-660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3
3	SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8
	SS'	-318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1
	SI	-965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3
4	SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5
	SS'	-332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4
	SI	-968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2
5	SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3
	SS'	-368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6
	SI	-942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9
6	SS	0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2
	SS'	-401.6	0.0	-401.6	-61.1	-462.7	-261.6	0.0	-724.4
	SI	-915.9	0.0	-915.9	195.2	-720.7	835.4	0.0	114.7
7	SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3
	SS'	-368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6
	SI	-942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9
8	SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5
	SS'	-332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4
	SI	-968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2
9	SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8
	SS'	-318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1
	SI	-965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3
10	SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3
	SS'	-161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3
	SI	-660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3
11	SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS'	-153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6
	SI	-657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior

SEÇÃO	F1	PROT.	I+II	G3	III+IV	MP+	MP-	V+VI	V+VII
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
1	SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS'	-139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	-139.6
	SI	-612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	-612.3
2	SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3
	SS'	-168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2
	SI	-594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9
3	SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8
	SS'	-333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3
	SI	-860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2
4	SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5
	SS'	-356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7
	SI	-856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5
5	SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3
	SS'	-395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5
	SI	-831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3
6	SS	0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2
	SS'	-427.8	0.0	-427.8	-61.1	-488.9	-261.6	0.0	-750.6
	SI	-808.2	0.0	-808.2	195.2	-613.0	835.4	0.0	222.4
7	SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3
	SS'	-395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5
	SI	-831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3
8	SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5
	SS'	-356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7
	SI	-856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5
9	SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8
	SS'	-333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3
	SI	-860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2
10	SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3
	SS'	-168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2
	SI	-594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9
11	SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS'	-139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6
	SI	-612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 99 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DEVIDA AO CORTANTE - NBR-6118

Ponte totalmente carregada

SEÇÃO	VDMAX	VDMIN	VRDMAX	TWD	TC	TD	RO	AS/S (CM)
1	125.	46.	96.	113.	0.	130.	.00299	.179
2	101.	34.	78.	92.	0.	106.	.00243	.146
3	80.	20.	63.	203.	0.	234.	.00538	.135
4	61.	6.	51.	166.	0.	190.	.00438	.109
5	42.	-8.	39.	126.	0.	144.	.00332	.083
6	-23.	23.	-23.	73.	0.	84.	.00194	.049
7	-42.	8.	-39.	126.	0.	144.	.00332	.083
8	-61.	-6.	-51.	166.	0.	190.	.00438	.109
9	-80.	-20.	-63.	203.	0.	234.	.00538	.135
10	-101.	-34.	-78.	92.	0.	106.	.00243	.146
11	-125.	-46.	-96.	113.	0.	130.	.00299	.179

Armadura Total (Cortante+Torção+Fadiga)- NBR-6118

Ponte totalmente carregada

Seção	AS/S (CM)		Espacamento Long. (CM)				Espacamento Transv. (CM)			
	Long.	Nerv.	1/4	5/16	3/8	1/2	1/4	5/16	3/8	1/2
1	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.
2	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
3	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
4	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
5	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
6	.000	.100	30.	30.	30.	30.	6.	10.	14.	25.
7	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
8	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
9	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
10	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
11	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.

Viga de 30m

Estudo Estático

O estudo estático foi efetuado no programa de Análise de Obras de Arte Especiais em Elementos Finitos – Midas Civil, com consideração de posicionamento do Veículo no meio do vão, sobre a viga central e sobre a viga lateral, bem como na extremidade das vigas central e lateral.

Foram discretizados os esforços de dimensionamento e a partir de tanto foram feitos os calculo do dimensionamento das peças. Temos então o seguinte quadro resumo de valores de momento retirados dos processamentos (valores em mt).

Etapa	Viga de Meio	Viga Intermediária	Viga de Bordo
PP	420,7	433,4	477,2
C.Perm	59,6	60,1	63,4
C. Móvel	357,7	292,6	267,6

Temos então como envoltória de valores de momento:

$$539,7 + 63,4 + (1,134 \times 357,7) = 1.008,73 \text{ mt}$$

Para a situação final (carga máxima e viga composta) temos:

$$I = 0,7071 \text{ m}^4$$

$$X_{cgi} = 1,53\text{m} \quad X_{cgs} = 0,69\text{m}$$

Daí vem as seguintes tensões atuantes nas fibras superiores e inferiores na situação final :

$$W_i = 0,7071 / 1,53 = 0,462 \text{ m}^3$$

$$W_s = 0,7071 / 0,69 = 1,025 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{sup} = 1.008,73 / 1,025 = - 984,13 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

$$\sigma_{inf} = 1.008,73 / 0,462 = + 2.183,4 \text{ t/m}^2 \text{ (tração)}$$

Para cada cordoalha de 15,2 mm (CP 190-RB) temos como força inicial de protensão o menor de dois valores, conforme item 9.6.12.1-b da NBR 6118:

$$0,74 \text{ fptk} \quad \text{ou} \quad 0,82 \text{ fpyk}$$

Daí temos:

$$0,74 \times 260,7 \text{ KN} \Rightarrow 192,9 \text{ KN (19,29 t)}$$

$$0,82 \times 234,6 \text{ KN} \Rightarrow 192,3 \text{ KN (19,23 t)}$$

$$f_{py}^k = 234,6 \text{ KN (23,46 t)}$$

$$P_0 = 0,82 \times 23,46 = 19,23 \text{ t}$$

Calculo das Perdas

$$P_x = P_{max} \times e^{-(\mu\phi + kx)}$$

$$\mu = 0,24 \text{ (coef. de atrito)}$$

$$\phi = \text{ângulo de deflexão} \quad \alpha = 4,6^\circ \text{ (0,08 rd)}$$

$$k = 2 \times 10^{-3}$$

$$x = 19\text{m}$$

$$e^{-(0,24 \times 0,08 + 0,002 + 19)} = 0,9444$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,032 \sigma_{pi} = 0,032 \times 19,23 = 0,61 \text{ t}$$

$$P = (0,944 \times 19,23) - 0,61 = 17,55\text{t} \Rightarrow \text{Adotado } 17\text{t}$$

Para uma cordoalha de 15,2 mm , e considerando-se uma excentricidade de cg para o ponto de aplicação de carga de: $e = 1,53 - 0,15 = 1,38 \text{ m}$, temos as seguintes tensões atuantes nas fibras superior e inferior para uma cordoalha de 15,2 mm:

$$\text{Fibra Superior} = (- 17 / 1,265) + (17 \times 1,38 / 1,025) = + 9,45 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Fibra Inferior} = (- 17 / 1,265) - (17 \times 1,38 / 0,462) = -64,22 \text{ t / m}^2$$

temos então para a fibra inferior:

$$2.183,4 / 64,22 = 33,99 \text{ cabos}$$

Adotaremos 36 cabos na seguinte disposição:

3 cabos inferiores de 8 Ø 15,2mm

2 cabos superiores de 6 Ø 15,2mm

Faremos agora a verificação das diversas etapas de montagem da viga , com relação a suas tensões de trabalho.

Para Peso Próprio , viga no berço , protensão inicial:

$$I = 0,3286 \text{ m}^4$$

$$X_{cgi} = 1,017\text{m} \quad X_{cgs} = 0,983\text{m}$$

Daí vem as seguintes tensões atuantes nas fibras superiores e inferiores :

$$W_i = 0,3286 / 1,017 = 0,323 \text{ m}^3$$

$$W_s = 0,3286 / 0,983 = 0,334 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{sup} = 539,7 / 0,323 = - 1.670,89 \text{ t / m}^2 \text{ (comp)}$$

$$\sigma_{inf} = 539,7 / 0,334 = + 1.615,86 \text{ t / m}^2 \text{ (tração)}$$

Como temos três cabos de 8 cordoalhas atuando na protensão inicial , temos então $3 \times 8 = 24$ cabos , com uma excentricidade na situação de viga isolada de:

$$e = 1,017 - 0,1 = 0,917$$

$$\text{Fibra Superior} = (- 17 \times 24 / 0,671) + (17 \times 24 \times 0,917 / 0,323) = + 550,27 \text{ t/m}^2 \text{ (tração)}$$

$$\text{Fibra Inferior} = (- 17 \times 24 / 0,671) + (17 \times 24 \times 0,917 / 0,334) = -1.728,21 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

Daí vem:

$$\sigma_{sup} = -1.670,89 + 550,27 = - 1.120,62 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

$$\sigma_{inf} = + 1.615,86 - 1.728,21 = - 112,35 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

Para a situação de carga permanente final, a favor da segurança iremos fazer o lançamento dos esforços totais e carga permanente em cima da viga isolada:

$$\sigma_{\text{sup}} = 63,4 / 0,323 = - 196,28 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 63,4 / 0,334 = + 189,82 \text{ t/m}^2 \text{ (tração)}$$

Daí vem:

$$\sigma_{\text{sup}} = -1.120,62 - 196,28 = - 1.316,90 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = - 112,35 + 189,82 = + 77,47 \text{ t/m}^2 \text{ (tração)}$$

Verificação à Ruptura

Característica dos Materiais

Concreto – $f_{ck} = 35000 \text{ t/m}^2$

$$f_{cd} = 2.500 \text{ t/m}^2$$

$$E_c = 5600 \sqrt{35}$$

Aço CP – 190 RB

Cordoalha de 15,2 mm: seção = 1,434 cm² (Nominal segundo a NBR 7483)

Cabos utilizados:

$$8 \text{ cord. de } 15,7 \text{ mm} - 8 \times 1,434 = 11,47 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ cord. de } 15,7 \text{ mm} - 6 \times 1,434 = 8,60 \text{ cm}^2$$

$$f_{ptk} = 14.000 \text{ kg/cm}^2 (0,74 \times 19.500) \times 1,434 = 20.693 \text{ t}$$

$$p_k = 19.500 \text{ kg/cm}^2 \text{ ou } 20.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 19.500,00$$

$$\mu = E_a / E_c = 1950000 / 331300 = 5,885$$

Seção Central

Cálculo do pré-alongamento

Força de Protensão

$$F_{pt} = 529,20 \text{ t}$$

Número de cabos na seção

$$n = (3 \times 8) + (2 \times 6) = 36 \text{ cord. de } 15,2 \text{ mm}$$

$$A_s = 36 \times 1,434 = 51,62 \text{ cm}^2$$

Tensão na armadura de protensão

$$\sigma_{\text{pre}} = 529,2 / 51,6 = 10.255,8 \text{ t / m}^2$$

$$E_{\text{pre}} = (10.255,8 / 1950000) \times 1000 = 5,26 \text{ ‰}$$

Na ruptura, temos:

$$y = \frac{E_c}{E_c + E_s} x d = \frac{3,5}{13,5} x d$$

Alongamento específico do concreto na ruptura: 3,5‰

Determinação de “d” - ponto de ação da força de protensão

Posição do cabo médio na Seção Central.

$$\begin{aligned} 3 \times 8 \times 0,10 &= 2,40\text{m} \\ 2 \times 6 \times 0,20 &= \underline{2,40\text{m}} \\ 36 & \quad 4,80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} z &= 4,80 / 36 = 0,133 \text{ m} \\ y_i &= 2,22 - 0,133 = 2,087 \end{aligned}$$

Na configuração de 3,5‰ para 13,5‰, vem:

$$y = 3,5 / 13,5 \times 2,087 = 0,541 \text{ m}$$

Por ai, temos então que $x = 0,541 \times 0,8 = 0,433\text{m}$ (diagrama retangular)

Temos a seguinte configuração:

1ª Tentativa de equilíbrio $R_t = R_c$

$$\begin{aligned} \text{Fazendo } x &= 43,3 \text{ cm, vem:} \\ \text{Área de Concreto} &= 0,757 \text{ m}^2 \\ R_c &= S_c \times 0,85 \text{ fcd} \\ R_c &= 0,757 \times 0,85 \times 3500 / 1,4 = 1.610,45 \text{ t} \end{aligned}$$

Para o alongamento de rutura do aço temos:
E aço = 10‰ + 5,26 ‰ = 15,26 ‰.

Entrando no diagrama “tensão x deformação” tiramos a tensão correspondente. Quando ultrapassar o valor “fyk” adotaremos o próprio:

$$\begin{aligned} R_t &= A_s \times f_{yk} \\ R_t &= 36 \times 1,434 \times 19000 = 980,86\text{t} \\ R_t &< R_c \end{aligned}$$

2ª Tentativa

$$\begin{aligned} \text{Fazendo } x &= 0,17\text{m} \\ \text{Area} &= 0,459 \text{ m}^2 \\ R_c &= 0,459 \times 0,85 \times 3500 / 1,4 = 975,38 \text{ t} \\ R_t &= 980,86 \text{ t} \\ R_t &< R_c \rightarrow \text{convergiu} \end{aligned}$$

Momento Resistente

Considerando que a distancia do braço de alavanca entre centro da zona comprimida e o centro teórico dos cabos de protensão é de 2,0m , temos:

$$e = 2,22 - (0,17 / 2) - 0,133 = 2,0 \text{ m}$$

Melu = 36 x 1,434 x 0,74 x 19500 x 2,0 = 1.489.87 mt (protensão)
devido a armadura de aço doce temos:

$$\text{Melu} = 6 \times 2,0 \times 4,348 \times 2,0 = 104,35 \text{ mt (aço doce)}$$

$$\text{Melu}_{\text{total}} = 1.489,87 + 104,35 = 1.594,22 \text{ mt}$$

$$\text{Temos como } M_d = (1,35 \times 603,1) + (1,5 \times 1,134 \times 357,7) = 1.422,63 \text{ mt}$$

Segurança a ruptura:

$$\frac{M_u}{M_d} \sqrt{2,00}$$

$$M_u / M_d = 1.594,21 / 1.422,63 = 1,125 \text{ OK}$$

Dimensionamento da Laje

Os parâmetros para determinação dos momentos, serão aqueles fornecidos pelas tabelas do Prof. Rüsçh, de acordo com cada caso estrutural correspondente.

Laje do Balanço

Para Carga Permanente (p.próprio e pavimento) :

$$l_x = 1,16\text{m}$$

$$l_x \text{ para guarda rodas} = 0,90\text{cm}$$

Para Carga Permanente :

$$\text{Guarda - rodas} = 0,60\text{t/m}$$

$$p. \text{ próprio} + \text{ pavimento} = 0,72\text{t/m}^2$$

Carga Móvel – Trem tipo Classe 450kN

$$\text{Balanço reduzido} = 1,16 - 0,40 - 0,225 = 0,535\text{m}$$

$$P = 7,50\text{t}$$

$$\phi = 1,40 - 2 \times 0,535 \times 0,007 = 1,393$$

$$P\phi = 10,444\text{t}$$

$$p\phi = 0,697\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente :

$$m_{xe} = 0,60 (1,16 - 0,20) + 0,74 \times 1,16^2/2 = -1,074\text{mt/m}$$

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xe} = 0,60 \times 0,20 + 0,74 \times 0,20^2/2 = -0,135\text{mt/m}$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na Tabela N° 98 do Prof. Rüsçh

$$l_x/a = 0,535/2 = 0,268$$

$$t/a = 0,425\text{m}$$

Temos então :

$$m_{xe} = 0,35 \times 10,444 = -3,655 \text{ mt/m}$$

$$m_{yr} = 0,18 \times 10,344 = 1,862 \text{ mt/m}$$

$$m_{xm} = 0,24 \times 10,344 = 2,483 \text{ mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,115 \times 10,344 = 1,190 \text{ mt/m}$$

Impacto do Veículo na Barreira

Largura de distribuição a 45°

$$l = 2 \times 0,97 = 1,94 \text{ m}$$

$$m_{xe} = 6,0 \times 0,97/1,94 = -3,00 \text{ mt/m na junção do guarda - rodas.}$$

Distribuindo até o eixo da viga extrema, temos :

$$l = (1,16 - 0,40) \times 2 + 1,94 = 3,46 \text{ m}$$

$$m_{xe} = 6 \times 0,97/3,46 = -1,682 \text{ mt/m}$$

Pesquisando na seção do balanço com 20cm de espessura, temos :

Distribuição a 45°

$$l = (1,30 - 0,40 - 0,85/2) \times 2 + 1,94 = 3,29 \text{ m}$$

$$m_{xe} = -6 \times 0,97/3,29 = -1,769 \text{ mt/m}$$

Dimensionamento :

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,135 + 1,50 \times 3,00 = -5,177 \text{ mt/m}$$

Seção na laje do balanço junto a aba da viga pré-moldada :

$$m_{xed} = -1,35 \times 0,673 - 1,240 \times 1,50 = -2,769 \text{ mt/m}$$

Seção no eixo da viga extrema :

$$m_{xed} = 1,35 \times 1,074 + 1,50 (3,655 + 1,682) = -9,455 \text{ mt/m}$$

Armaduras necessárias sem fadiga

Seção 1 – Junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xed} = -5,177 \text{ mt/m}$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad d = 0,175$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = 0,085 \text{ **ok!**}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Pré-Moldada :

$$m_{xed} = -7,449 \text{ mt/m}$$

$$k_{md} = 0,122 \text{ **ok!**}$$

Seção de aço Necessária :

$$A_{s1} = 5,177/0,90 \times 4,348 \times 0,175 = 7,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = -5,469/0,9 \times 4,348 \times 0,175 = 7,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s3} = -9,465/0,9 \times 4,48 \times 0,275 = 8,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Seção 3 – Eixo da Viga Pré-Moldada

$$b = 1,00 \text{ m} \quad h = 0,30 \text{ m} \quad d = 0,275 \text{ m} \quad m_{xe} = -9,465 \text{ mt/m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,275^2 \times 2000 = 151,25$$

$$kmd = 0,063 \text{ ok!}$$

Cálculo e dimensionamento da lajota que servirá como forma/escoramento da laje do tabuleiro.

Do ponto de vista estrutural, a lajota pré-moldada fará parte integrante da altura útil da laje do tabuleiro, devido as treliças de união desta lajota com a concretagem da laje do tabuleiro propriamente dita.

Vão da lajota pré-moldada

$$lx = 2,32 - 1,00 + 0,07 = 1,79\text{m}$$

$$h = 0,07\text{m}$$

$$d = 0,07 - 0,025 = 0,045\text{m}$$

$$pp. \text{ total} = 0,20 \times 2,50 = 0,50\text{t/m}^2$$

Para placa com 30cm de largura, temos :

$$g = 0,20\text{t/m}^2$$

$$Mk = 0,20 \times 1,39^2/8 = 0,048\text{mt/placa}$$

$$Md = 0,068\text{mt/placa}$$

$$bd^2 fcd = 0,30 \times 0,045^2 \times 2000 = 1,21$$

$$kmd = 0,068/1,21 = 0,056$$

Embora a placa prescindia da armadura de compressão para sua estabilidade durante período de execução, esta armadura será colocada para “ligação placa pré-moldada x concreto posterior”.

Cálculo da fadiga, com limite de flutuação de tensão no aço de 1800kg/cm², em serviço, considerando :

Laje Central :

$$mxm \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$fyk = 5000\text{kg/m}^2$$

$$fck = 3000\text{t/m}^2$$

$$Mmáx = 1,441\text{mt/m}$$

$$Mmín = 0,154\text{mt/m}$$

$$As = 0,0003122\text{m}^2$$

$$mym \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$fyk = 5000\text{t/m}^2$$

$$fck = 3000\text{t/m}^2$$

$$Mmáx = 0,860 \text{ mt/m}$$

$$Mmín = 0,026\text{mt/m}$$

$$As = 0,0002528\text{m}^2$$

$M_{xe} \quad b = 1,00m$
 $h = 0,30m$
 $d = 0,275m$
 $f_{yk} = 50000t/m^2$
 $f_{ck} = 3000t/m^2$
 $M_{máx} = -2,989mt/m$
 $M_{mín} = -0,308mt/m$
 $A_s = 0,0003489m^2$

Laje do Balanço :

Seção 1 – Junto ao Guarda - Rodas

$b = 1,00m$
 $h = 0,20m$
 $d = 0,175m$
 $f_{yk} = 50000t/m^2$
 $f_{ck} = 3000t/m^2$
 $M_{máx} = -3,134mt/m$
 $M_{mín} = -0,134mt/m$
 $A_s = 0,000760m^2$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Extrema

$b = 1,00m$
 $h = 0,20m$
 $d = 0,175m$
 $f_{yk} = 50000t/m^2$
 $f_{ck} = 3000t/m^2$
 $M_{máx} = 1,913t/m$
 $M_{mín} = 0,673mt/m$
 $A_s = 0,000798m^2$

Seção 3 – Seção no Eixo da Viga Extrema

$b = 1,00m$
 $h = 0,30m$
 $d = 0,275m$
 $f_{yk} = 50000t/m^2$
 $f_{ck} = 3000t/m^2$
 $M_{máx} = 4,872mt/m$
 $M_{mín} = 1,252mt/m$
 $A_s = 0,0008828m^2$

Verificação do coeficiente de majoração das armaduras pelo efeito da fadiga.

Adotado critério da Tabela 23,2, com Δf_{sd} , f_{ad} , min para 2×10^6 ciclos, armadura passiva do aço CA-50, para o caso de “Barras retas ou dobradas com $D > 25\varnothing$ ”.

Considerando que a bitola máxima é de 12.5mm, temos o valor para amplitude da variação da tensão da armadura de 190MPa.

As unidades para determinação da tensão “máxima” e “mínima” na armadura são :

$f_{ck} = 30MPa$

$E_f = 210.000\text{MPa}$
Área de aço em m^2
Momento máximo e mínimo em mt/m
Tensão na armadura em kg/cm^2

A seguir, os resultados para Laje Central do Balanço :

Lajes Centrais

Dimensionamento através das tabelas de Rüsçh.

Materiais
 $l_x = 2,32\text{m}$
 $I_y/a = \infty$
 $h = 0,20\text{m}$
 $d = 0,175\text{m}$

Antes de iniciarmos o cálculo da Laje Central, necessita-se a verificação da condição de ligação laje balanço x primeira laje interna.

Momento de engastamento do balanço :

$$M_{xeg} = -1,074\text{mt/m}$$

Momento de engastamento perfeito da laje adjacente :

$$l = 2,32\text{m} \quad g = 0,74\text{t/m}$$
$$M_{eng.} = 0,74 \times 2,32^2/12 = -0,332\text{mt/m}$$

Pelos valores acima, podemos concluir que o balanço “engasta” a laje adjacente.

Tabela de Rüsçh – Caso Nr 27

Carga Permanente	
$g_1 = 0,20 \times 2,50 = 0,500\text{t/m}^2$ peso próprio	} 0,740t/m ²
$g_2 = 0,10 \times 2,40 = 0,24\text{t/m}^2$ pavimentação	

Carga Móvel

$$P = 7,50\text{t}$$
$$p = 0,50\text{t/m}^2$$

Impacto

$$\varphi = 1,40 - 0,7\% \times 2,32 = 1,384$$

$$P_\varphi = 10,379\text{t}$$
$$p_\varphi = 0,692\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente

$$m_{xm} = 0,417 \times g \times l_x^2 = 0,154\text{mt/m}$$

$$\begin{aligned}mym &= 0,069 \times g \times lx^2 = 0,026\text{mt/m} \\mxe &= -0,0833 \times g \times lx^2 = 0,308\text{mt/m} \\ \text{onde, } g \times lx^2 &= 0,74 \times 2,32^2 = 3,983\end{aligned}$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na tabela Nr 27, correspondente ao sentido de tráfego paralelo ao eixo Y.

$$lx/a = 2,32/2,00 = 1,16$$

$$t/a = (0,45 + 2 \times 0,20)/2 = 0,425$$

Temos então,

Carga Móvel

$$mxm = 0,122 \times 10,379 + 0,03 \times 0,692 = 1,287\text{mt/m}$$

$$mym = 0,076 \times 10,379 + 0,02 \times 0,692 = 0,834\text{mt/m}$$

$$mxe = -(0,235 \times 10,379 + 0,35 \times 0,692) = -2,681\text{mt/m}$$

Momentos de Cálculo para o Dimensionamento

$$mxmd = 1,35 \times 0,154 + 1,50 \times 1,287 = 2,138\text{mt/m}$$

$$mymd = 1,35 \times 0,026 + 1,50 \times 0,834 = 1,286\text{mt/m}$$

$$mxed = 1,35 \times 0,308 + 1,50 \times 2,681 = -4,437\text{mt/m}$$

Cálculo das Armaduras

Para $M_{xmd} = 2,138\text{mt/m}$

$$h = 0,175\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$b = 1,00\text{m}$$

$$bd^2 fcd = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$kmd = M_d/bd^2 fcd = 0,035 \text{ **ok!**}$$

Para $M_{ym} = 1,250\text{mt/m}$

$$d = 0,130\text{m}$$

$$bd^2 fcd = 1,00 \times 0,13^2 \times 2000 = 33,80$$

$$kmd = 0,038 \text{ **ok!**}$$

Para $M_{xed} = -4,437\text{mt/m}$

$$h = 0,35\text{m}$$

$$d = 0,325\text{m}$$

$$bd^2 fcd = 1,00 \times 0,325^2 \times 2000 = 211,25$$

$$kmd = 0,021 \text{ **ok!**}$$

Armaduras sem Coeficiente de Fadiga

$$A_s = 2,138/0,175 \times 0,90 \times 4,348 = 3,122\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1,286/0,13 \times 4,348 \times 0,90 = 2,528\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4,437/0,90 \times 0,325 \times 4,348 = 3,489\text{cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da Laje de Continuidade

Cálculo da Placa de Continuidade

$$- \ell_x = 0,83\text{m/Faixa de 1m de Largura}$$

- Área de Concreto - $0,19 \times 1,0 = 0,19m^2$
- Inércia da Placa - $J_{Placa} = \frac{bxh^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} m^4$
- FCK = 30MPa
- Módulo de Elasticidade - $E_{ct} = 5.600 \sqrt{fck} = 5.600 \sqrt{30} = 30.672,50MPa$

Momento de Inércia do Conjunto (Vigas+Laje)

- $I_{C21} = 1,75m^4$ - P/ Viga de 21m
- $I_{C30} = 2,57m^4$ - P/ Viga de 30m

Trem -Tipo Simplificado

$$P = 6 \times 7,5t = 45t$$

$$q_1 = 3 \times 0,5 t/m^2 = 1,5 t/m$$

$$q_2 = 9,8 \times 0,5 t/m^2 = 4,9 t/m$$

$$q = 6,4 t/m$$

1 - Efeito devido a rotação de um único vão carregado.

$$M_0 = \frac{-4E_c J_{Placa}}{l_x} = 0$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = 0$$

$$\theta_1 = \frac{Pl^3}{16E_c I_c}$$

$$\theta_2 = \frac{ql^3}{24E_c I_c}$$

$$\theta \theta_1 = \frac{45 \times 20,83^3}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} rad$$

$$\theta \theta_2 = \frac{6,4 \times 20,30^3}{24 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} rad$$

$$M_0 = \left(\frac{-4 \times 3067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -5,34 t/m$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = + \frac{5,34}{2} = 2,67 tm/m$$

2 - Dois Vãos Adjacentes Carregados

$$M_0 = \left(\frac{-2 \times E_c \times I_{Placa}}{lx} \right) \times \theta \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -2,67 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 3067250 \times 6,72 \times 10^{-4}}{0,88} \right) \times 1,59 \times 10^{-3} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

$$\theta_1 = \frac{45 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 3,06 \times 10^{-3}$$

$$\theta_2 = \frac{6,4 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 1,28 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta = \theta_1 + \theta_2$$

$$\theta = 1,59 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

3 - Recalque do Aparelho de Apoio quando só um dos Vãos é Carregado.

$$M_0 = \frac{6 \times E_{cn} \times I_D \times \Delta n}{6x^2}$$

$$a = 0,25m$$

$$b = 0,40m$$

$$h = 0,078m$$

$$E_n = 2G \times 0,69 \times \left(\frac{b}{n} \right)^2$$

$$E_n = 2 \times 100 \times 0,69 \times (0,047)^2$$

$$E_n = 9995,50 \text{ t/m}^2$$

- Relação Vertical Compatível com (θ) por Apoio

$$R_1 = [45 + (6,4 \times 20,3)] \times \frac{1}{2} = 87,46t - \text{Vão } 21m$$

$$R_2 = [45 + (6,4 \times 29,3)] \times \frac{1}{2} = 116,26t - \text{Vão } 30m$$

$$R_1 = \frac{87,46}{5} = 17,49 \text{ t/Ap. Apoio}$$

$$R_2 = \frac{116,26}{5} = 23,25t/\text{Apolo}$$

$$\sigma_{n1} = \frac{R1}{ab} = \frac{17,49}{0,25 \times 0,4} = 174,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{n2} = \frac{R2}{ab} = \frac{23,25}{0,25 \times 0,4} = 232,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n1}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 8,22 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_m = \frac{\sigma_{mk}}{E_k} h = \frac{232,8}{9792,8} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 8067260 \times 6,72 \times 10^{-4}}{0,88^2} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56 \text{ tm}$$

$$M_1 = -12,56 \text{ tm}$$

Dimensionamento do Guarda-Rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$

$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

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

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

Pela tabela: $K_z = 0,991$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$$

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

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$$

Pela tabela: $K_z = 0,963$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da Laje de Transição

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

$$\text{Peso Próprio: } \gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Carga Móvel: TB45} = 6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$$

$$M_g = 1,25 \text{ tfm}$$

$$M_q = 5,00 \text{ tfm}$$

$$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$$

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

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$$

Pela tabela: $K_z = 0,920$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da Viga Transversina

Vão de 30,00m

Cargas Permanentes:

Peso Próprio

$$g_1 = \gamma_c \times A = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \times 1,60 = 1,20 \text{ t/m}$$

Laje + Pav.

$$g_2 = ((\gamma_c \times h_{laje} + \gamma_{pav} \times h_{pav}) \times A) / l_{viga} = (2,5 \times 0,22 + 2,40 \times 0,07) \times 0,985 / 2,21 = 0,32 \text{ t/m}$$

$$g_1 + g_2 = 1,20 + 0,32 = 1,52 \text{ t/m}$$

Estrutura e Carregamento:

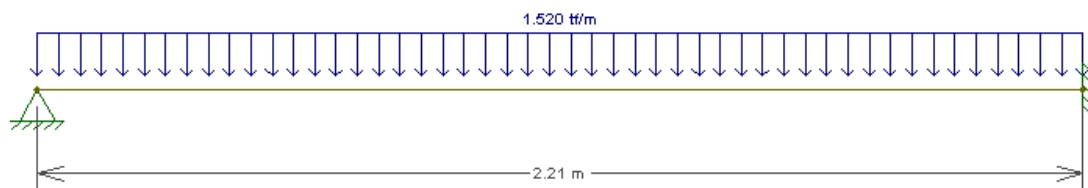


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:

Carga TB-45 Centrada

Estrutura e Carregamento

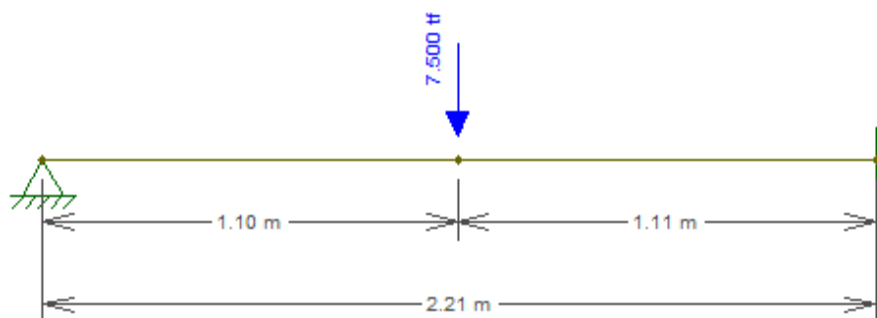


Diagrama de Momento – (tf.m):



- Verificação dos Momentos Máximos:

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \phi \times M_q$$

$$\phi = 1,40 - 0,007 \times l = 1,40 - 0,007 \times 2,21 = 1,385$$

Momento	Mg (tf.m)	Mq (tf.m)	Md (tf.m)
Positivo	0,522	2,590	6,08
Negativo	0,928	3,103	7,7

Dimensionamento:

- Momento Positivo:

$$K_{md} = 0,0061$$

$$K_z = 0,997$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \mathbf{8,30 \text{ cm}^2}$$

- Momento Negativo:

$$K_{md} = 0,0077$$

$$K_z = 0,994$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \mathbf{8,30 \text{ cm}^2}$$

Verificação a fadiga:

- Momento Positivo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$o \text{ max.} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$o \text{ min.} = 36,69 \text{ kgf/cm}^2$$

Coefficiente de Fadiga:

$$K_f = 0,14 \text{ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.}$$

- Momento Negativo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$o \text{ max.} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$o \text{ min.} = 43,04 \text{ kgf/cm}^2$$

Coeficiente de Fadiga:

$K_f = 0,14$ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.

Processamento da Mesoestrutura

Dimensionamento da Ala e Cortina

Esforços nas alas:

Trecho 1(retângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 0,9 \times 0,33 = 0,53 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 0,9/2 = 0,24 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 0,9 = 0,15 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 2 = 0,24 \times 1,5 = 0,36 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 2 = 0,15 \times 1,5 = 0,23 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 0,59 \text{ t.m/m}$$

Trecho2(triângulo):

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 2,5 \times 0,33 = 1,49 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\text{Media } \sigma_1 = (0,53 + 1,49) / 2 = 1,01 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 1,6 + 1,49 \times 1,6/2 = 2,04 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,6 = 0,26 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times L / 3 = 2,04 \times 1,0 = 2,04 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times L / 3 = 0,26 \times 1,5 = 0,26 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{total}} = 2,3 \text{ t.m/m}$$

$$M_{1\text{total}} = 2,40 \text{ t.m/m}$$

$$M_{2\text{total}} = 0,49 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times M_{1\text{total}} + 1,5 \times M_{2\text{total}} = 1,35 \times 2,4 + 1,5 \times 0,49 = 3,975 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

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

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 39,75 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,027$$

Pela tabela: $K_z = 0,984$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 39,75 / (0,984 \times 0,21 \times 43,47) = 3,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = A_c \times \rho_{\text{min}} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esforços nas cortinas: (Vão de 21,0m)

Altura da cortina de 1,90m:

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 1,9 \times 0,33 = 1,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga} \\ E_1 &= \sigma_1 \times h / 2 = 1,12 \times 1,9 / 2 = 1,06 \text{ t/m} \\ E_2 &= \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,9 = 0,31 \text{ t/m} \\ M_1 &= E_1 \times z_2 = 1,06 \times 0,63 = 0,67 \text{ t.m/m} \\ M_2 &= E_2 \times z_1 = 0,31 \times 0,95 = 0,29 \text{ t.m/m} \\ M_d &= 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 0,29 = 1,34 \text{ t.m/m} \\ b &= 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m} \\ d &= 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m} \\ f_{ck} &= 30 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Aço CA-50

$$\begin{aligned}K_{md} &= M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 13,4 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,009 \\ \text{Pela tabela: } K_z &= 0,995 \\ A_s &= M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 13,4 / (0,995 \times 0,26 \times 43,47) = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{s\min} &= A_c \times \rho_{\min} \times 0,01 = 100 \times 30 \times 0,15 \times 0,01 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Dimensionamento do Console de Macaqueamento

Para as vigas de 30,00 m

$$\begin{aligned}P. \text{ laje} &= 37,67 \text{ tf} \\ P. \text{ Próprio viga} &= 30,46 \text{ tf} \\ \text{Total: } P &= 68,13 \text{ tf} \\ \sigma_{yd} &= 435 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ tf/cm}^2 \\ A / d &= 25 / 50 = 0,50 < 1,0 \rightarrow \text{Console curto}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_d &= 1,4 \times P \times a / (0,8 \times d) \\ T_d &= 1,4 \times 68,13 \times 25 / (0,8 \times 51) = 58,44 \text{ tf} \\ A_s &= T_d / f_{yd} \\ A_s &= 58,44 / (5 / 1,15) = 13,44 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Verificação cisalhamento do concreto.

$$\begin{aligned}\text{Logo } \tau_d &= 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd} \\ \tau_d &= 1,4 \times 58,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2 \\ 0,25 f_{cd} &= 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2 \\ \tau_d &\leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2 \text{ OK!}\end{aligned}$$

Dimensionamento do Aparelho de Apoio

Carga Normal Máxima

Todos os apoios são iguais :

g1	g2	g3	CM
31,7	18,7	11,8	44,3

Valor p/cada apoio = $31,7 + 18,7 + 11,8 + 44,3 = 106,5t$ (igual p/todos os apoios)

Esforços Longitudinais e Transversais

Esforços Horizontais, Longitudinais de Longa Duração

Δ Temp.

$$Ap1 \rightarrow 25,002/5 = 5,000$$

$$Ap2 \rightarrow 6,916/5 = 1,383$$

$$Ap3 \rightarrow -5,976/5 = 1,195$$

$$Ap4 \rightarrow -0,086/5 = -0,017$$

$$Ap5 \rightarrow 2,617/5 = 0,523$$

$$Ap6 \rightarrow -2,890/5 = -0,578$$

$$Ap7 \rightarrow 25,584/5 = 5,117$$

Esforços Horizontais Longitudinais de Curta Duração

Frenagem

$$Ap1 \rightarrow 9,546/5 = 1,913$$

$$Ap2 \rightarrow 8,375/5 = 1,675$$

$$Ap3 \rightarrow 6,268/5 = 1,254$$

$$Ap4 \rightarrow 3,224/5 = 0,645$$

$$Ap5 \rightarrow 3,904/5 = 0,781$$

$$Ap6 \rightarrow 4,347/5 = 0,869$$

$$Ap7 \rightarrow 12,755/5 = 2,551$$

Esforços Horizontais Transversais de Longa Duração

Δ Temp.

$$Ap1 \rightarrow -0,537/5 = 0,107$$

$$Ap2 \rightarrow 0,183/5 = 0,037$$

$$Ap3 \rightarrow 1,254/5 = 0,251$$

$$Ap4 \rightarrow -1,616/5 = 0,323$$

$$Ap5 \rightarrow 0,955/5 = 0,191$$

$$Ap6 \rightarrow 0,233/5 = 0,047$$

$$Ap7 \rightarrow 0,471/5 = 0,094$$

Esforços Horizontais Transversais de Curta Duração

Vento + F. Centrífuga + Frenagem (F4)

$$Ap1 \rightarrow 5,659/5 = 1,132$$

$$Ap2 \rightarrow 13,070/5 = 2,614$$

$$Ap3 \rightarrow 15,020/5 = 3,004$$

$$Ap4 \rightarrow 12,357/5 = 2,471$$

$$Ap5 \rightarrow 12,372/5 = 2,474$$

$$Ap6 \rightarrow 10,795/5 = 2,159$$

$$Ap7 \rightarrow 8,049/5 = 1,610$$

Rotação de Apoio Na Montagem

2,278

Rotação de Carregamento

2,222

Esforços Horizontais Longitudinais de Longa Duração

$$Ap1 \rightarrow 26,437/5 = 5,287$$

$$Ap2 \rightarrow 8,896/5 = 1,779$$

$$Ap3 \rightarrow -5,430/5 = -1,086$$

$$Ap4 \rightarrow 1,720/5 = 0,344$$

$$Ap5 \rightarrow 6,059/5 = 1,212$$

$$Ap6 \rightarrow -10,853/5 = 0,171$$

$$Ap7 \rightarrow -7,011/5 = -1,402$$

$$Ap8 \rightarrow -31,435/5 = -6,287$$

Esforços Horizontais de Curta Duração

Frenagem

$$Ap1 \rightarrow 9,280/5 = 1,856$$

$$Ap2 \rightarrow 8,843/5 = 1,769$$

$$Ap3 \rightarrow 6,567/5 = 1,313$$

$$Ap4 \rightarrow 3,272/5 = 0,654$$

$$Ap5 \rightarrow 4,154/5 = 0,831$$

$$Ap6 \rightarrow 4,303/5 = 0,861$$

$$Ap7 \rightarrow 6,664/5 = 1,333$$

$$Ap8 \rightarrow 13,454/5 = 2,691$$

Esforços Transversais de Longa Duração

$$Ap1 \rightarrow -0,595/5 = -0,119$$

$$Ap2 \rightarrow 0,192/5 = 0,038$$

$$Ap3 \rightarrow 1,411/5 = 0,282$$

$$Ap4 \rightarrow -2,061/5 = -0,412$$

$$Ap5 \rightarrow 1,123/5 = 0,225$$

$$Ap6 \rightarrow 0,444/5 = 0,089$$

$$Ap7 \rightarrow -0,058/5 = -0,012$$

$$Ap8 \rightarrow -0,457/5 = -0,091$$

Esforços Transversais de Curta Duração

Vento

$$Ap1 \rightarrow 5,548/5 = 1,110$$

$$Ap2 \rightarrow 13,165/5 = 2,633$$

$$Ap3 \rightarrow 15,162/5 = 3,032$$

$$Ap4 \rightarrow 11,992/5 = 2,398$$

$$Ap5 \rightarrow 12,834/5 = 2,567$$

$$Ap6 \rightarrow 11,615/5 = 2,323$$

$$Ap7 \rightarrow 12,440/5 = 2,488$$

$$Ap8 \rightarrow 7,496/5 = 1,499$$

Rotação de Apoio Na Montagem

2,278

Rotação de Carregamento

2,222

Dimensionamento das Travessas

Temos os seguintes valores já transformados em “Md” através de $1,35Mg + 1,50Mq$.

Momentos Fletores :

Sobre os pilares : $Md = -449 \text{ tf.m}$

No centro da travessa : $Md = 229 \text{ tf.m}$

Cortantes :

Junto aos pilares, na parte externa : $Vd = 287 \text{ tj}$

Junto aos pilares, na parte interna : $Vd = 394 \text{ tf}$

A partir da figura acima, temos :

Para $M(+)$ $b = 1,60 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 \text{ fcd} = 1,60 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 4536,00$

Para $M(-)$ $b = 1,30 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 \text{ fcd} = 1,30 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 3685,50$

$kmd+ = 229/4.536$

$kmd- = 449/3.685$

$As(+)= 46,44 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \varnothing 20.0 \text{ mm}$

$As(-)= 91,06 \text{ cm}^2 \rightarrow 20 \text{ } \varnothing 25.0 \text{ mm}$

Esforços Cortantes

$\tau = 394,0 (1,26 \times 1,30) = 240,5 \text{ t/m}^2$

$\tau d = 1,15 \times \tau m = 276,00 \text{ t/m}^2$

$H = \tau \times 1,30 \times 1,00 = 359,58 \text{ t/m}$

$As = 359,6 (4 \times 4,348) = 20,67 \text{ cm}^2/\text{m}$

$As = 13,78 \text{ cm}^2/\text{m}$ com 6 pernas $\varnothing 12^5 \text{ c.10}$
 $\varnothing 12^5 \text{ c.12}^5$

A seguir, o estudo da fadiga :

CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa Central			Travessa Extrema		
Mxe			Mxm (Meio do vão)		
Dados			Dados		
Fck	30	Mpa	Fck	30	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0091060	m ²	As	0,0046440	m ²
b	1,450	m	b	1,450	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	776,500	mt/m	Mmáx	58,300	mt/m
Mmin	524,000	mt/m	Mmin	32,550	mt/m
$\Delta\sigma_{limite}$	1850	kg/cm ²	$\Delta\sigma_{limite}$	1850	kg/cm ²
Ec	26071,59374	Mpa	Ec	26071,59374	Mpa
n	8,054743493	-	n	8,054743493	-
Prof .da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,31	m	x	0,23	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
$\sigma_{smáx}$	7372,371143	Kg/cm ²	$\sigma_{smáx}$	1061,028912	Kg/cm ²
σ_{min}	4975,045047	Kg/cm ²	σ_{min}	592,3926428	Kg/cm ²
$\Delta\sigma$	2397,326096	Kg/cm ²	$\Delta\sigma$	468,6362689	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	1,30	-	Kf	0,25	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	118,00	cm ²	Asfad	46,44	cm ²

Dimensionamento dos Pilares

Cargas Permanentes – Pilar BR 230

Pilar Central
Carga Permanente

V1/V5

Vão 21m – 52,01t
Vão 30m – 78,75t
130,76t

V2/V4

Vão 21m – 37,93t
Vão 30m – 58,65t
96,58t

V3

Vão 21m – 45,07t

$$PP_{Trav} = As \cdot f_x \cdot Y_c$$

Vão 30m – 68,85t
113,92t

$$PP_{Trov} = 2,035 \times 12,8 \times 2,5 = 65,13t$$

$$PP_{Pitar} = 2,9 \times 0,6 \times 4,9 \times 2,5 = 21,5t$$

$$N_{gk} = [(2 \times (130,76 + 96,58)) + 113,92] + 65,13 + 21,5 = 655,23t$$

Carga Móvel

V1/V5

Vão 21m – 35,48t
Vão 30m – 41,04t
76,52t

V2/V4

Vão 21m – 44,42t
Vão 30m – 51,12t
95,54t

V3

Vão 21m – 42,84 t
Vão 30m – 49,30t
92,14t

$$N_{gk} = [(2 \times (76,52 + 95,54)) + 92,14] = 436,26t$$

$$Nd = 1,35 \times Ngk + 1,5 \times 1,25 \times 436,26$$

$$Nd = 1702,55 t$$

Cargas Horizontais

Frenagem e Aceleração

$$H_f = (0,3 \times 45) / 2 = 6,75$$

Cargas Transversais

Carga de Vento

$$P_v = 0,1 \text{ t/m}^2$$

Carregada

$$H_{V21} = \left[0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{21}{2} \right) \right] = 4,2t - \text{Vão 21m}$$

$$H_{V30} = 0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 6t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 4,2 + 6 = 10,2t$$

Descarregada

$$H_{V21} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{21}{2} \right) = 3,05t - 21m$$

$$H_{V30} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 4,35t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 3,05 + 4,35 = 7,4t$$

Momento torsor

Carga permanente - Mtg = 10,03 tfm

Carga móvel - Mtq = 18,83 tfm

Mtd = 1,35Mtg + 1,5 φ Mtg

Mtd = 1,35x10,03 + 1,5x1,25x18,83

Mtd = 48,85 tfm

Esforços de Cálculo

Combinação Elu

$$Fd = 1,35 cp + 1,5φ cm + 1,5 (0,7 H_v + 0,5 H_{ta})$$

$$Hd_g = 1,5 x 1,25 x 6,75 = 12,66t$$

$$Hd_e = 1,5 x 0,7 x 10,2 = 10,71t$$

Momento na Base do Pilar

- 1ª Ordem

$$M_g = Hd_g x h - Md_g = 12,66 x 6,2 \cong 78,5tm$$

$$M_{dc} = (10,71 x 6,3) + (1,5 x 1,25 x 176,55) = 398,50tm$$

- Excentricidades Mínimas

$$e_{1ymtn} = 1,5 + 0,03h = 1,5 + 0,03 x 60 = 3,3cm$$

$$e_{1ymtn}' = 1,5 + 0,03 x 200 = 7,50cm$$

- Momentos Mínimos

$$M_{1dx,mtn} = Nd x C_{1x,mtn}$$

$$M_{1dx,mtn} = 1702,55 x 0,033 = 56,18tm$$

$$M_{1dx,mtn} = Nd x C_{1x,mtn}$$

$$1702,55 x 0,075 = 127,7tm$$

Comprimento de Flambagem

- Para Pilar engastado na base e livre no topo

$$l_e = 2l = 2 x 6,30 = 12,60m$$

$$\lambda_1 = 35 \quad \lambda_x = \frac{l}{i} \quad A_D = 0,6 x 2 = 1,2m^2$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot \ell_x}{h_x} = \frac{3,46 \times 12,60}{0,6} = 72,66 \quad I_x = \frac{2 \times 0,6^3}{12} = 0,036 \text{m}^4$$

Como $\lambda_x > \lambda_1$ serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot \ell_y}{h_y} \quad A_b = 1,2 \text{m}^2$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times 2,6}{2} = 21,8 \quad I_y = \frac{0,6 \times 2^3}{12} = 0,4 \text{m}^4$$

Como $\lambda_y < \lambda_1$ não serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$A_c = 0,6 \times 2,0 = 1,20 \text{m}^2$$

$$Fcd = \frac{fck}{\gamma_f} = \frac{2508}{1,4} = 1785,7 \text{t/m}^2 \quad A_c fcd = 2142,86 \text{t}$$

Força Normal Adimensional

$$\gamma = \frac{Nd}{A_c fcd} = \frac{1702,55}{2142,86} = 0,79$$

Curvatura Sujeita a Efeitos de 2ª Ordem

$$\frac{1}{V_x} = \frac{0,005}{h_x(V + 0,5)} = \frac{0,005}{60 \times (0,79 + 0,5)} = 6,5 \times 10^{-5} \text{cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{h_x} = 8,3 \text{x/c}$$

$$\frac{1}{V_y} = \frac{0,005}{200 \times (0,79 + 0,5)} = 1,9 \times 10^{-5} \text{cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{200} = 2,5 \times 10^{-5} \text{cm}^{-1}$$

Excentricidade de 2ª Ordem

$$e_{2,x} = \frac{\ell_x^2}{10} \left(\frac{1}{V_x} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = 10,32 \text{cm}$$

$$e_{2,y} = \frac{\ell_y^2}{10} \left(\frac{1}{V_y} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = 3,02 \text{cm}$$

Momentos Finais

$$M_{dx} = \alpha_b M_{1,dx} + Nd_{e2x} = (1 \times 78,5 + 48,85) + (1702,55 \times 0,1032) = 303,0 \text{tm}$$

$$M_{dy} = \alpha_b M_{1,dy} + Nd_{e2y} = (1 \times 398,50 + 1702,55 \times 0,03) = 449,6 \text{tm}$$

Esforços Adimensionais

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{h_y A_c fcd} = \frac{303}{0,60 \times 2142,86} \cong 0,24$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{449,6}{2,0 \times 2142,86} \cong 0,10$$

Pelo ábaco de J. Montoya temos para taxa mecânica de armadura:

$$W=0,82$$

$$A_s = \frac{w A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \left(\frac{0,82 \times 2142,86}{5000} \right) \times 1,15 = 40,4 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N d}{f_{yd}} \geq 0,4\% A_c$$

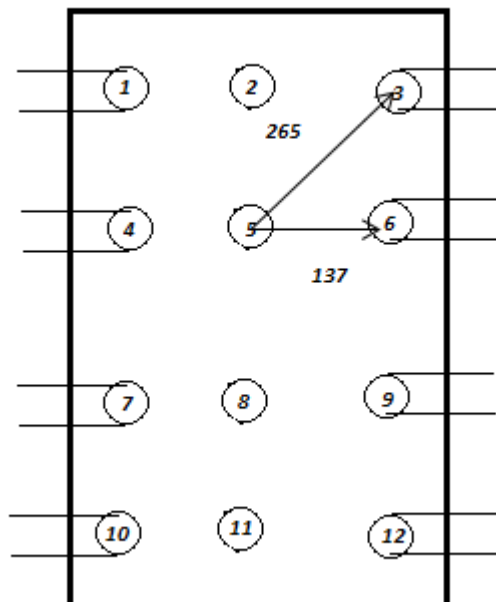
$$A_{s,min} = 0,15 \frac{17025,5}{50} = 44,4 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \times 60 \times 200 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 48 \text{ cm}^2$$

Processamento da Infraestrutura

Dimensionamento dos Blocos

Bloco Central



$$a_3^2 = b_3^2 + c_3^2$$

$$a_3^2 = 110^2 + 240^2$$

$$a^2 = 265 \text{ cm}$$

$$a_6^2 = b_6^2 + c_6^2$$

$$a_6^2 = 110^2 + 80^2$$

$$a^2 = 137 \text{ cm}$$

EST 3

$$a_3 = 265 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\alpha = 140/265 = 0,53$$

$$\alpha = 28^\circ$$

$$z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,53 = 151 \text{ tf}$$

$$x = 110 \text{ cm}$$

$$y = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\theta = 110/240 = 0,46$$

$$\theta = 22,6^\circ$$

$$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$$

$$151 \cdot \cos 22,6^\circ = 139,4 \text{ tf}$$

$$z_{t3} = z \cdot \sin \theta$$

$$151 \cdot \sin 22,6^\circ = 58 \text{ tf}$$

EST 6

$$a_3 = 137 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\alpha = 137/140 = 0,98$$

$$z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,98 = 81,6 \text{ tf}$$

$$x = 110 \text{ cm}$$

$$y = 80 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\theta = 110/80 = 1,375$$

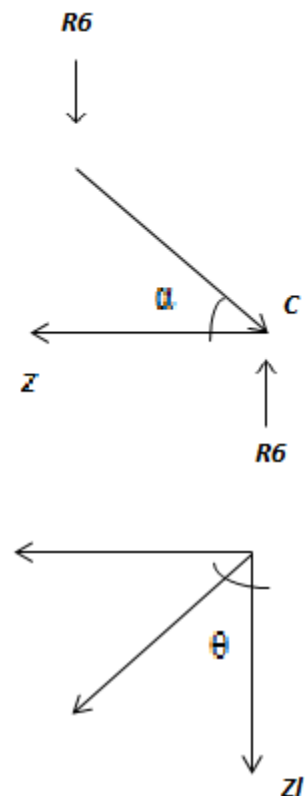
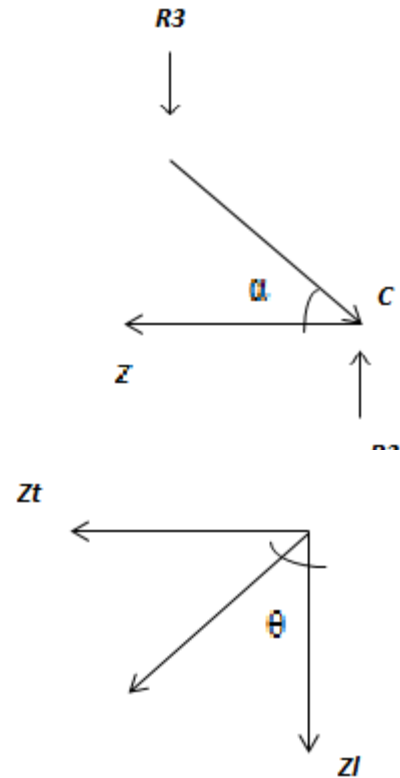
$$\theta = 53,97^\circ$$

$$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$$

$$81,6 \cdot \cos 53,97^\circ = 48 \text{ tf}$$

$$z_{t3} = z \cdot \sin \theta$$

$$81,6 \cdot \sin 53,97^\circ = 66 \text{ tf}$$



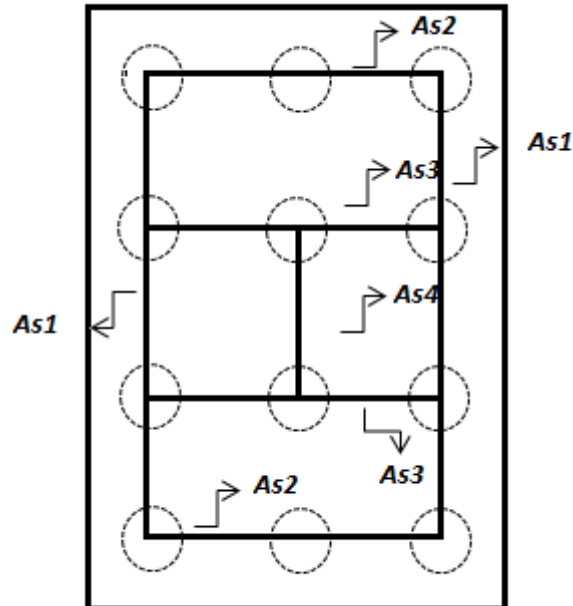
EST 5

$d = 80 \text{ cm}$

$h = 140 \text{ cm}$

$\text{tga} = 140/80 = 1,75$

$z = R/\text{tga} = 83,52/1,75 = 47,73 \text{ tf}$



$As1 = (139,4 + 48)/4,348 = 43 \text{ cm}^2 \quad 14 \Phi 20 \text{ mm}$

$As2 = (58)/4,348 = 13,34 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$

$As3 = (66)/4,348 = 15,18 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$

$As4 = (47,73)/4,348 = 10,98 \text{ cm}^2 \quad 4 \Phi 20 \text{ mm}$

Cinta de ligação dos blocos dos encontros

Dados os diagramas:

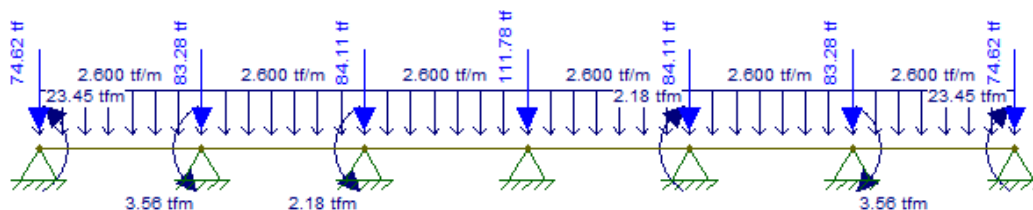


Diagrama de esforços Cortantes:

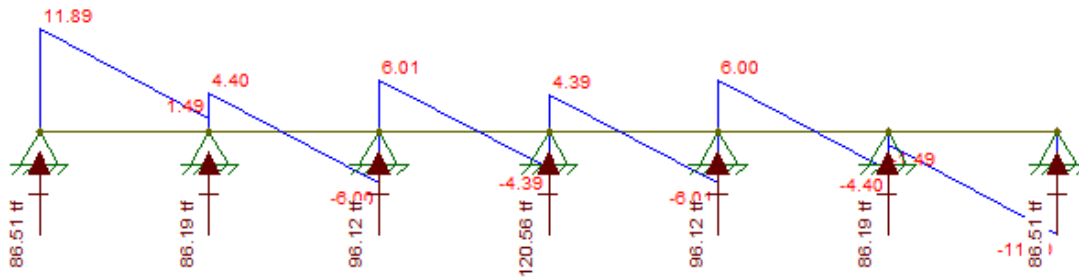
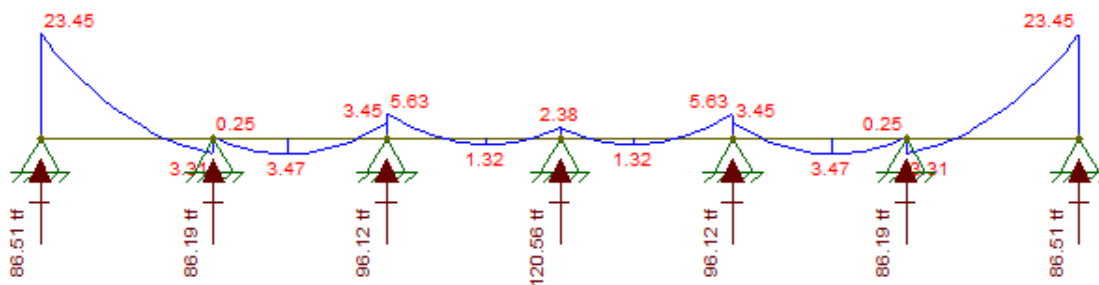


Diagrama de momentos fletores:



$$M_d = \gamma_f \times M_k$$

$$M_d = 1,4 \times 23,45 = \mathbf{32,83 \text{ tfm}}$$

$$V_d = \mathbf{16,65 \text{ tf}}$$

Para uma seção de 40 x 80 cm

Dimensionamento à Flexão

d	76	cm
cd	21,43	MPa
k_{md}	0,066	-
k_x	0,102	-
k_z	0,959	-
x	7,73	cm
z	72,91	cm
ε_c	0,113	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{s,d}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	5,54	cm ²
A_{s,max}	128,00	cm ²
A_s	10,36	cm²

Adotou-se 6 Φ 16 mm

Dimensionamento ao Corte

f_{ctd}	1,45	MPa
f_{ywd}	434,78	MPa
α_{v2}	0,88	-
V_{Rd2}	154,78	tf
V_c	26,42	tf
V_{sw}	-9,77	tf
A_{sw,min/s}	5,33	cm ² /m
A_{sw/s}	-3,28	cm²/m

Dimensionamento das Estacas

 PROJETO 3771 ESTACA 99 EXTREMIDADE VÃO 21m
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
 SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 2

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geométricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-0.700	0.000	0.000	-0.700	-10.000	0.000	10.000
2	0.700	0.000	0.000	0.700	-10.000	0.000	10.000

 PROJETO 3771 ESTACA 99 EXTREMIDADE VÃO 21m
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 2 estacas

Forca-X	Forca-Y	Forca-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-2.69	-181.47	-1.70	-43.37	0.00	-25.81

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl. -X	Desl. -Y	Desl. -Z	Rot. -X	Rot. -Y	Rot. -Z
0.00000	-0.00332	0.00000	-0.00004	0.00000	-0.00096

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	72.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	109.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	-72.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-109.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

 PROJETO 3771 ESTACA 99 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 30M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
 SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 12

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geométricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-1.100	0.000	-2.400	-3.179	-9.781	-2.400	10.000
2	0.000	0.000	-2.400	0.000	-10.000	-2.400	10.000
3	1.100	0.000	-2.400	3.179	-9.781	-2.400	10.000
4	-1.100	0.000	-0.800	-3.179	-9.781	-0.800	10.000
5	0.000	0.000	-0.800	0.000	-10.000	-0.800	10.000
6	1.100	0.000	-0.800	3.179	-9.781	-0.800	10.000
7	-1.100	0.000	0.800	-3.179	-9.781	0.800	10.000
8	0.000	0.000	0.800	0.000	-10.000	0.800	10.000
9	1.100	0.000	0.800	3.179	-9.781	0.800	10.000
10	-1.100	0.000	2.400	-3.179	-9.781	2.400	10.000
11	0.000	0.000	2.400	0.000	-10.000	2.400	10.000
12	1.100	0.000	2.400	3.179	-9.781	2.400	10.000

 PROJETO 3771 ESTACA 99 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 30M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 12 estacas com inclinação vertical de 12°

Forca-X	Forca-Y	Forca-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-2.69	-720.73	-1.70	-64.98	0.00	-12.88

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl.-X Desl.-Y Desl.-Z Rot.-X Rot.-Y Rot.-Z
***** -0.00227 0.00000 -0.00006 -0.00012*****

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	66.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	66.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	59.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	63.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	63.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	56.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	63.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	60.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	56.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	59.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	57.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	53.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	-66.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-66.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-59.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-63.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-63.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-56.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-63.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-60.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-56.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-59.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-57.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-53.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.1.3 – Memória de Cálculo das Quantidades

INFRAESTRUTURA

2 S 03 322 00 Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç

Q = 11,07 m3

Concreto de regularização

	X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m³)
BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,30	1,10	0,10	12	3,04
BE1=BE2 (B)	2,30	2,10	0,10	2	0,97
B1=B2 (A,B)	3,10	5,70	0,10	4	7,07
TOTAL (m³)					11,07

Estaca raiz D=410mm, perfurada em solo incluindo fornecimento de todos os materiais e injeção

	Quantidade	Comprimento (m)	Total (m)
BE1	14	10,00	140,00
BE2	14	10,00	140,00
B1	24	10,00	240,00
B2	24	10,00	240,00
TOTAL (m)			760,00

2 S 03 329 03 Conc.estr.fck=25 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç

Q = 174,24 m3

	X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m³)
BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,20	1,00	1,40	12	36,96
BE1=BE2 (B)	2,20	2,00	2,40	2	21,12
B1=B2 (A,B)	3,00	5,60	1,50	4	100,80
CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	0,40	4,00	0,80	12	15,36
TOTAL (m³)					174,24

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -

	Peso (kg)
Blocos	6039

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -

	Peso (kg)
Cintas	1105

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -

	Peso (kg)
Encontro A	11370
Encontro B	101
Total	11471

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 347,04 m2

Blocos e cintas

	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m²)
BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	6,40	1,40	12	107,52
BE1=BE2 (B)	8,40	2,40	2	40,32
B1=B2 (A,B)	17,20	1,50	4	103,20
CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	2,00	4,00	12	96,00
TOTAL (m²)				347,04

2 S 03 000 02 Escavação manual de cavas em material 1a cat

Q escav. = 788,32 m3

No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção, (blocos) e 0,5m em cada sentido para as cintas de travamento. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.

Blocos

	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m³)
BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06
BE1B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98
BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06
BE2B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98
B1A/B1B (300x560x150)	12,15	5,73	2,0	139,24
B2A/B2B (300x560x150)	12,15	5,73	2,0	139,24
TOTAL (m³)				734,56

Cintas

	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m³)
CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88
CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88
TOTAL (m³)				53,76

Total (blocos e cintas) 788,32

2 S 01 510 00 Compactação de aterros a 95% procto normal

Q compac. = 631,37 m³

Blocos	Ve (m ³)	Vb (m ³)	Compactação (m ³)
-			
BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58
BE1B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42
BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58
BE2B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42
B1A/B1B (300x560x150)	139,24	50,40	88,84
B2A/B2B (300x560x150)	139,24	50,40	88,84
TOTAL (m³)	-	-	575,6844

Cintas	Ve (m ³)	Vc (m ³)	Compactação (m ³)
-			
CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	26,88	7,68	19,20
CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	26,88	7,68	19,20
TOTAL (m³)	-	-	55,682

Total (blocos e cintas) 631,3664

MESOESTRUTURA

2 S 03 510 00 Aparelho de apoio em neoprene fretado forn. e aplic.

Q = 1.057,31 kg

Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)	Volume (m ³)	Peso esp. (kg/m ³)	Quantidade	Peso (kg)
0,25	0,4	0,047	0,005	2999	40	563,81
0,35	0,50	0,047	0,008	3000	20	493,50
TOTAL (kg)						1057,31

2 S 03 329 03 Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç

Q = 55,36 m³

	Área (m ²)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m ³)
-				
PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	14	4,80	21,50
P1=P2 (A) - 60xVAR	14,26	2	0,60	17,11
P1=P2 (B) - 60xVAR	13,95	2	0,60	16,74
TOTAL (m³)				55,36

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 298,01 m²

	Perímetro (m)	Altura (m)/ Comprimento (m)	Unidades	Forma (m ²)
-				
PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	4,8	14	161,28
P1=P2 (A) - 60xVAR	-	-	2	69,00
P1=P2 (B) - 60xVAR	-	-	2	67,73
TOTAL (m²)				298,01

2 S 03 580 02 Fornecedor, preparo e colocação formas aço CA 50 -

	Peso (kg)
-	
Pilares	18283

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 307,60 m³

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área
-					
	0,8	0,4	5	14	170
Total (m³)					307,6

SUPERESTRUTURA

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 6.601,85 m²

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Perímetro (m)	Quantidade	Forma (m ²)
-						
Laje do tabuleiro	25,62	72,12	0,22	26,06	1	1890,75
Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	3,60	20	1548,00
Longarinas 30m	0,60	30,00	1,80	4,20	10	1281,60
Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	3,90	2	206,60
Viga travessa	1,45	25,62	1,60	4,65	2	247,55
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,83	60	48,90
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	4,50	4	233,00
Transversinas 1 (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	2,90	8	278,40
Transversinas 2 (vão 30m)	0,30	12,00	1,60	3,50	4	168,00
Guarda-rodas	0,40	72,12	0,87	1,74	4	503,80
Cortina	0,30	25,62	1,82	3,76	2	195,26
TOTAL (m²)						6601,85

2 S 03 329 04 Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz. c/adit.conf.e lanç

Q = 1.396,54 m³

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Quantidade	Volume (m ³)
-	0,60	30,00	1,80	5,64	1	169,20
Laje do tabuleiro	0,60	25,62	1,30	0,9	20	461,16
Longarinas 21m	1,45	25,62	1,60	1,08	10	276,70
Longarinas 30m	1,30	25,62	1,30	1,69	2	86,60
Viga travessa (encontro)	1,45	12,50	0,25	2,03	2	50,75
Viga travessa	0,50	12,00	1,30	0,20	60	144,00
Console (viga travessa)	4,00	12,00	1,60	1,00	4	48,00
Laje de transição	0,30	12,00	0,87	0,39	8	37,44
Transversinas 1 (vão 21m)	0,30	12,00	1,82	0,48	4	23,04
Transversinas 2 (vão 30m)	0,40	72,12	0,87	0,23	4	66,35
Guarda-rodas	0,30	25,62	1,82	0,65	2	33,31
Cortina						
TOTAL (m³)						1396,54

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Pré laje

	Peso (kg)
-	
Pré laje	7060

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje do tabuleiro

	Peso (kg)
-	
Laje do tabuleiro 30 m	6880
Laje do tabuleiro 21 m	9614
Total	16494

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Longarinas 30m

	Peso (kg)
-	
Longarinas 30 m	23016

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Longarinas 21m

	Peso (kg)
-	
Longarinas 21 m	30460

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Viga travessa

	Peso (kg)
-	
Viga travessa (encontro)	8518

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje de transição

	Peso (kg)
-	
Laje de transição	3620

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Transversinas 1 (vão 30m)

	Peso (kg)
-	
Transversinas 1 (vão 30m)	2192

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Transversinas 2 (vão 21m)

	Peso (kg)
-	
Transversinas 2 (vão 21m)	3590

2 S 03 580 02 Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - laje elástica

	Peso (kg)
-	
Laje elástica	6512

- Fornecimento, corte e colocação de cabos em aço CP-190 RB 12 D=12,7mm

	Peso (kg)
-	
Vão de 30m	11880,00
TOTAL (kg)	11880,00

Fornecimento, corte e colocação de cabos em aço CP-190 RB 9 D=12,7mm

	Peso (kg)
-	
Vão de 21m	9510,00
TOTAL (kg)	9510,00

Fornecimento, colocação e protensão de ancoragens ativas p/cabos 9 D=12,7mm

	Unidade
-	
Vão de 21m	120
TOTAL (un)	120

Fornecimento, colocação e protensão de ancoragens ativas p/cabos 12 D=12,7mm

	Unidade
-	
Vão de 30m	80
TOTAL (un)	80

Fornecimento, corte, colocação e injeção com nata de cimento de bainhas metálicas diâm. = 66mm

	Unidade
-	
Vão de 30m	1190
TOTAL (un)	1190

Fornecimento, corte, colocação e injeção com nata de cimento de bainhas metálicas diâm. = 62mm

	Comprimento (m)
-	
Vão de 21m	1124
TOTAL (m)	1124

Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 21 m de extensão até 40 tf de peso

-	Quantidade
Vão de 21 m	20

Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 30 m de extensão até 70 tf de peso

-	Quantidade
Vão de 30 m	10

Pré-Laje

Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m²)	Volume (m³)	Taxa (Kg/m³)	Peso (Kg)
15,62	72,12	1218,00	68,00	100	6800,00

4 S 06 030 11 Barreira de segurança dupla DNER PRO 176/86

Q1 = 288,00 m

Barreira de concreto New Jersey extrudada no local com 0,87m de altura.

Comprimento (m)	Total (m)
288,00	288,00

2 S 03 991 02 Dreno de PVC D=100 mm

Q1 = 36,00 m

Quantidade
36,00

2 S 03 930 00 Junta de cantoneira

Junta de dilatação e vedação em perfil elastomérico com lábios poliméricos de 25 mm, JJ 2540 V-V

Quantidade	Largura (m)	Total (m)
4	25,62	102,48

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 601,00 m3

-	Volume (m³)
Viga travessa	601,00
TOTAL (m³)	601,00

CONTENÇÃO

5 S 05 303 02 Terra armada - ECE - greide 6,0<h<9,00

Q = 730,00 m2

Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m	Total (m²)
	730,00

5 S 05 303 05 Terra armada - ECE - pé de talude 6,0<h<9,00m

Q = 30,00 m2

Terra Armada - ECE -Pé de Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m²)
	30,00

5 S 05 303 09 Escamas de concreto armado para terra armada

Q = 110,00 m3

Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m³)
	110,00

2 S 05 303 11 Montagem de maciço terra armada

Q = 110,00 m3

Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m³)
	110,00

3.2 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 217+0,00

3.2.1 - Introdução

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao Viaduto Estaca 217, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A ponte apresenta 51,00m de superestrutura, constituída de 2 vãos de 15m e 1 vão de 21m, iniciando-se na estaca 216+8,409 até a estaca 218+19,531, e dois tabuleiros de 12,80m cada, com largura total de 25,60m sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.2.2 - Ficha Técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: A ponte apresenta 51,00m de superestrutura, constituída de 2 vãos com cadencia de 15,00m e 1 vão com cadencia de 21,00m.

Largura: Tabuleiro com largura total de 12,80m, dois guarda rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em vigas múltiplas bi-apoiadas, pré-moldadas, em concreto protendido.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – fck = 10MPa

Infraestrutura – fck = 25MPa

Mesoestrutura – fck = 30MPa

Superestrutura – fck = 30MPa

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: 2,50t/m³

Pavimentação: 2,40t/m³
Terra: 1,80t/m³

Coefficientes de Segurança

Majoração :

- Para Esforços de Carga Permanente = 1,35
- Para Esforços de Carga Móvel = 1,50

Minoração :

- Resistência do Concreto = 1,40
- Resistência do Aço = 1,15

Classe de agressividade

- Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com Ø=100mm.

Normas

Normas da ABNT, em suas últimas edições, a saber.

- NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos
- NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações
- NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento
- NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento
- NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento
- NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.
- NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações
- Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER
- Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER
- Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 - DNIT

Publicações Técnicas

- Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsçh
- Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras
- Fundações Teoria e Prática – Editora Pini
- Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed. McGRAW – Hill do Brasil LTDA
- Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

- O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento *Sofistik/Ftool*;
- A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa *Estaca* da Projecon;

- A interação *estaca x solo* com o Programa *Aoki-Velloso* e verificado pelo programa de análise *PFM* da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

Processamento

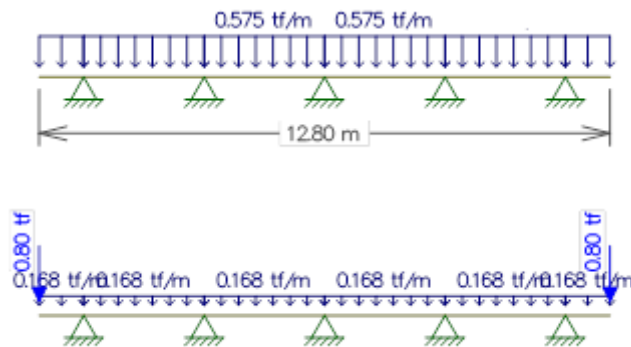
Memória de Cálculo da Viga de 15m

Carga Permanente

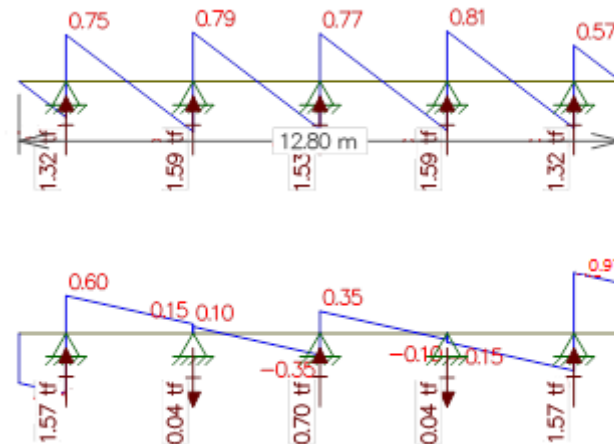
Transversal

- Peso da Laje
- Peso do Guarda-rodas + pavimento+ recapeamento

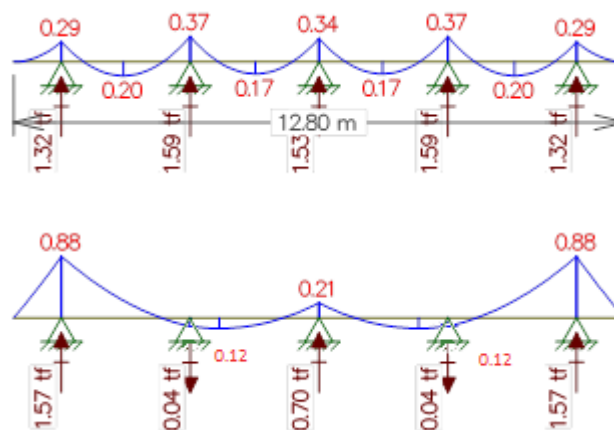
○ Cargas



○ Cortantes



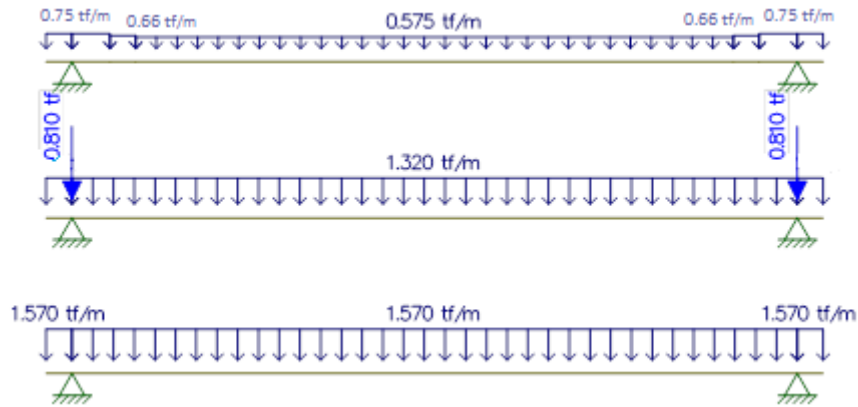
○ Momentos



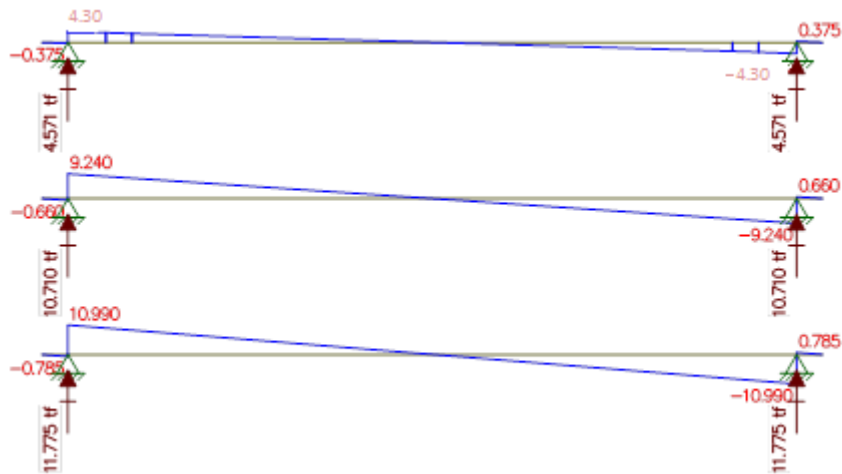
Longitudinal

- Viga 1 e 5:
- 1. Peso próprio da Viga
- 2. Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- 3. Peso da laje

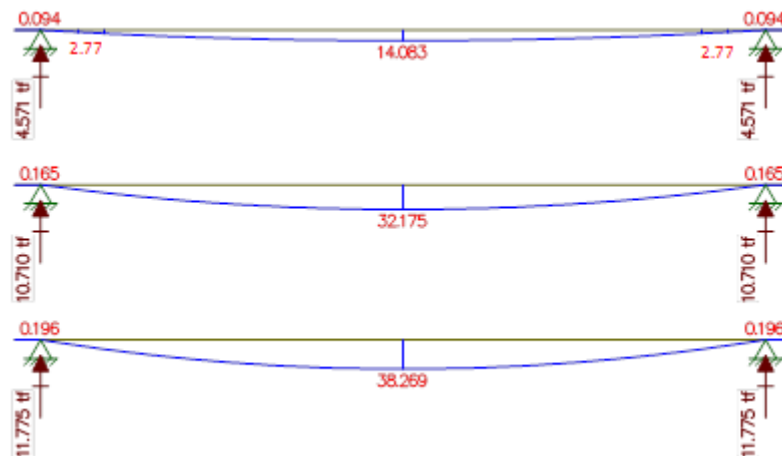
Cargas



Cortante



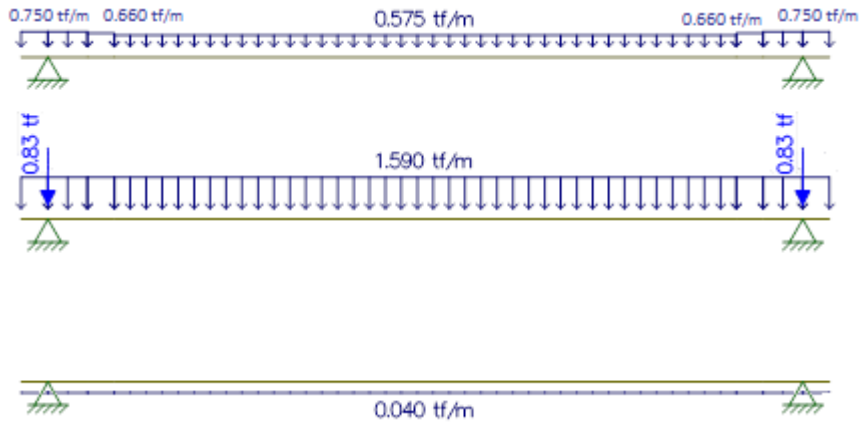
Momentos



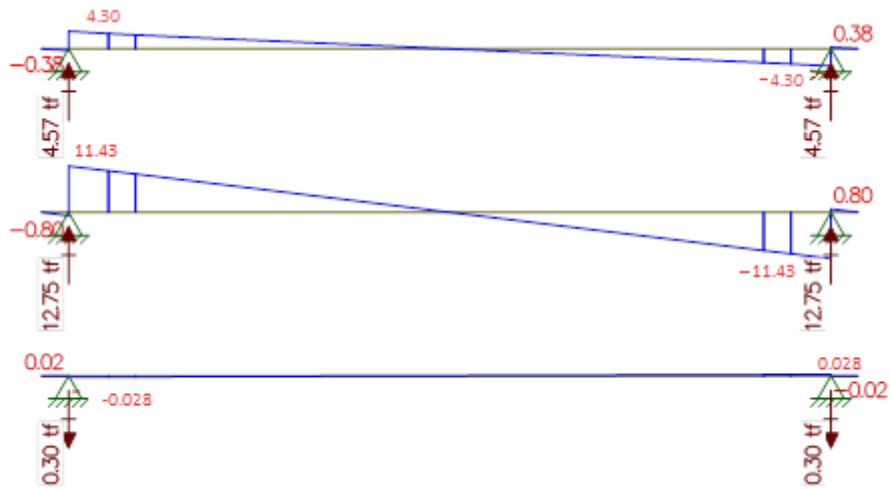
○ Viga 2 e 4:

1. Peso próprio da Viga
2. Peso do guarda-rodas + pavimento
3. Peso da laje

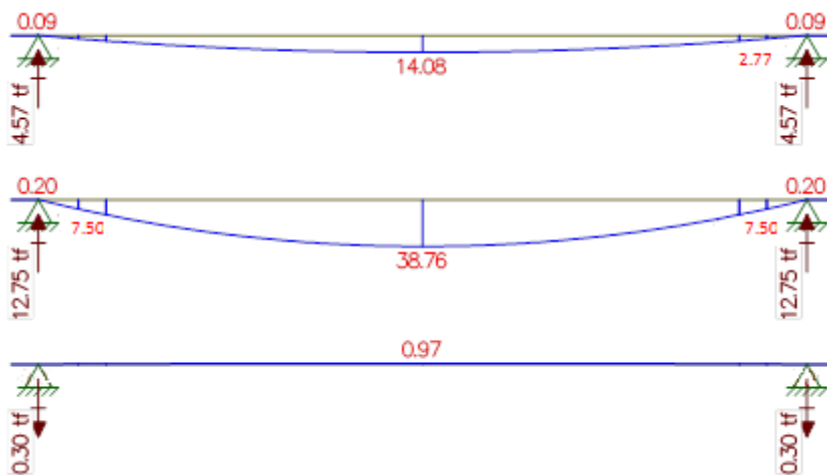
Cargas



Cortante



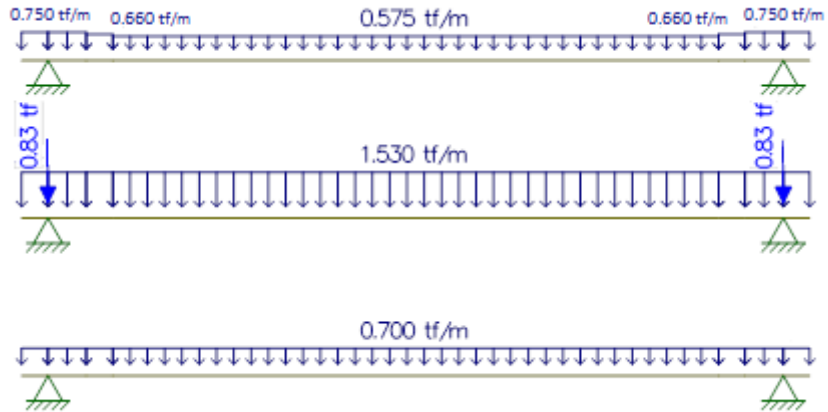
Momento



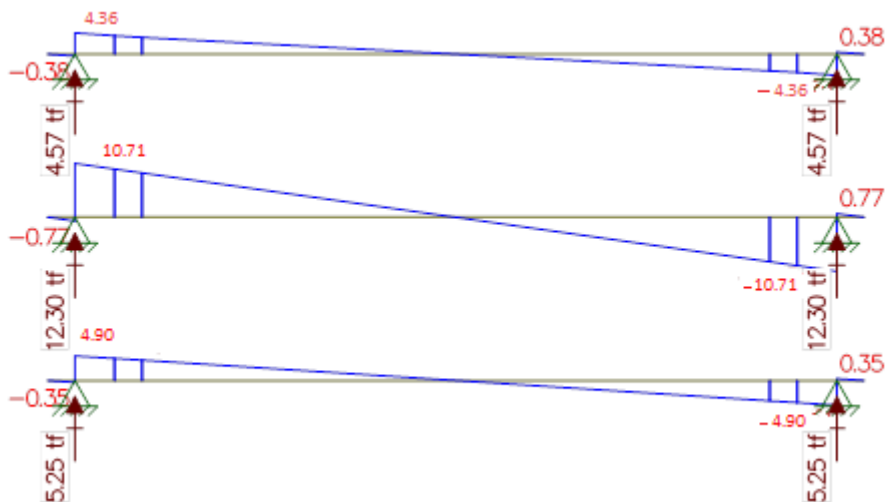
○ Viga 3:

1. Peso próprio da Viga
2. Peso do guarda-rodas + pavimento+recapeamento
3. Peso da laje

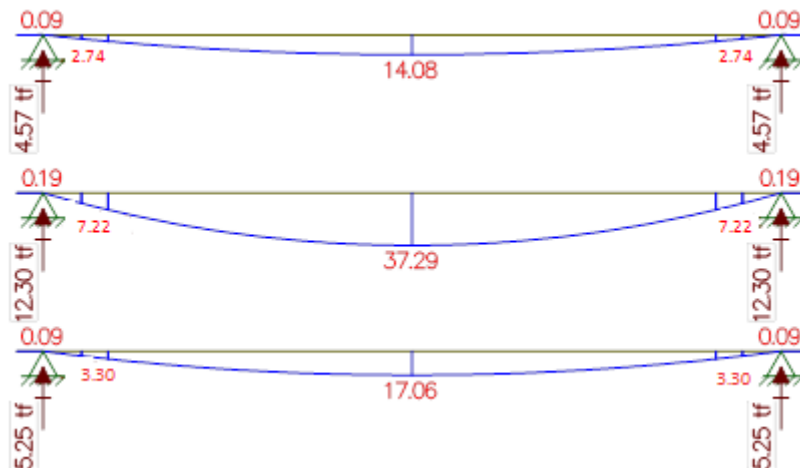
Cargas



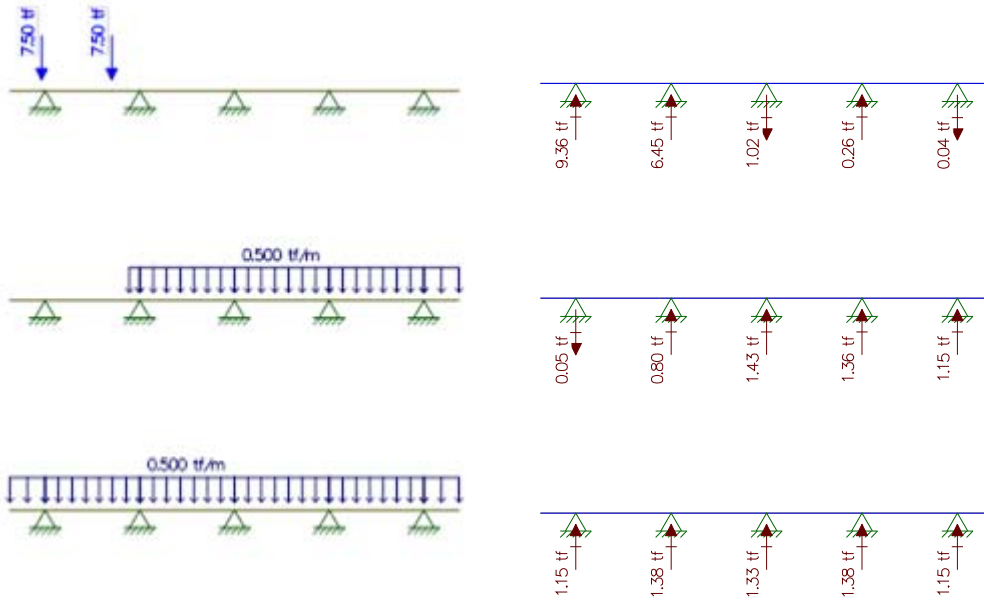
Cortantes



Momentos

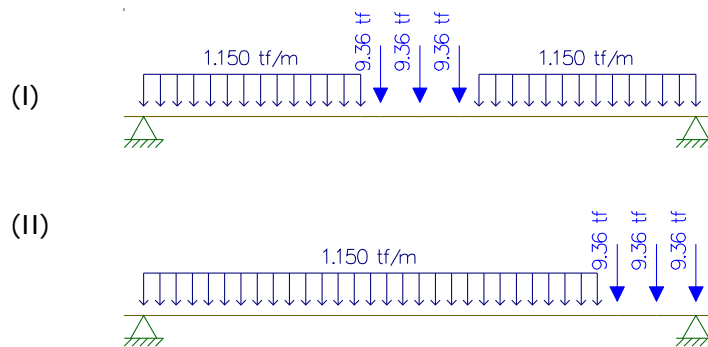


▪ Vigas 1 e 5
Transversal

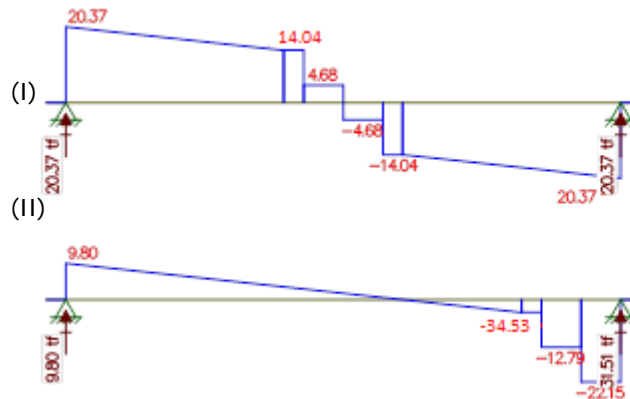


Longitudinal

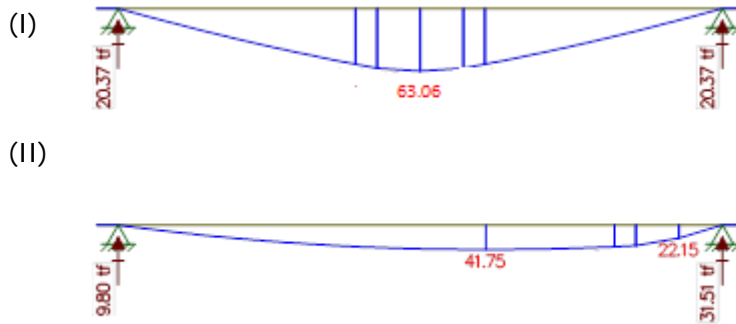
- (III) Para obter o momento máximo.
- (IV) Para obter a reação e a cortante máximas.



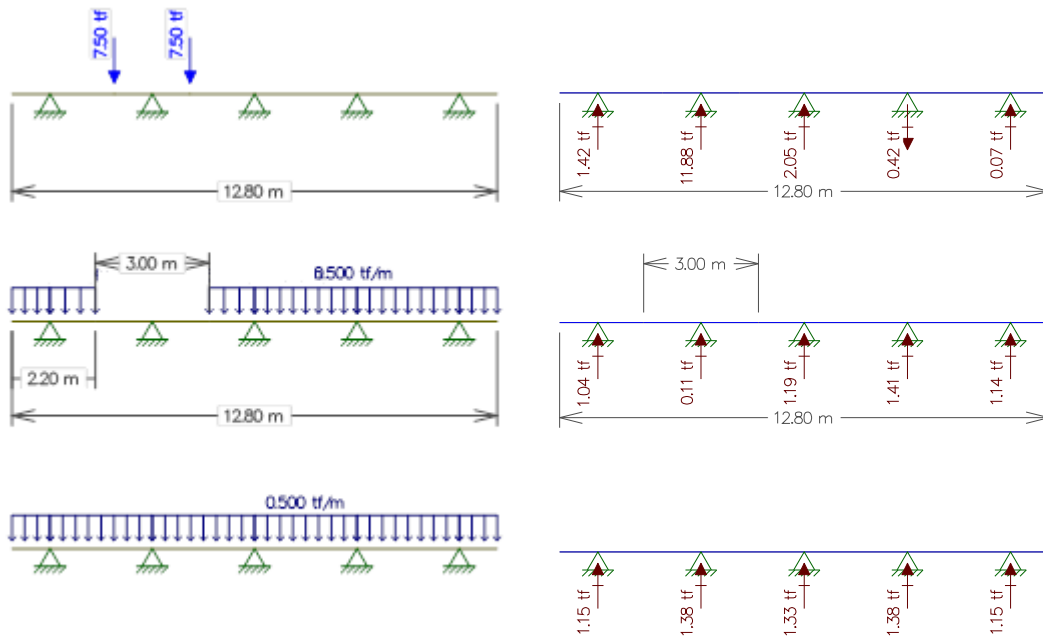
Cortante



Momento

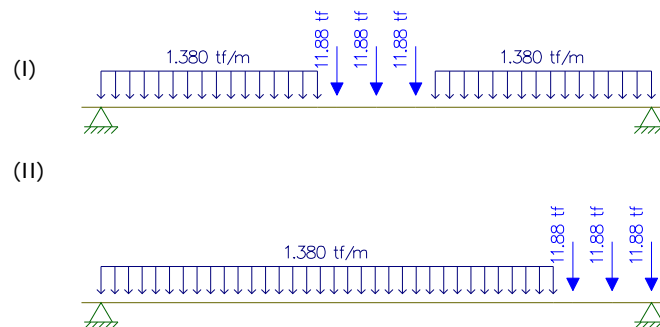


▪ Vigas 2 e 4 Transversal

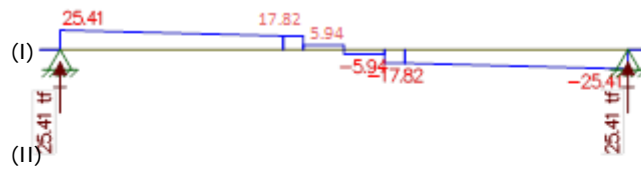


Longitudinal

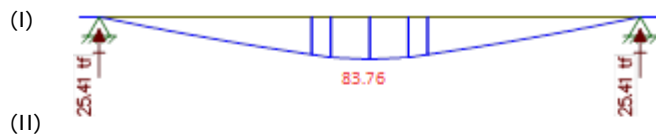
- (III) Para obter o momento máximo.
- (IV) Para obter a reação e a cortante máximas.



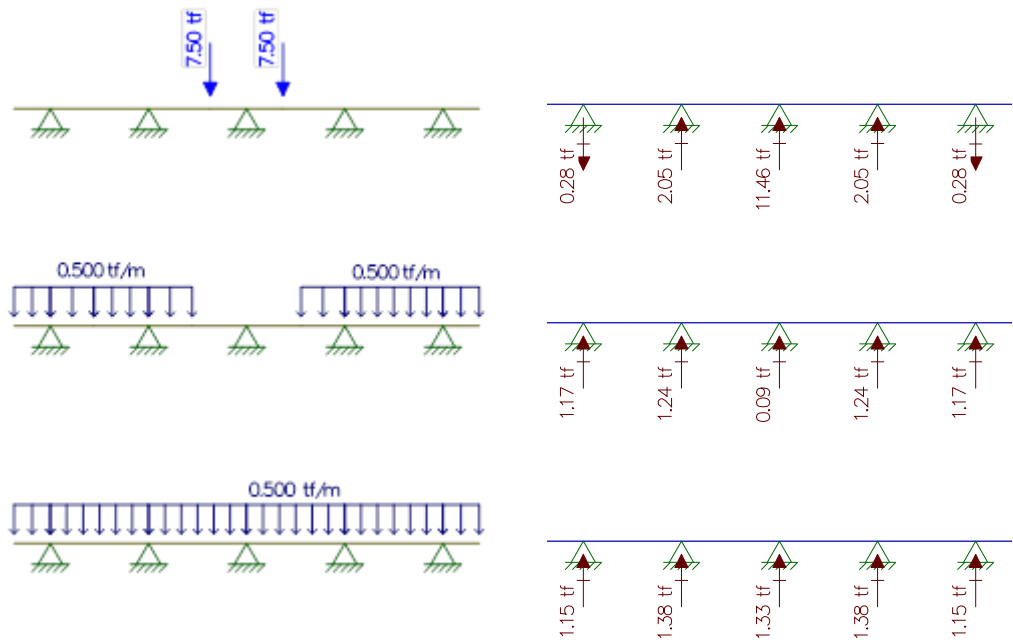
Cortante



Momento

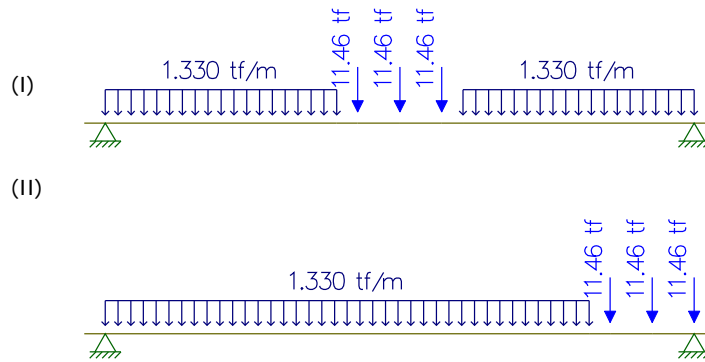


▪ Viga 3 Transversal

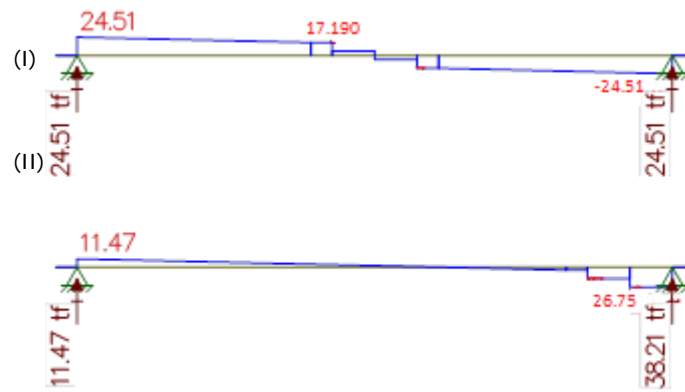


Longitudinal

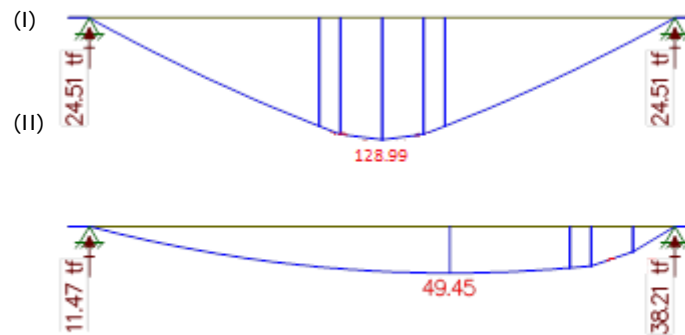
- (III) Para obter o momento máximo.
- (IV) Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



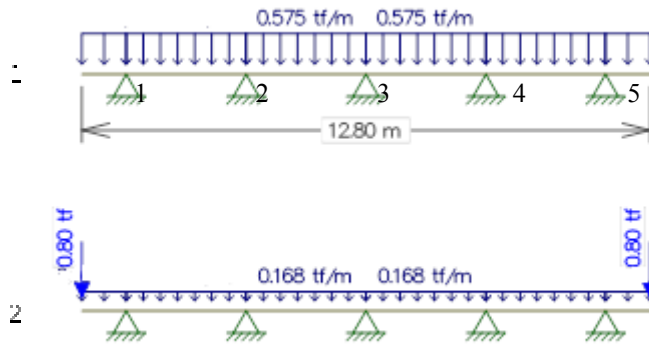
Momento



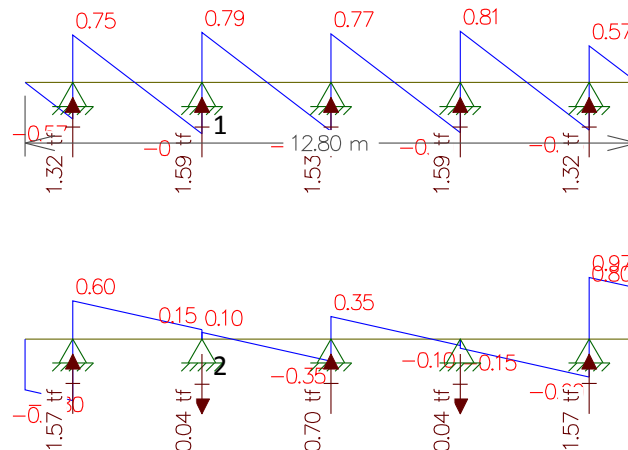
Memória de Cálculo da Viga de 21m Carga Permanente

Transversal

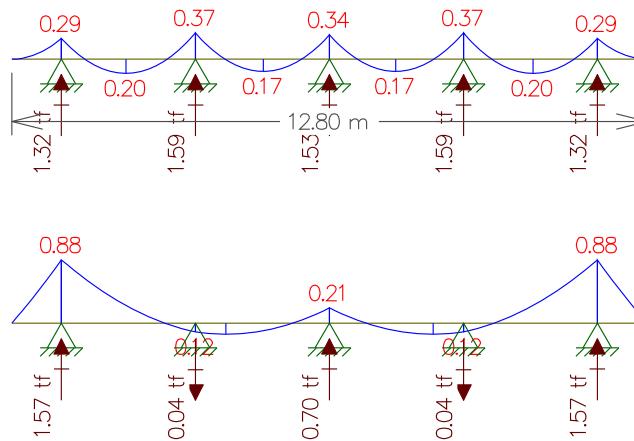
- Peso da Laje
- Peso do Guarda-rodas + pavimento + recapeamento
- Cargas



○ Cortantes



○ Momentos



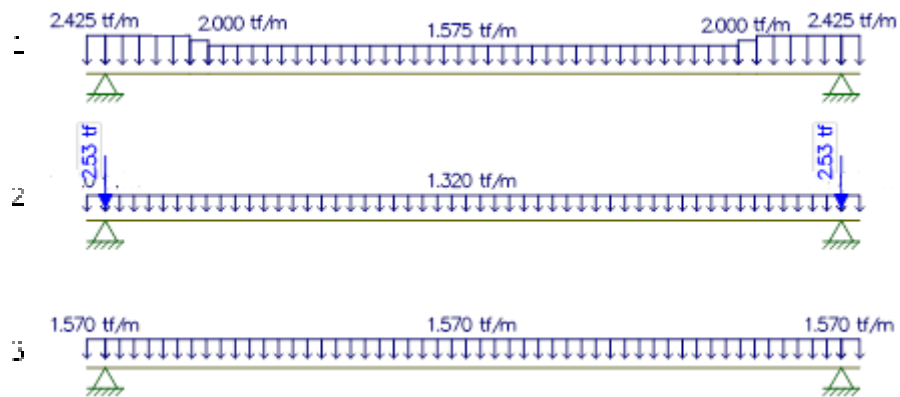
Longitudinal

Viga 1 e 5:

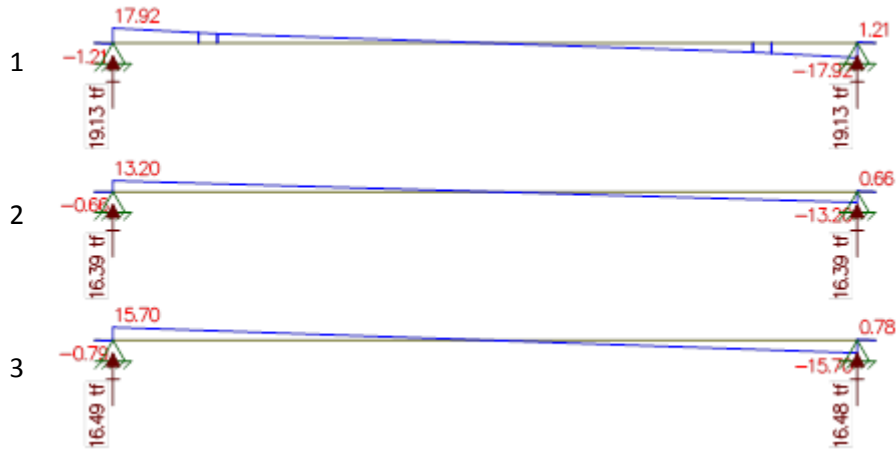
Peso próprio da Viga

Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

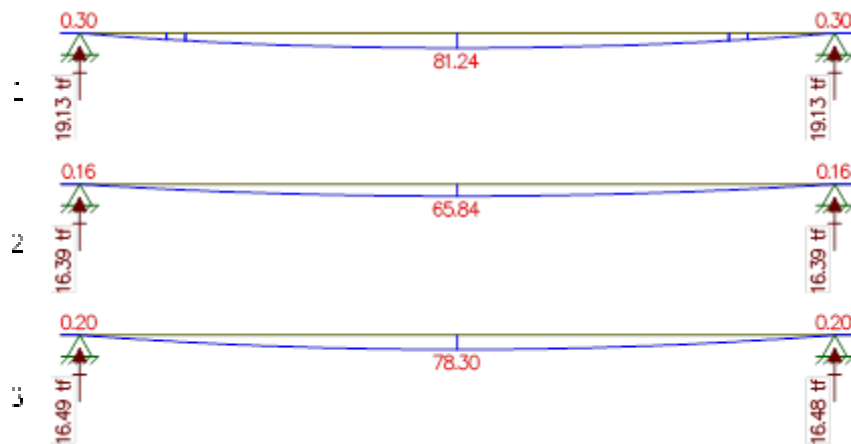
Peso da laje



Cortante

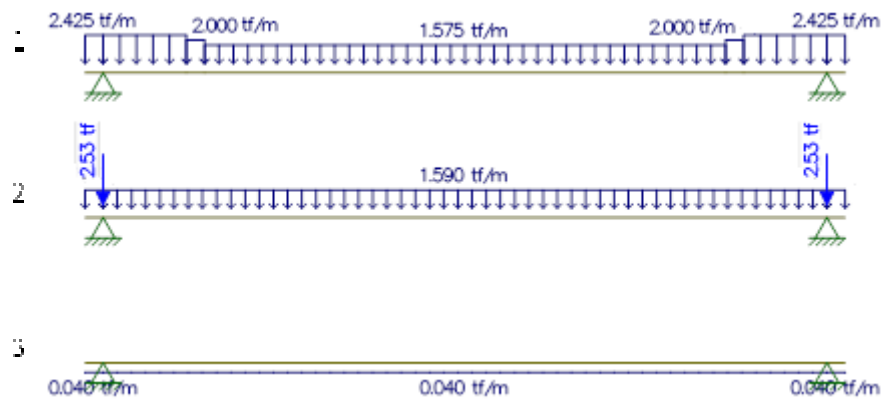


Momentos

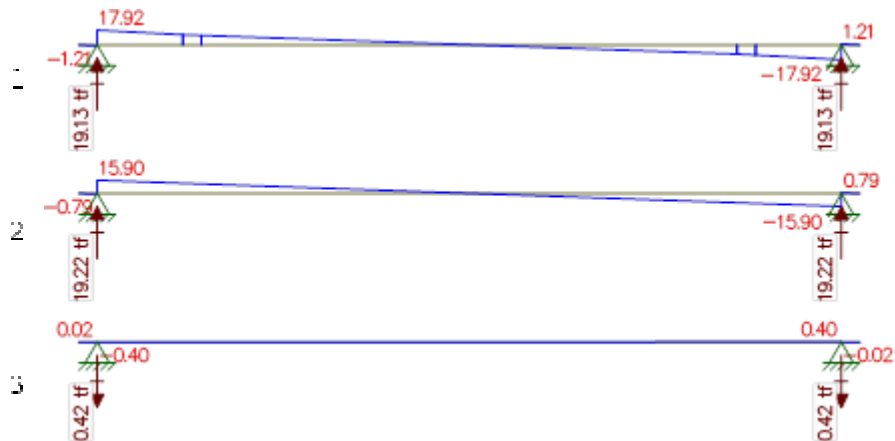


Viga 2 e 4

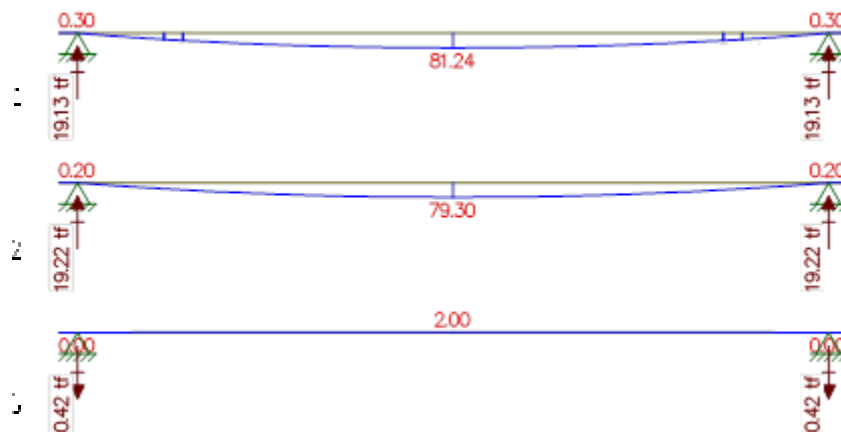
Peso próprio da Viga
 Peso do guarda-rodas + pavimento
 Peso da laje
 Cargas



Cortante



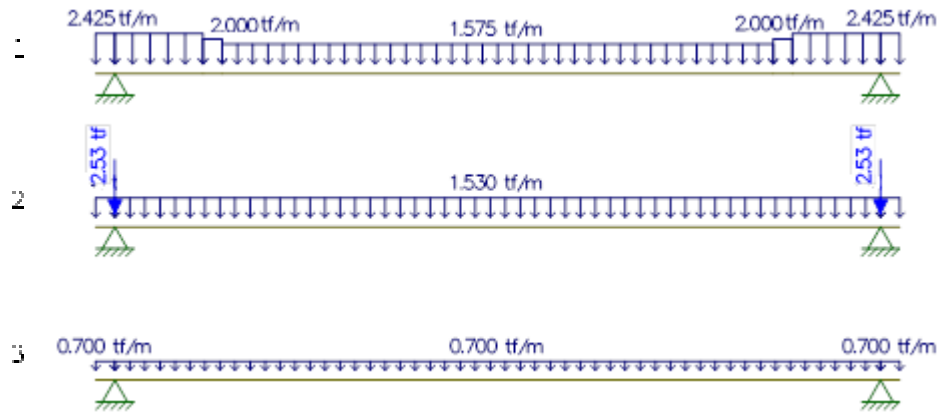
Momento



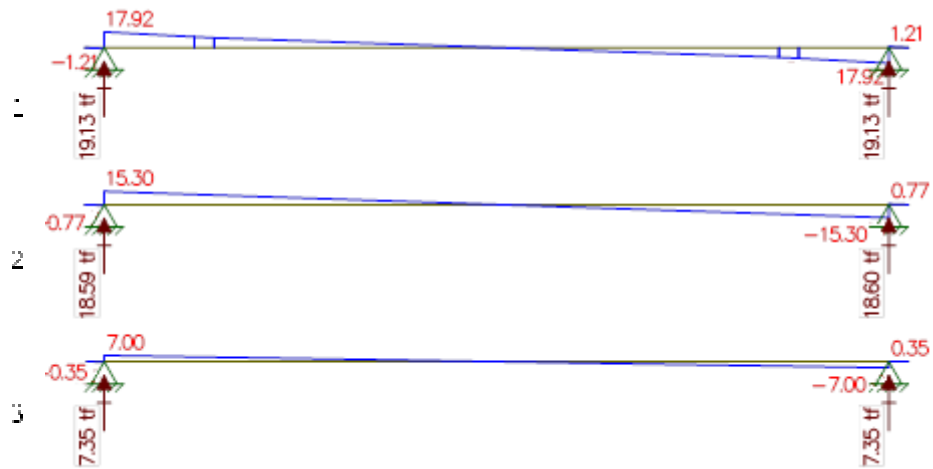
Viga 3:

Peso próprio da Viga
 Peso do guarda-rodas + pavimento+recapeamento
 Peso da laje

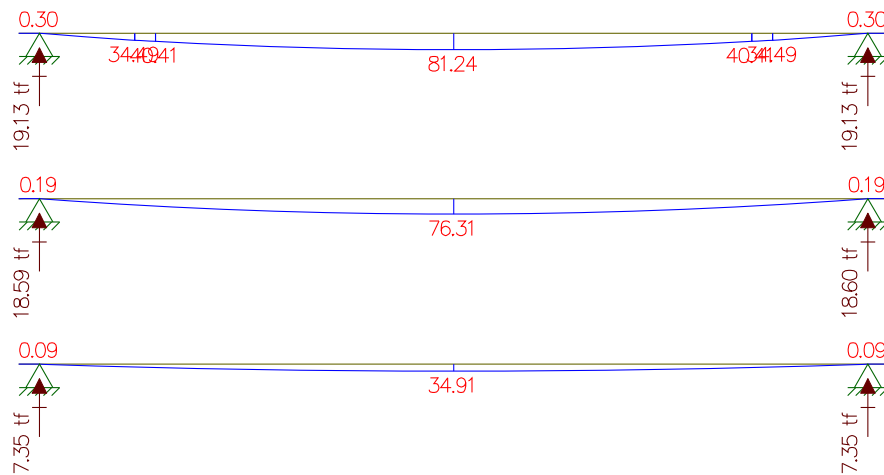
Cargas



Cortantes

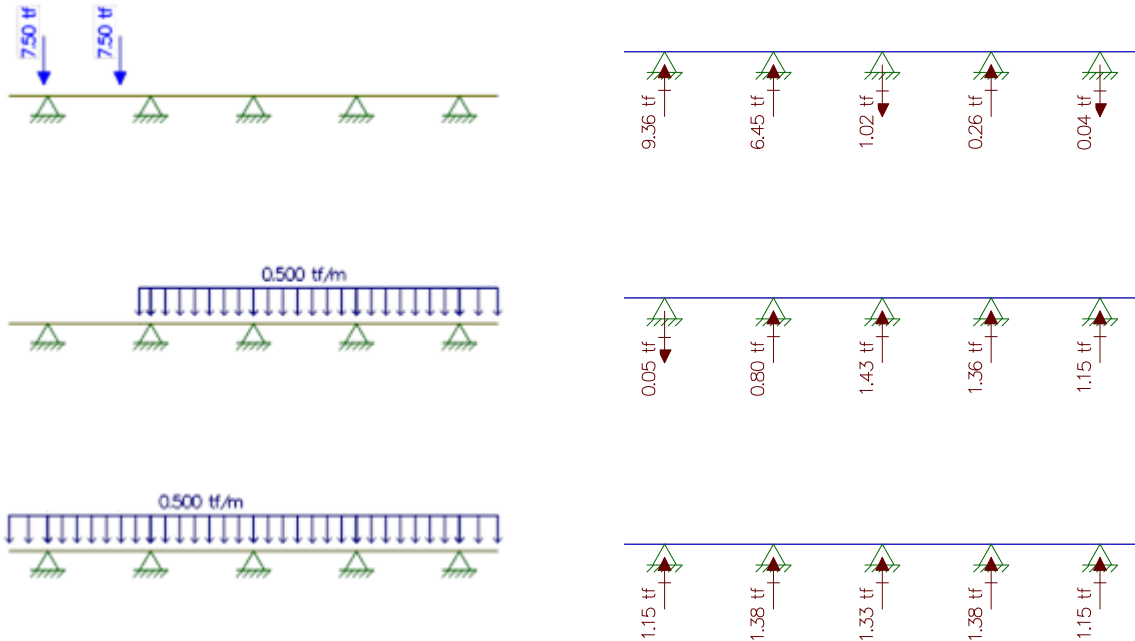


Momentos



Carga Móvel
Vigas 1 e 5

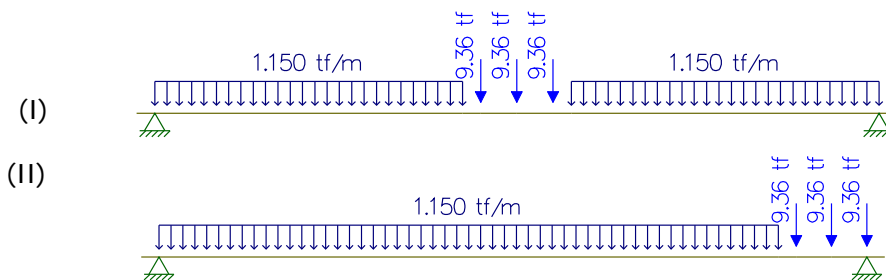
Transversal



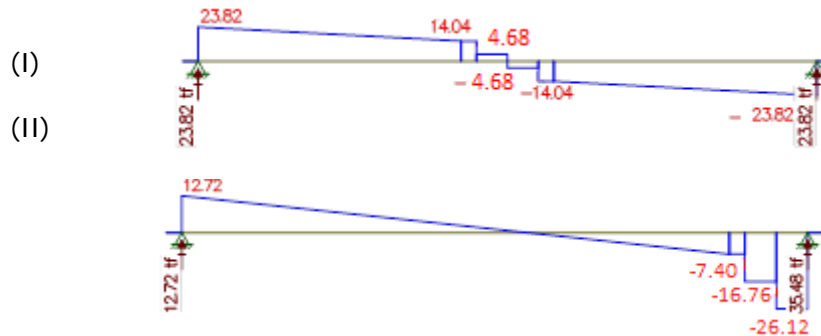
Longitudinal

Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.

Carga



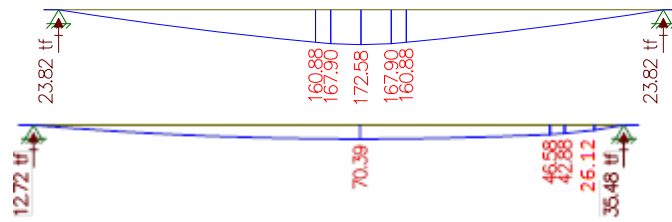
Cortante



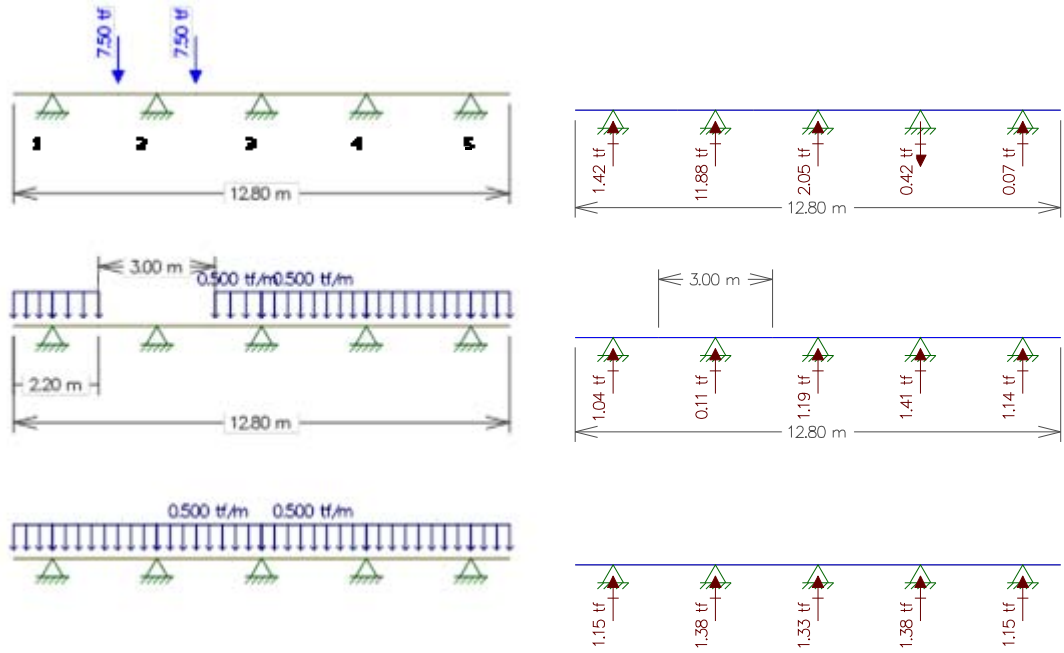
Momento

(I)

(II)



Viga 2 e 4

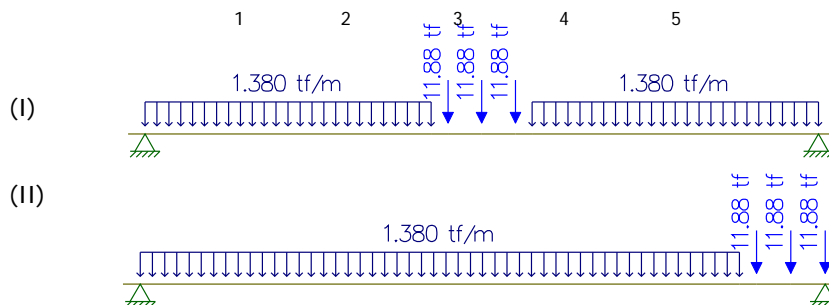


Transversal

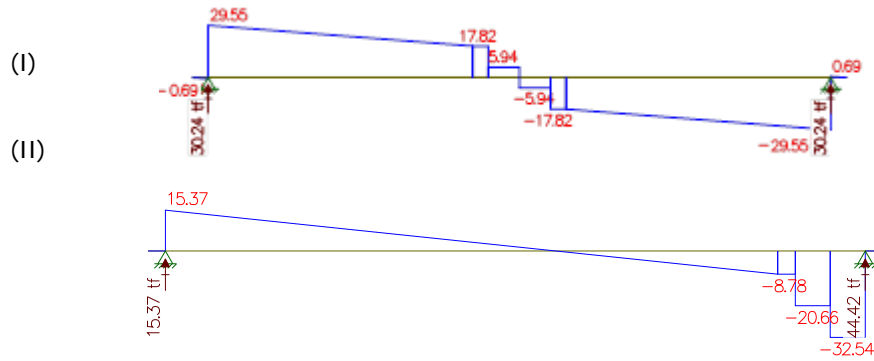
Longitudinal

(I) Para obter o momento máximo.

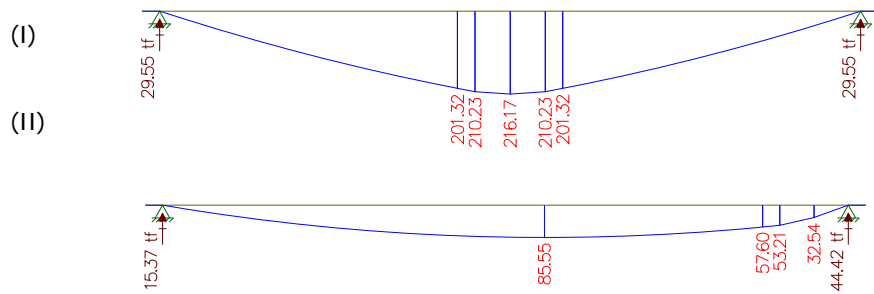
(II) Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

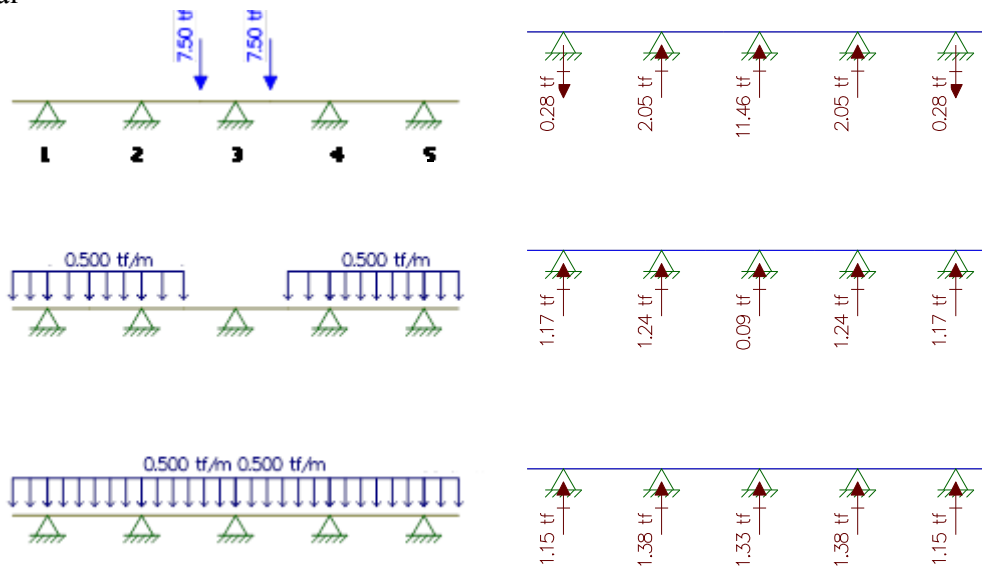


Momento



Viga 3

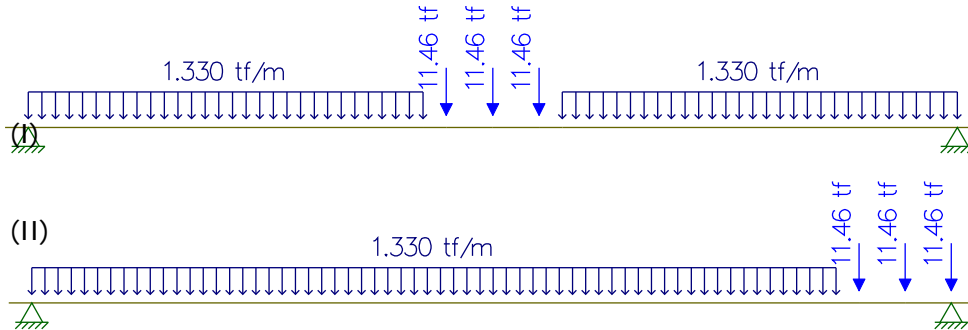
Transversal



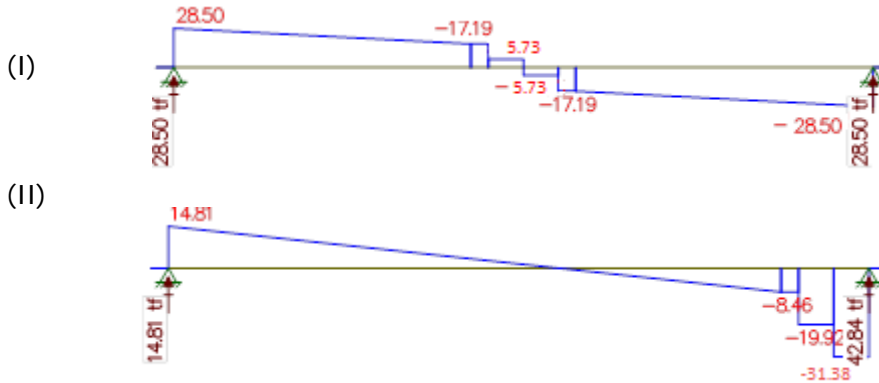
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

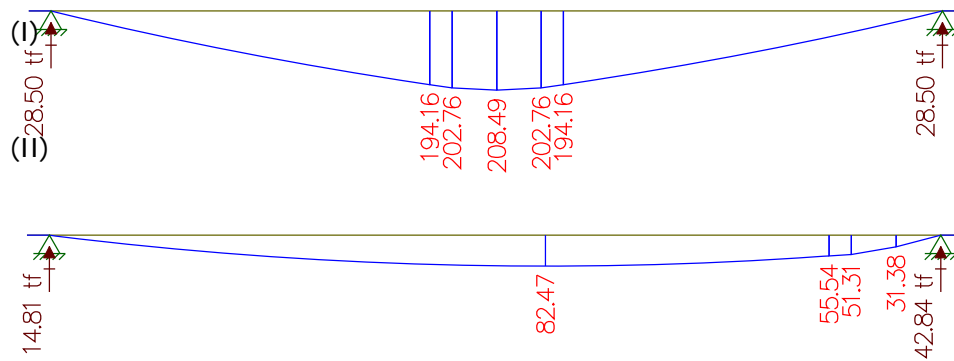
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



Memória de Cálculo da Travessa – 15m

Carga Permanente

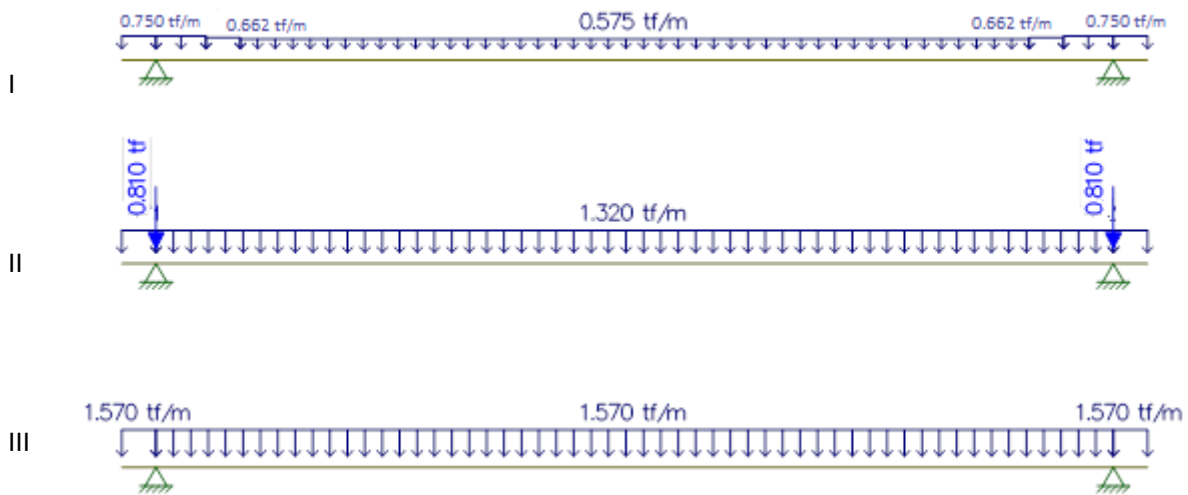
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 15 metros – viga 1 e 5

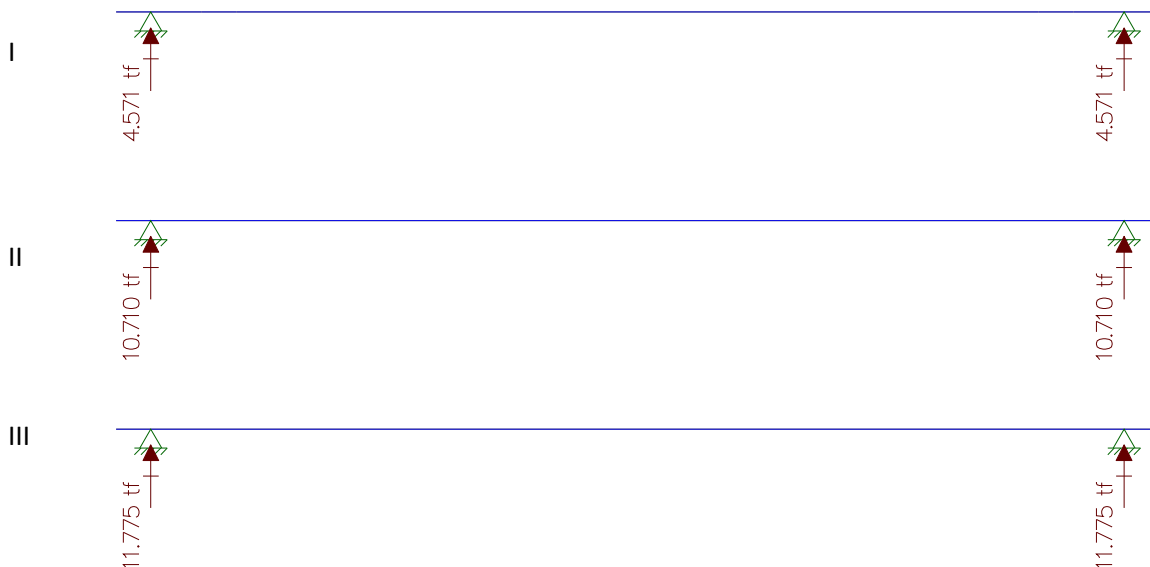
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento

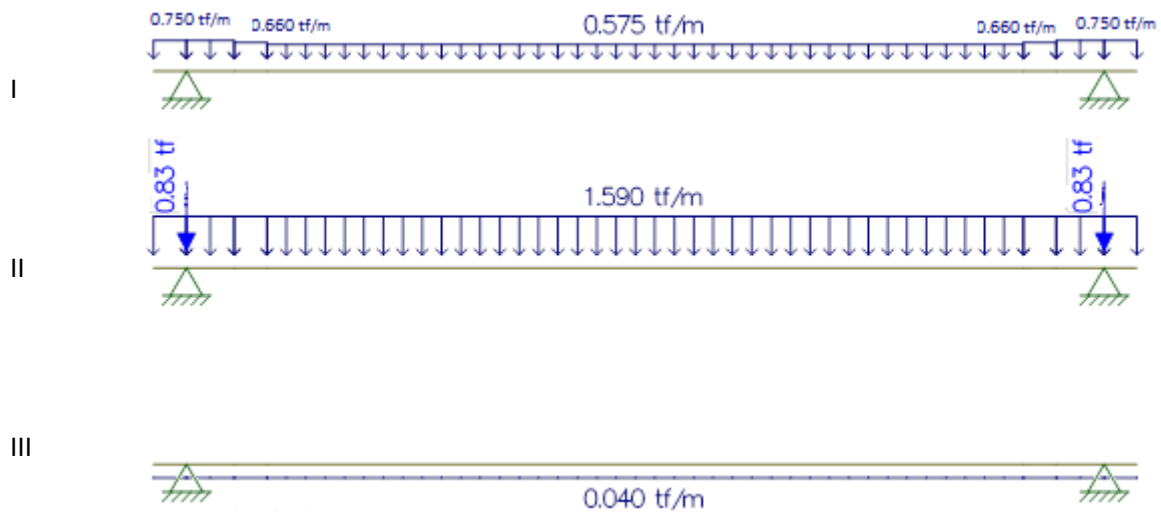


Reações

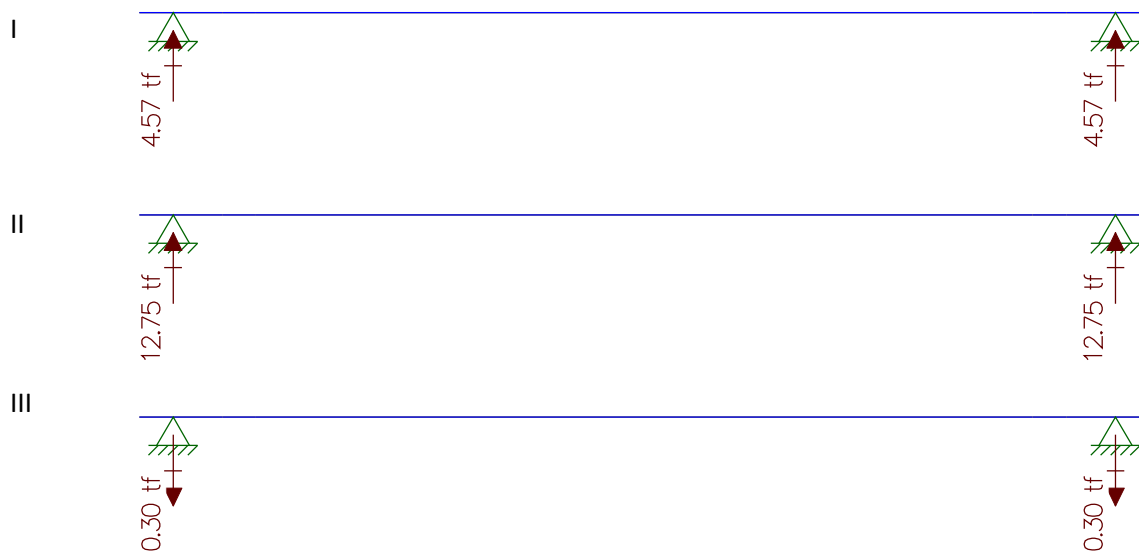


Reação resultante: $4,571\text{tf} + 10,710\text{tf} + 11,775\text{tf} = 27,055\text{tf}$

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 2 e 4

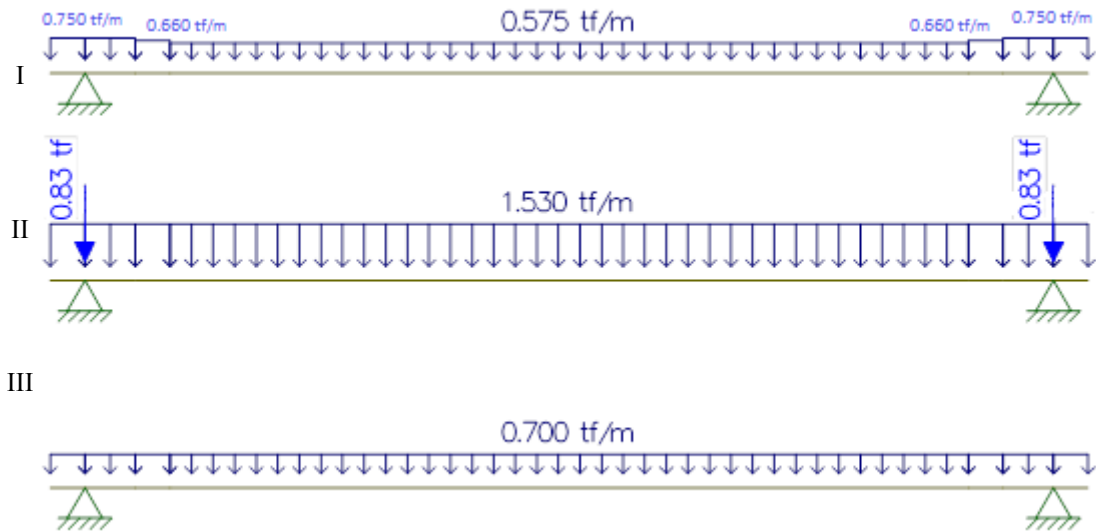


Reações

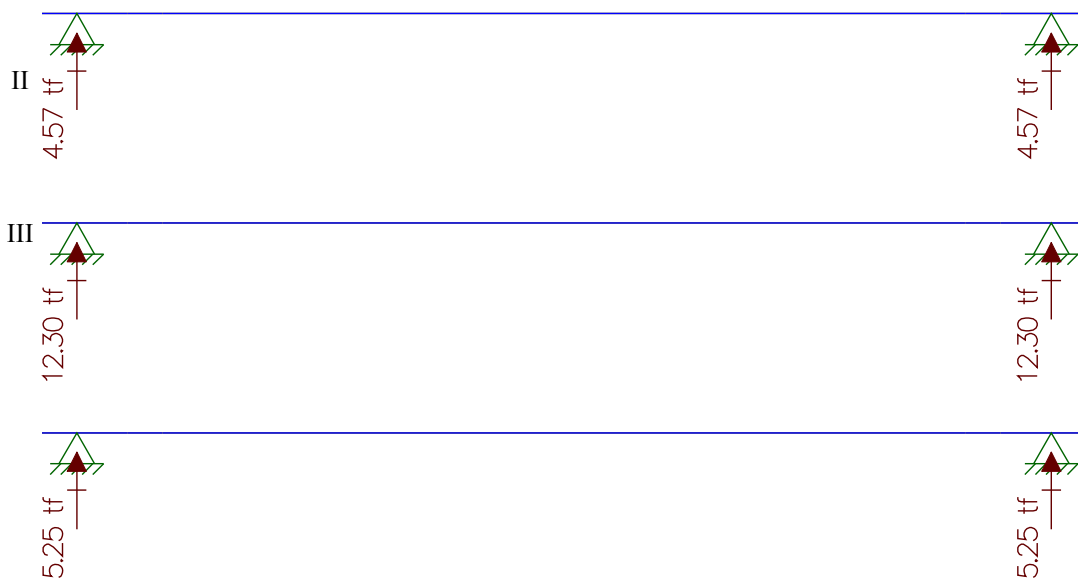


Reação resultante: $4,57tf + 12,75tf - 0,30tf = 17,02tf$

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 3



Reações



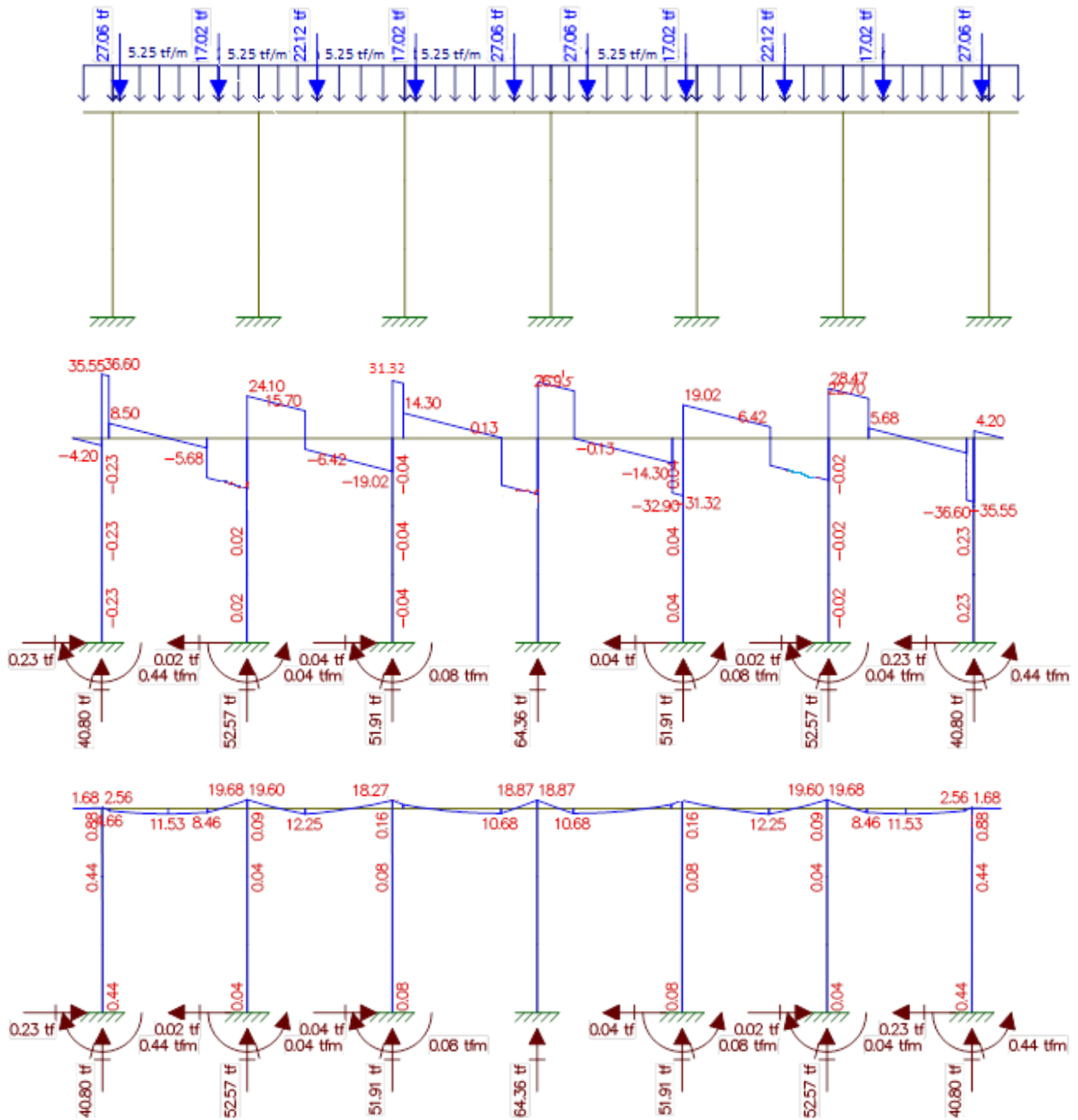
Reação resultante: $4,57 \text{ tf} + 12,30\text{tf} + 5,25\text{tf} = 22,12 \text{ tf}$

Peso próprio da Travessa (15m)

Área da seção = $2,10\text{m}^2$

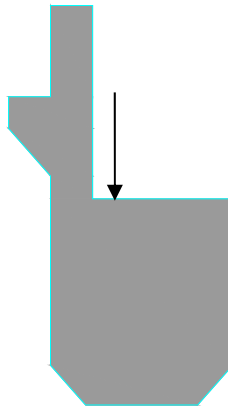
$2,10\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,25 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

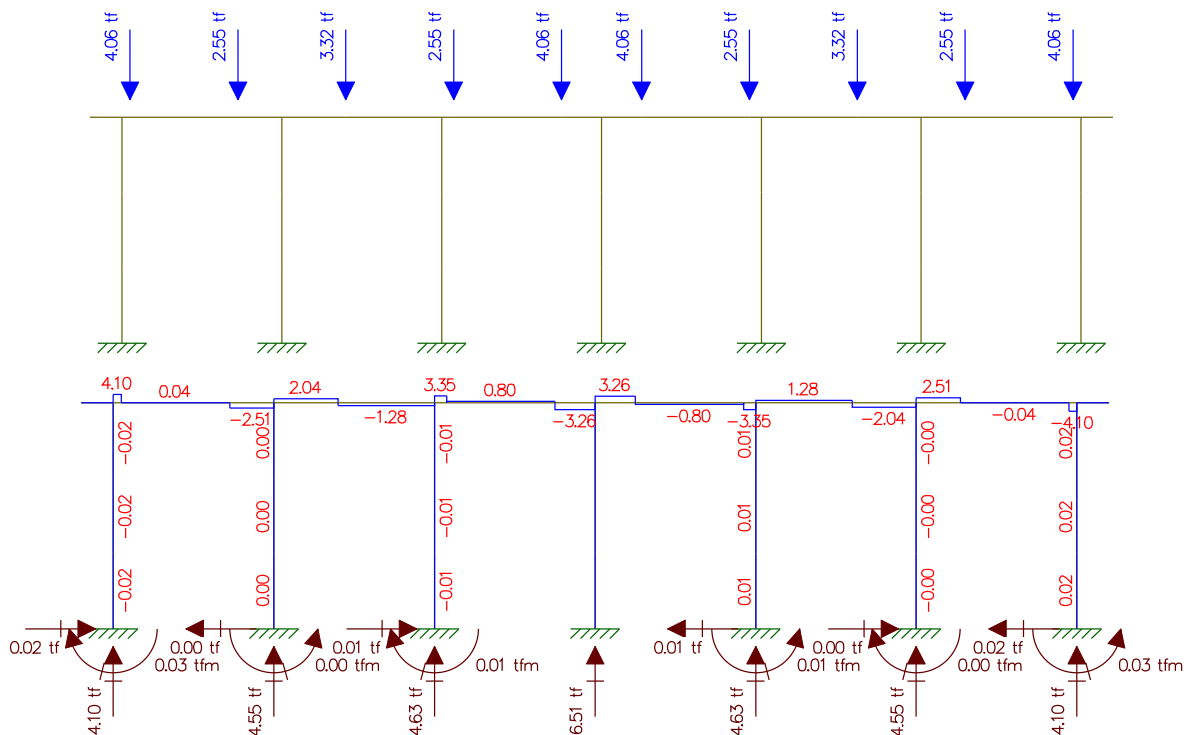


$$\text{Carga a} - \text{Carga b} = \text{Carga c} \times \text{distância} = \text{Momento Torsor (tf.m)}$$

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	27,06	0,150	4,06
Viga 2	17,02	0,150	2,55
Viga 3	22,12	0,150	3,32
Viga 4	17,02	0,150	2,55
Viga 5	27,06	0,150	4,06

Resultado do Estudo do Momento Torsor

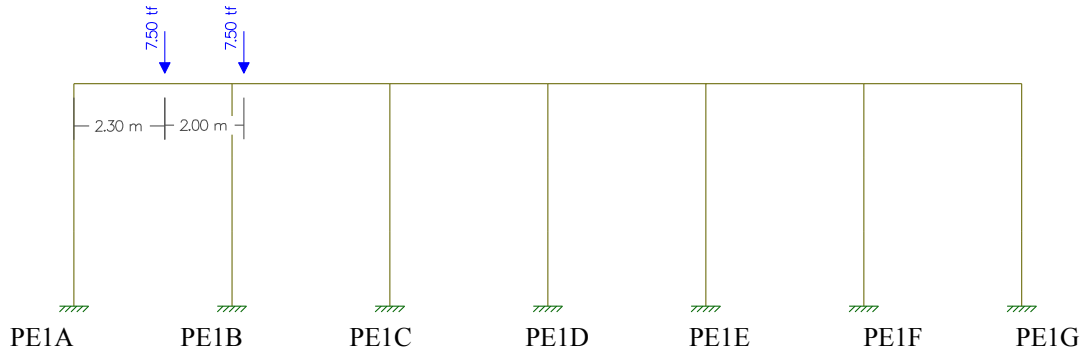
Analogia Cortante - Momento Torsor
Cargas / Cortante



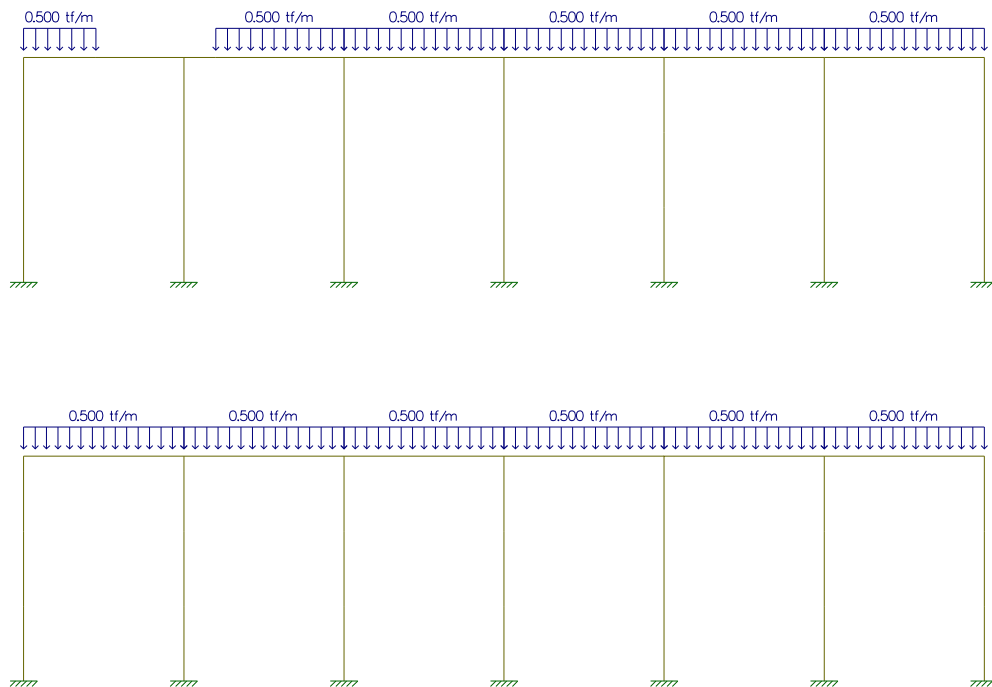
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

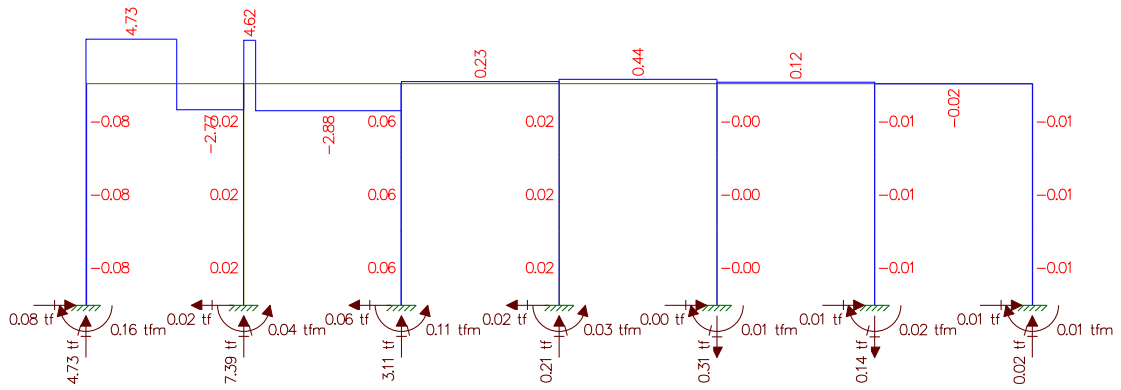
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



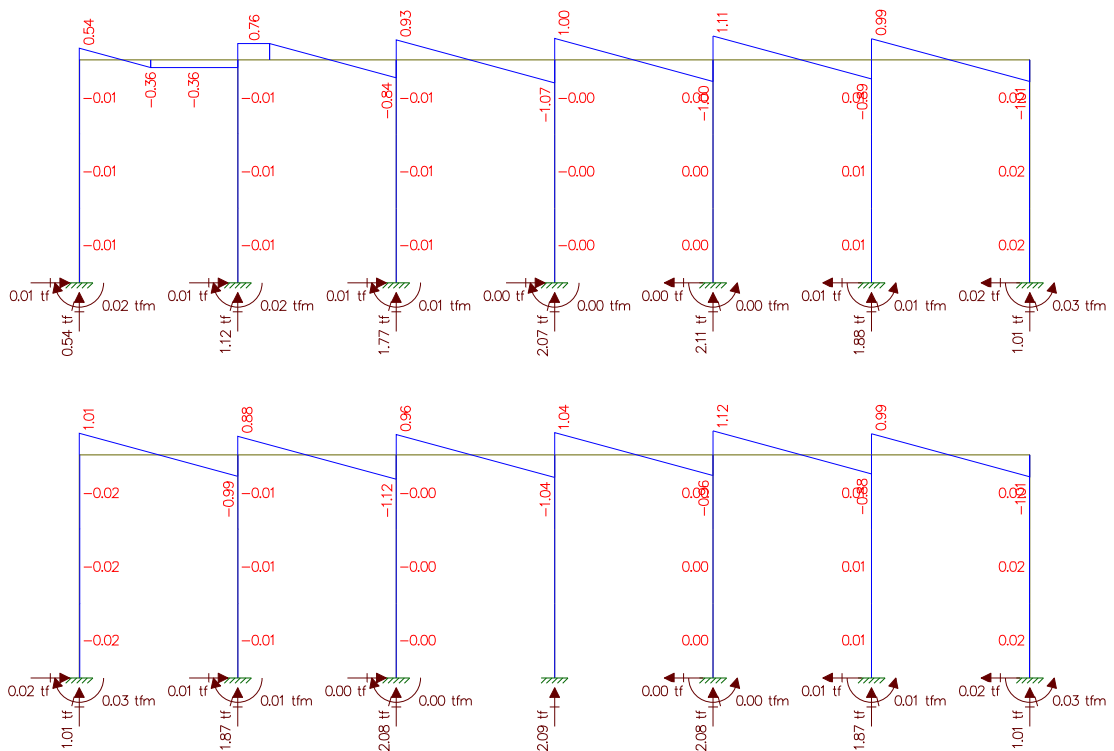
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



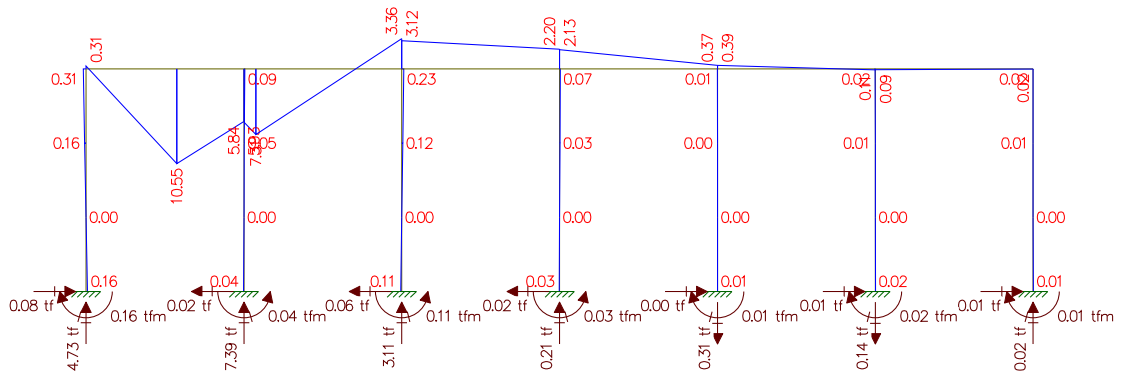
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



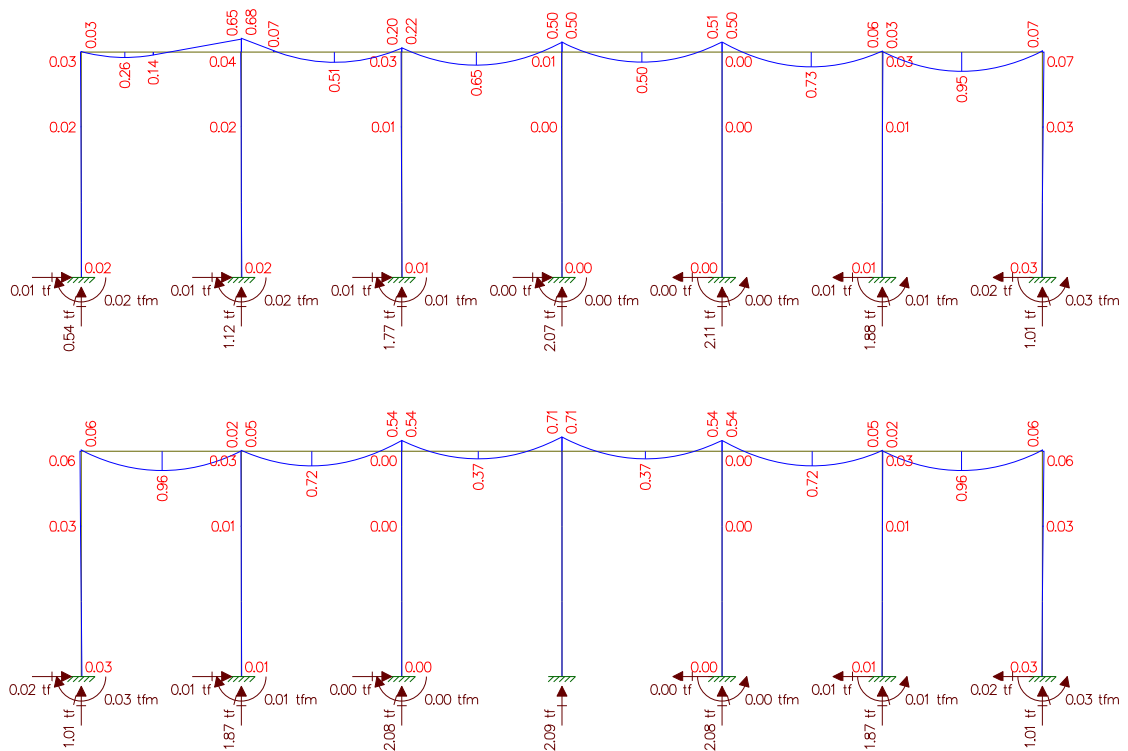
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



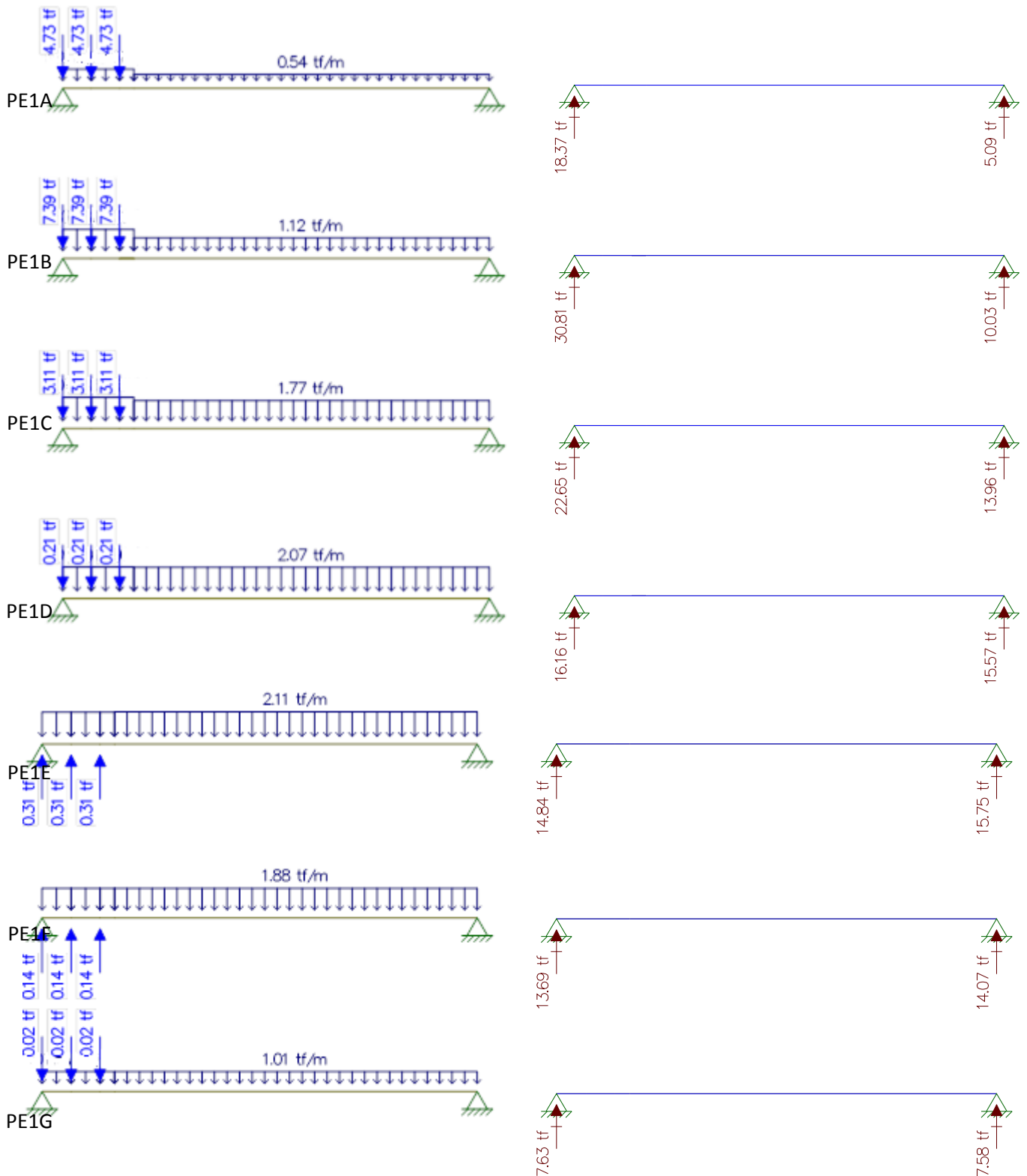
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



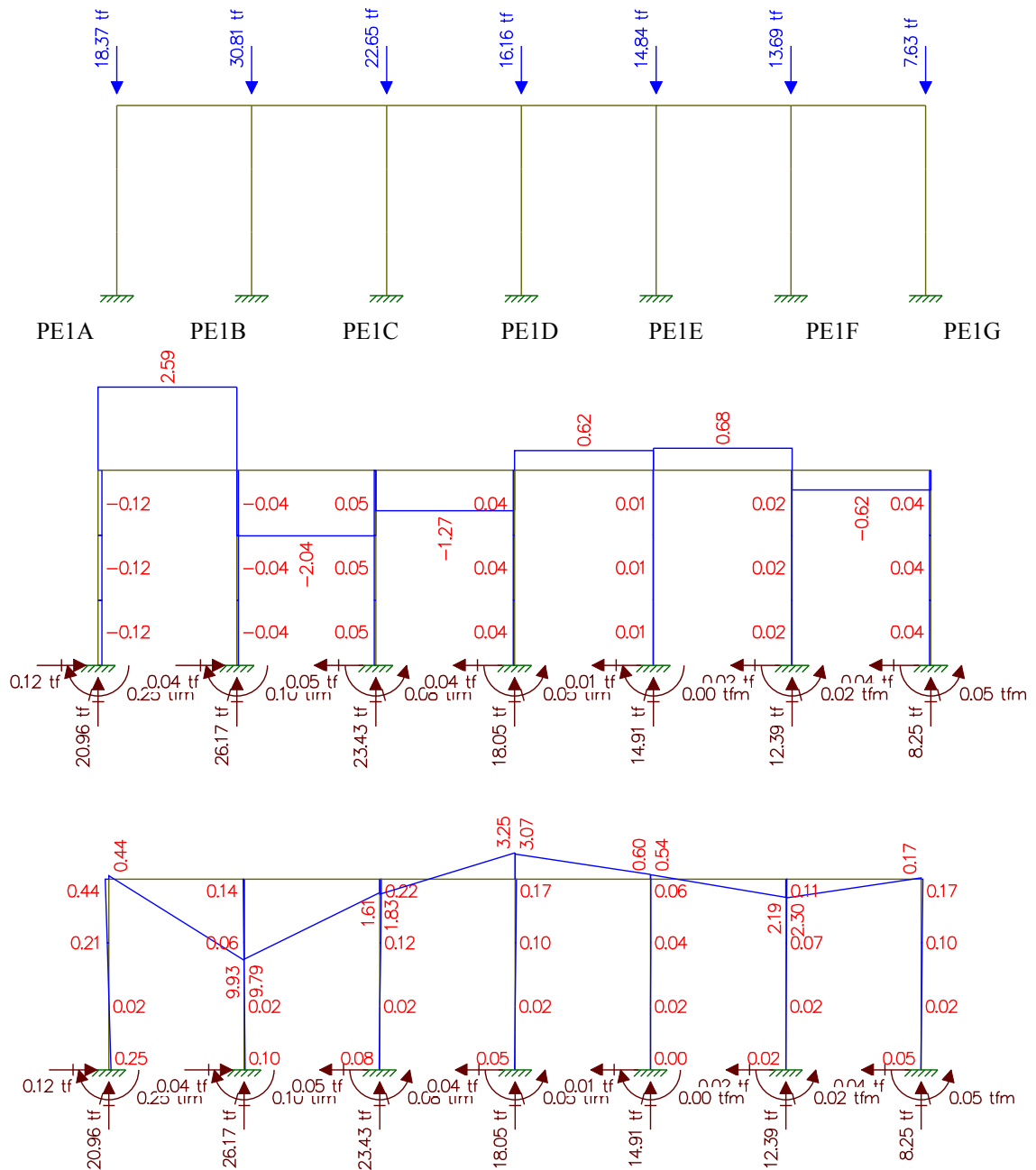
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinal

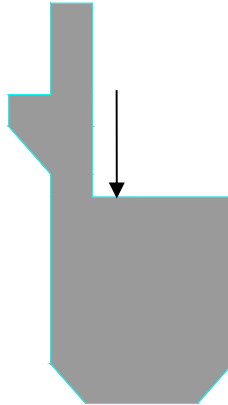


Resultado do Estudo de Cortante e Momento Fletor – Flexão Máxima



Estudo do Momento Torsor para carga móvel

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



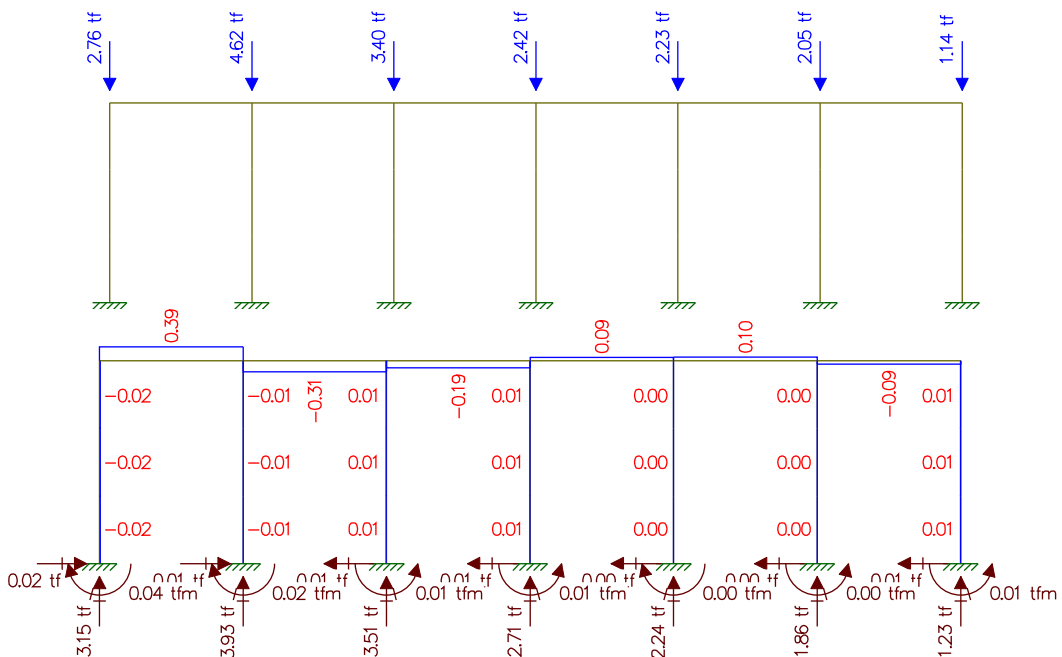
Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	18,37	0,150	2,76
Pilar 2	30,81	0,150	4,62
Pilar 3	22,65	0,150	3,40
Pilar 4	16,16	0,150	2,42
Pilar 5	14,84	0,150	2,23
Pilar 6	13,69	0,150	2,05
Pilar 7	7,63	0,150	1,14

Resultado do Estudo do Momento Torsor

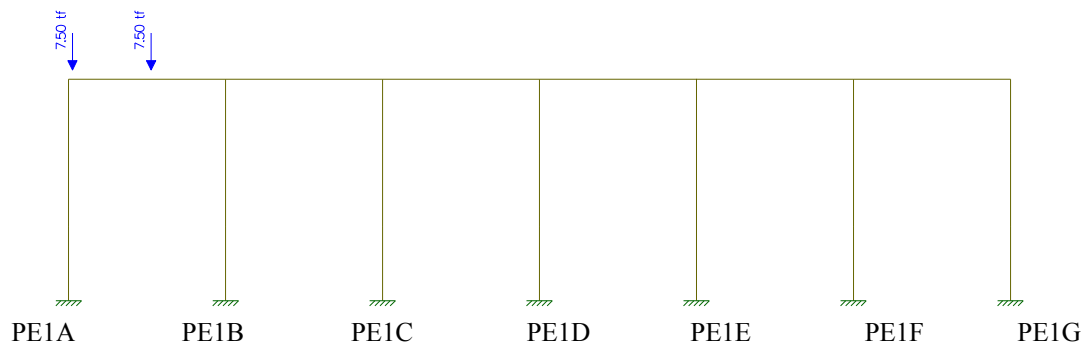
Analogia Cortante – Momento Torsor

Cargas / Cortante

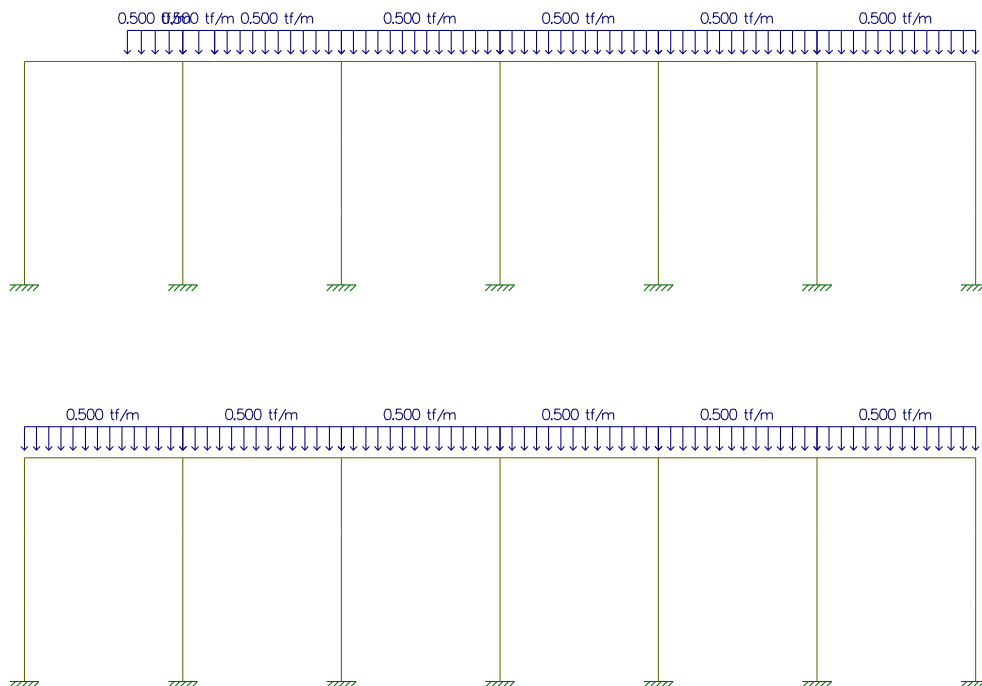


Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

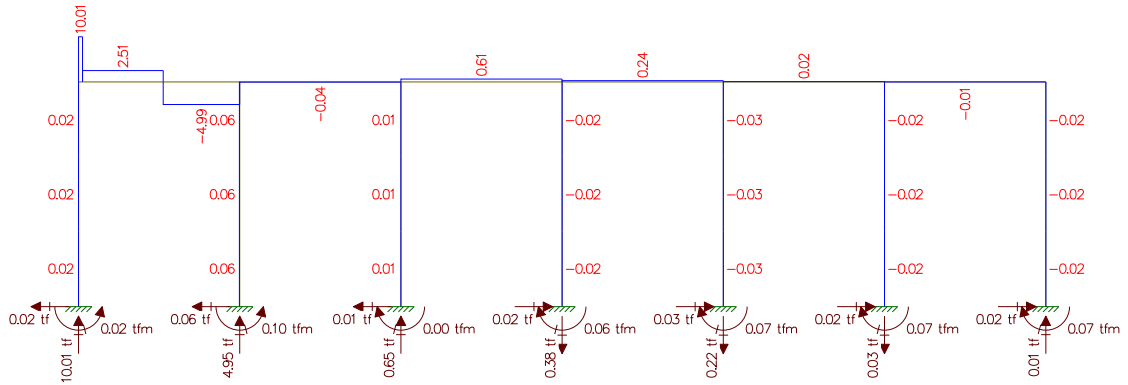
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



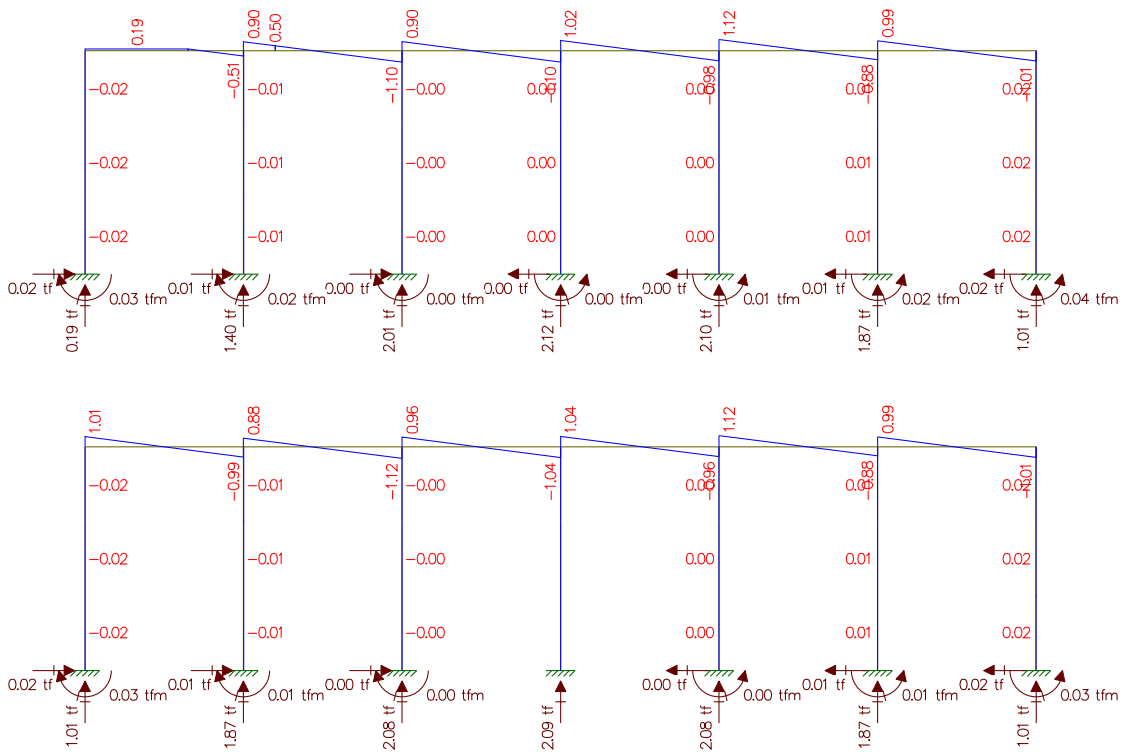
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



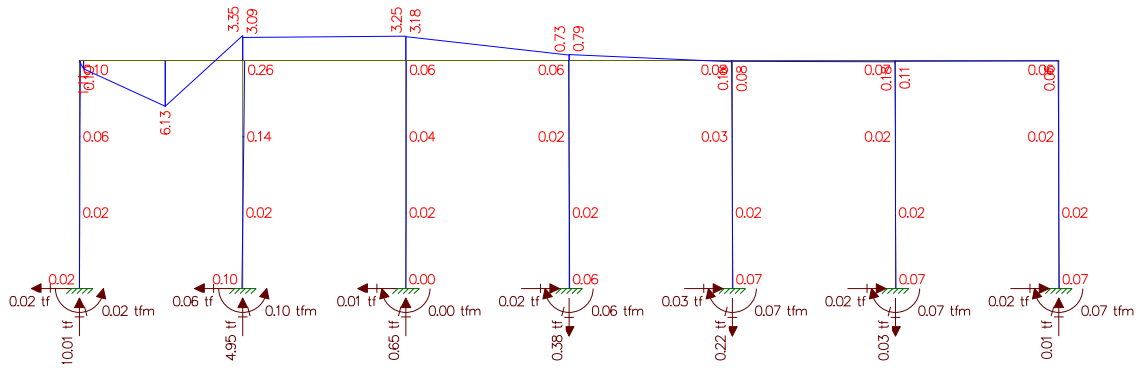
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



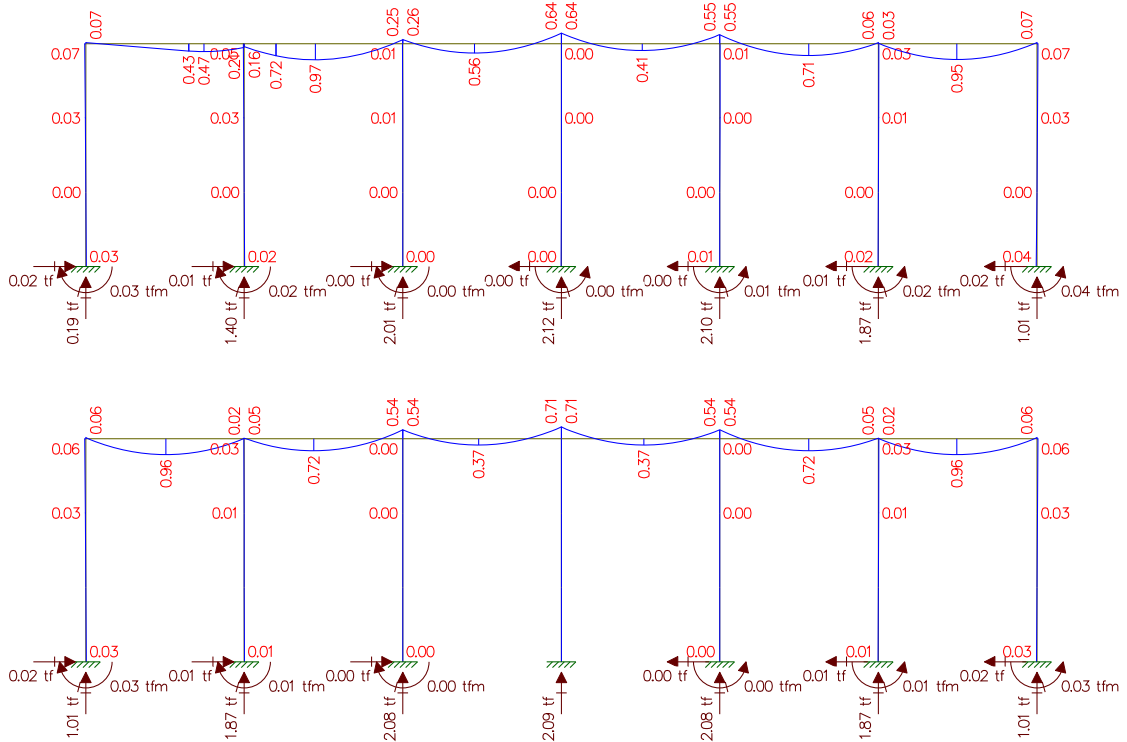
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



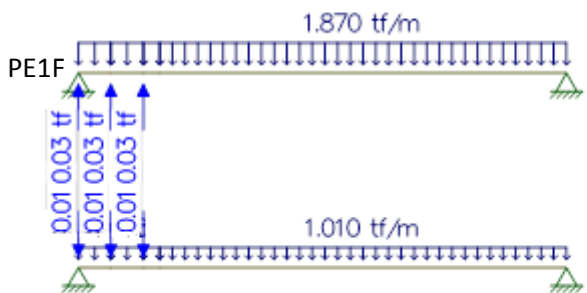
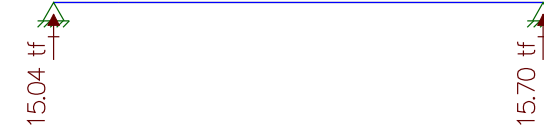
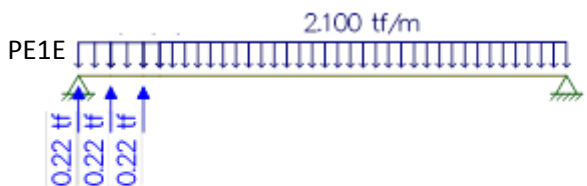
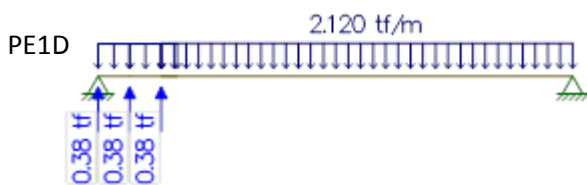
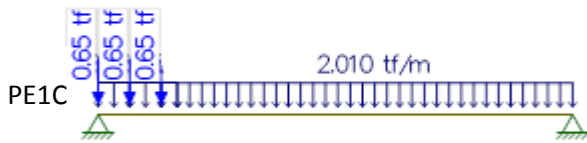
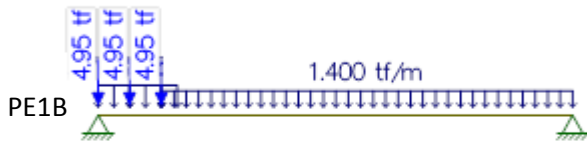
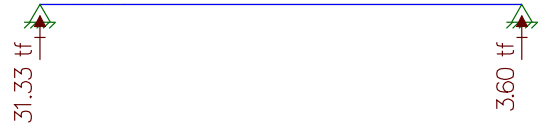
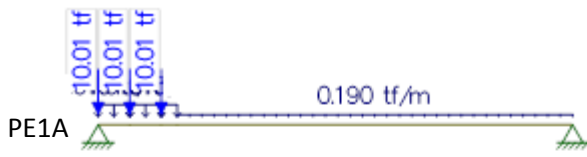
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



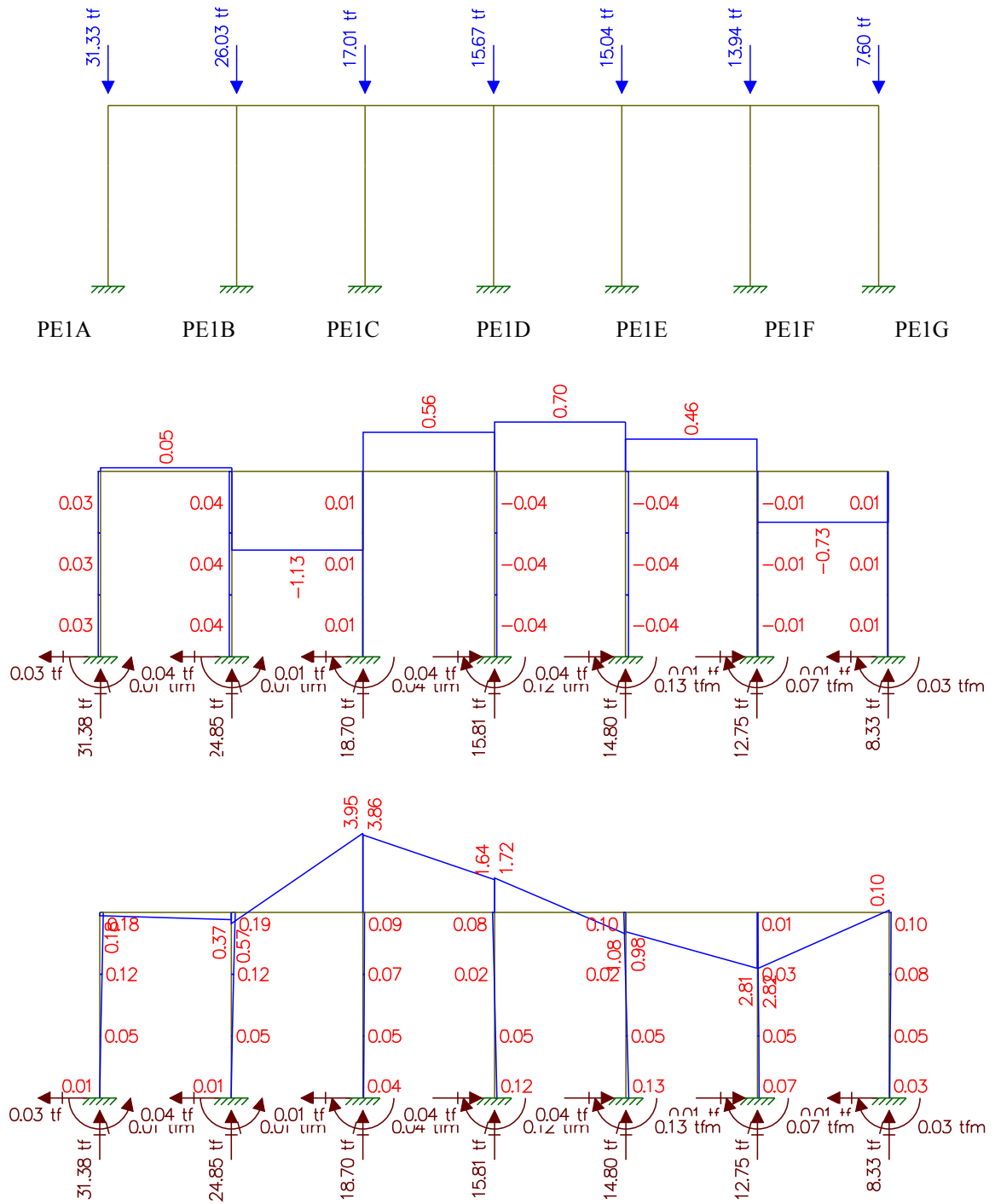
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

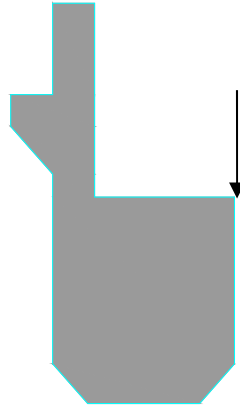


Resultado do Estudo de Cortante e Momento Fletor – Máxima Reação



Estudo do Momento Torsor para carga móvel

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



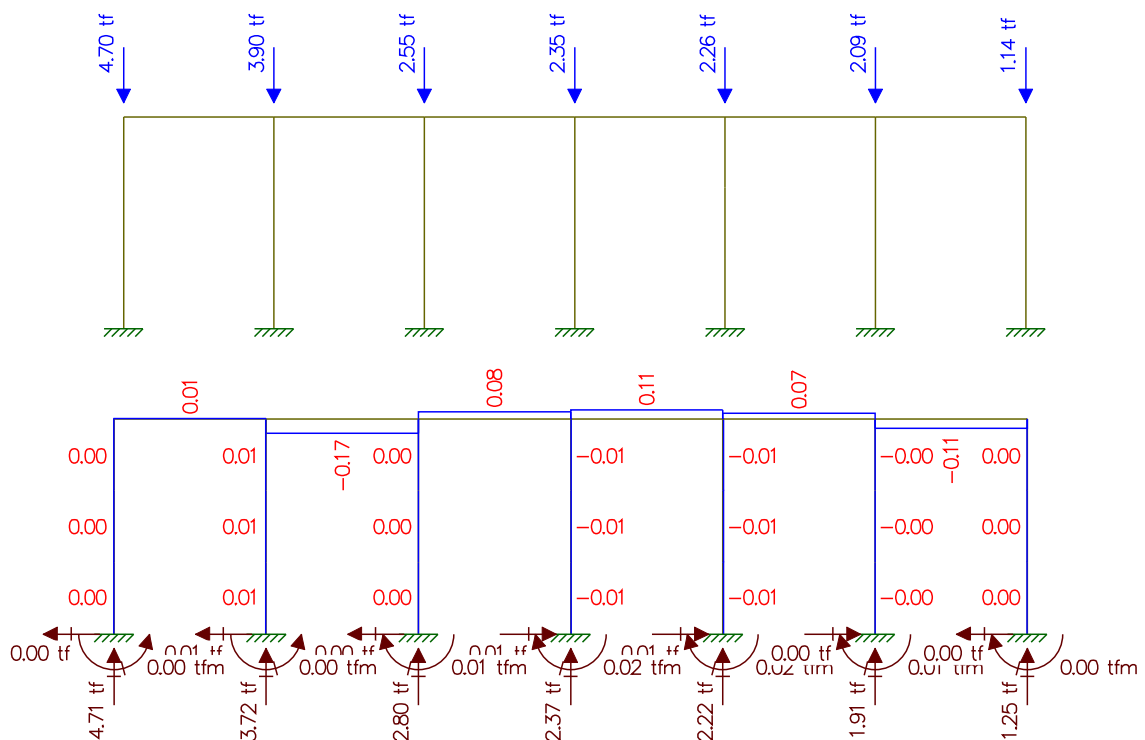
$\text{Carga a} - \text{Carga b} = \text{Carga c}$ $\text{Carga c} \times \text{distância} = \text{Momento Torsor (tf.m)}$

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	31,33	0,150	4,70
Pilar 2	26,03	0,150	3,90
Pilar 3	17,01	0,150	2,55
Pilar 4	15,67	0,150	2,35
Pilar 5	15,04	0,150	2,26
Pilar 6	13,94	0,150	2,09
Pilar 7	7,60	0,150	1,14

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

Cargas / Cortante



Memória de Cálculo da Travessa – 15-21m

Carga Permanente

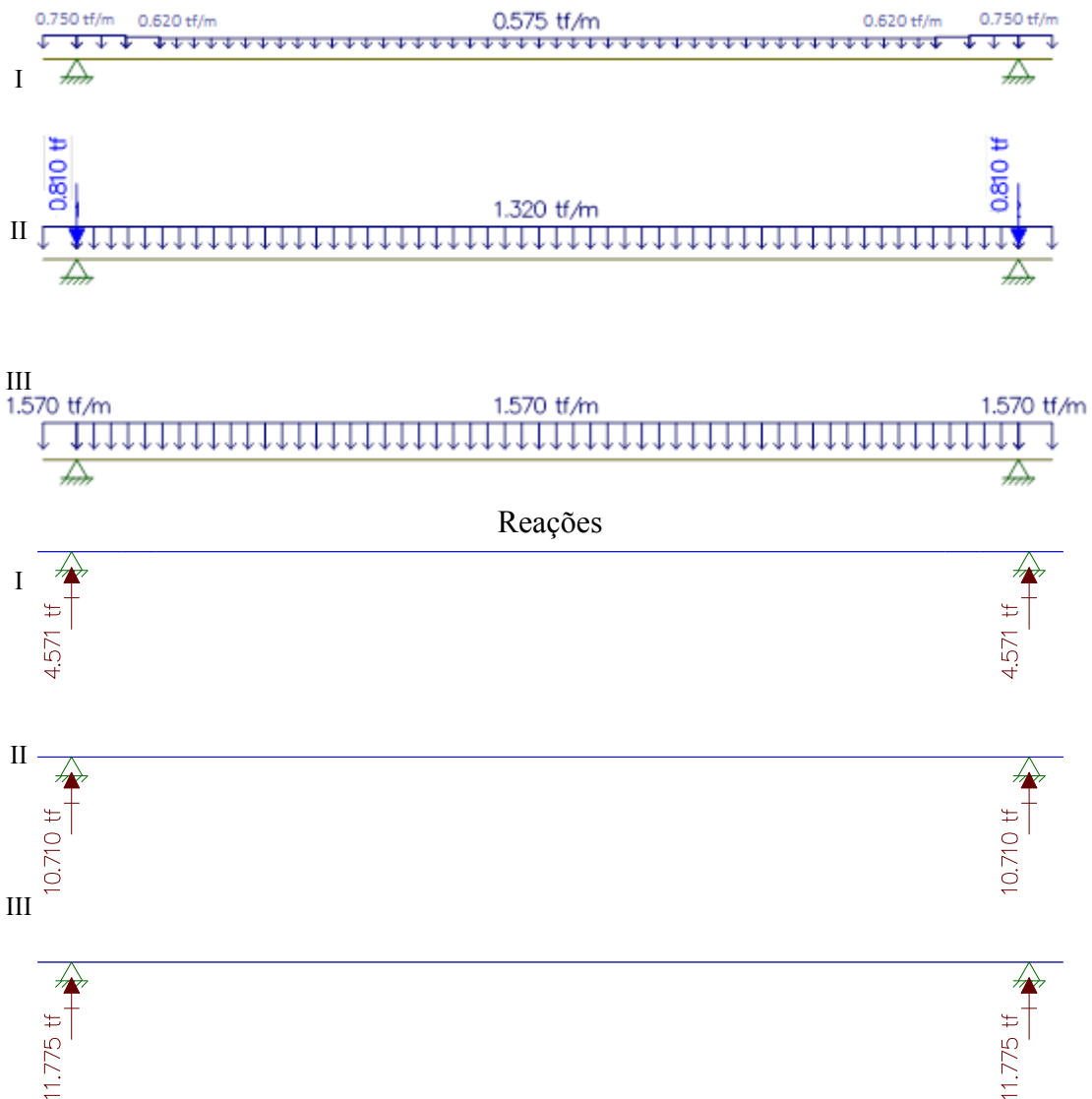
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 1 e 5

Peso da Viga

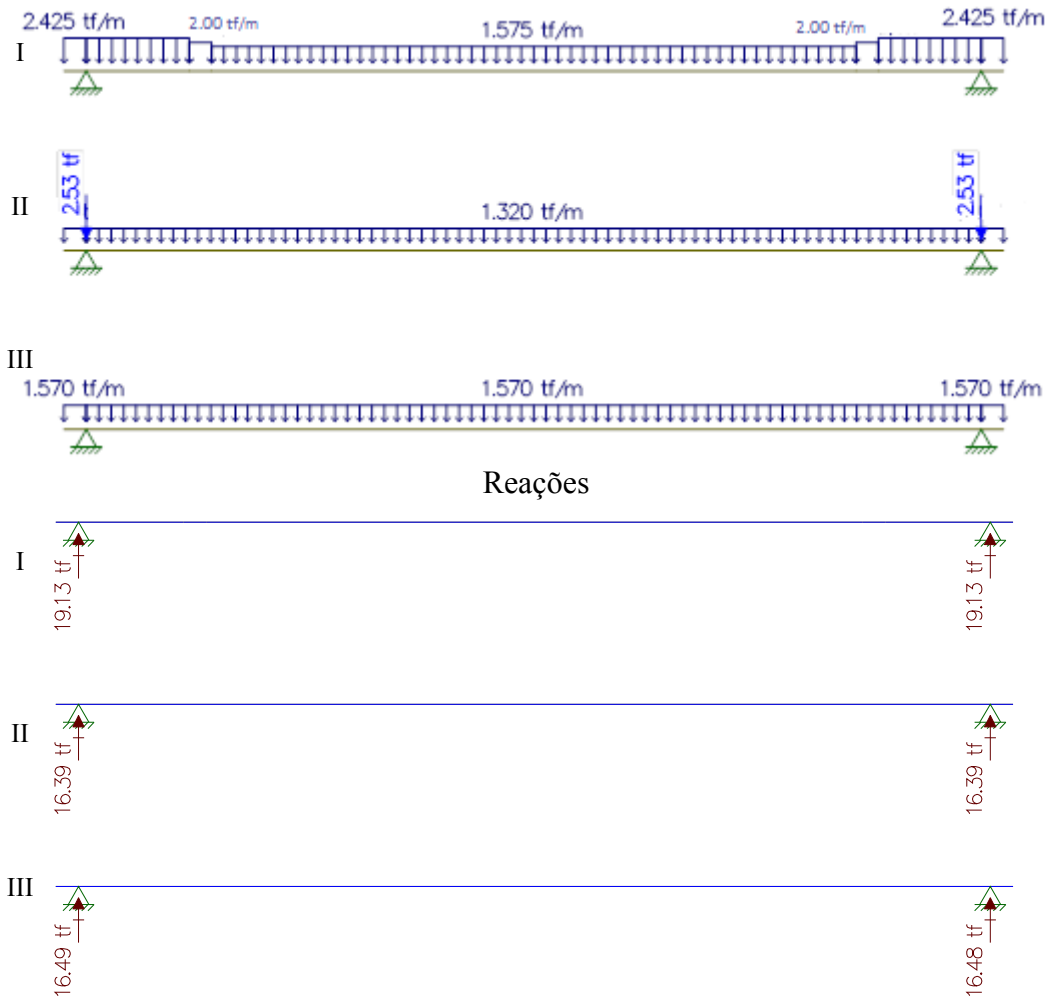
Peso da laje + Peso da transversina

Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento

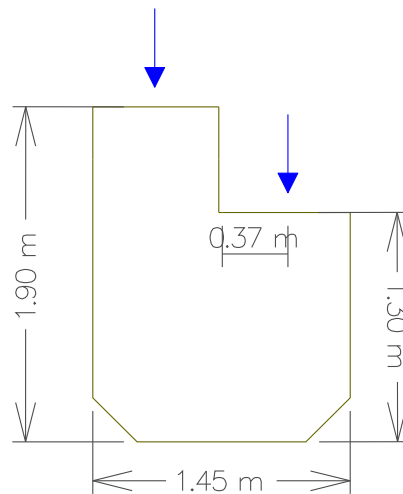


Reação resultante: $4,571\text{tf} + 10,710\text{tf} + 11,775\text{tf} = 27,055\text{tf}$

Vão de 21 metros – viga 1 e 5

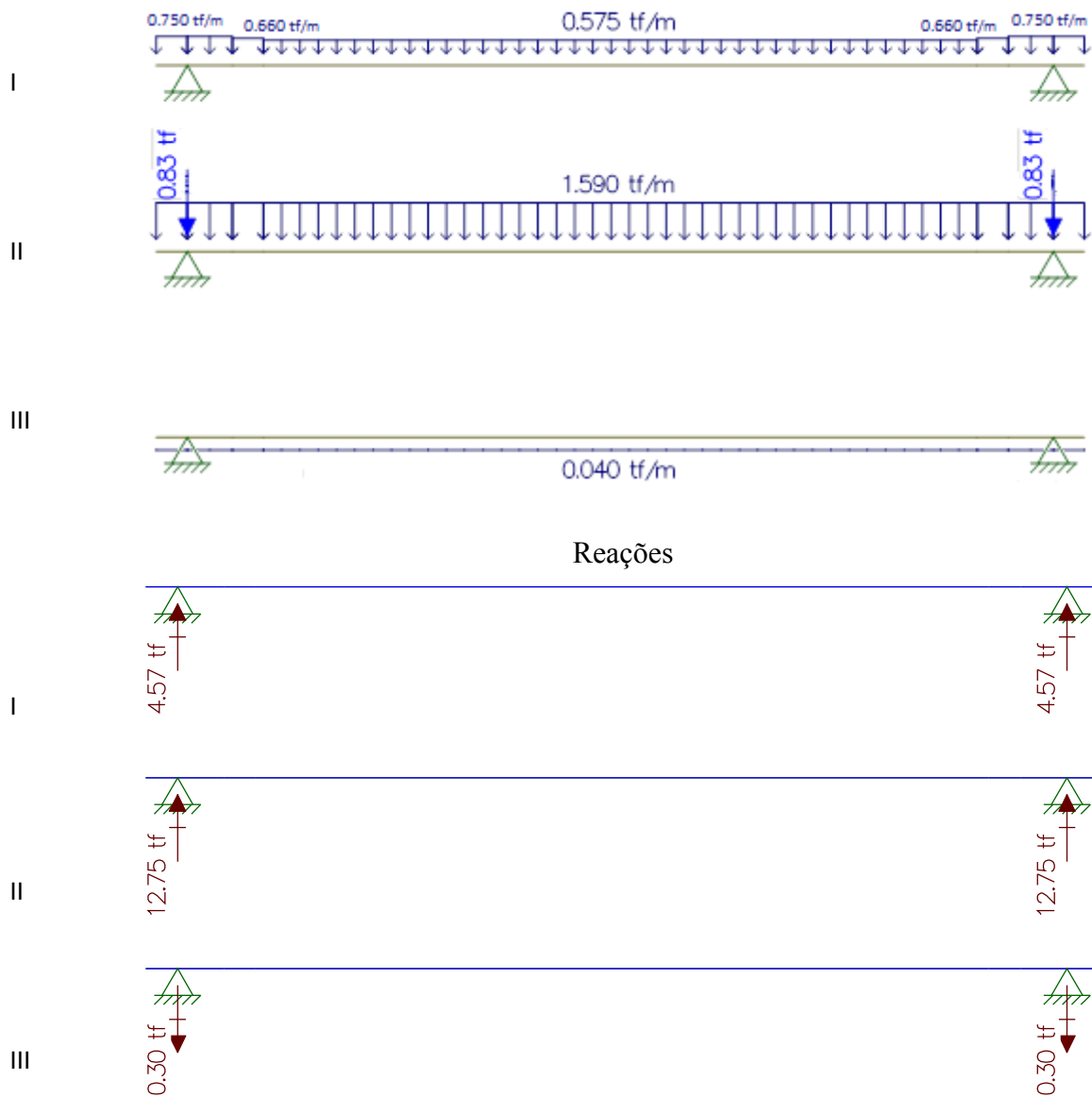


Reação resultante: $19,13tf + 16,39tf + 16,49tf = 52,01tf$



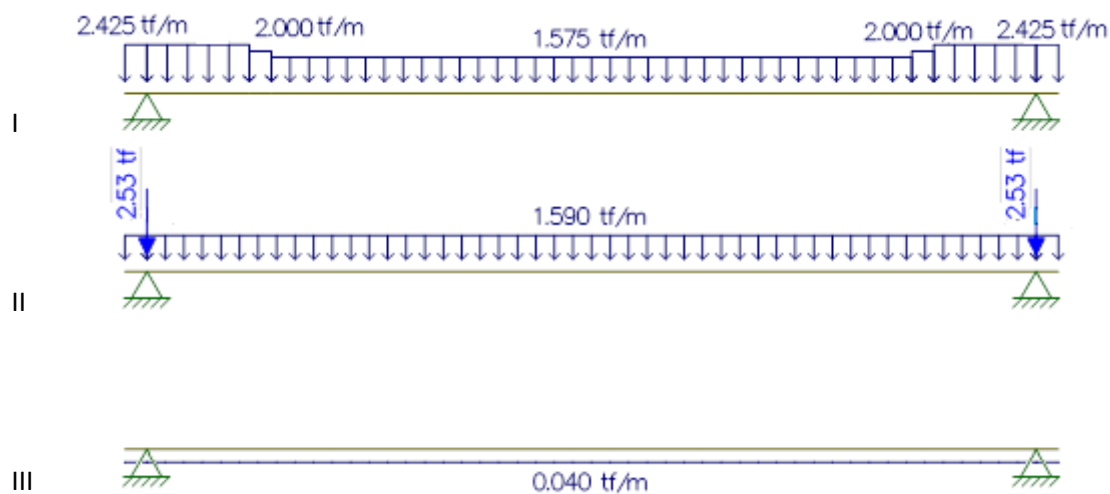
Total de cargas pontuais: $27,055tf + 52,01tf = 79,065tf$

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 2 e 4

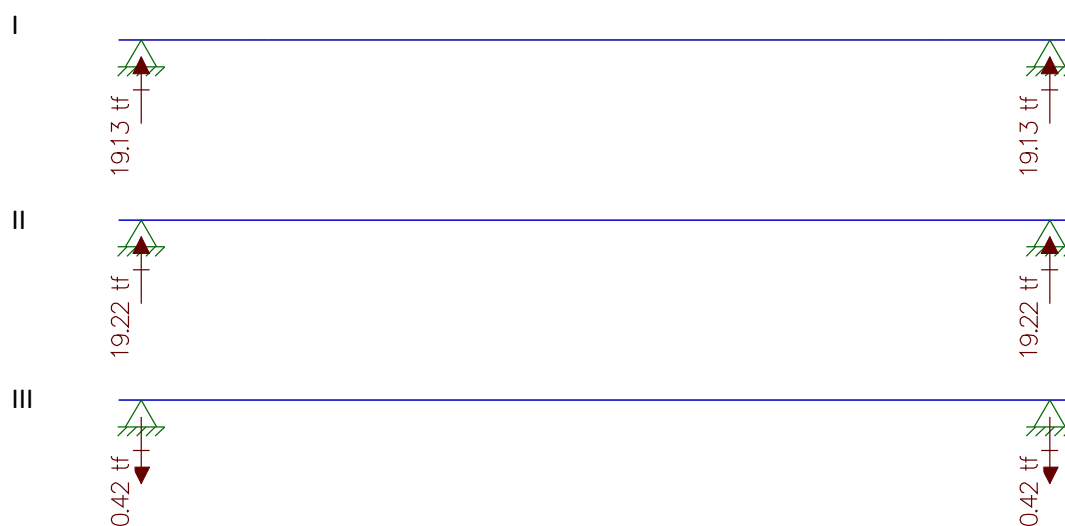


Reação resultante: $4,57\text{tf} + 12,75\text{tf} - 0,30\text{tf} = 17,02\text{tf}$

Vão de 21 metros – viga 2 e 4



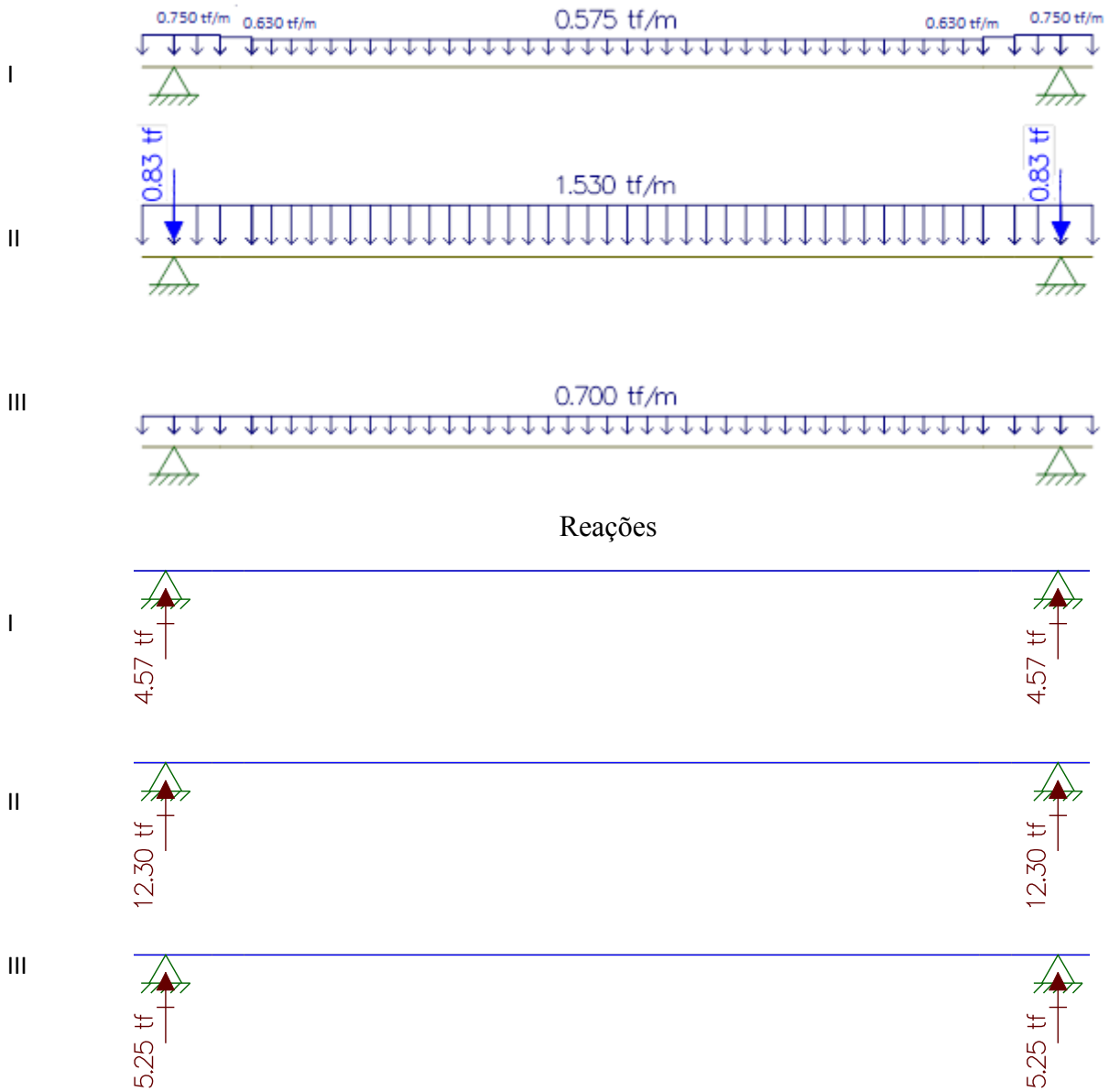
Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 19,22\text{tf} - 0,42\text{tf} = 37,93\text{tf}$

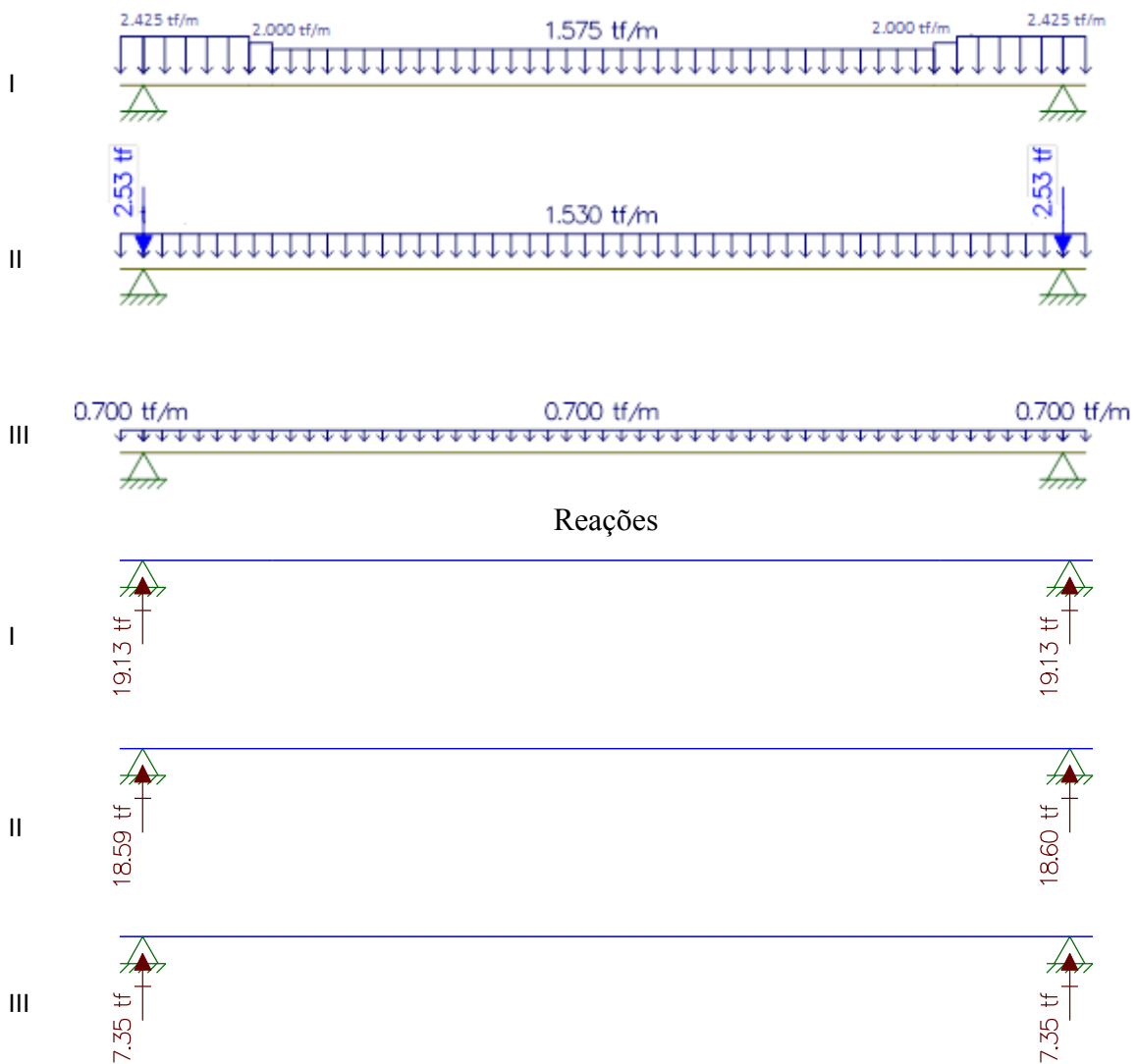
Total de cargas pontuais: $17,02\text{tf} + 37,93\text{tf} = 54,95\text{tf}$

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 3



Reação resultante: $4,57 \text{ tf} + 12,30\text{tf} + 5,25\text{tf} = 22,12 \text{ tf}$

Vão de 21 metros – viga 3



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$

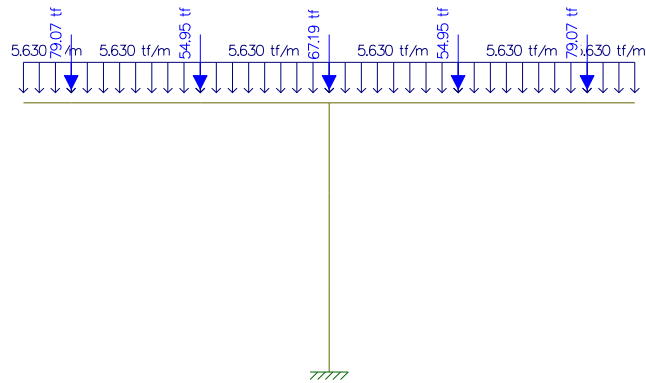
Total de cargas pontuais: $22,12\text{tf} + 45,07\text{tf} = 67,19\text{tf}$

Peso próprio da Travessa (15 – 21m)

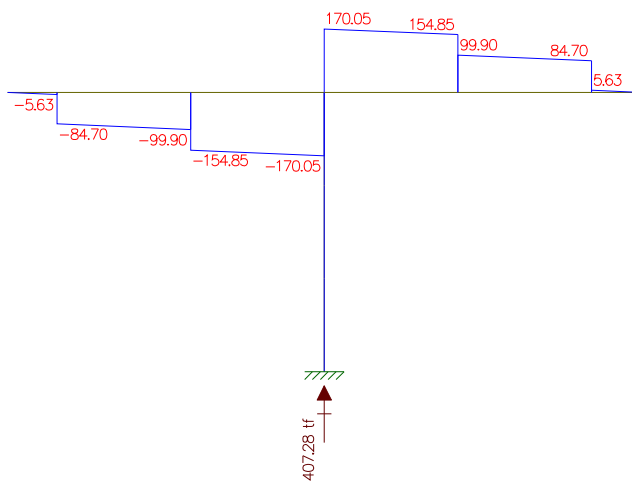
Área da seção = $2,25\text{m}^2$
 $2,25\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,625 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante

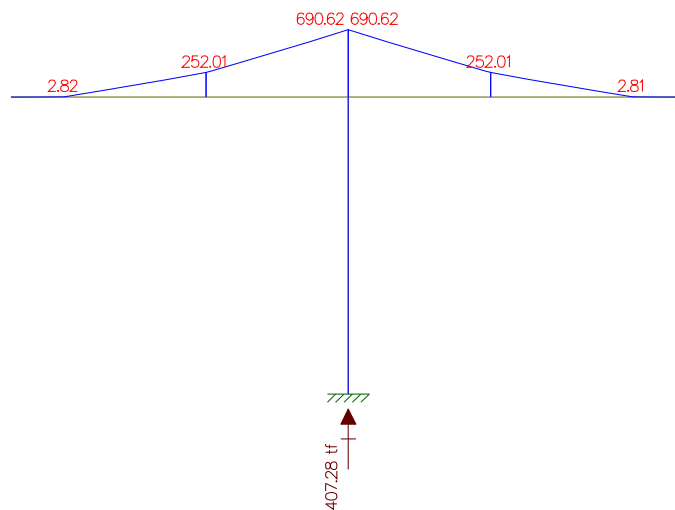
Cargas



Cortante

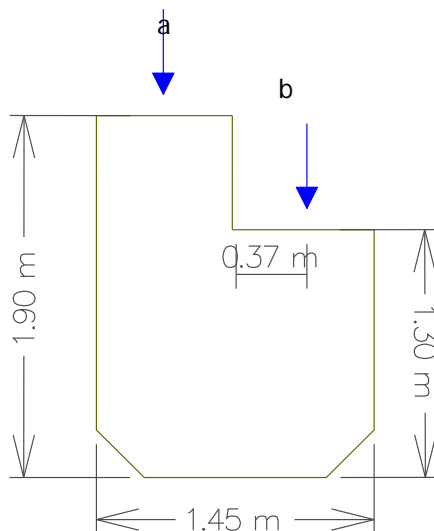


Momento Fletor



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos – Vigas 1 e 5



$$52,01 - 27,06 = 24,95 \text{ tf}$$
$$24,95 \times 0,375 = 9,356 \text{ tf.m}$$

Torçor causado pela diferença de cargas dos vãos – Vigas 2 e 4

$$37,93 - 17,02 = 20,91 \text{ tf}$$
$$20,91 \times 0,375 = 7,84 \text{ tf.m}$$

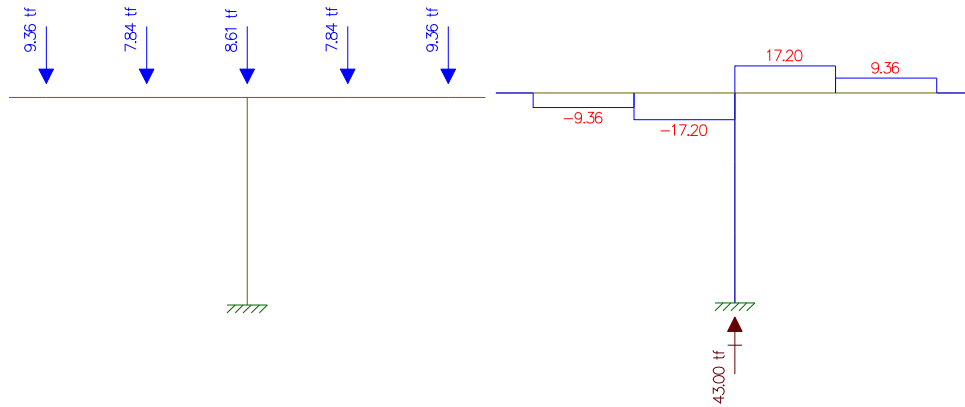
Torçor causado pela diferença de cargas dos vãos – Vigas 3

$$45,07 - 22,12 = 22,95 \text{ tf}$$
$$22,95 \times 0,375 = 8,606 \text{ tf.m}$$

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

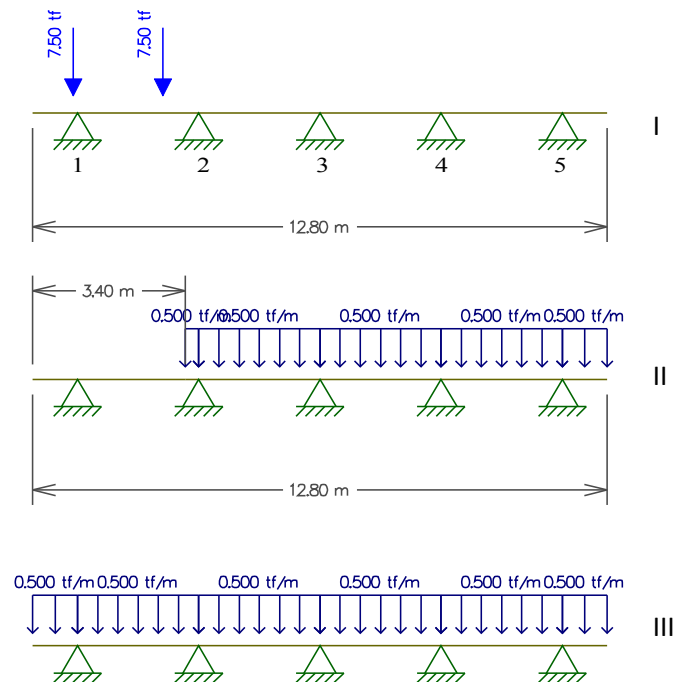
Cargas / Cortante

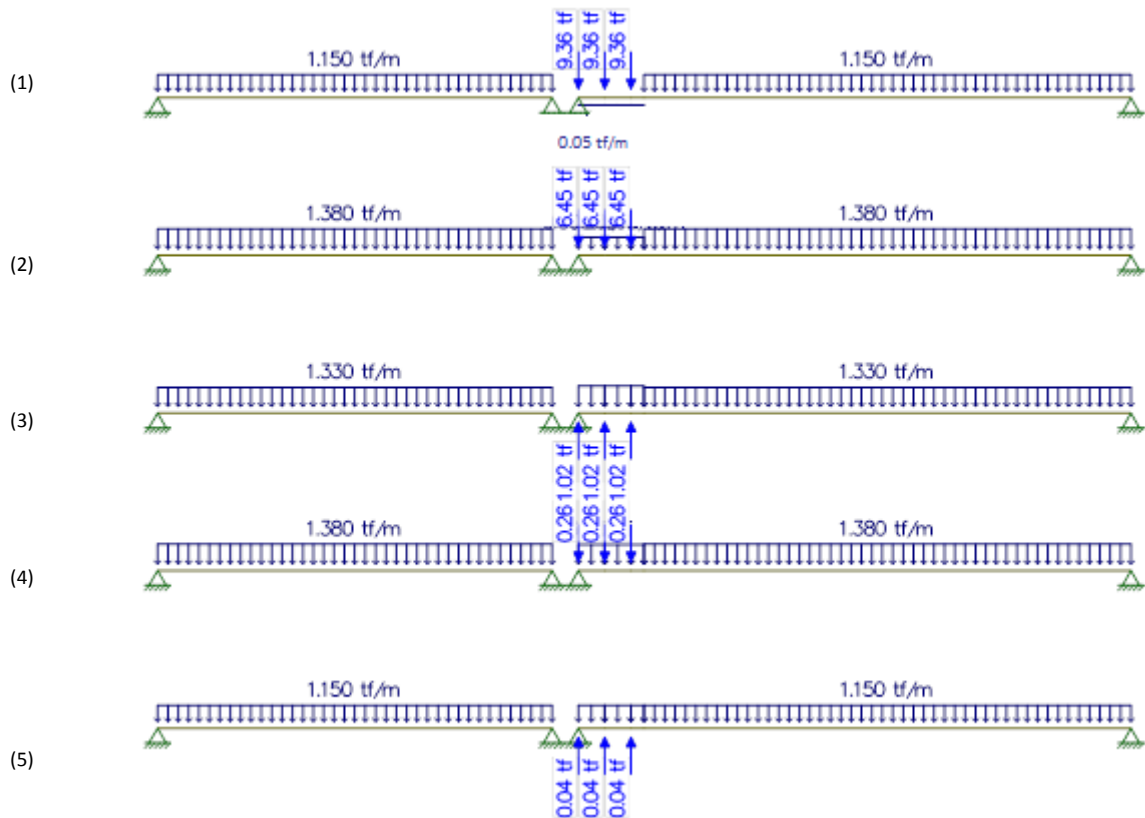
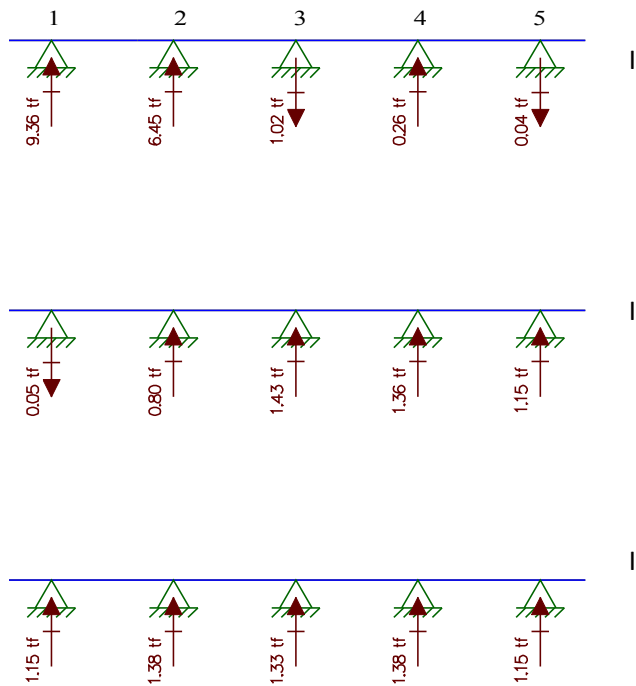


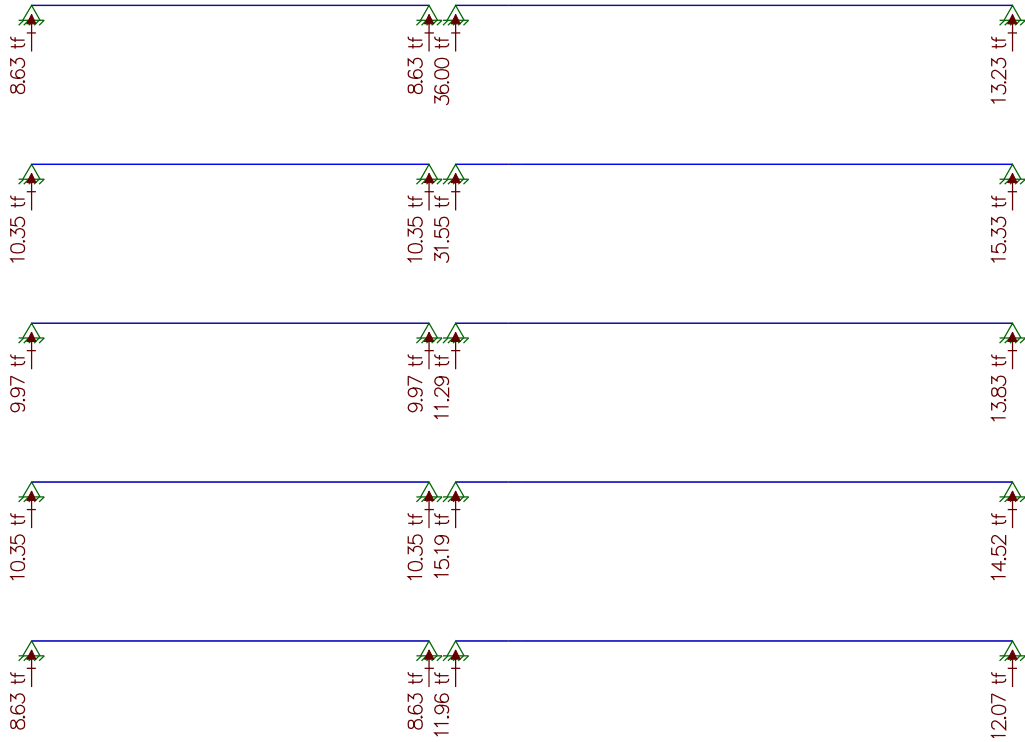
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

Com carga de multidão no menor vão

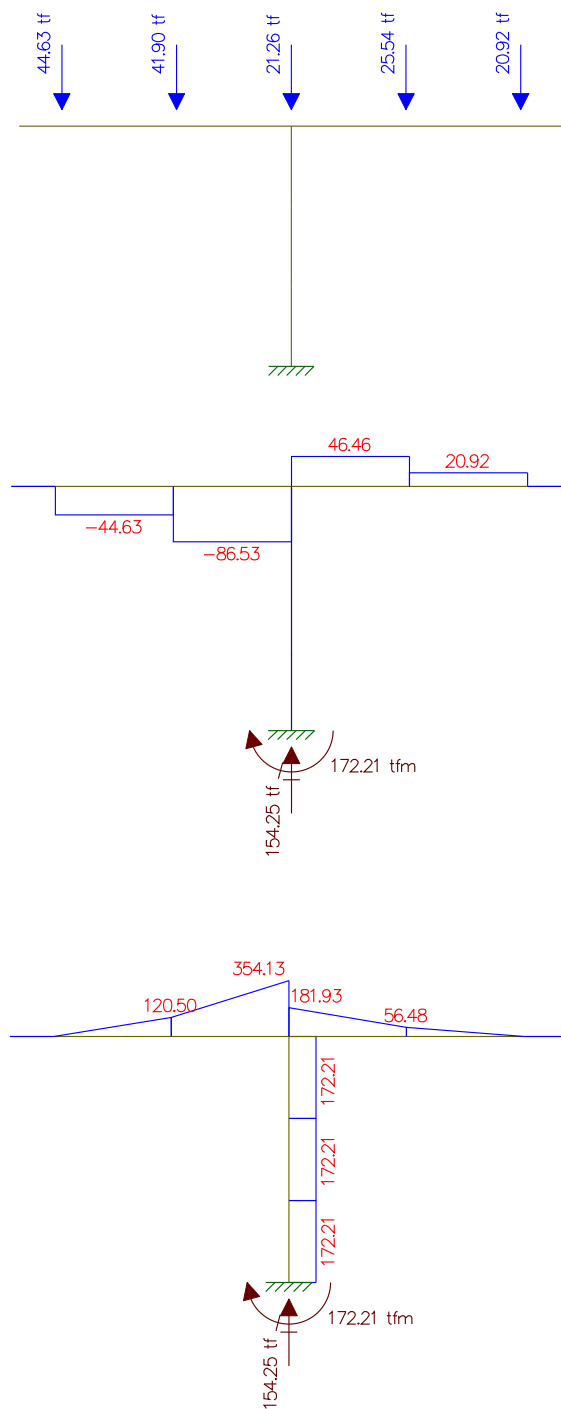






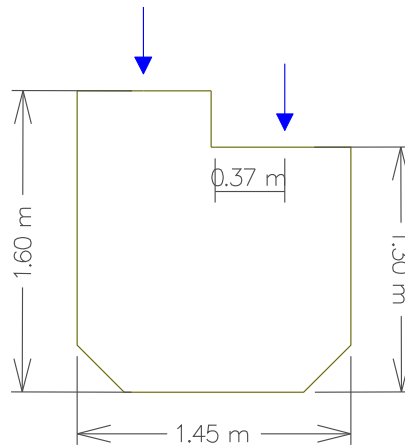
Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

- Reação devido a Viga 1: $8,63\text{tf} + 36,0\text{tf} = 44,63\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $10,35\text{tf} + 31,55\text{tf} = 41,90\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $9,97\text{tf} + 11,29\text{tf} = 21,26\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $10,35\text{tf} + 15,19\text{tf} = 25,54\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $8,63\text{tf} + 11,96\text{tf} = 20,92\text{tf}$



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



Viga 1: $36,0\text{tf} - 8,63\text{tf} = 27,37\text{tf}$

$M_t = 27,37\text{tf} \times 0,375\text{m} = 10,26\text{tf.m}$

Viga 2: $31,55\text{tf} - 10,35\text{tf} = 21,2\text{tf}$

$M_t = 21,2\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,95\text{tf.m}$

Viga 3: $11,29\text{tf} - 9,97\text{tf} = 1,32\text{tf}$

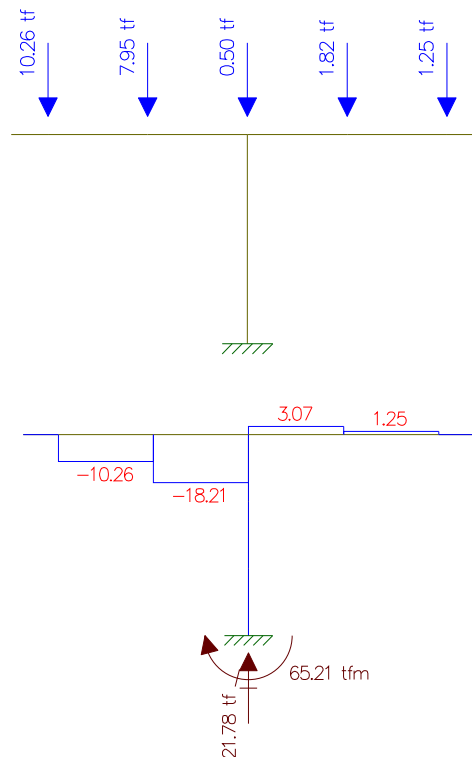
$M_t = 1,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 0,50\text{tf.m}$

Viga 4: $15,19\text{tf} - 10,35\text{tf} = 4,84\text{tf}$

$M_t = 4,84\text{tf} \times 0,375\text{m} = 1,82\text{tf.m}$

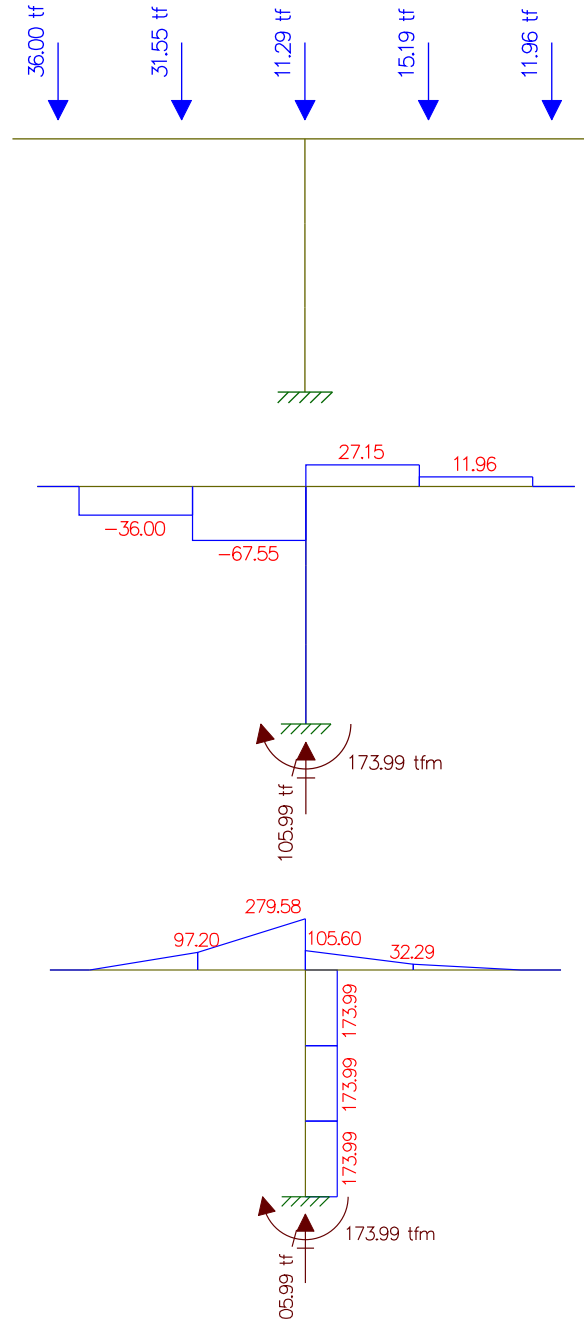
Viga 5: $11,96\text{tf} - 8,63\text{tf} = 3,33\text{tf}$

$M_t = 3,33\text{tf} \times 0,375\text{m} = 1,25\text{tf.m}$



Sem carga de multidão no menor vão

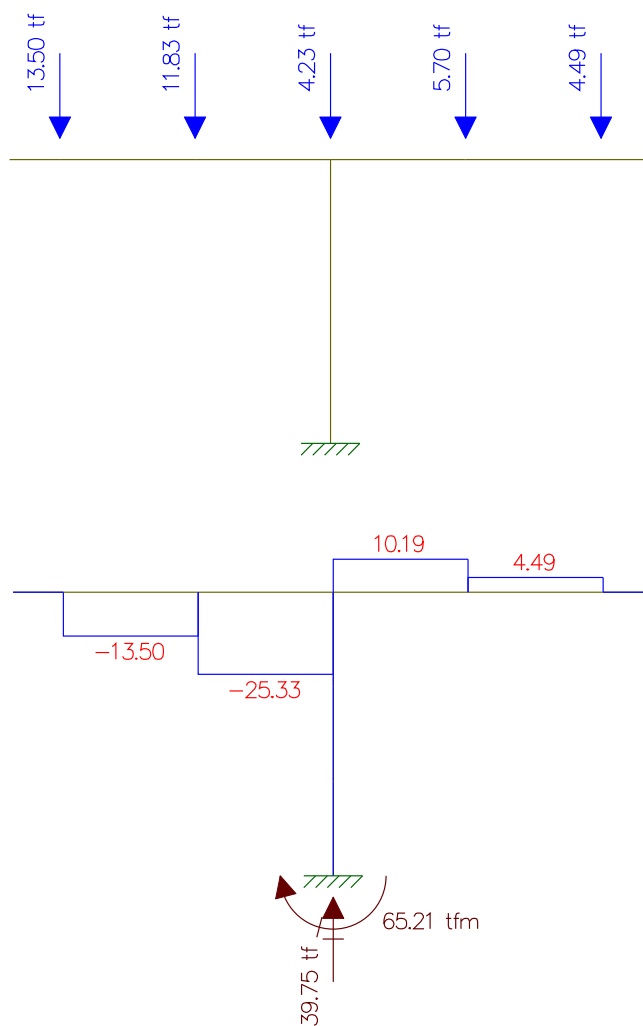
- Reação devido a Viga 1 sem a carga de multidão no vão de 15m: 36,00tf
- Reação devido a Viga 2 sem a carga de multidão no vão de 15m: 31,55tf
- Reação devido a Viga 3 sem a carga de multidão no vão de 15m: 11,29tf
- Reação devido a Viga 4 sem a carga de multidão no vão de 15m: 15,19tf
- Reação devido a Viga 5 sem a carga de multidão no vão de 15m: 11,96tf



Estudo do Momento Torsor

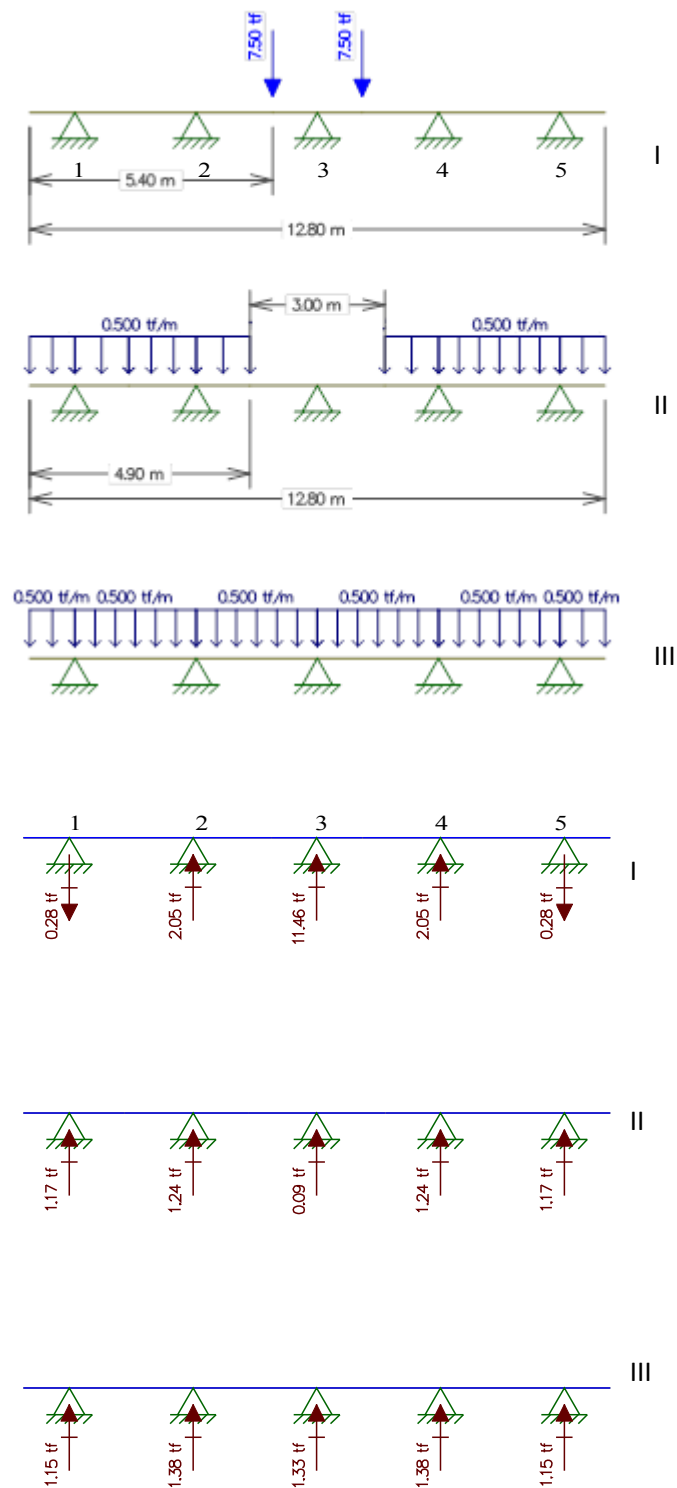
Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

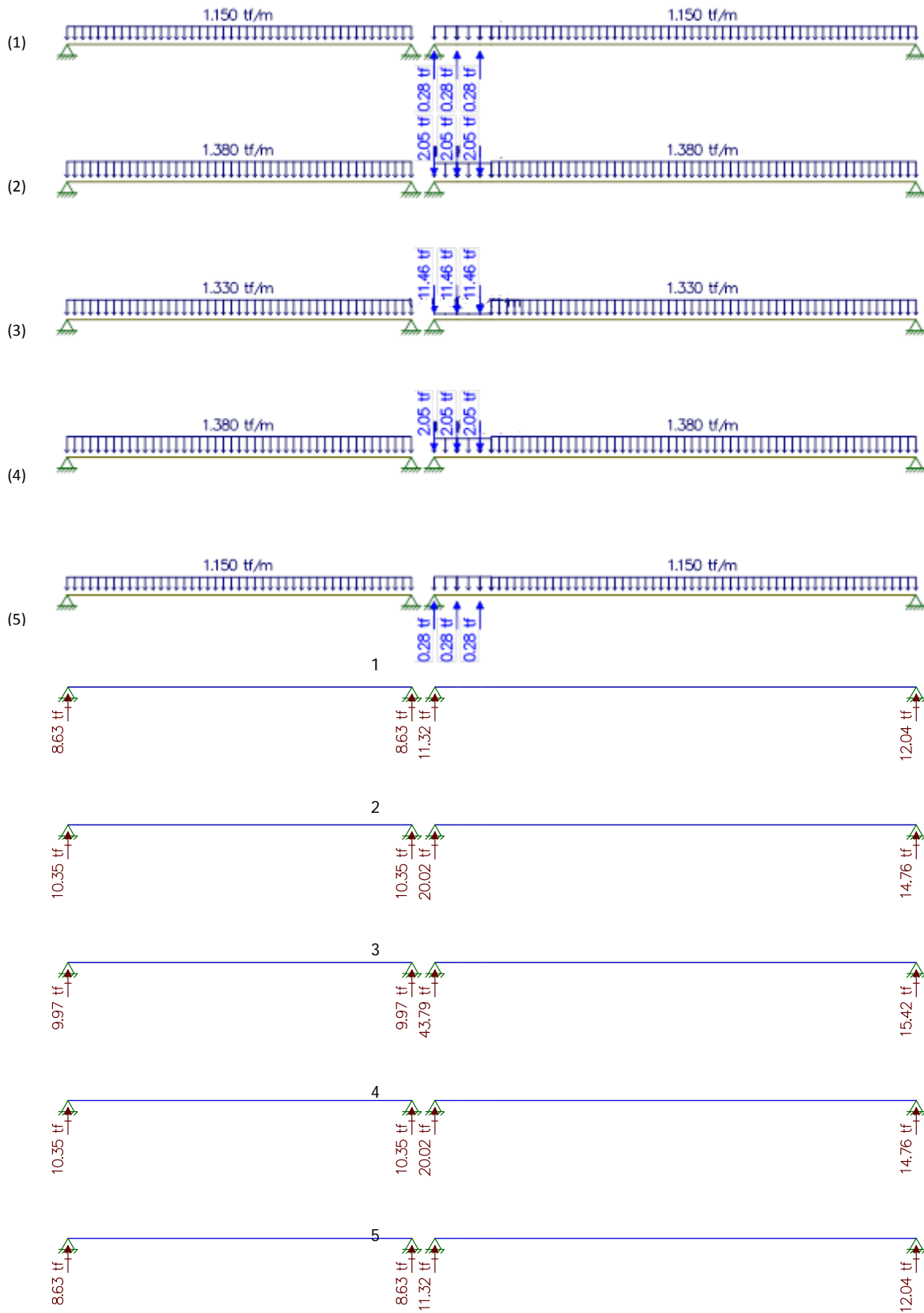
Viga 1: 36,0tf	$M_t = 36,0\text{tf} \times 0,375\text{m} = 13,5\text{tf.m}$
Viga 2: 31,55tf	$M_t = 31,55\text{tf} \times 0,375\text{m} = 11,83\text{tf.m}$
Viga 3: 11,29tf	$M_t = 11,29\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,23\text{tf.m}$
Viga 4: 15,19tf	$M_t = 15,19\text{tf} \times 0,375\text{m} = 5,70\text{tf.m}$
Viga 5: 11,96tf	$M_t = 11,96\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,49\text{tf.m}$



Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

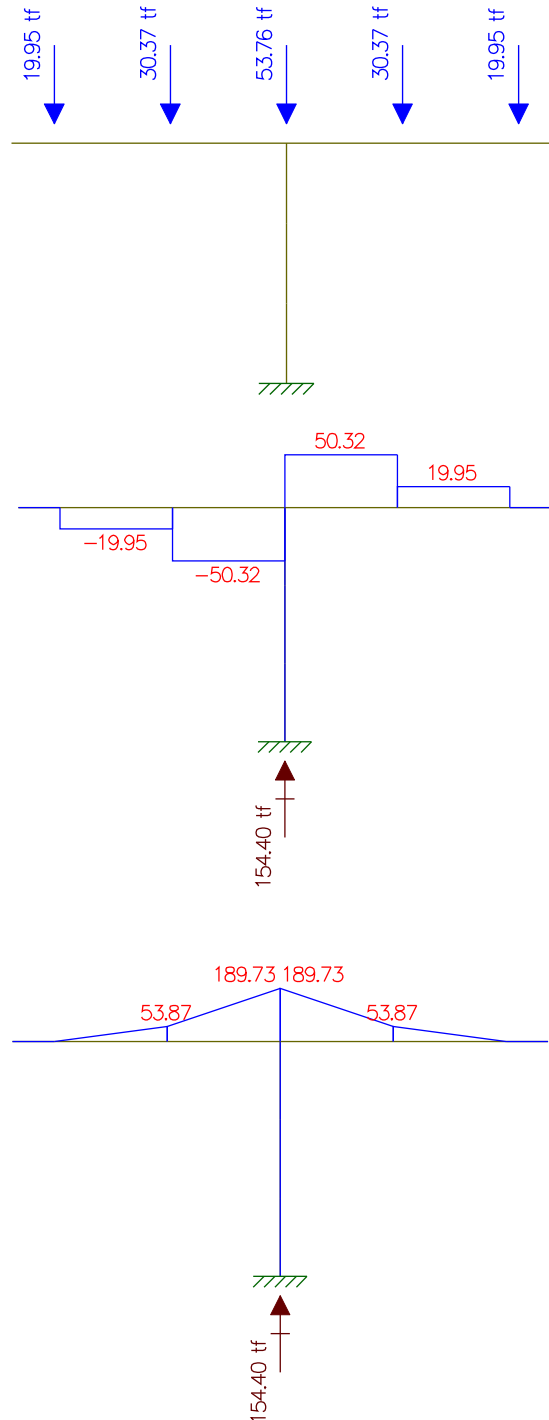
Com carga de multidão no menor vão





Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

- Reação devido a Viga 1: $8,63\text{tf} + 11,32\text{tf} = 19,95\text{f}$
- Reação devido a Viga 2: $10,35\text{tf} + 20,02\text{tf} = 30,37\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $9,97\text{tf} + 43,79\text{tf} = 53,76\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $10,35\text{tf} + 20,02\text{tf} = 30,37\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $8,63\text{tf} + 11,32\text{tf} = 19,95\text{f}$

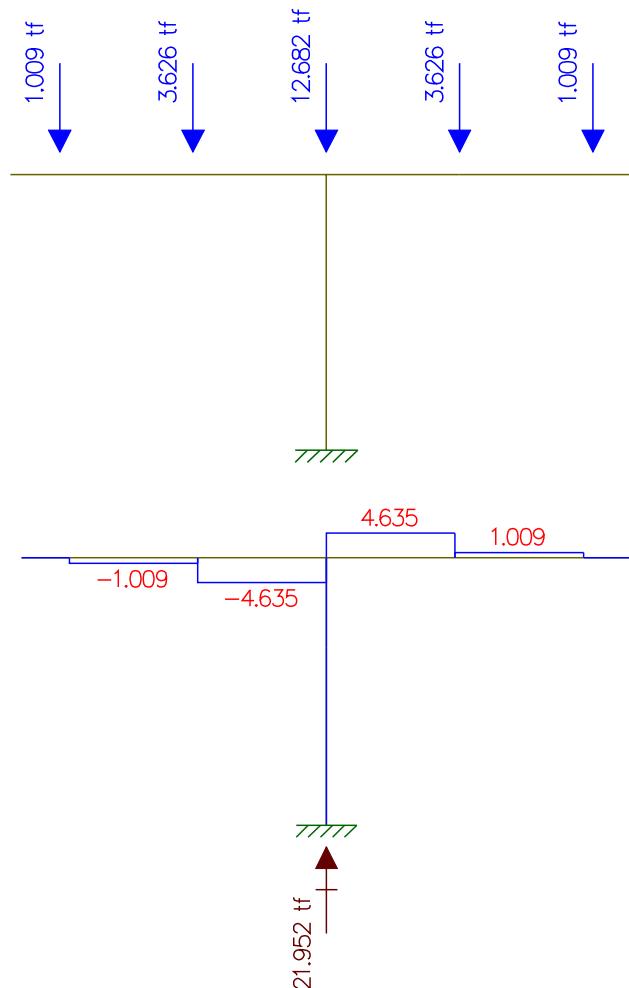


Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

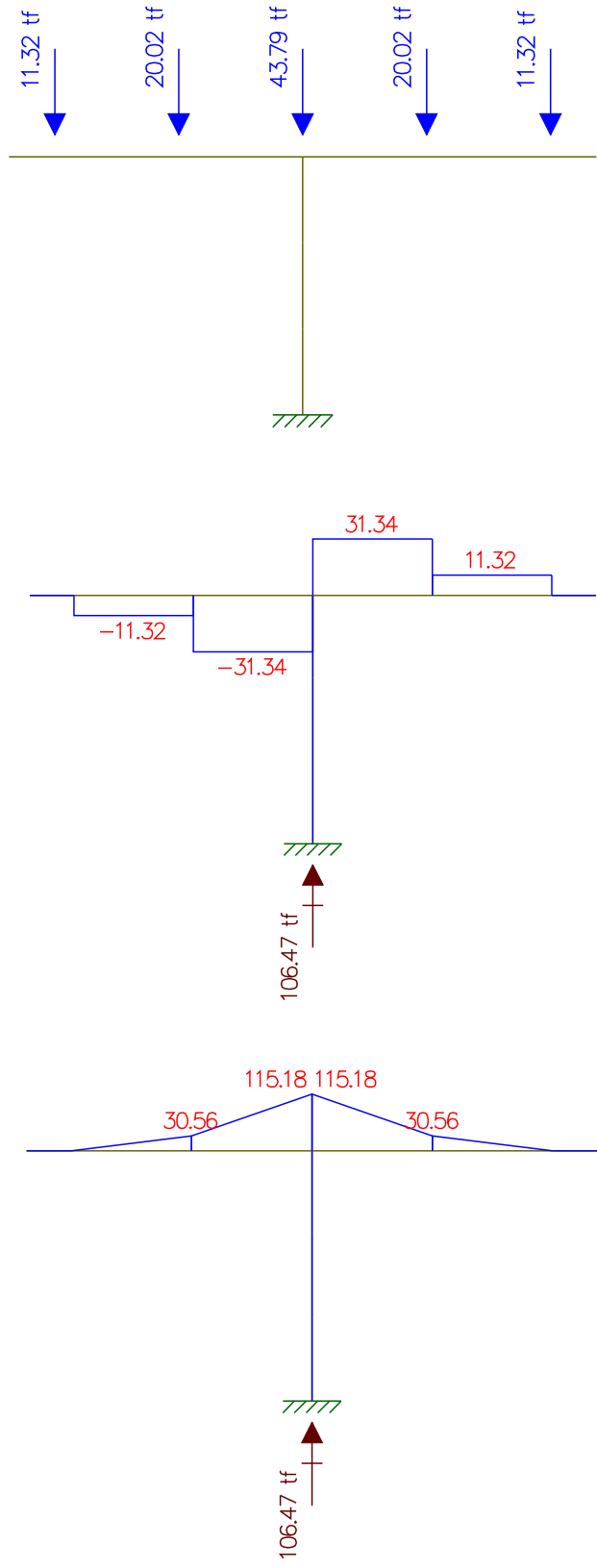
Viga 1: $11,32\text{tf} - 8,63\text{tf} = 2,69\text{tf}$
 Viga 2: $20,02\text{tf} - 10,35\text{tf} = 9,63\text{tf}$
 Viga 3: $43,79\text{tf} - 9,97\text{t} = 33,82\text{tf}$
 Viga 4: $20,02\text{tf} - 10,35\text{tf} = 9,63\text{tf}$
 Viga 5: $11,32\text{tf} - 8,63\text{tf} = 2,69\text{tf}$

$M_t = 2,69\text{tf} \times 0,375\text{m} = 1,00875\text{tf.m}$
 $M_t = 9,63\text{tf} \times 0,375\text{m} = 3,62625\text{tf.m}$
 $M_t = 33,82\text{tf} \times 0,375\text{m} = 12,6825\text{tf.m}$
 $M_t = 9,63\text{tf} \times 0,375\text{m} = 3,62625\text{tf.m}$
 $M_t = 2,69\text{tf} \times 0,375\text{m} = 1,00875\text{tf.m}$



Sem carga de multidão no menor vão

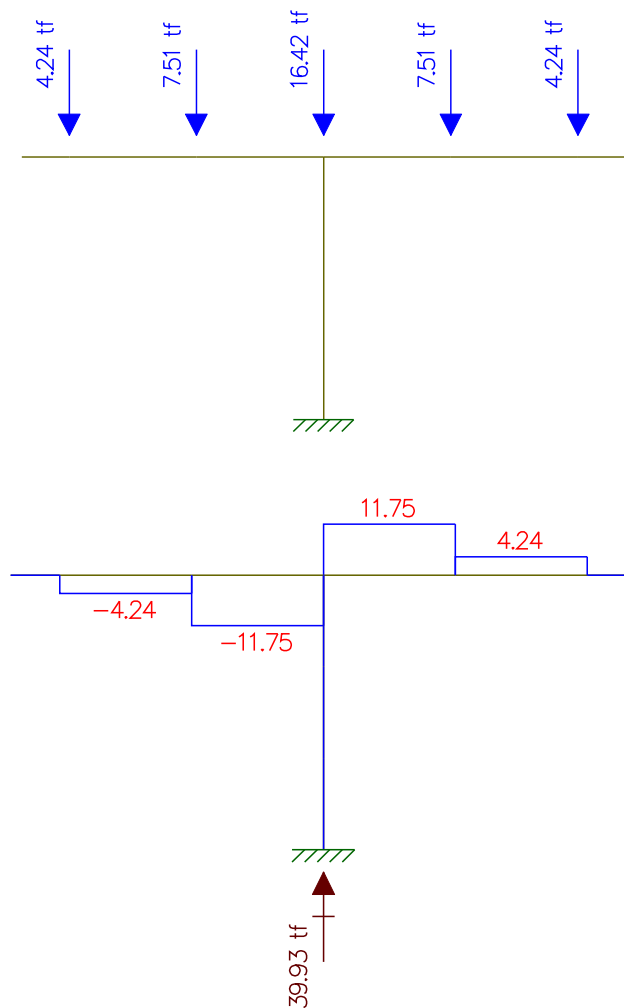
- Reação devido a Viga 1: 11,32tf
- Reação devido a Viga 2: 20,02tf
- Reação devido a Viga 3: 43,79tf
- Reação devido a Viga 4: 20,02tf
- Reação devido a Viga 5: 11,32tf



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

Viga 1: 11,32tf	$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$
Viga 2: 20,02tf	$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$
Viga 3: 43,79tf	$M_t = 43,79\text{tf} \times 0,375\text{m} = 16,42125\text{tf.m}$
Viga 4: 20,02tf	$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$
Viga 5: 11,32tf	$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$



Processamento Superestrutura

Dimensionamento da Longarina

Viga de 15m

Estudo estático

O estudo estático para o vão de 15m foi efetuado no programa de Análise de Obras de Arte Especiais em Elementos Finitos – Midas Civil , com consideração de posicionamento do Veículo no meio do vão , sobre a viga central e sobre a viga lateral , bem como na extremidade das vigas central e lateral.

Foram discretizados os esforços de dimensionamento do mesmo e a partir de tanto foram feitos os calculo do dimensionamento das peças.

Temos então o seguinte quadro resumo de valores retirados dos processamos, valores em mt.

Etapa	Viga de Meio	Viga Intermediaria	Viga de Bordo
PP	52,3	53,88	59,33
C.Perm	7,40	7,46	7,88
C. Movel	44,47	36,38	33,26

Temos então como combinação de valores de momento:

$$M_d = 1,35(59,33 + 7,88) + (1,302 \times 1,5 \times 44,47) = 90,73 + 86,85 = 177,57 \text{ mt}$$

Para a situação final (carga máxima e viga composta) temos:

$$KMD = 177,57 / (2,0 \times 1,07^2 \times 3500 / 1,4) = 0,029 \Rightarrow K_z = 0,986$$

$$A_s = 177,57 / 0,986 \times 1,07 \times 4,348 = 37,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{adotado } 12 \text{ } \varnothing 20\text{mm.}$$

Para a situação de montagem com a viga isolada temos os seguintes esforços:

$$M_d = 1,35(59,33 + 7,88) = 90,73 \text{ mt}$$

$$KMD = 90,73 / (0,40 \times 0,85^2 \times 3500 / 1,4) = 0,125 \Rightarrow K_z = 0,920$$

$$A_s = 90,73 / 0,920 \times 0,85 \times 4,348 = 26,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{existente } 37,8\text{cm}^2 \Rightarrow \text{OK.}$$

Cisalhamento

$$V_d = 1,35 (35,49) + 1,5 (1,302 \times 45,2) = 108,71 \text{ temos então:}$$

$$\zeta_{wd} = 108.710 / 105 \times 40 = 25,88 \text{ kg / cm}^2$$

$$\hat{p}_w = (1,15 \times 25,88) - 2,0 / 4348 = 0,0055$$

$$\Rightarrow 0,0055 = A_s / 40 \times 100 \Rightarrow A_s = 21,96 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \varnothing 12.5\text{mm a cada } 10 \text{ cm} - \text{duas pernas.}$$

Viga de 21m

Fase 1 - Viga Isolada

Dimensões Constantes

ALT. = 1.500 LLSU = 1.000 LLIN = .600
 ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
 BTII = .000 HTII = .000 HTES = .000
 HTEI = .000 ELSI = .150 ELII = .200
 ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTIS	BTIN	HTIS	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Tipo	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
2	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
3	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
4	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
5	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
6	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149

OBS.- As demais seções não serão tabuladas, devido à simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Características do Cabo utilizado
Fase Única

Unidade de Protensão = 9Φ12.7mm
Módulo de Elasticidade = 19500. Kg/mm**2
Área da Seção Transversal = 1202. mm**2
Tensão Inicial de Protensão = 140. Kg/mm**2
Acomodação de Ancoragem = 6. mm
Perdas Def. (Lenta+Imediata) = 22. Kg/mm**2
Coef. de Atrito na Reta = .0025 /M
Coef. de Atrito na Curva = .0040 /G

Cabo C1

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			*
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	1.21	-1.4	14000./12651.	*	130.	-3.	-66.	*	121.	-3.	-62.	*
2	1.27	-1.4	13915./12736.	*	131.	-3.	-74.	*	122.	-3.	-70.	*
3	1.33	-1.2	13818./12833.	*	132.	-3.	-84.	*	124.	-3.	-79.	*
4	1.37	-.8	13715./12937.	*	133.	-2.	-90.	*	125.	-2.	-84.	*
5	1.40	-.4	13606./13045.	*	134.	-1.	-95.	*	127.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13504./13147.	*	135.	0.	-95.	*	128.	0.	-90.	*
7	1.40	.4	13606./13045.	*	134.	1.	-95.	*	127.	1.	-89.	*
8	1.37	.8	13715./12937.	*	133.	2.	-90.	*	125.	2.	-84.	*
9	1.33	1.2	13818./12833.	*	132.	3.	-84.	*	124.	3.	-79.	*
10	1.27	1.4	13915./12736.	*	131.	3.	-74.	*	122.	3.	-70.	*
11	1.21	1.4	14000./12651.	*	130.	3.	-66.	*	121.	3.	-62.	*

Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
* * (mm/m) * *
DA = 85.7 * EA = 7.06 * LA = 12.152
DB = 85.7 * EB = 7.06 * LB = 12.152
DA+DB = 171.5 * EM = 7.06 * L = 24.304

Cabo C2

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção YS *	Angulo		Tensões			Pk Superior			Pk Inferior				
	Fh	Fv	M	* Fh	Fv	M	*	*	*	*	*		
1	.91	-4.9	14000./12402.	*		127.	-11.	-26.	*	118.	-10.	-24.	*
2	1.10	-4.0	13863./12539.	*		128.	-9.	-51.	*	120.	-8.	-48.	*
3	1.25	-2.9	13720./12681.	*		130.	-7.	-72.	*	122.	-6.	-68.	*
4	1.35	-1.8	13573./12828.	*		132.	-4.	-86.	*	124.	-4.	-81.	*
5	1.40	-.6	13427./12974.	*		133.	-1.	-94.	*	126.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13315./13087.	*		135.	0.	-95.	*	127.	0.	-90.	*
7	1.40	.6	13427./12974.	*		133.	1.	-94.	*	126.	1.	-89.	*
8	1.35	1.8	13573./12828.	*		132.	4.	-86.	*	124.	4.	-81.	*
9	1.25	2.9	13720./12681.	*		130.	7.	-72.	*	122.	6.	-68.	*
10	1.10	4.0	13863./12539.	*		128.	9.	-51.	*	120.	8.	-48.	*
11	.91	4.9	14000./12402.	*		127.	11.	-26.	*	118.	10.	-24.	*

Alongamentos - (mm)	* Alongamentos Especificos (mm/m)	* Comprimentos (M)
DA = 85.0	* EA = 6.99	* LA = 12.166
DB = 85.0	* EB = 6.99	* LB = 12.166
DA+DB = 170.1	* EM = 6.99	* L = 24.331

Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Peso-próprio da viga isolada **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

2.427	2.427	1.575	1.575	1.575	1.575
1.575	1.575	1.575	2.427	2.427	

Cargas Nodais

PT	P
1	.72
11	.72

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.866
2	1.866

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	22.3
1	2	46.9	-166.6	189.4	*	16.4
1	3	79.8	-326.4	378.2	*	11.6
1	4	103.1	-421.4	488.4	*	7.7
1	5	117.0	-478.4	554.4	*	3.8
1	6	121.7	-497.4	576.5	*	.0
1	7	117.0	-478.4	554.4	*	-3.8
1	8	103.1	-421.4	488.4	*	-7.7
1	9	79.8	-326.4	378.2	*	-11.6
1	10	46.9	-166.6	189.4	*	-16.4
1	11	.0	.0	.0	*	-22.3

Reação Núm. 1 = 23.0
Reação Núm. 2 = 23.0

Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Concretagem da laje superior **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160
1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160

Cargas Concentradas

XR	P
12.15	.88

Cargas Nodais

PT	P
1	.98
11	.98

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.354
2	1.354

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	14.5
1	2	31.9	-113.3	128.8	*	11.7
1	3	56.9	-232.7	269.7	*	8.9
1	4	75.1	-307.1	355.9	*	6.1
1	5	86.5	-353.5	409.6	*	3.3
1	6	91.0	-371.8	430.9	*	.0
1	7	86.5	-353.5	409.6	*	-3.3
1	8	75.1	-307.1	355.9	*	-6.1
1	9	56.9	-232.7	269.7	*	-8.9
1	10	31.9	-113.3	128.8	*	-11.7
1	11	.0	.0	.0	*	-14.5

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	15.5
Reação Núm.	2 =	15.5

Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Superior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.714
2	-4.714

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Superior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	-35.2
1	2	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	-28.4
1	3	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	-20.1
1	4	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	-10.8
1	5	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	-3.2
1	6	-270.9	467.6	-1923.3	-639.9 *	.0
1	7	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	3.2
1	8	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	10.8
1	9	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	20.1
1	10	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	28.4
1	11	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	35.2

Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=0

SEÇÃO	G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1 SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7
2 SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
3 SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
4 SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
5 SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
6 SS	-497.4	529.3	31.8	-371.8	-340.0
SI	576.5	-2157.8	-1581.4	430.9	-1150.5
7 SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
8 SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
9 SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
10 SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
11 SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=Inf.

SEÇÃO		G1	PROT.	I+II	G2	III+IV
		I	II	III	IV	V
1	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0
2	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
3	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
4	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
5	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
6	SS	-497.4	467.6	-29.8	-371.8	-401.6
	SI	576.5	-1923.3	-1346.8	430.9	-915.9
7	SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
	SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
8	SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
	SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
9	SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
	SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
10	SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
	SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
11	SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
	SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Inferior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.425
2	-4.425

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Inferior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	-32.5
1	2	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	-26.4
1	3	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	-18.8
1	4	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	-10.1
1	5	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	-3.0
1	6	-255.8	441.5	-1815.5	-604.0 *	.0
1	7	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	3.0
1	8	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	10.1
1	9	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	18.8
1	10	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	26.4
1	11	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	32.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=0

SEÇÃO		G1	PROT.	I+II	G2	III+IV
		I	II	III	IV	V
1	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2
2	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
3	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
4	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
5	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
6	SS	-497.4	516.9	19.4	-371.8	-352.4
	SI	576.5	-2102.2	-1525.7	430.9	-1094.9
7	SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
	SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
8	SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
	SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
9	SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
	SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
10	SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
	SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
11	SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
	SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=Inf.

SEÇÃO		G1	PROT.	I+II	G2	III+IV
		I	II	III	IV	V
1	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3
2	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
3	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
4	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
5	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
6	SS	-497.4	441.5	-55.9	-371.8	-427.8
	SI	576.5	-1815.5	-1239.1	430.9	-808.2
7	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
8	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
9	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
10	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
11	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 2 - Viga Conjunta (Viga Isolada + Laje Superior)

Dimensões Constantes

ALT. = 1.700 LLSU = 2.320 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTIS = .000 HTIS = .150 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .200 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTII	BTIN	HTII	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Seção	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
2	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
3	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
4	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
5	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
6	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267

OBS.- As demais seções não serao tabuladas, devido a simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Carregamento G2 = Barreiras + Guarda-corpo

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

.788	.788	.788	.788	.788	.788
.788	.788	.788	.788	.788	

Cargas Nodais

PT	P
1	.28
11	.28

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-.438
2	.438

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	9.6
1	2	20.9	-33.6	55.2	*	7.7
1	3	37.2	-61.0	124.9	*	5.7
1	4	48.9	-80.1	164.0	*	3.8
1	5	55.8	-91.5	187.4	*	1.9
1	6	58.2	-95.3	195.2	*	.0
1	7	55.8	-91.5	187.4	*	-1.9
1	8	48.9	-80.1	164.0	*	-3.8
1	9	37.2	-61.0	124.9	*	-5.7
1	10	20.9	-33.6	55.2	*	-7.7
1	11	.0	.0	.0	*	-9.6

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	9.9
Reação Núm.	2 =	9.9

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Trem-tipo considerado - TB-45

Membro	Carga P	Carga Q
1	7.91	1.579

Deslocam.s - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Deslocam.	DMax	DMin
1	.000	-1.700
2	1.700	.000

Reações - Carga Móvel - TT TB-45

=====

Reação	RMax	RMin
1	41.5	.0
2	41.5	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Esforço Cortante - Carga Móvel - TT TB-45
=====

Seção	Cort Max	Cort Min
1	41.5	.0
2	35.4	-1.3
3	29.8	-4.0
4	24.6	-7.4
5	19.7	-11.1
6	15.2	-15.2
7	11.1	-19.7
8	7.4	-24.6
9	4.0	-29.8
10	1.3	-35.4
11	.0	-41.5

Momento Fletor - Carga Móvel - TT TB-45
=====

SEÇÃO	MP+	MP-	TENSÃO F. SUP (MP+)	TENSÃO F. INF (MP+)	TENSÃO F. SUP (MP-)	TENSÃO F. INF (MP-)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
3	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
4	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
5	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
6	248.9	.0	-407.9	835.4	.0	.0
7	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
8	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
9	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
10	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Envoltória de Deslocamentos - $D=DG+DP$

TT TB-45

Deslocam.	Dg	Dp+	Dp-	D Max	D Min
1	.912	.000	-1.700	.912	-.788
2	-.912	1.700	.000	.788	-.912

OBS - Deslocamentos em mm
Rotações em Rad/1000

Envoltória de Momento Fletor- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*MP+1.5*MQ		1.35*MP+1.5*MQ	
	M MAX	M MIN	M MAX	M MIN
1	.0	.0	.0	.0
2	156.4	20.9	163.7	28.3
3	276.9	37.2	289.9	50.3
4	361.4	48.9	378.5	66.0
5	413.5	55.8	433.1	75.4
6	431.5	58.2	451.9	78.5
7	413.5	55.8	433.1	75.4
8	361.4	48.9	378.5	66.0
9	276.9	37.2	289.9	50.3
10	156.4	20.9	163.7	28.3
11	.0	.0	.0	.0

Quadro Geral de Momentos e Tensões

TT TB-45

Seção	MMax	MMin	Tensão F. Sup (MMax)	Tensão F. Inf (MMax)	Tensão F. Sup (MMin)	Tensão F. Inf (MMin)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
3	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
4	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
5	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
6	307.1	58.2	-503.2	1030.6	-95.3	195.2
7	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
8	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
9	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
10	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

Envoltória de Reações- NBR-6118

TT TB-45

Reação	1.0*RP+1.5*RQ		1.35*RP+1.5*RQ	
	R Max	R Min	R Max	R Min
1	110.7	48.4	127.6	75.5
2	110.7	48.4	127.6	75.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior

SEÇÃO		F1	PROT.	I+II	G3	III+IV	MP+	MP-	V+VI
V+VII									
VI	VII		I	II	III	IV	V	IX	V
			VIII						
1	SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS'	-153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6
	SI	-657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0
2	SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3
	SS'	-161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3
	SI	-660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3
3	SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8
	SS'	-318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1
	SI	-965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3
4	SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5
	SS'	-332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4
	SI	-968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2
5	SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3
	SS'	-368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6
	SI	-942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9
6	SS	0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2
	SS'	-401.6	0.0	-401.6	-61.1	-462.7	-261.6	0.0	-724.4
	SI	-915.9	0.0	-915.9	195.2	-720.7	835.4	0.0	114.7
7	SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3
	SS'	-368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6
	SI	-942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9
8	SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5
	SS'	-332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4
	SI	-968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2
9	SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8
	SS'	-318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1
	SI	-965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3
10	SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3
	SS'	-161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3
	SI	-660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3
11	SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS'	-153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6
	SI	-657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior

SEÇÃO	F1	PROT.	I+II	G3	III+IV	MP+	MP-	V+VI	V+VII
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
1	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
	SI -612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3
2	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
	SI -594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
3	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
	SI -860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
4	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
	SI -856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
5	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
	SI -831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
6	SS 0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
	SS' -427.8	0.0	-427.8	-61.1	-488.9	-261.6	0.0	-750.6	-488.9
	SI -808.2	0.0	-808.2	195.2	-613.0	835.4	0.0	222.4	-613.0
7	SS 0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
	SS' -395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
	SI -831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
8	SS 0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
	SS' -356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
	SI -856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
9	SS 0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
	SS' -333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
	SI -860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
10	SS 0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
	SS' -168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
	SI -594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
11	SS 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SS' -139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
	SI -612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 217 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DEVIDA AO CORTANTE - NBR-6118

Ponte totalmente carregada

SEÇÃO	VDMAX	VDMIN	VRDMAX	TWD	TC	TD	RO	AS/S (CM)
1	125.	46.	96.	113.	0.	130.	.00299	.179
2	101.	34.	78.	92.	0.	106.	.00243	.146
3	80.	20.	63.	203.	0.	234.	.00538	.135
4	61.	6.	51.	166.	0.	190.	.00438	.109
5	42.	-8.	39.	126.	0.	144.	.00332	.083
6	-23.	23.	-23.	73.	0.	84.	.00194	.049
7	-42.	8.	-39.	126.	0.	144.	.00332	.083
8	-61.	-6.	-51.	166.	0.	190.	.00438	.109
9	-80.	-20.	-63.	203.	0.	234.	.00538	.135
10	-101.	-34.	-78.	92.	0.	106.	.00243	.146
11	-125.	-46.	-96.	113.	0.	130.	.00299	.179

Armadura Total (Cortante+Torção+Fadiga)- NBR-6118

Ponte totalmente carregada

Seção	AS/S (CM)		Espacamento Long. (CM)				Espacamento Transv. (CM)			
	Long.	Nerv.	1/4	5/16	3/8	1/2	1/4	5/16	3/8	1/2
1	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.
2	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
3	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
4	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
5	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
6	.000	.100	30.	30.	30.	30.	6.	10.	14.	25.
7	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
8	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
9	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
10	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
11	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.

Dimensionamento da Laje

Os parâmetros para determinação dos momentos, serão aqueles fornecidos pelas tabelas do Prof. Rüsçh, de acordo com cada caso estrutural correspondente.

Laje do Balanço

Para Carga Permanente (p.próprio e pavimento) :

$$l_x = 1,16\text{m}$$

$$l_x \text{ para guarda rodas} = 0,90\text{m}$$

Para Carga Permanente :

$$\text{Guarda - rodas} = 0,60\text{t/m}$$

$$p. \text{ próprio} + \text{ pavimento} = 0,72\text{t/m}^2$$

Carga Móvel – Trem tipo Classe 450kN

$$\text{Balanço reduzido} = 1,16 - 0,40 - 0,225 = 0,535\text{m}$$

$$P = 7,50\text{t}$$

$$\phi = 1,40 - 2 \times 0,535 \times 0,007 = 1,393$$

$$P\phi = 10,444\text{t}$$

$$p\phi = 0,697\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente :

$$m_{xe} = 0,60 (1,16 - 0,20) + 0,74 \times 1,16^2/2 = -1,074\text{mt/m}$$

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xe} = 0,60 \times 0,20 + 0,74 \times 0,20^2/2 = -0,135\text{mt/m}$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na Tabela N° 98 do Prof. Rüsçh

$$l_x/a = 0,535/2 = 0,268$$

$$t/a = 0,425\text{m}$$

Temos então :

$$m_{xe} = 0,35 \times 10,444 = -3,655\text{mt/m}$$

$$m_{yr} = 0,18 \times 10,344 = 1,862\text{mt/m}$$

$$m_{xm} = 0,24 \times 10,344 = 2,483\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,115 \times 10,344 = 1,190\text{mt/m}$$

Impacto do Veículo na Barreira

Largura de distribuição a 45°

$$l = 2 \times 0,97 = 1,94\text{m}$$

$$m_{xe} = 6,0 \times 0,97/1,94 = -3,00\text{mt/m na junção do guarda - rodas.}$$

Distribuindo até o eixo da viga extrema, temos :

$$l = (1,16 - 0,40) \times 2 + 1,94 = 3,46\text{m}$$

$$m_{xe} = 6 \times 0,97/3,46 = -1,682\text{mt/m}$$

Pesquisando na seção do balanço com 20cm de espessura, temos :

Distribuição a 45°

$$l = (1,30 - 0,40 - 0,85/2) \times 2 + 1,94 = 3,29\text{m}$$

$$m_{xe} = -6 \times 0,97/3,29 = -1,769\text{mt/m}$$

Dimensionamento :

Seção junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,135 + 1,50 \times 3,00 = -5,177\text{mt/m}$$

Seção na laje do balanço junto a aba da viga pré-moldada :

$$m_{xed} = -1,35 \times 0,673 - 1,240 \times 1,50 = -2,769\text{mt/m}$$

Seção no eixo da viga extrema :

$$m_{xed} = 1,35 \times 1,074 + 1,50 (3,655 + 1,682) = -9,455\text{mt/m}$$

Armaduras necessárias sem fadiga

Seção 1 – Junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xed} = -5,177\text{mt/m}$$

$$b = 1,00\text{m} \quad d = 0,175$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = 0,085 \quad \text{ok!}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Pré-Moldada :

$$m_{xed} = -7,449\text{mt/m}$$

$$k_{md} = 0,122 \quad \text{ok!}$$

Seção de aço Necessária :

$$A_{s1} = 5,177/0,90 \times 4,348 \times 0,175 = 7,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = -5,469/0,9 \times 4,348 \times 0,175 = 7,98\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s3} = -9,465/0,9 \times 4,48 \times 0,275 = 8,83\text{cm}^2/\text{m}$$

Seção 3 – Eixo da Viga Pré-Moldada

$$b = 1,00\text{m} \quad h = 0,30\text{m} \quad d = 0,275\text{m} \quad m_{xe} = -9,465\text{mt/m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,275^2 \times 2000 = 151,25$$

$$k_{md} = 0,063 \quad \text{ok!}$$

Cálculo e dimensionamento da lajota que servirá como forma/escoramento da laje do tabuleiro.

Do ponto de vista estrutural, a lajota pré-moldada fará parte integrante da altura útil da laje do tabuleiro, devido as treliças de união desta lajota com a concretagem da laje do tabuleiro propriamente dita.

Vão da lajota pré-moldada

$$l_x = 2,32 - 1,00 + 0,07 = 1,79\text{m}$$

$$h = 0,07\text{m}$$

$$d = 0,07 - 0,025 = 0,045\text{m}$$
$$\text{pp. total} = 0,20 \times 2,50 = 0,50\text{t/m}^2$$

Para placa com 30cm de largura, temos :

$$g = 0,20\text{t/m}^2$$
$$M_k = 0,20 \times 1,39^2/8 = 0,048\text{mt/placa}$$

$$M_d = 0,068\text{mt/placa}$$

$$bd^2 f_{cd} = 0,30 \times 0,045^2 \times 2000 = 1,21$$

$$k_{md} = 0,068/1,21 = 0,056$$

Embora a placa prescindia da armadura de compressão para sua estabilidade durante período de execução, esta armadura será colocada para “ligação placa pré-moldada x concreto posterior”.

Cálculo da fadiga, com limite de flutuação de tensão no aço de 1800kg/cm^2 , em serviço, considerando :

Laje Central :

$$m_{xm} \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 5000\text{kg/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 1,441\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,154\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0003122\text{m}^2$$

$$m_{ym} \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 0,860 \text{ mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,026\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0002528\text{m}^2$$

$$M_{xe} \quad b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,30\text{m}$$

$$d = 0,275\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = -2,989\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = -0,308\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0003489\text{m}^2$$

Laje do Balanço :

Seção 1 – Junto ao Guarda - Rodas

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = -3,134\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = -0,134\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,000760\text{m}^2$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Extrema

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 1,913\text{t/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,673\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,000798\text{m}^2$$

Seção 3 – Seção no Eixo da Viga Extrema

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,30\text{m}$$

$$d = 0,275\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

$$f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} = 4,872\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 1,252\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0008828\text{m}^2$$

Verificação do coeficiente de majoração das armaduras pelo efeito da fadiga.

Adotado critério da Tabela 23,2, com Δf_{sd} , f_{ad} , min para 2×10^6 ciclos, armadura passiva do aço CA-50, para o caso de “Barras retas ou dobradas com $D > 25\varnothing$ ”.

Considerando que a bitola máxima é de 12.5mm, temos o valor para amplitude da variação da tensão da armadura de 190MPa.

As unidades para determinação da tensão “máxima” e “mínima” na armadura são :

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

$$E_f = 210.000\text{MPa}$$

$$\text{Área de aço em m}^2$$

Momento máximo e mínimo em mt/m

Tensão na armadura em kg/cm²

A seguir, os resultados para Laje Central do Balanço :

Lajes Centrais

Dimensionamento através das tabelas de Rüsçh.

Materiais

$$l_x = 2,32\text{m}$$

$$l_y/a = \infty$$

$$h = 0,20\text{m}$$

$$d = 0,175\text{m}$$

Antes de iniciarmos o cálculo da Laje Central, necessita-se a verificação da condição de ligação laje balanço x primeira laje interna.

Momento de engastamento do balanço :

$$M_{xeg} = -1,074\text{mt/m}$$

Momento de engastamento perfeito da laje adjacente :

$$l = 2,32\text{m} \quad g = 0,74\text{t/m}$$

$$M_{eng.} = 0,74 \times 2,32^2/12 = -0,332\text{mt/m}$$

Pelos valores acima, podemos concluir que o balanço “engasta” a laje adjacente.

Tabela de Rüsçh – Caso Nr 27

Carga Permanente

$$g_1 = 0,20 \times 2,50 = 0,500\text{t/m}^2 \quad \text{peso próprio}$$

$$g_2 = 0,10 \times 2,40 = 0,24\text{t/m} \quad \text{pavimentação}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} 0,740\text{t/m}$$

Carga Móvel

$$P = 7,50\text{t}$$

$$p = 0,50\text{t/m}^2$$

Impacto

$$\varphi = 1,40 - 0,7\% \times 2,32 = 1,384$$

$$P\varphi = 10,379\text{t}$$

$$p\varphi = 0,692\text{t/m}^2$$

Esforços Atuantes

Carga Permanente

$$m_{xm} = 0,417 \times g \times l_x^2 = 0,154\text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,069 \times g \times l_x^2 = 0,026\text{mt/m}$$

$$m_{xe} = -0,0833 \times g \times l_x^2 = 0,308\text{mt/m}$$

$$\text{onde, } g \times l_x^2 = 0,74 \times 2,32^2 = 3,983$$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na tabela Nr 27, correspondente ao sentido de tráfego paralelo ao eixo Y.

$$l_x/a = 2,32/2,00 = 1,16$$

$$t/a = (0,45 + 2 \times 0,20)/2 = 0,425$$

Temos então,

Carga Móvel

$$m_{xm} = 0,122 \times 10,379 + 0,03 \times 0,692 = 1,287 \text{mt/m}$$

$$m_{ym} = 0,076 \times 10,379 + 0,02 \times 0,692 = 0,834 \text{mt/m}$$

$$m_{xe} = -(0,235 \times 10,379 + 0,35 \times 0,692) = -2,681 \text{mt/m}$$

Momentos de Cálculo para o Dimensionamento

$$m_{xmd} = 1,35 \times 0,154 + 1,50 \times 1,287 = 2,138 \text{mt/m}$$

$$m_{ymd} = 1,35 \times 0,026 + 1,50 \times 0,834 = 1,286 \text{mt/m}$$

$$m_{xed} = 1,35 \times 0,308 + 1,50 \times 2,681 = -4,437 \text{mt/m}$$

Cálculo das Armaduras

Para $M_{xmd} = 2,138 \text{mt/m}$

$$h = 0,175 \text{m}$$

$$d = 0,175 \text{m}$$

$$b = 1,00 \text{m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = M_d/bd^2 f_{cd} = 0,035 \text{ ok!}$$

Para $M_{ym} = 1,250 \text{mt/m}$

$$d = 0,130 \text{m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,13^2 \times 2000 = 33,80$$

$$k_{md} = 0,038 \text{ ok!}$$

Para $M_{xed} = -4,437 \text{mt/m}$

$$h = 0,35 \text{m}$$

$$d = 0,325 \text{m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,375^2 \times 2000 = 211,25$$

$$k_{md} = 0,021 \text{ ok!}$$

Armaduras sem Coeficiente de Fadiga

$$A_s = 2,138/0,175 \times 0,90 \times 4,348 = 3,122 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1,286/0,13 \times 4,348 \times 0,90 = 2,528 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4,437/0,90 \times 0,325 \times 4,348 = 3,489 \text{cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da Laje de Continuidade

Cálculo da Placa de Continuidade

- $l_x = 0,83\text{m}$ / Faixa de 1m de Largura
- Área de Concreto - $0,19 \times 1,0 = 0,19\text{m}^2$
- Inércia da Placa - $J_{Placa} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
- FCK = 30MPa
- Módulo de Elasticidade - $E_{ct} = 5.600 \sqrt{f_{ck}} = 5.600 \sqrt{30} = 30.672,50 \text{ MPa}$

Momento de Inércia do Conjunto (Vigas+Laje)

- $I_{c21} = 1,75\text{m}^4$ - P/ Viga de 21m
- $I_{c20} = 2,57\text{m}^4$ - P/ Viga de 30m

Trem -Tipo Simplificado

$$P = 6 \times 7,5\text{t} = 45\text{t}$$

$$q_1 = 3 \times 0,5 \text{ t/m}^2 = 1,5 \text{ t/m}$$

$$q_2 = 9,8 \times 0,5 \text{ t/m}^2 = 4,9 \text{ t/m}$$

$$q = 6,4 \text{ t/m}$$

1 - Efeito devido a rotação de um único vão carregado.

$$M_0 = \frac{-4 E_{ct} J_{Placa}}{l_x} = 0$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = 0$$

$$\theta_1 = \frac{p l^3}{16 E_{ct} J_G}$$

$$\theta_2 = \frac{q l^3}{24 E_{ct} J_G}$$

$$\theta \theta_1 = \frac{45 \times 20,30^3}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\theta \theta_2 = \frac{6,4 \times 20,30^3}{24 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$M_0 = \left(\frac{-4 \times 30067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -5,34 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = + \frac{5,34}{2} = 2,67 \text{ tm/m}$$

2 - Dois Vãos Adjacentes Carregados

$$M_0 = \left(\frac{-2 \times E_c \times I_{Placa}}{Lx} \right) \times \theta \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -2,67 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 1,59 \times 10^{-3} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

$$\theta_1 = \frac{45 \times 29,3^2}{16 \times 30672250 \times 2,57} = 3,06 \times 10^{-3}$$

$$\theta_2 = \frac{6,4 \times 29,3^2}{16 \times 30672250 \times 2,57} = 1,28 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta = \theta_1 + \theta_2$$

$$\theta = 1,59 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

3 - Recalque do Aparelho de Apoio Quando só um dos Vãos é Carregado.

$$M_0 = \frac{6 \times E_c \times I_p \times \Delta n}{Lx^2}$$

$$a = 0,25m$$

$$b = 0,40m$$

$$h = 0,078m$$

$$E_n = 2G \times 0,69 \times \left(\frac{b}{u}\right)^2$$

$$E_n = 2 \times 100 \times 0,69 \times (0,047)^2$$

$$E_n = 9995,50 \text{ t/m}^2$$

- Relação Vertical Compatível com (θ) por Apoio

$$R_1 = [45 + (6,4 \times 20,3)] \times \frac{1}{2} = 87,46t - \text{Vão } 21m$$

$$R_2 = [45 + (6,4 \times 29,3)] \times \frac{1}{2} = 116,26t - \text{Vão } 30m$$

$$R_1 = \frac{87,46}{5} = 17,49 \text{ t/Ap. Apoio}$$

$$R_2 = \frac{116,26}{5} = 23,25t/\text{Apolo}$$

$$\sigma_{n1} = \frac{R1}{ab} = \frac{17,49}{0,25 \times 0,4} = 174,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{n2} = \frac{R2}{ab} = \frac{23,25}{0,25 \times 0,4} = 232,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n1}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 8,22 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n2}}{E_n} h = \frac{174,9}{9995,5} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 8067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,99^3} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56 \text{ tm}$$

$$M_1 = -12,56 \text{ tm}$$

Dimensionamento do Guarda-Rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$

$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

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

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

Pela tabela: $K_z = 0,991$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$$

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

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$$

Pela tabela: $K_z = 0,963$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento da laje de transição

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

$$\text{Peso Próprio: } \gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$$

Carga Móvel: TB45 = $6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$

$M_g = 1,25 \text{ tfm}$

$M_q = 5,00 \text{ tfm}$

$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$

$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$

$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$

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

Aço CA-50

$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$

Pela tabela: $K_z = 0,920$

$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$

Dimensionamento da Viga Transversina

Vão de 21,00m

Cargas Permanentes:

Peso Próprio

$g_1 = \gamma_c \times A = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \times 1,60 = 1,20 \text{ t/m}$

Laje + Pav.

$g_2 = ((\gamma_c \times h_{laje} + \gamma_{pav} \times h_{pav}) \times A) / l_{viga} = (2,5 \times 0,22 + 2,40 \times 0,07) \times 0,985 / 2,21 = 0,32 \text{ t/m}$

$g_1 + g_2 = 1,20 + 0,32 = 1,52 \text{ t/m}$

Estrutura e Carregamento:

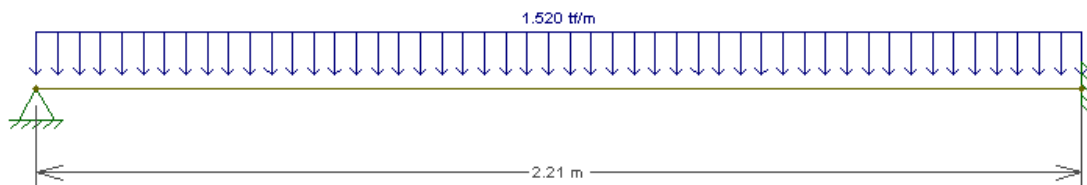


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:

Carga TB-45 Centrada

Estrutura e Carregamento

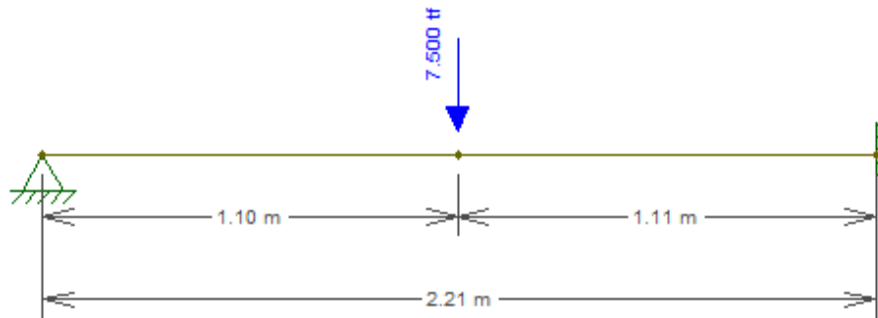


Diagrama de Momento – (tf.m):



- Verificação dos Momentos Máximos:

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \phi \times M_q$$

$$\phi = 1,40 - 0,007 \times l = 1,40 - 0,007 \times 2,21 = 1,385$$

Momento	M _g (tf.m)	M _q (tf.m)	M _d (tf.m)
Positivo	0,522	2,590	6,08
Negativo	0,928	3,103	7,7

Dimensionamento:

- Momento Positivo:

$$K_{md} = 0,0061$$

$$K_z = 0,997$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 8,30 \text{ cm}^2$$

- Momento Negativo:

$$K_{md} = 0,0077$$

$$K_z = 0,994$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Verificação a fadiga:

- Momento Positivo:

$$x = 26,65 \text{ (Posição da linha neutral)}$$

Tensões na Armadura

$$\sigma_{\text{max.}} = 295,68 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min.}} = 36,69 \text{ kgf/cm}^2$$

Coefficiente de Fadiga:

$$K_f = 0,14$$

O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.

- Momento Negativo:

$x = 26,65$ (Posição da linha neutral)

Tensões na Armadura

o max. = 295,68 kgf/cm²

o min. = 43,04 kgf/cm²

Coefficiente de Fadiga:

$K_f = 0,14$ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.

Processamento da Mesoestrutura

Dimensionamento da ala e cortina

Esforços nas alas:

Trecho 1(retangulo):

$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 0,9 \times 0,33 = 0,53 \text{ t/m}^2 \rightarrow$ Terreno

$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow$ Sobrecarga

$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 0,9 / 2 = 0,24 \text{ t/m}$

$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 0,9 = 0,15 \text{ t/m}$

$M_1 = E_1 \times L / 2 = 0,24 \times 1,5 = 0,36 \text{ t.m/m}$

$M_2 = E_2 \times L / 2 = 0,15 \times 1,5 = 0,23 \text{ t.m/m}$

$M_{\text{total}} = 0,59 \text{ t.m/m}$

Trecho2(triângulo):

$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 2,5 \times 0,33 = 1,49 \text{ t/m}^2 \rightarrow$ Terreno

Media $\sigma_1 = (0,53 + 1,49) / 2 = 1,01 \text{ t/m}^2$

$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow$ Sobrecarga

$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 1,6 + 1,49 \times 1,6 / 2 = 2,04 \text{ t/m}$

$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,6 = 0,26 \text{ t/m}$

$M_1 = E_1 \times L / 3 = 2,04 \times 1,0 = 2,04 \text{ t.m/m}$

$M_2 = E_2 \times L / 3 = 0,26 \times 1,5 = 0,26 \text{ t.m/m}$

$M_{\text{total}} = 2,3 \text{ t.m/m}$

$M_{1\text{total}} = 2,40 \text{ t.m/m}$

$M_{2\text{total}} = 0,49 \text{ t.m/m}$

$M_d = 1,35 \times M_{1\text{total}} + 1,5 \times M_{2\text{total}} = 1,35 \times 2,4 + 1,5 \times 0,49 = 3,975 \text{ t.m/m}$

$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$

$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$

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

Aço CA-50

$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 39,75 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,027$

Pela tabela: $K_z = 0,984$

$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 39,75 / (0,984 \times 0,21 \times 43,47) = 3,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s\text{min}} = A_c \times \rho_{\text{min}} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$

Esforços nas cortinas: (Vão de 21,0m)

Altura da cortina de 1,90m:

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 1,9 \times 0,33 = 1,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 1,12 \times 1,9 / 2 = 1,06 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,9 = 0,31 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times z_2 = 1,06 \times 0,63 = 0,67 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times z_1 = 0,31 \times 0,95 = 0,29 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 0,29 = 1,34 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$

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

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 13,4 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,009$$

Pela tabela: $K_z = 0,995$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 13,4 / (0,995 \times 0,26 \times 43,47) = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{Smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 30 \times 0,15 \times 0,01 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento do Console de Macaqueamento

Para as vigas de 25,00 m

$$P. \text{laje} = 37,67 \text{ tf}$$

$$P. \text{Próprio viga} = 30,46 \text{ tf}$$

$$\text{Total: } P = 68,13 \text{ tf}$$

$$\sigma_{yd} = 435 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ tf/cm}^2$$

$$A / d = 25 / 50 = 0,50 < 1,0 \rightarrow \text{Console curto}$$

$$T_d = 1,4 \times P \times a / (0,8 \times d)$$

$$T_d = 1,4 \times 68,13 \times 25 / (0,8 \times 51) = 58,44 \text{ tf}$$

$$A_s = T_d / f_{yd}$$

$$A_s = 58,44 / (5 / 1,15) = 13,44 \text{ cm}^2$$

Verificação cisalhamento do concreto.

$$\text{Logo } \tau_d = 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\tau_d = 1,4 \times 68,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2$$

$$0,25 f_{cd} = 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_d \leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2 \text{ OK!}$$

Dimensionamento do Aparelho de Apoio

Carga Normal Máxima

Todos os apoios são iguais :

g1	g2	g3	CM
23	15,5	9,9	41,5

Valor p/cada apoio = $23 + 15,5 + 9,9 + 41,5 = 89,9t$

Esforços Horizontais Longitudinais de Longa Duração

Δ Temp.

$$Ap1 \rightarrow 17,084/5 = 3,417$$

$$Ap2 \rightarrow 2,834/5 = 0,567$$

$$Ap3 \rightarrow -2,974/5 = -0,595$$

$$Ap4 \rightarrow -16,944/5 = -3,389$$

Esforços Horizontais Longitudinais de Curta Duração

Frenagem

$$Ap1 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

$$Ap2 \rightarrow 3,265/5 = 0,653$$

$$Ap3 \rightarrow 3,511/5 = 0,702$$

$$Ap4 \rightarrow 6,656/5 = 1,331$$

Esforços Horizontais Transversais de Curta Duração

$$Ap1 \rightarrow 6,390/5 = 1,278$$

$$Ap2 \rightarrow 7,876/5 = 1,575$$

$$Ap3 \rightarrow 8,157/5 = 1,631$$

$$Ap4 \rightarrow 6,295/5 = 1,259$$

Rotação de Apoio Na Montagem

1,866

Rotação de Carregamento

1,7

Dimensionamento da viga travessa

Temos os seguintes valores já transformados em “Md” através de $1,35Mg + 1,50Mq$.

Momentos Fletores :

Sobre os pilares : $Md = -376 \text{ tf.m}$

No centro da travessa : $Md = 187 \text{ tf.m}$

Cortantes :

Junto aos pilares, na parte externa : $Vd = 239 \text{ t}$

Junto aos pilares, na parte interna : $Vd = 344 \text{ t}$

A partir da figura acima, temos :

Para $M(+)$ $b = 1,60 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 fcd = 1,60 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 4536,00$

Para $M(-)$ $b = 1,30 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 fcd = 1,30 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 3685,50$

$kmd+ = 376/4.536 = 0,083$

$kmd- = 187/3.685 = 0,051$

$As(+)= 37,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \text{ } \varnothing 20.0 \text{ mm}$

$As(-)= 76,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \varnothing 25.0 \text{ mm}$

Esforços Cortantes

$\tau = 334,0 (1,26 \times 1,30) = 203,91 \text{ t/m}^2$

$\tau d = 1,15 \times \tau m = 234,5 \text{ t/m}^2$

$H = \tau \times 1,30 \times 1,00 = 304,89 \text{ t/m}$

$As = 304,84 (4 \times 4,348) = 17,53 \text{ cm}^2/\text{m}$

$As = 12,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ com 6 pernas $\varnothing 12^5 \text{ c.12}$
 $\varnothing 12^5 \text{ c.15}^5$

A seguir, o estudo da fadiga :

CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa Central			Travessa Extrema		
Mxe			Mxm (Meio do vão)		
Dados			Dados		
Fck	30	Mpa	Fck	30	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0091060	m ²	As	0,0046440	m ²
b	1,450	m	b	1,450	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	550,000	mt/m	Mmáx	58,300	mt/m
Mmin	340,000	mt/m	Mmin	32,550	mt/m
$\Delta\sigma$ limite	1850	kg/cm ²	$\Delta\sigma$ limite	1850	kg/cm ²
Ec	26071,59374	Mpa	Ec	26071,59374	Mpa
n	8,054743493	-	n	8,054743493	-
Prof. da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,31	m	x	0,23	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
σ máx	5221,898427	Kg/cm ²	σ máx	1061,028912	Kg/cm ²
σ min	3228,082664	Kg/cm ²	σ min	592,3926428	Kg/cm ²
$\Delta\sigma$	1993,815763	Kg/cm ²	$\Delta\sigma$	468,6362689	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	1,08	-	Kf	0,25	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	98,14	cm ²	Asfad	46,44	cm ²

Dimensionamento dos Pilares

Cargas Permanentes – Pilar BR 230

Pilar Central

Carga Permanente

V1/V5

Vão 21m – 52,01t

Vão 30m – 78,75t

130,76t

V2/V4

Vão 21m – 37,93t

Vão 30m – 58,65t

96,58t

V3

Vão 21m – 45,07t

$$PP_{\text{Trav}} = Ax \cdot l \cdot Y_c$$

Vão 30m – 68,85t

$$PP_{\text{Trav}} = 2,035 \times 12,8 \times 2,5 = 65,13t$$

113,92t

$$PP_{\text{Dissar}} = 2,9 \times 0,6 \times 4,9 \times 2,5 = 21,5t$$

$$N_{gk} = [(2 \times (130,76 + 96,58)) + 113,92] + 65,13 + 21,5 = 655,23t$$

Carga Móvel

V1/V5

Vão 21m – 35,48t

Vão 30m – 41,04t
76,52t

V2/V4

Vão 21m – 44,42t

Vão 30m – 51,12t
95,54t

V3

Vão 21m – 42,84 t

Vão 30m – 49,30t
92,14t

$$N_{gk} = [(2 \times (76,52 + 95,54)) + 92,14] = 436,26t$$

$$N_d = 1,35 \times N_{gk} + 1,5 \times \phi \cdot 1,25 \times 436,26$$

$$N_d = 1702,55 \text{ t}$$

Cargas Horizontais

Frenagem e Aceleração

$$H_f = (0,3 \times 45) / 2 = 6,75$$

Cargas Transversais

Carga de Vento

$$P_v = 0,1 \text{ t/m}^2$$

Carregada

$$H_{v21} = \left[0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{21}{2} \right) \right] = 4,2t - \text{Vão 21m}$$

$$H_{v30} = 0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 6t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 4,2 + 6 = 10,2t$$

Descarregada

$$H_{V21} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{21}{2}\right) = 3,05t - 21m$$

$$H_{V31} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{30}{2}\right) = 4,35t - \text{Vão } 30m$$

$$H_V = 3,05 + 4,35 = 7,4t$$

Momento torsor

Carga permanente - Mtg = 10,03 tfm

Carga móvel - Mtq = 18,83 tfm

Mtd = 1,35Mtg + 1,5 φ Mtg

Mtd = 1,35x10,03 + 1,5x1,25x18,83

Mtd = 48,85 tfm

Esforços De Cálculo

Combinação Elu

$$Fd = 1,35 cp + 1,5 \varphi cm + 1,5 (0,7 H_w + 0,5 H_{ta})$$

$$Hd_g = 1,5 \times 1,25 \times 6,75 = 12,66t$$

$$Hd_z = 1,5 \times 0,7 \times 10,2 = 10,71t$$

Momento na Base do Pilar

1ª Ordem

$$M_g = Hd_g \times h - Md_g = 12,66 \times 6,2 \cong 78,5tm$$

$$M_{dc} = (10,71 \times 6,3) + (1,5 \times 1,25 \times 176,55) = 398,50tm$$

- Excentricidades Mínimas

$$e_{1ymtn} = 1,5 + 0,03h = 1,5 + 0,03 \times 60 = 3,3cm$$

$$e_{1ymtn}' = 1,5 + 0,03 \times 200 = 7,50cm$$

Momentos Mínimos

$$M_{1dxmtn} = Nd \times C_{1xmtn}$$

$$M_{1dxmtn} = 1702,55 \times 0,033 = 56,18tm$$

$$M_{1dxmtn} = Nd \times C_{1xmtn}$$

$$1702,55 \times 0,075 = 127,7tm$$

Comprimento de Flambagem

Para Pilar engastado na base e livre no topo

$$l_e = 2l = 2 \times 6,30 = 12,60m$$

$$\lambda_1 = 35 \quad \lambda_w = \frac{l}{t} \quad A_b = 0,6 \times 2 = 1,2m^2$$

$$\lambda_w = \frac{3,46 \cdot l_e}{h_w} = \frac{3,46 \times 12,60}{0,6} = 72,66 \quad I_w = \frac{2 \times 0,6^3}{12} = 0,036m^4$$

Como $\lambda_w > \lambda_1$ serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_e}{h_y} \quad A_b = 1,2m^2$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times 12,6}{2} = 21,8 \quad I_y = \frac{0,6 \times 2^3}{12} = 0,4m^4$$

Como $\lambda_y < \lambda_1$ não serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$A_c = 0,6 \times 2,0 = 1,20m^2$$

$$Fcd = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} = \frac{2808}{1,4} = 1785,7t/m^2 \quad A_{cfed} = 2142,86t$$

Força Normal Adimensional

$$\gamma = \frac{Nd}{A_{cfed}} = \frac{1702,55}{2142,86} = 0,79$$

Curvatura Sujeta a Efeitos de 2ª Ordem

$$\frac{1}{V_w} = \frac{0,005}{hx(V + 0,5)} = \frac{0,005}{60 \times (0,79 + 0,5)} = 6,5 \times 10^{-5} cm^{-1} \leq \frac{0,005}{h_w} = 8,3x/c$$

$$\frac{1}{V_y} = \frac{0,005}{200x(0,79 + 0,5)} = 19 \times 10^{-5} cm^{-1} \leq \frac{0,005}{200} = 2,5 \times 10^{-5} cm^{-1}$$

Excentricidade de 2ª Ordem

$$e_{2w} = \frac{f_e^2}{10} \left(\frac{1}{V_w} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = 10,32cm$$

$$e_{2y} = \frac{f_e^2}{10} \left(\frac{1}{V_y} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = 3,02cm$$

Momentos Finais

$$M_{dx} = \alpha_b M_{1dx} + Nd_{e2x} = (1 \times 78,5 + 48,85) + (1702,55 \times 0,1032) = 303,0tm$$

$$M_{dy} = \alpha_B M_{1dy} + Nd_{2y} = (1 \times 398,50 + 1702,55 \times 0,03) = 449,6 \text{tm}$$

Esforços Adimensionais

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{303}{0,60 \times 2142,86} \cong 0,24$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{449,6}{2,0 \times 2142,86} \cong 0,10$$

- Pelo ábaco de J. Montoya temos para taxa mecânica de armadura:

$$W=0,82$$

$$A_s = \frac{w A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \left(\frac{0,82 \times 2142,86}{5000} \right) \times 1,15 = 40,4 \text{cm}^2$$

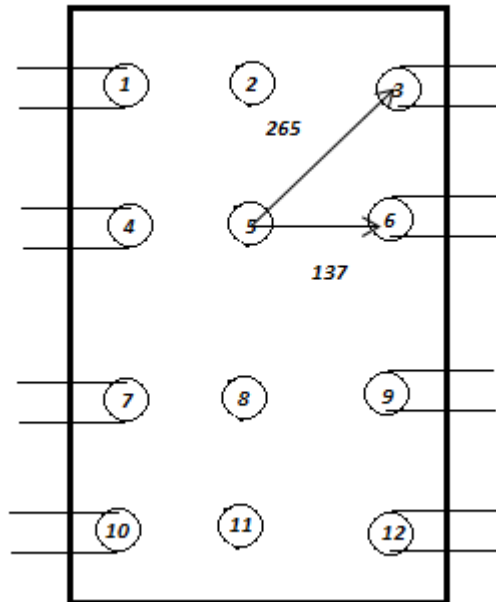
Armadura Mínima

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{Nd}{f_{yd}} \geq 0,4\% A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{17025,5}{50} = 44,4 \text{cm}^2 \geq 0,004 \times 60 \times 200 = 48 \text{cm}^2$$

$$A_{s,min} = 48 \text{cm}^2$$

Processamento da Infraestrutura
Dimensionamento dos Blocos
Bloco Central



$$a_3^2 = b_3^2 + c_3^2$$

$$a_3^2 = 110^2 + 240^2$$

$$a^2 = 265 \text{ cm}$$

$$a_6^2 = b_6^2 + c_6^2$$

$$a_6^2 = 110^2 + 80^2$$

$$a^2 = 137 \text{ cm}$$

EST 3

$$a_3 = 265 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = 140/265 = 0,53$$

$$\alpha = 28^\circ$$

$$z = R/\text{tg} \alpha = 79,98/0,53 = 151 \text{ tf}$$

$$x = 110 \text{ cm}$$

$$y = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \theta = 110/240 = 0,46$$

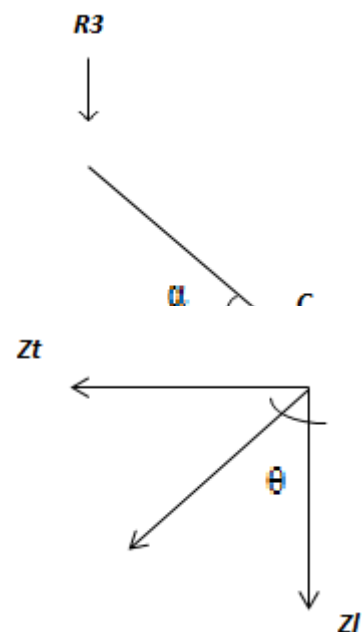
$$\theta = 22,6^\circ$$

$$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$$

$$151 \cdot \cos 22,6^\circ = 139,4 \text{ tf}$$

$$z_{t3} = z \cdot \text{sen} \theta$$

$$151 \cdot \text{sen} 22,6^\circ = 58 \text{ tf}$$



EST 6

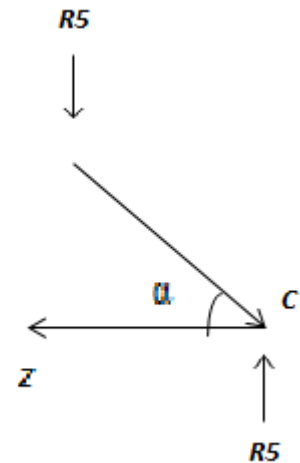
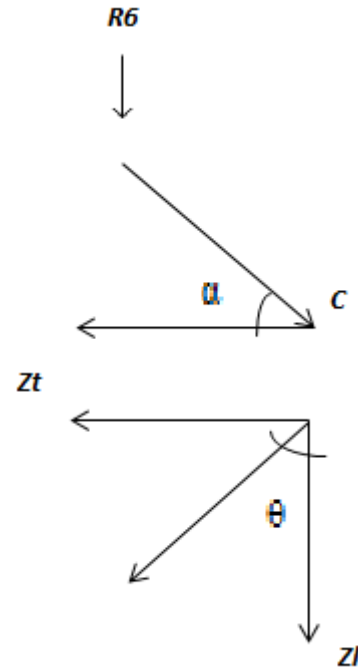
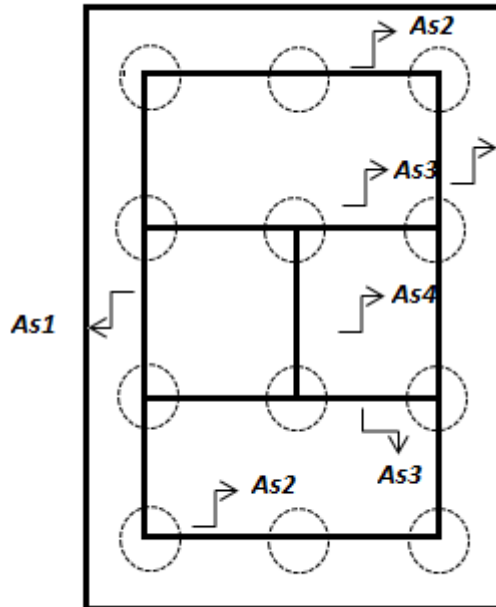
$a_3 = 137 \text{ cm}$
 $h = 140 \text{ cm}$
 $\text{tg}\alpha = 137/140 = 0,98$
 $z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,98 = 81,6 \text{ tf}$

$x = 110 \text{ cm}$
 $y = 80 \text{ cm}$
 $\text{tg}\theta = 110/80 = 1,375$
 $\theta = 53,97^\circ$

$z_{l3} = z * \cos \theta = 81,6 * \cos 53,97^\circ = 48 \text{ tf}$
 $z_{t3} = z * \text{sen} \theta = 81,6 * \text{sen} 53,97^\circ = 66 \text{ tf}$

EST 5

$d = 80 \text{ cm}$
 $h = 140 \text{ cm}$
 $\text{tg}\alpha = 140/80 = 1,75$
 $z = R/\text{tg}\alpha = 83,52/1,75 = 47,73 \text{ tf}$



$$As1 = (139,4 + 48) / 4,348 = 43 \text{ cm}^2 \quad 14 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As2 = (58) / 4,348 = 13,34 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As3 = (66) / 4,348 = 15,18 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$As4 = (47,73) / 4,348 = 10,98 \text{ cm}^2 \quad 4 \Phi 20 \text{ mm}$$

Cinta de ligação dos blocos dos encontros

Dados os diagramas:

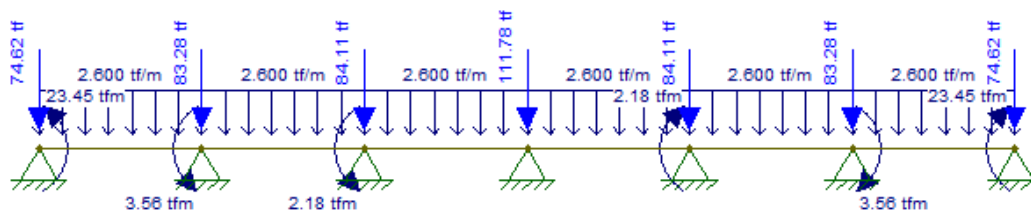
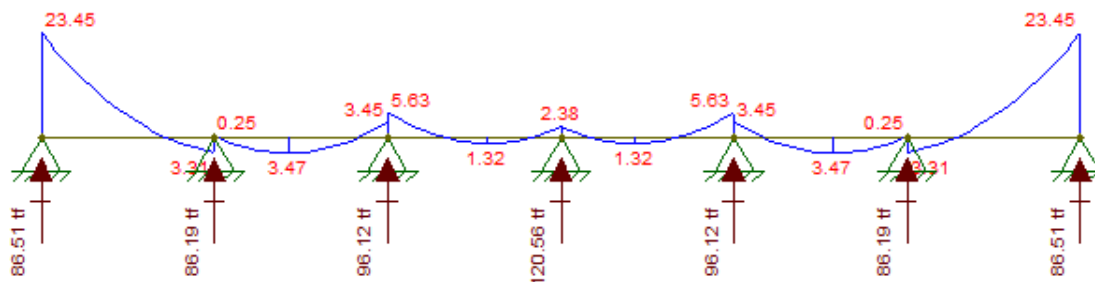


Diagrama de esforços Cortantes:



Diagrama de momentos fletores:



$$M_d = \gamma_f \times M_k$$

$$M_d = 1,4 \times 23,45 = \mathbf{32,83 \text{ tfm}}$$

$$V_d = \mathbf{16,65 \text{ tf}}$$

Para uma seção de 40 x 80 cm

Dimensionamento à Flexão

d	76	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,066	-
k_x	0,102	-
k_z	0,959	-
x	7,73	cm
z	72,91	cm
ε_c	0,113	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{sd}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	5,54	cm ²
A_{s,max}	128,00	cm ²
A_s	10,36	cm²

Adotou-se 6 Φ 16 mm

Dimensionamento ao Corte

f_{ctd}	1,45	MPa
f_{ywd}	434,78	MPa
α_{v2}	0,88	-
V_{Rd2}	154,78	tf
V_c	26,42	tf
V_{sw}	-9,77	tf
A_{sw,min/s}	5,33	cm ² /m
A_{sw/s}	-3,28	cm²/m

Dimensionamento das Estacas

PROJETO 3771 ESTACA 217 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 15m E 21m
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 12

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geométricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-1.100	0.000	-2.400	-3.179	-9.781	-2.400	10.000
2	0.000	0.000	-2.400	0.000	-10.000	-2.400	10.000
3	1.100	0.000	-2.400	3.179	-9.781	-2.400	10.000
4	-1.100	0.000	-0.800	-3.179	-9.781	-0.800	10.000
5	0.000	0.000	-0.800	0.000	-10.000	-0.800	10.000
6	1.100	0.000	-0.800	3.179	-9.781	-0.800	10.000
7	-1.100	0.000	0.800	-3.179	-9.781	0.800	10.000
8	0.000	0.000	0.800	0.000	-10.000	0.800	10.000
9	1.100	0.000	0.800	3.179	-9.781	0.800	10.000
10	-1.100	0.000	2.400	-3.179	-9.781	2.400	10.000
11	0.000	0.000	2.400	0.000	-10.000	2.400	10.000
12	1.100	0.000	2.400	3.179	-9.781	2.400	10.000

PROJETO 3771 ESTACA 217 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 21M E 30M
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 12 estacas com inclinação vertical de 12°

Força-X	Força-Y	Força-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-2.25	-665.53	-1.04	-169.02	0.00	-181.24

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl.-X Desl.-Y Desl.-Z Rot.-X Rot.-Y Rot.-Z
***** -0.00209 0.00000 -0.00017 -0.00085*****

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	67.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	60.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	53.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	46.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-67.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-60.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-53.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-46.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.2.3 - Memória de Cálculo das Quantidades

INFRAESTRUTURA						
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		11,07 m ³				
Concreto de regularização						
		X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m ³)
	BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,30	1,10	0,10	12	3,04
	BE1=BE2 (B)	2,30	2,10	0,10	2	0,97
	B1=B2 (A,B)	3,10	5,70	0,10	4	7,07
	TOTAL (m ³)					11,07
Estraca raiz D=410mm, perfurada em solo incluindo fornecimento de todos os materiais e injeção						
		Quantidade	Comprimento (m)	Total (m)		
	BE1	14	10,00	210,00		
	BE2	14	10,00	210,00		
	B1	20	10,00	240,00		
	B2	20	10,00	240,00		
	TOTAL (m)			900,00		
2 S 03 329 03	Conc.estr.fck=25 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		174,24 m ³				
		X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m ³)
	BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	2,20	1,00	1,40	12	36,96
	BE1=BE2 (B)	2,20	2,00	2,40	2	21,12
	B1=B2 (A,B)	3,00	5,60	1,50	4	100,80
	CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	0,40	4,00	0,80	12	15,36
	TOTAL (m ³)					174,24
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Blocos					
		Peso (kg)				
	Blocos	6039				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Cintas					
		Peso (kg)				
	Cintas	1105				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Encontros					
		Peso (kg)				
	Encontro A	10972				
	Encontro B	101				
	Total	11073				
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
Q =		347,04 m ²				
Blocos e cintas						
		Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)	
	BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)	6,40	1,40	12	107,52	
	BE1=BE2 (B)	8,40	2,40	2	40,32	
	B1=B2 (A,B)	17,20	1,50	4	103,20	
	CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	2,00	4,00	12	96,00	
	TOTAL (m ²)				347,04	
2 S 03 000 02	Escavação manual de cavas em material 1a cat					
Q escav. =		788,32 m ³				
No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção, (blocos) e 0,5m em cada sentido para as cintas de travamento. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.						
Blocos						
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)	
	BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06	
	BE1B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98	
	BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	6,44	3,78	6,0	146,06	
	BE2B-(220x200x240)	13,44	6,10	1,0	81,98	
	B1A/B1B (300x560x150)	12,15	5,73	2,0	139,24	
	B2A/B2B (300x560x150)	12,15	5,73	2,0	139,24	
	TOTAL (m ³)				734,56	
Cintas						
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)	
	CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88	
	CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	1,12	4,00	6,0	26,88	
	TOTAL (m ³)				53,76	
				Total (blocos e cintas)	788,32	
2 S 01 510 00	Compactação de aterros a 95% procto normal					
Q escav. =		614,08 m ³				
Blocos						
		Ve (m ³)	Vb (m ³)	Compactação (m ³)		
	BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58		
	BE1B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42		
	BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140	146,06	18,48	127,58		
	BE2B-(220x200x240)	81,98	10,56	71,42		
	B1A/B1B (300x560x150)	139,24	50,40	88,84		
	B2A/B2B (300x560x150)	139,24	50,40	88,84		
	TOTAL (m ³)			575,68		
Cintas						
		Ve (m ³)	Vc (m ³)	Compactação (m ³)		
	CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	26,88	7,68	19,20		
	CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80	26,88	7,68	19,20		
	TOTAL (m ³)			38,40		
				Total (blocos e cintas)	614,08	
Ve - Volume de escavação Vvt - Volume da viga travessa enterrada						

MESOESTRUTURA						
2 S 03 510 00	Aparelho de apoio em neoprene fretado fom. e aplic.					
	Q = 845,72 kg					
	3.1 - Aparelho de apoio em neoprene fretado fom. e aplic.					
	Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)	Volume (m³)	Peso esp. (kg/m³)	Quantidade
	0,25	0,4	0,047	0,005	2999	60
	TOTAL (kg) 845,72					
2 S 03 329 03	Conc.estr.fck=30MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
	Q = 74,44 m³					
		Área (m²)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m³)	
	PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	14	6,70	30,02	
	P1=P2 (A) - 60xVAR	18,70	2	0,60	22,44	
	P1=P2 (B) - 60xVAR	18,32	2	0,60	21,98	
	TOTAL (m³) 74,44					
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
	Q = 402,89 m²					
		Perímetro (m)	Altura (m)/ Comprimento (m)	Unidades	Forma (m²)	
	PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	6,7	14	225,12	
	P1=P2 (A) - 60xVAR	-	-	2	89,67	
	P1=P2 (B) - 60xVAR	-	-	2	88,1	
	TOTAL (m²) 402,89					
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Pilares					
		Peso (kg)				
	Pilares	18283				
2 S 03 119 01	Escoramento com madeira de OAE					
	Q = 404,01 m³					
		Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área
		0,8	0,4	6,7	14	225,16
						178,85
	Total (m³)			11,52		404,01
SUPERESTRUTURA						
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
	Q = 4.356,35 m²					
		Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Perímetro (m)	Quantidade
	Laje do tabuleiro	25,62	51,12	0,22	26,06	1
	Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	3,60	10
	Longarinas 15m	0,32	15,00	0,90	2,12	20
	Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	3,90	2
	Viga travessa	1,45	25,62	1,60	4,65	2
	Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,83	60
	Laje de transição	4,00	12,50	0,25	4,50	4
	Transversinas 1 (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	2,90	4
	Transversinas 2 (vão 15m)	0,30	12,00	0,70	1,70	8
	Guarda-rodas	0,40	51,12	0,87	1,74	4
	Cortina	0,30	25,62	1,82	3,76	2
	TOTAL (m²) 4356,35					
2 S 03 329 04	Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz. c/adit.conf.e lanç					
	Q = 930,15 m³					
		Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Área (m²)	Quantidade
	Laje do tabuleiro	25,62	51,12	0,22	5,64	1
	Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	0,9	10
	Longarinas 15m	0,32	15,00	0,90	0,29	20
	Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	1,69	2
	Viga travessa	1,45	25,62	1,60	2,03	2
	Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,20	60
	Laje de transição	4,00	12,50	0,25	1,00	4
	Transversinas 1 (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	0,39	4
	Transversinas 2 (vão 15m)	0,30	12,00	0,70	0,21	8
	Guarda-rodas	0,40	51,12	0,87	0,23	4
	Cortina	0,30	25,62	1,82	0,65	2
	TOTAL (m³) 930,15					
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Pré laje					
		Peso (kg)				
	Pré laje	9234				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje do tabuleiro					
		Peso (kg)				
	Laje do tabuleiro 15 m	3328				
	Laje do tabuleiro 21 m	1930				
	Total	5258				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Longarinas 15 m					
		Peso (kg)				
	Longarinas 15 m	22060				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Longarinas 21 m					
		Peso (kg)				
	Longarinas 21 m	15230				

2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Viga travessa					
	-	Peso (kg)				
	Viga travessa (encontro)	9120				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje de transição					
	-	Peso (kg)				
	Laje de transição	3620				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Transversinas 1 (vão 15m)					
	-	Peso (kg)				
	Transversinas 1 (vão 15 m)	6844				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Transversinas 2 (vão 21m)					
	-	Peso (kg)				
	Transversinas 2 (vão 21m)	4672				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - laje elástica					
	-	Peso (kg)				
	Laje elástica	6512				
	Fornecimento, corte e colocação de cabos em aço CP-190 RB 9 D=12,7mm					
	-	Peso (kg)				
	Vão de 21m	9510,00				
	TOTAL (kg)					
	Fornecimento, colocação e protensão de ancoragens ativas p/cabos 9 D=12,7mm					
	-	Unidade				
	Vão de 21m	120				
	TOTAL (un)					
	Fornecimento, corte, colocação e injeção com nata de cimento de bainhas metálicas diâm. = 62mm					
	-	Comprimento (m)				
	Vão de 21m	1124				
	TOTAL (m)					
	Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 15 m de extensão até 10 tf de peso					
	-	Quantidade				
	Vão de 15 m	20				
	Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 21 m de extensão até 40 tf de peso					
	-	Quantidade				
	Vão de 21 m	10				
	Pré-Laje					
	Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m²)	Volume (m³)	Taxa (Kg/m³)	Peso (Kg)
	VAR	51,12	987,40	58,60	100	5860,00
4 S 06 030 11	Barreira de segurança dupla DNER PRO 176/86					
	Q1 =	205,00 m				
	Comprimento (m)	Total (m)				
	205,00	205,00				
2 S 03 991 02	Dreno de PVC D=100 mm					
	Q1 =	26,00 m				
	Quantidade					
	26,00					
2 S 03 930 00	Junta de cantoneira Junta de dilatação e vedação em perfil elastomérico com lábios poliméricos de 25 mm, JJ 2540 V-V					
	Quantidade	Largura (m)	Total (m)			
	4	25,62	102,48			
2 S 03 119 01	Escoramento com madeira de OAE					
	Q =	900,00 m3				
	-	Volume (m³)				
		900,00				
	TOTAL (m³)	900,00				
CONTENÇÃO						
5 S 05 303 02	Terra armada - ECE - greide 6,0<h<9,00					
	Q =	860,00 m2				
	Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m	Total (m²)				
		860,00				
5 S 05 303 05	Terra armada - ECE - pé de talude 6,0<h<9,00m					
	Q =	30,00 m2				
	Terra Armada - ECE - Pé de Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m²)				
		30,00				
5 S 05 303 09	Escamas de concreto armado para terra armada					
	Q =	129,00 m3				
	Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m³)				
		129,00				

3.3 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 307+0,00

3.3.1 - Introdução

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao Viaduto Estaca 307, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A ponte apresenta 51,00m de superestrutura, constituída de 2 vãos de 15m e 1 vão de 21m, iniciando-se na estaca 305+15,530 até a estaca 308+6,650, e dois tabuleiros de 12,80m cada, com largura total de 25,60m sendo dois guarda-rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.3.2 - Ficha técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: A ponte apresenta 51,00m de superestrutura, constituída de 2 vãos com cadencia de 15,00m e 1 vão com cadencia de 21,00m.

Largura: Dois tabuleiros de 12,80m, com largura total de 25,60m, dois guarda rodas de 0,40m e uma faixa de rolagem de 12,00m cada tabuleiro.

Trem-tipo de cálculo: Tipo de Trem TB-45.

Definição da Obra

Infra-estrutura: Fundação indireta, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

Meso-estrutura: Na transmissão dos esforços verticais, horizontais, transversais e longitudinais, estão previstos aparelhos de apoio de neoprene fretado.

Superestrutura: Sistema em vigas múltiplas bi-apoiadas, pré-moldadas, em concreto protendido.

Características Geométricas

Em perfil – Trecho em nível.

Em planta – Trecho em tangente.

Materiais

Concreto

Regularização – $f_{ck} = 10\text{MPa}$

Infraestrutura – $f_{ck} = 25\text{MPa}$

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

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

Aço

Para complementação de peças protendidas e de concreto armado: CA-50.

Para concreto protendido: CP-190RB.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: $2,50\text{t/m}^3$

Pavimentação: $2,40\text{t/m}^3$

Terra: 1,80t/m³

Coefficientes de Segurança

Majoração :

- Para Esforços de Carga Permanente = 1,35
- Para Esforços de Carga Móvel = 1,50

Minoração :

- Resistência do Concreto = 1,40
- Resistência do Aço = 1,15

Classe de agressividade

- Classe de agressividade III

Diversos

Transmissão de Esforços da “Superestrutura x Mesoestrutura” na região dos encontros através de Aparelhos de Apoio de Neoprene Fretado.

Drenagem – Através de tubulação externa em PVC para esgoto com Ø=100mm.

Normas

Normas da ABNT e DNIT, em suas últimas edições, a saber.

- NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos
- NBR 6122:1988 - Projeto e Execução de Fundações
- NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado – Procedimento
- NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres – Procedimento
- NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento
- NBR 10839:1989 – Execução de obras de artes especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento.
- NBR 6123:1988 - Forças devidas a vento em edificações
- Manual de Construção de obras de arte especiais - 1995 - DNER
- Manual de projeto de obras de arte especiais- 1996 - DNER
- Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários - 2010 – DNIT

Publicações Técnicas

- Tabelas para cálculo de Lajes de Pontes – Prof. Rüsçh
- Tabelas da Promon para Dimensionamento de Armaduras
- Fundações Teoria e Prática – Editora Pini
- Estruturas de Fundações – Marcello da Cunha Moraes, Ed. McGRAW – Hill do Brasil LTDA
- Construções de Concreto – F. Leonhardt, Editora Interciência.

Programas de Cálculo Utilizados

- O dimensionamento, obtenção de esforços devido às forças horizontais, longitudinais e transversais foram executados com o uso do Programa de Análise e Processamento *Sofistik/Ftool*;
- A análise de esforços nos estaqueamentos foram analisados com o Programa *Estaca* da Projecon;
- A interação estaca x solo com o Programa Aoki-Velloso e verificado pelo programa de análise *PFM* da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

Processamento

Memória de Cálculo da Viga de 15m

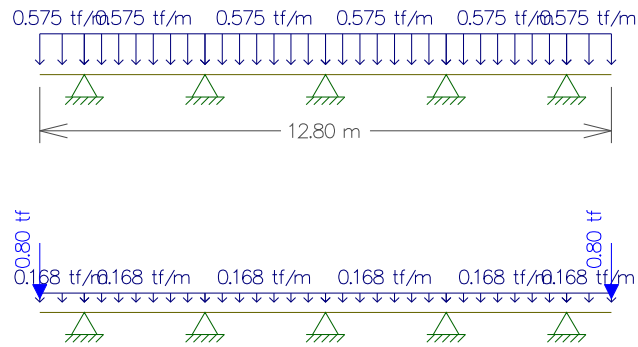
Carga Permanente

Transversal

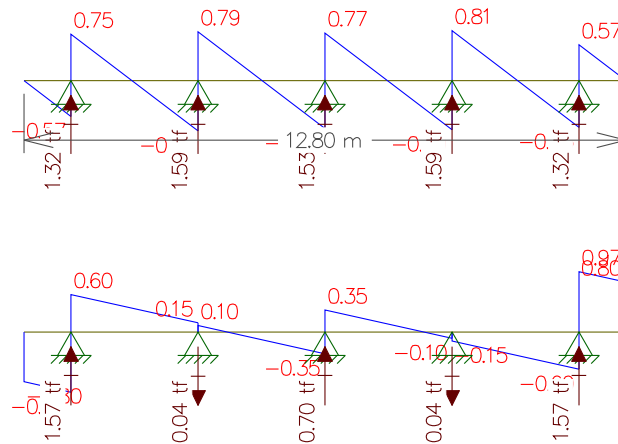
Peso da Laje

Peso do Guarda-rodas + pavimento+recapeamento

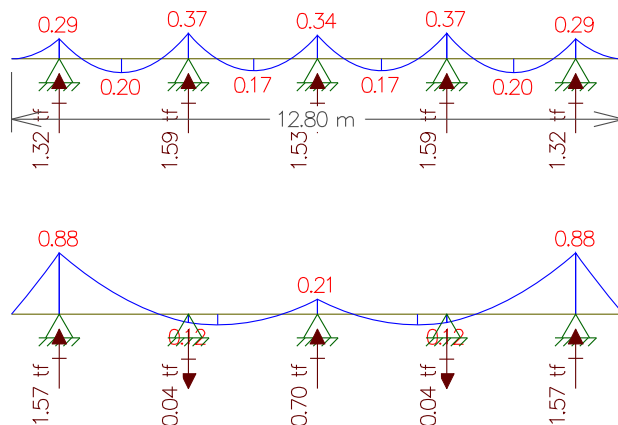
○ Cargas



○ Cortantes



○ Momentos



Longitudinal

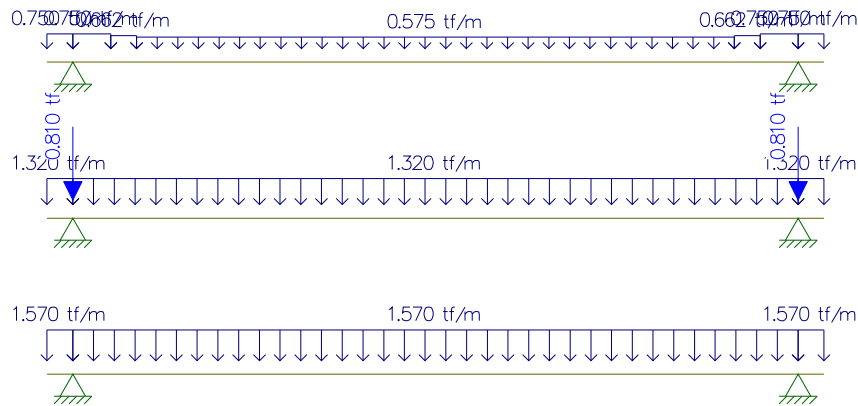
- Viga 1 e 5:

Peso próprio da Viga

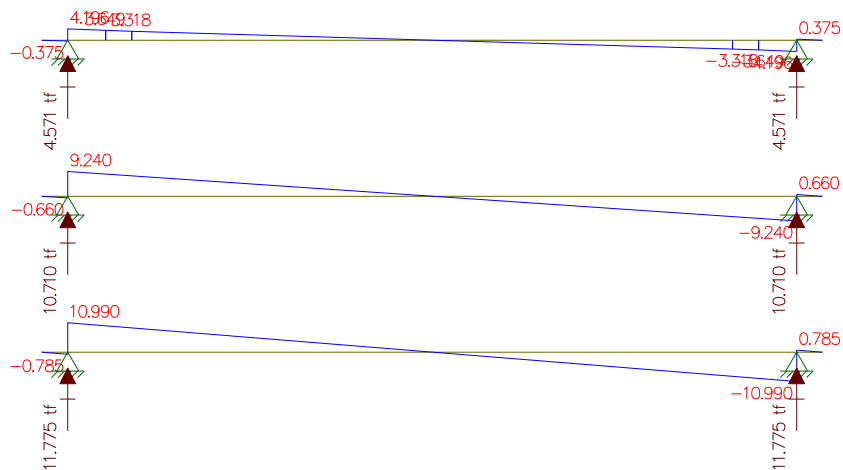
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

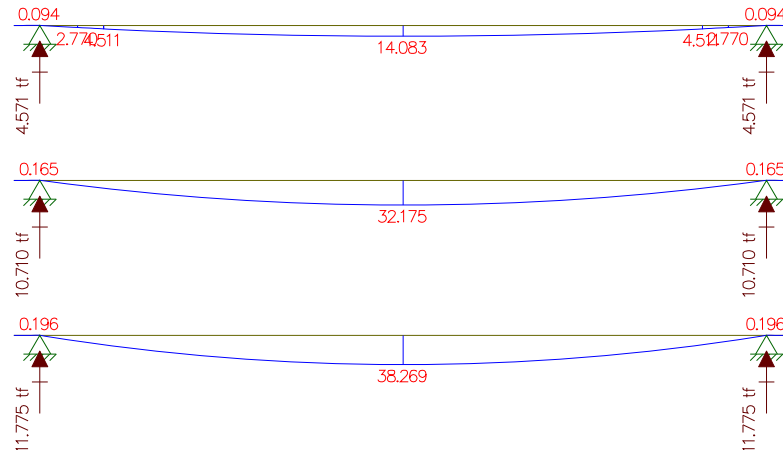
Cargas



Cortante



Momentos



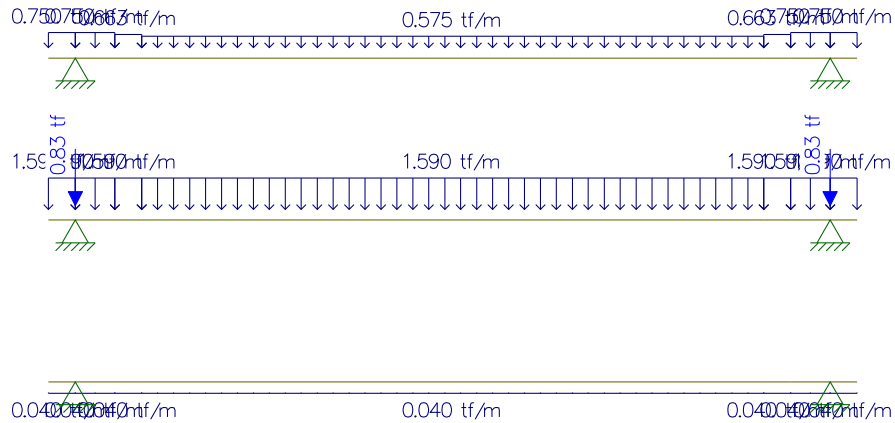
○ Viga 2 e 4:

Peso próprio da Viga

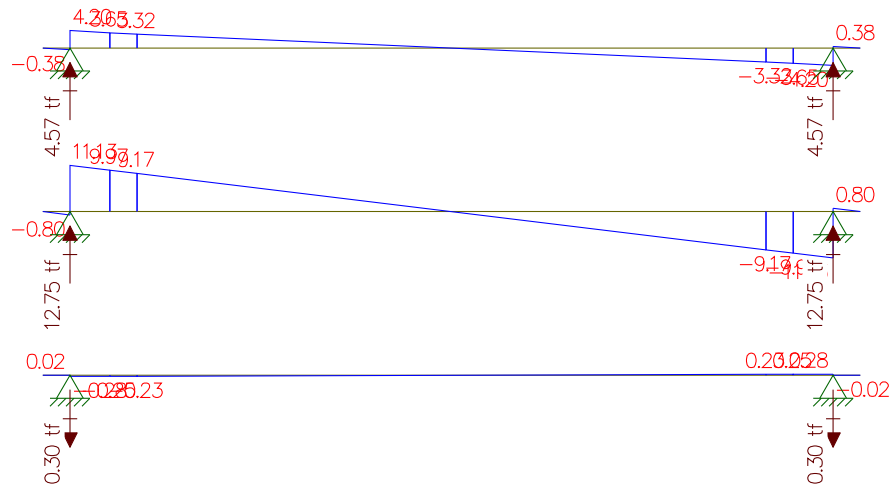
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

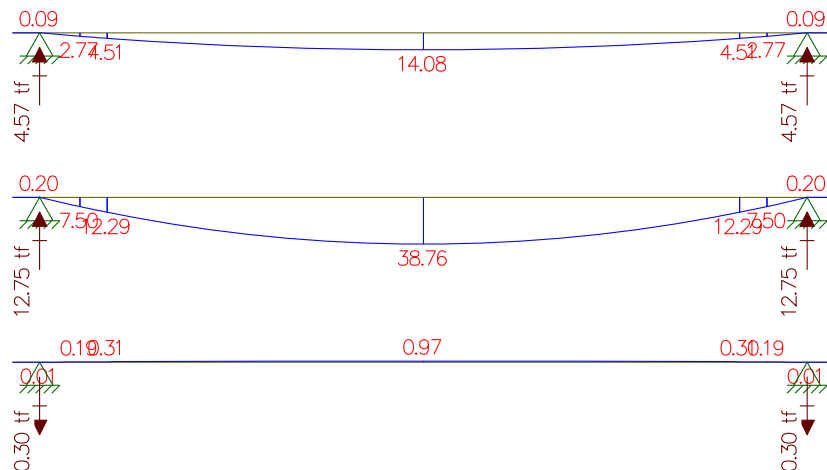
Cargas



Cortante



Momento



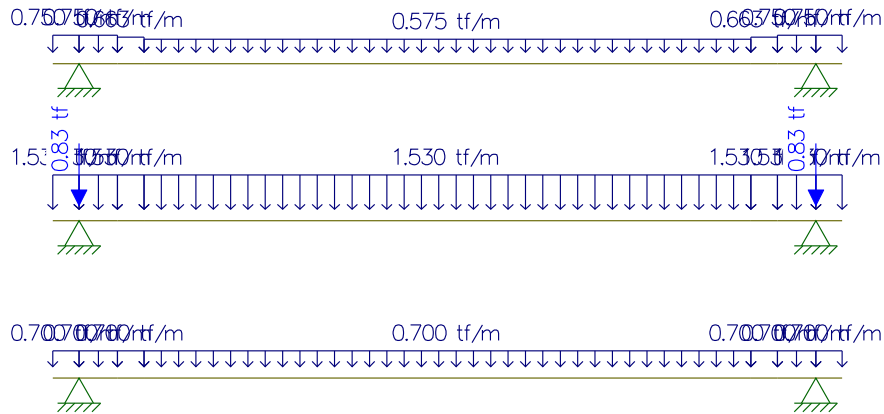
○ Viga 3:

Peso próprio da Viga

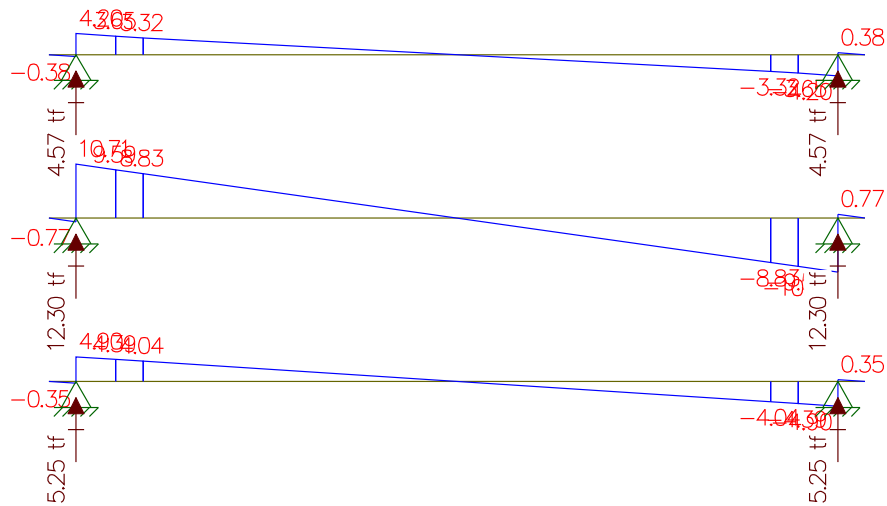
Peso do guarda-rodas + pavimento

Peso da laje

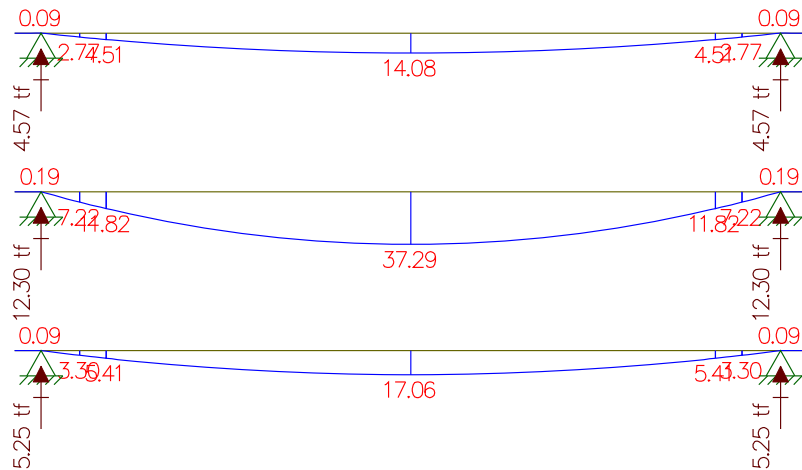
Cargas



Cortantes

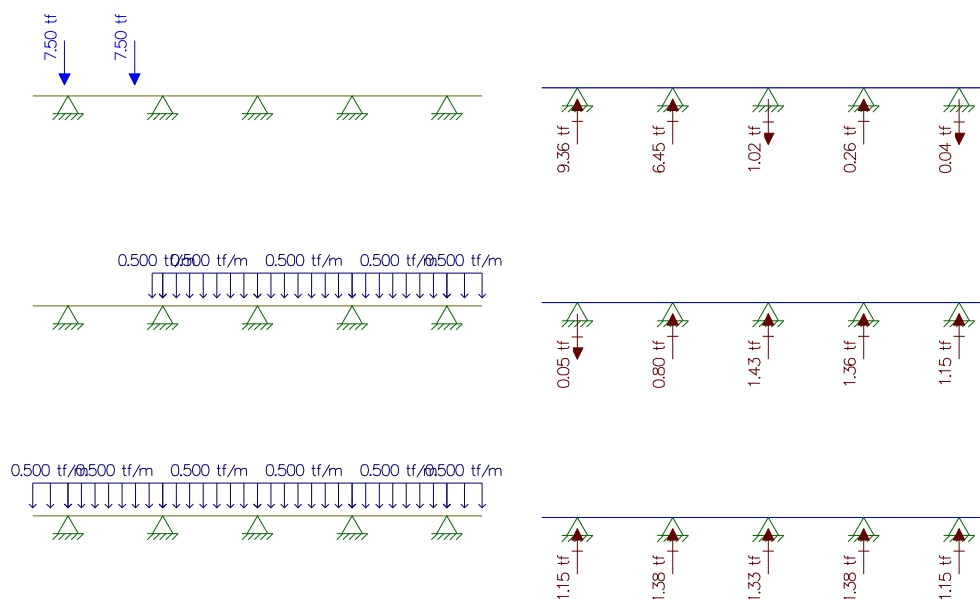


Momentos



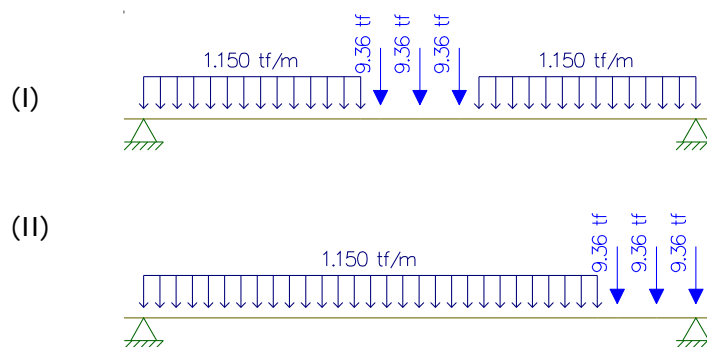
Carga Móvel Vigas 1 e 5

Transversal

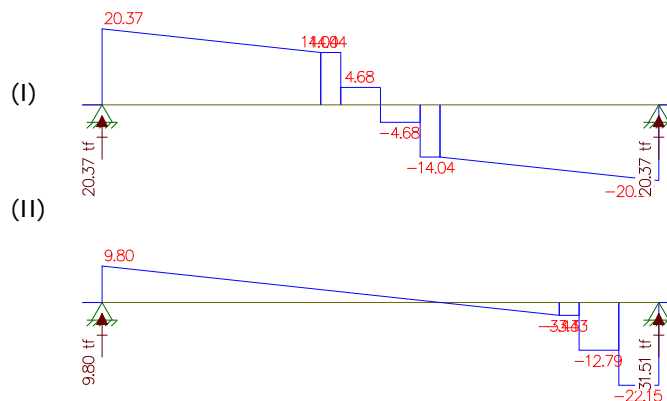


Longitudinal

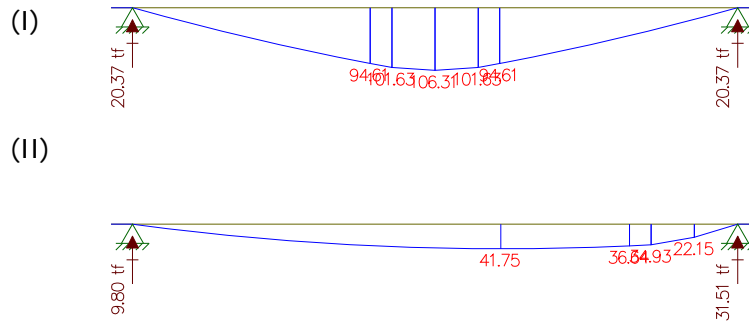
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

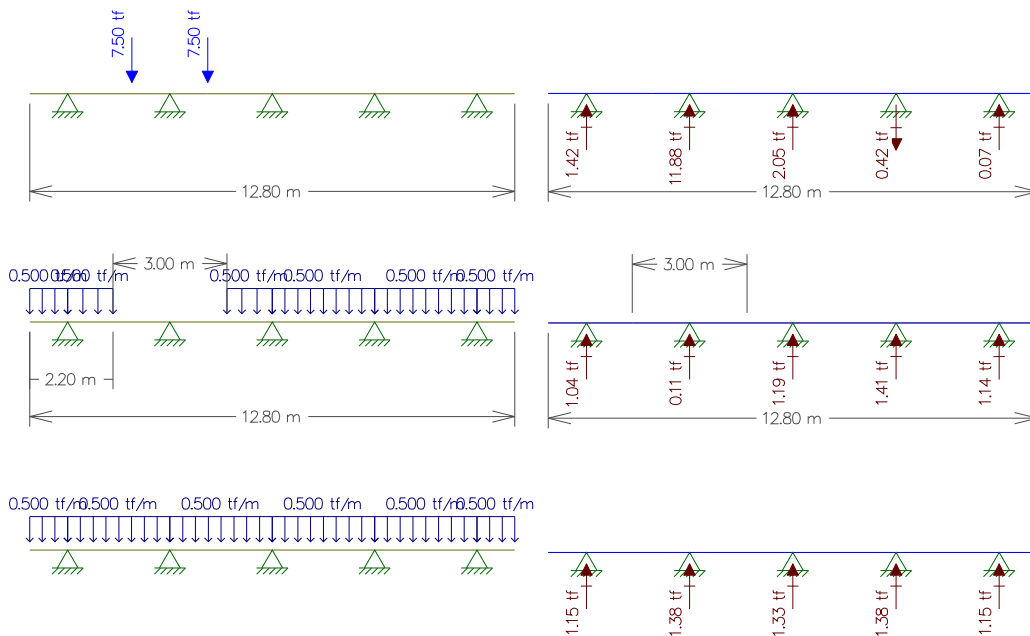


Momento



Vigas 2 e 4

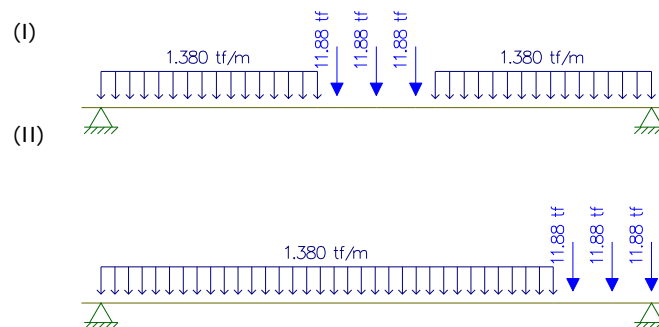
Transversal



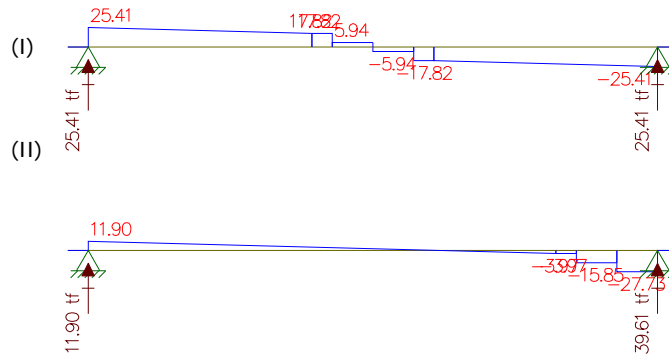
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

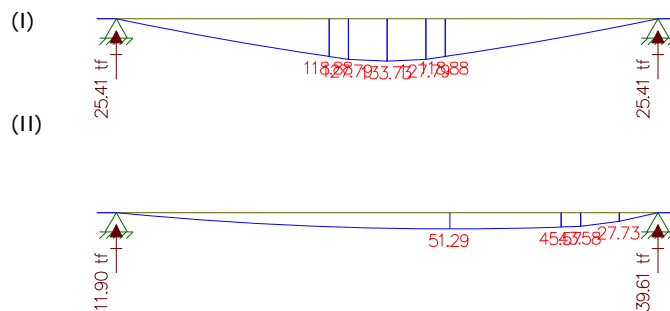
Para obter a reação e a cortante máximas.



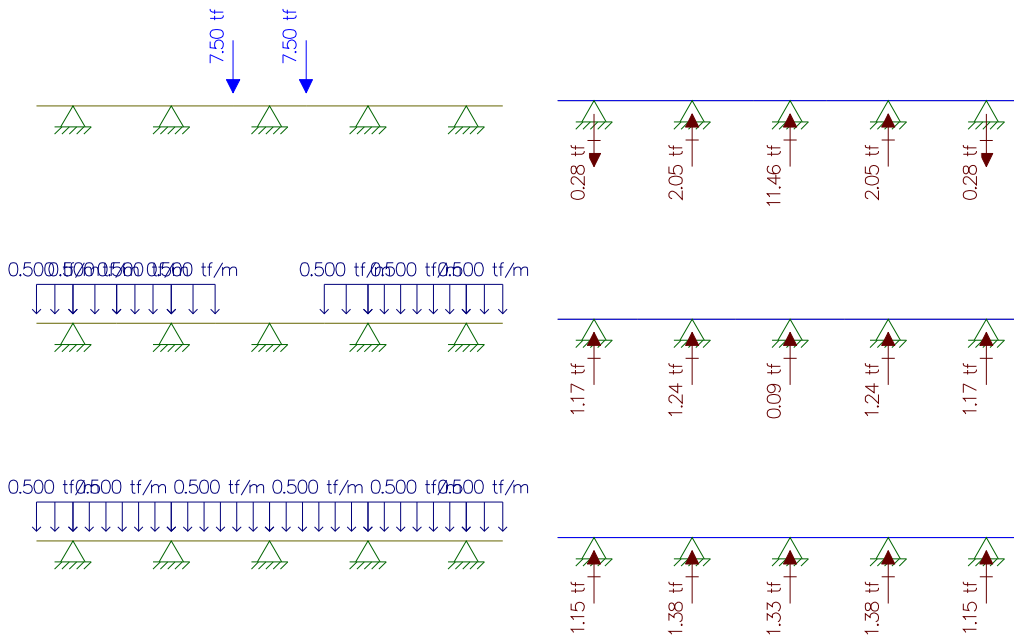
Cortante



Momento

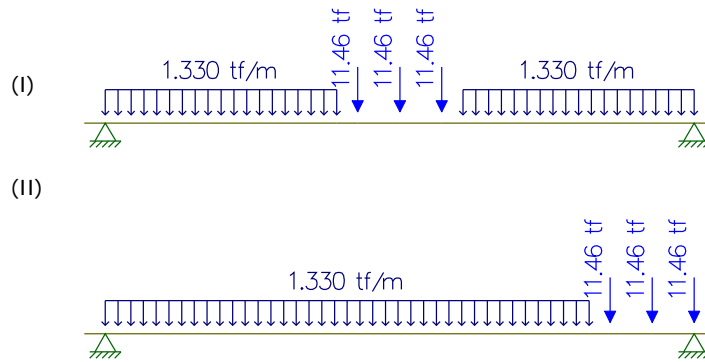


▪ Viga 3
Transversal

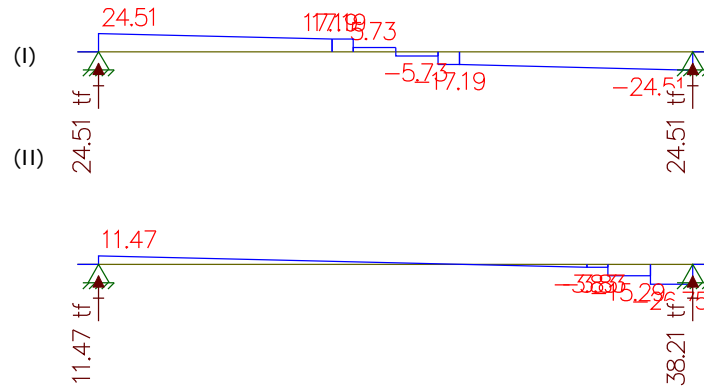


Longitudinal

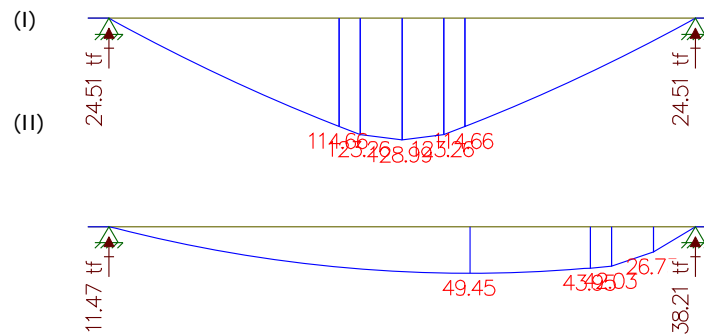
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



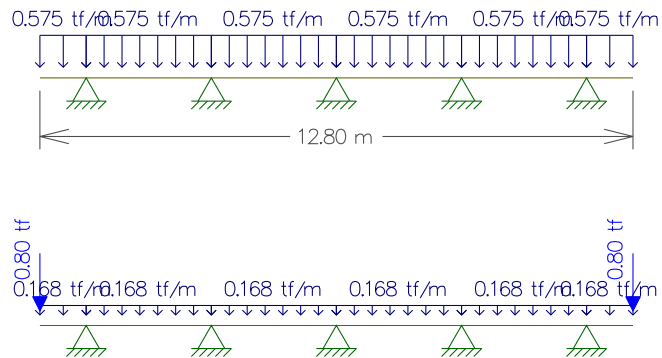
Memória de Cálculo da Viga de 21m

Carga Permanente
Transversal

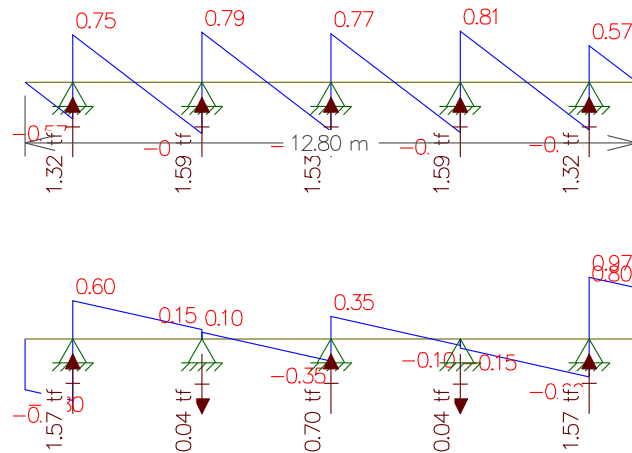
Peso da Laje

Peso do Guarda-rodas + pavimento + recapeamento

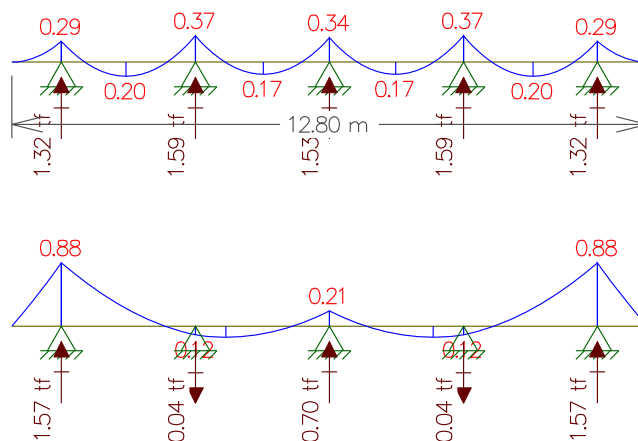
- Cargas



- Cortantes



- Momentos



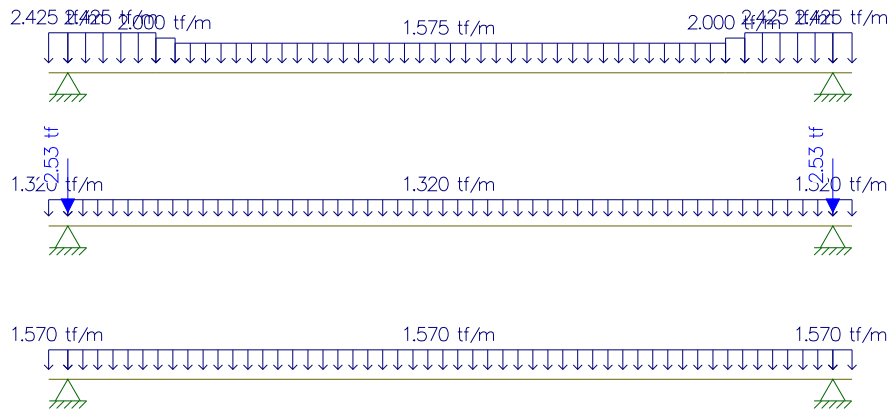
Longitudinal

- Viga 1 e 5:

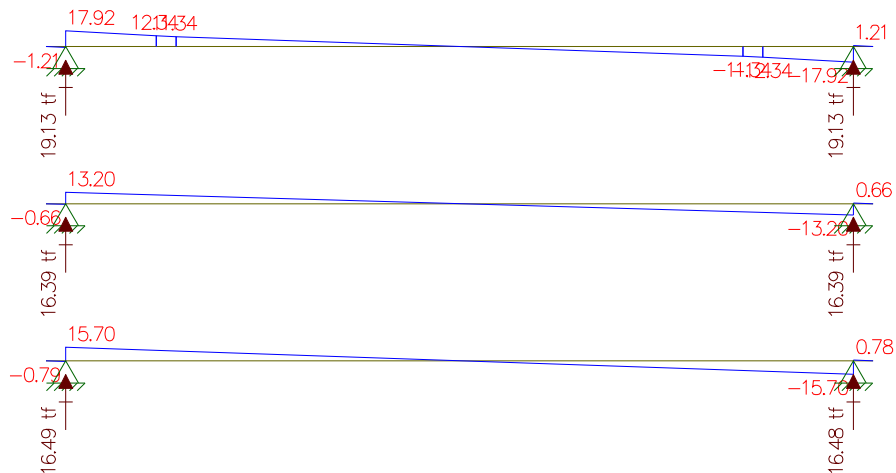
Peso próprio da Viga

Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

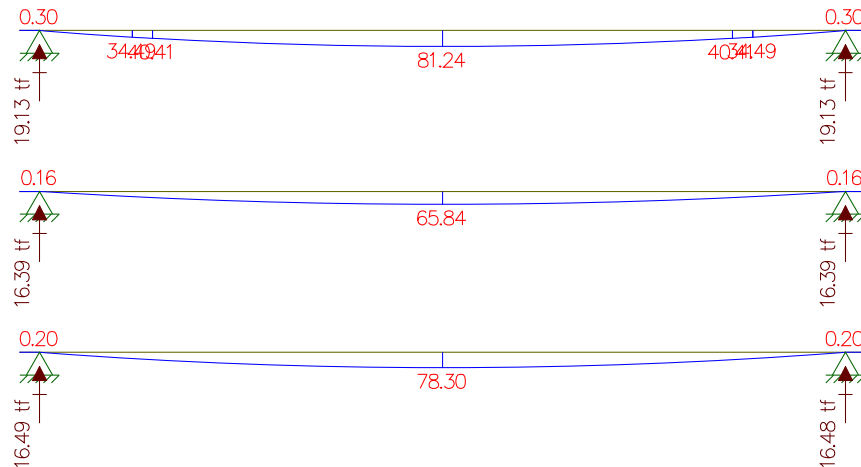
Peso da laje



Cortante



Momentos



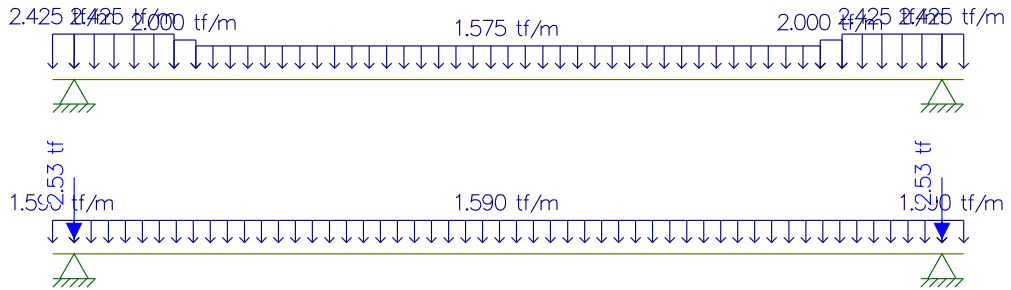
▪ Viga 2 e 4:

Peso próprio da Viga

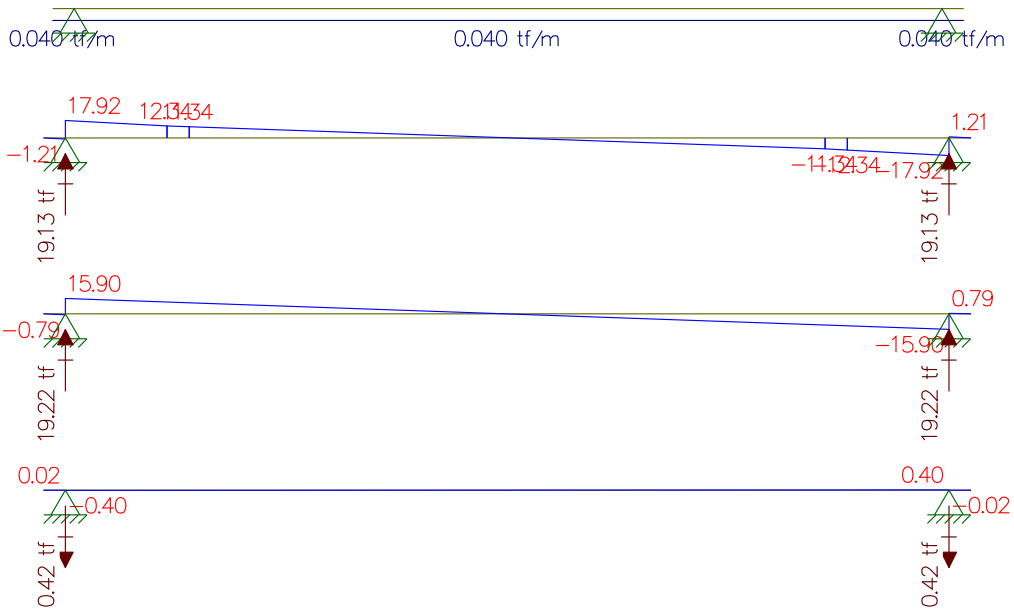
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

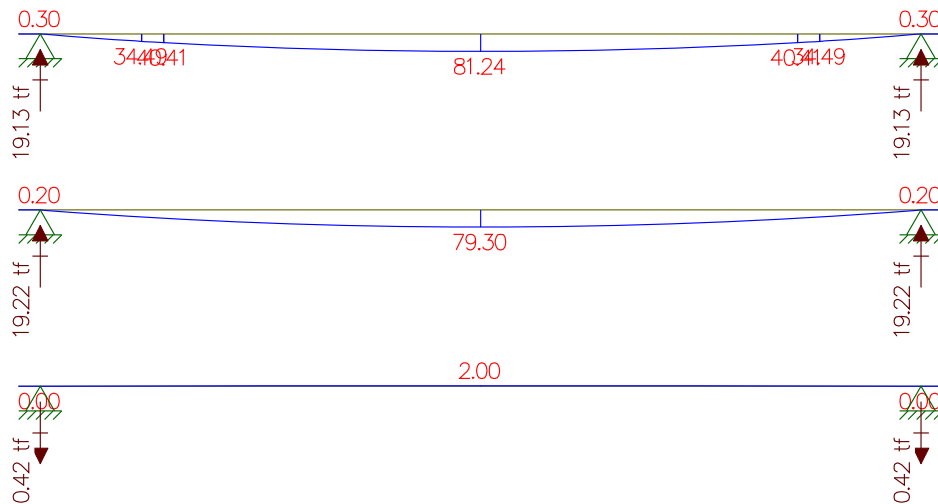
Cargas



Cortante



Momento



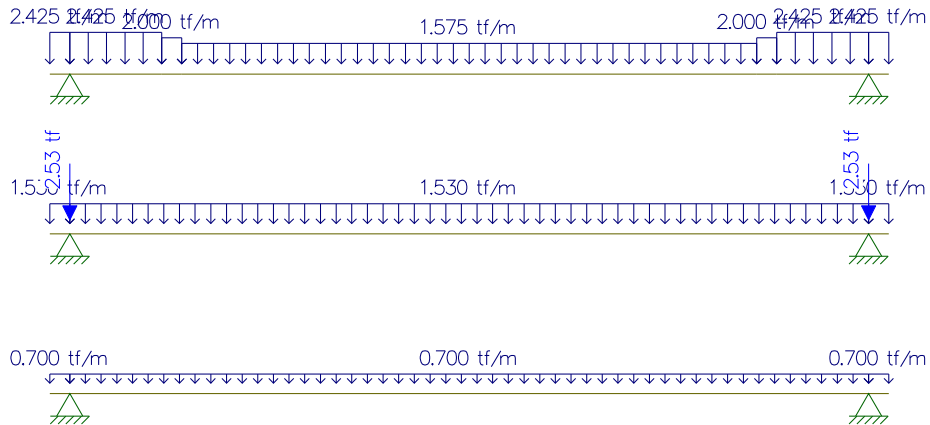
▪ Viga 3:

Peso próprio da Viga

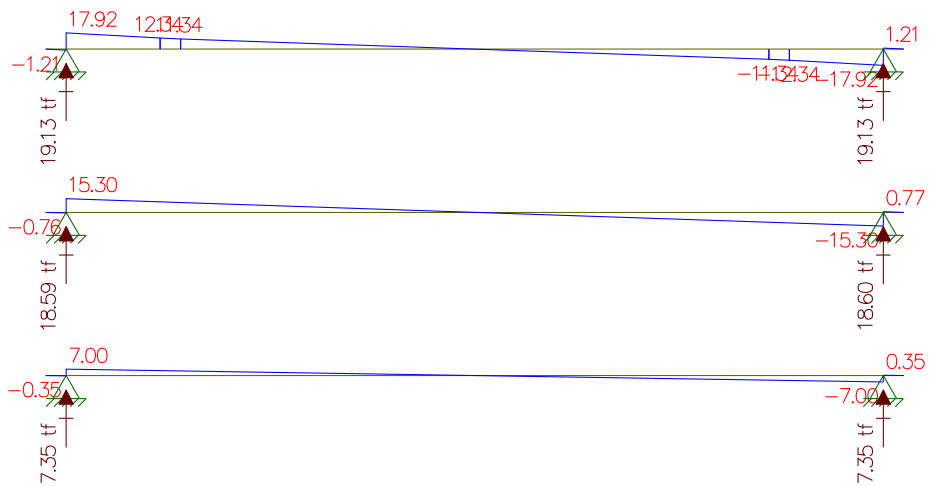
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

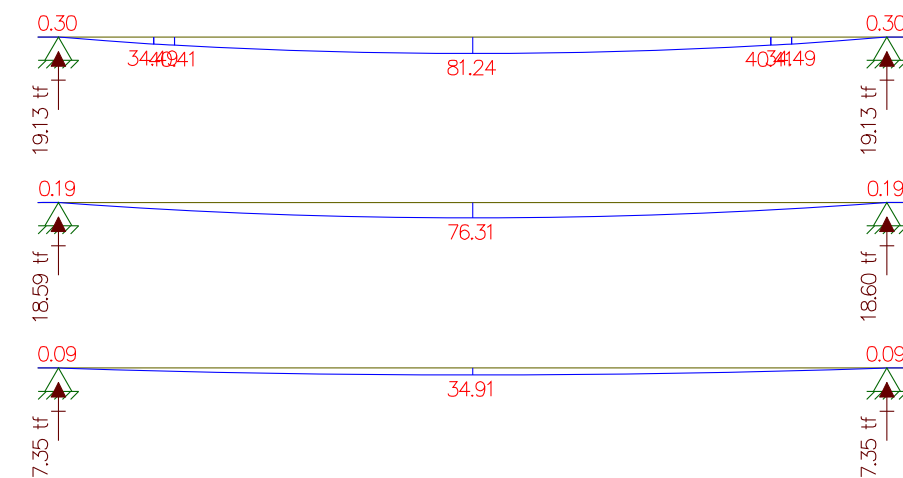
Cargas



Cortantes

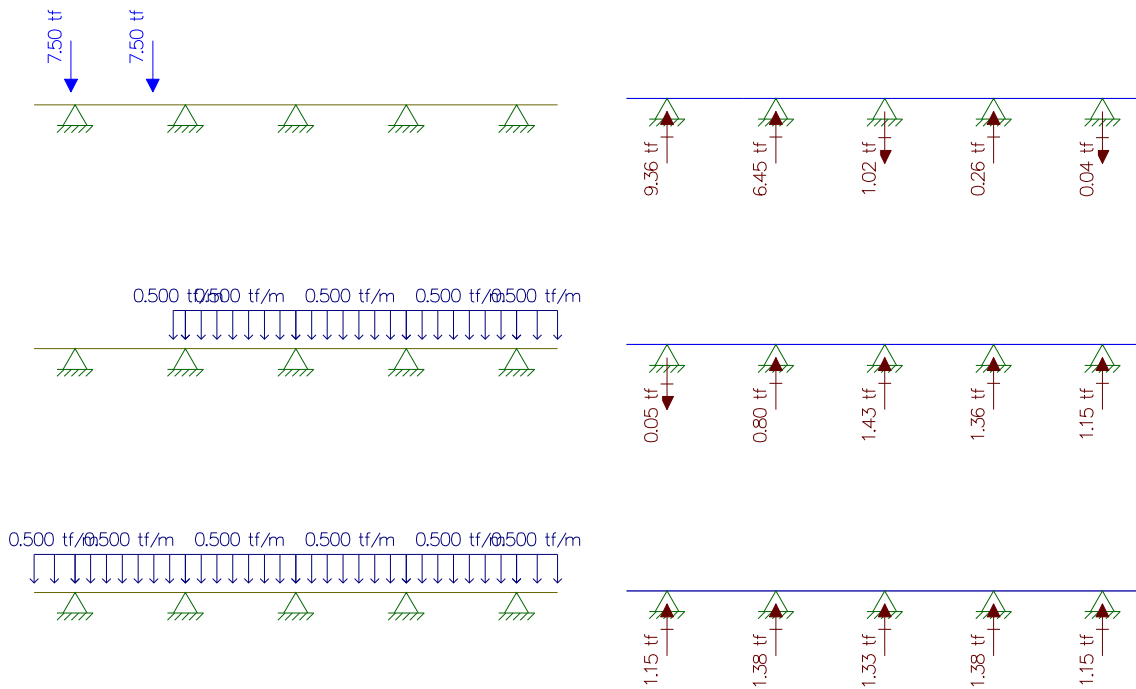


Momentos



Carga Móvel

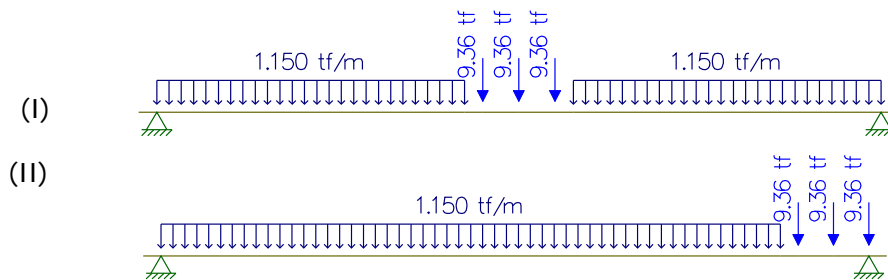
Vigas 1 e 5 Transversal



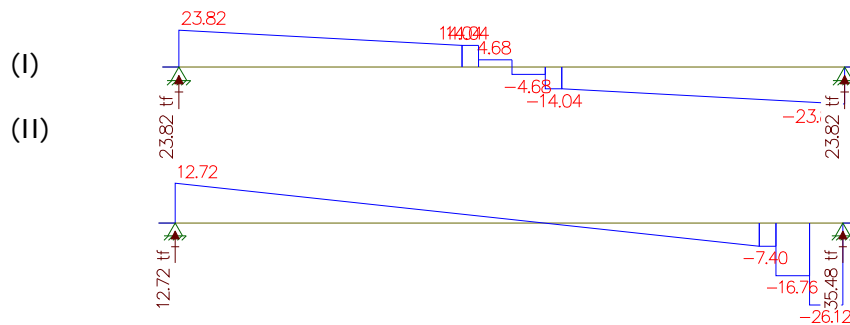
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

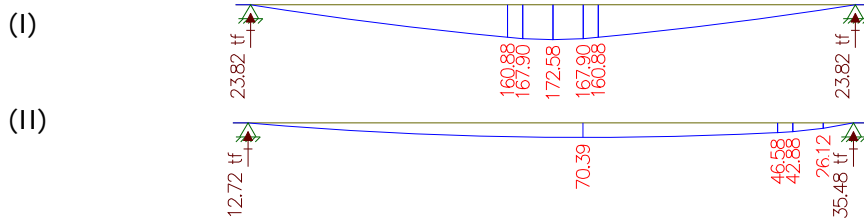
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

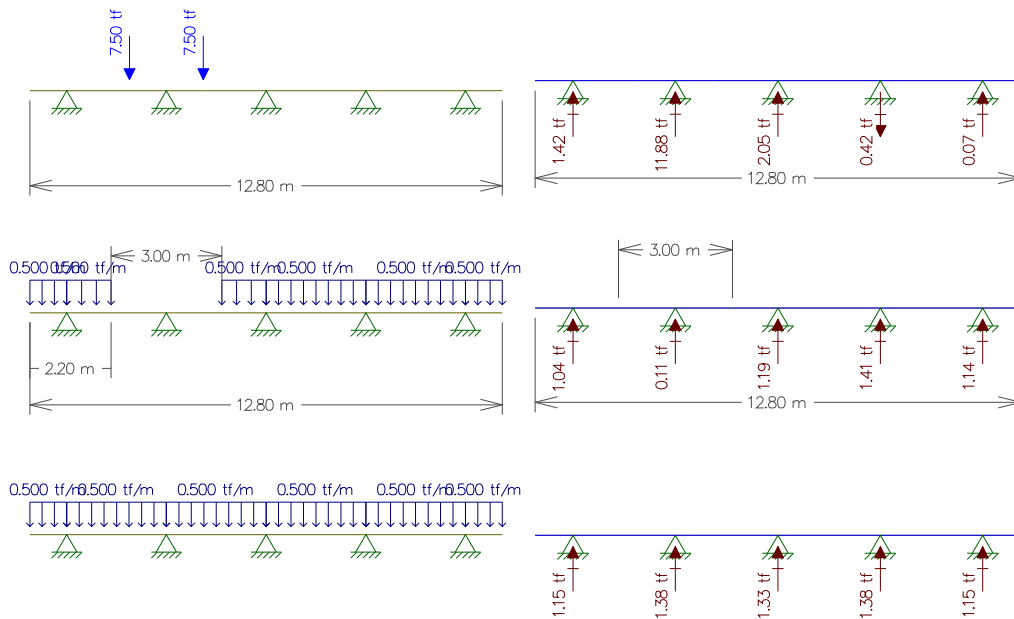


Momento



- Viga 2 e 4

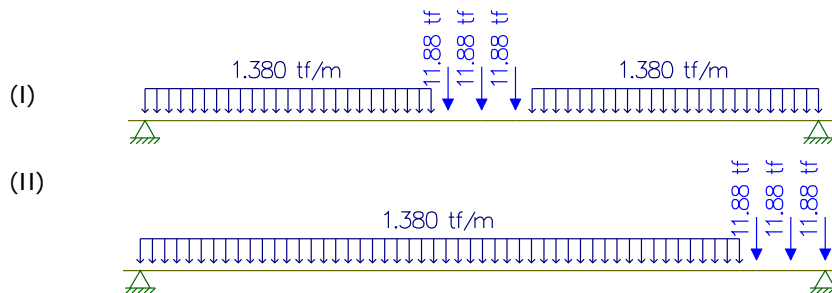
Transversal



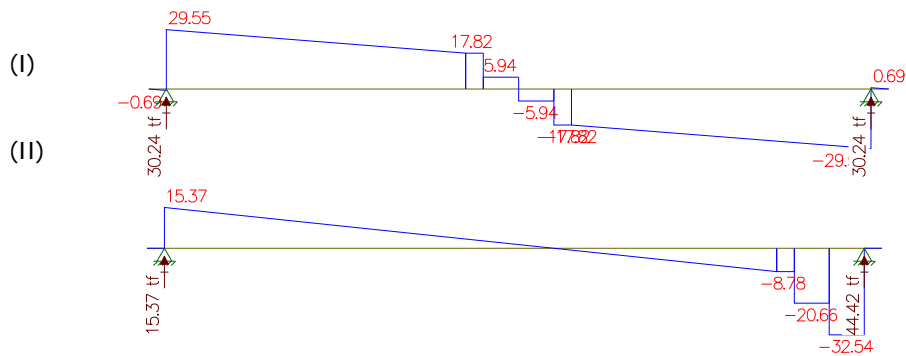
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

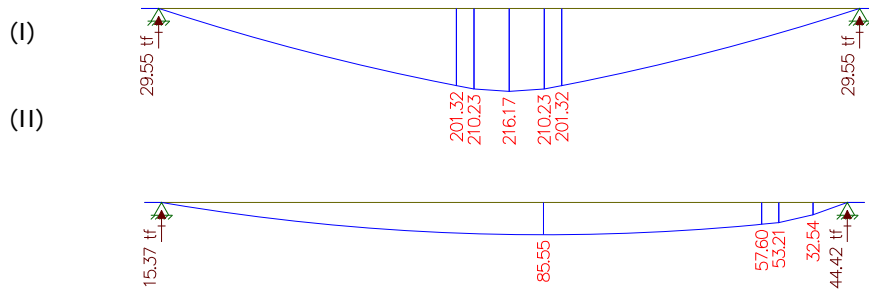
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

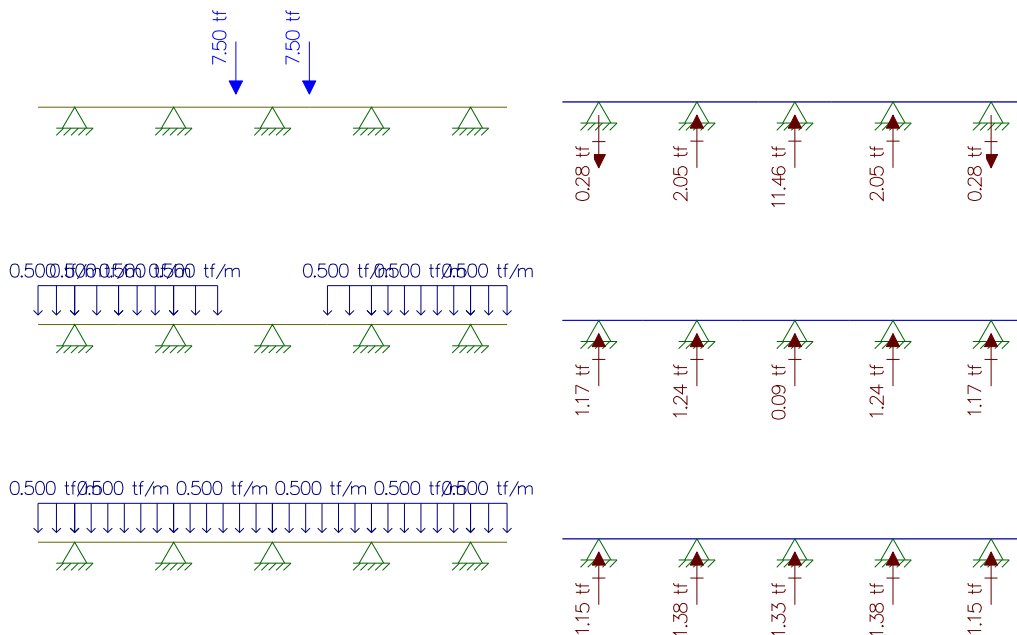


Momento



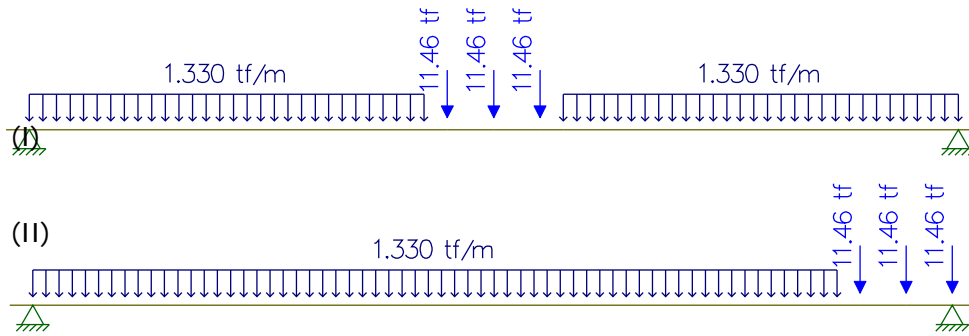
▪ **Viga 3**

Transversal

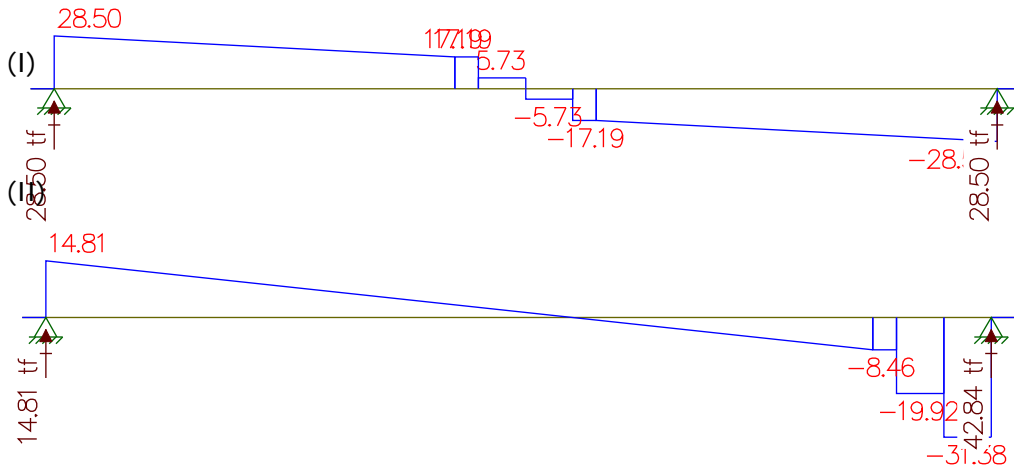


Longitudinal

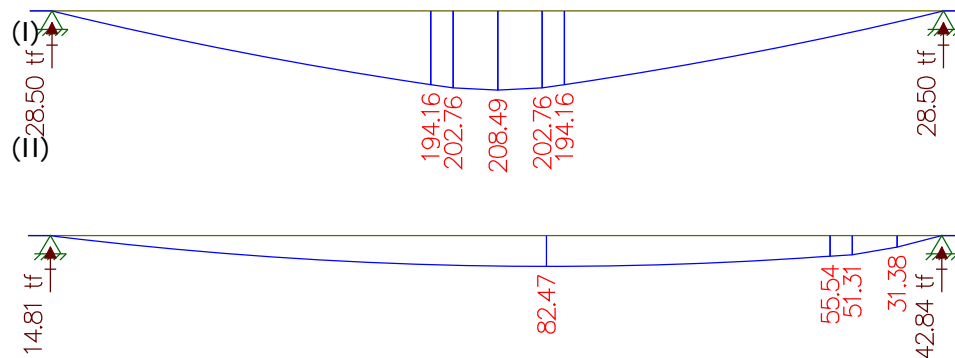
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



Memória de Cálculo da Travessa – 15m

Carga Permanente

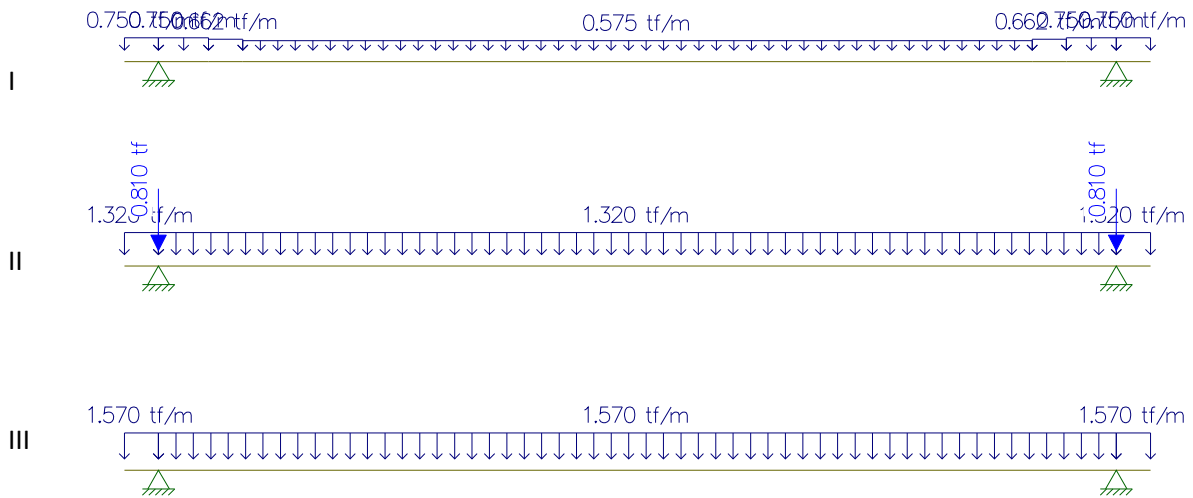
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 15 metros – viga 1 e 5

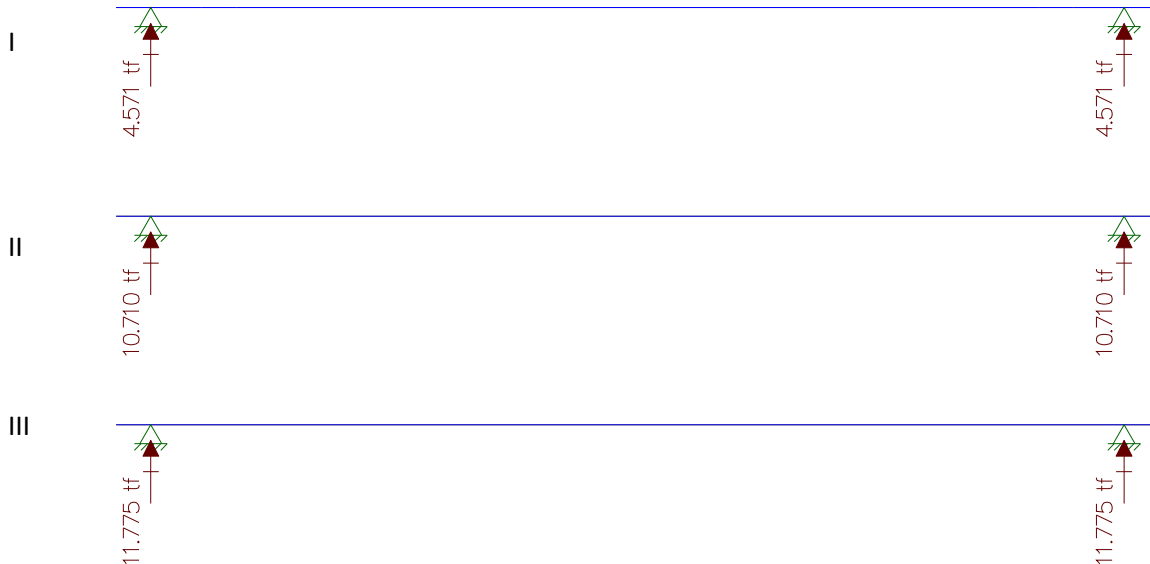
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento

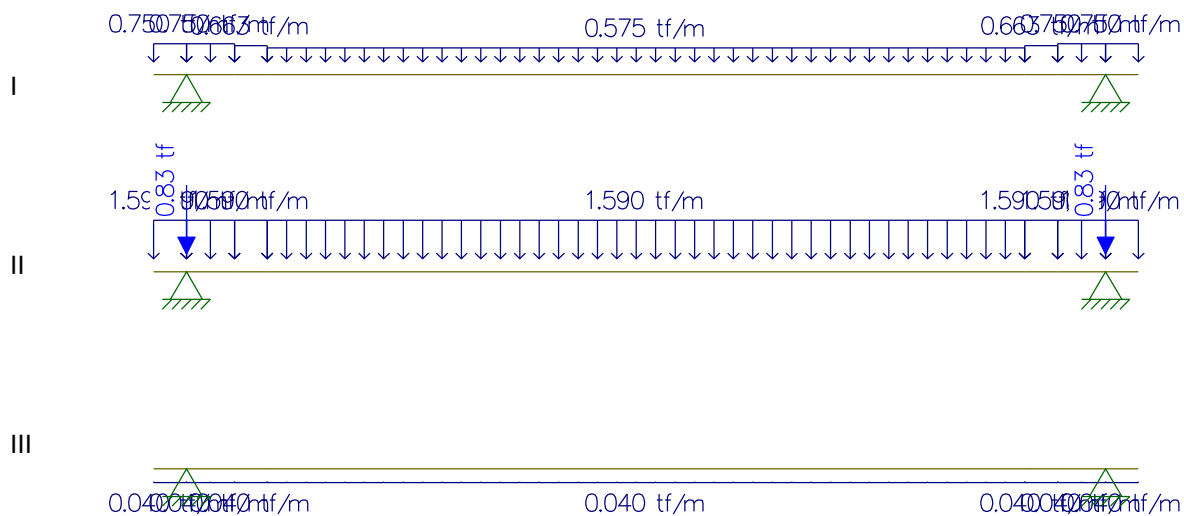


Reações

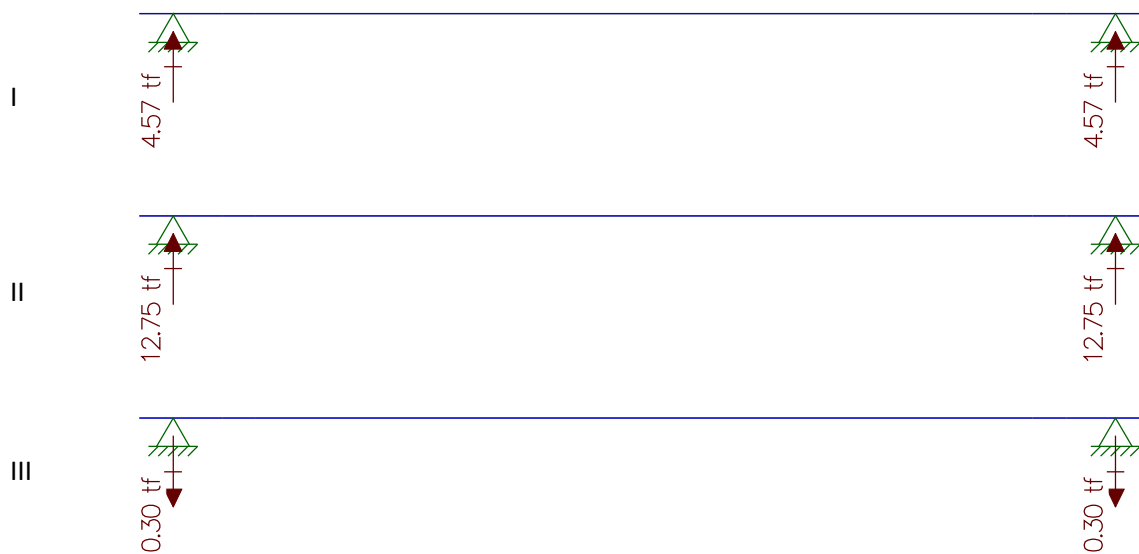


Reação resultante: $4,571\text{tf} + 10,710\text{tf} + 11,775\text{tf} = 27,055\text{tf}$

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 2 e 4

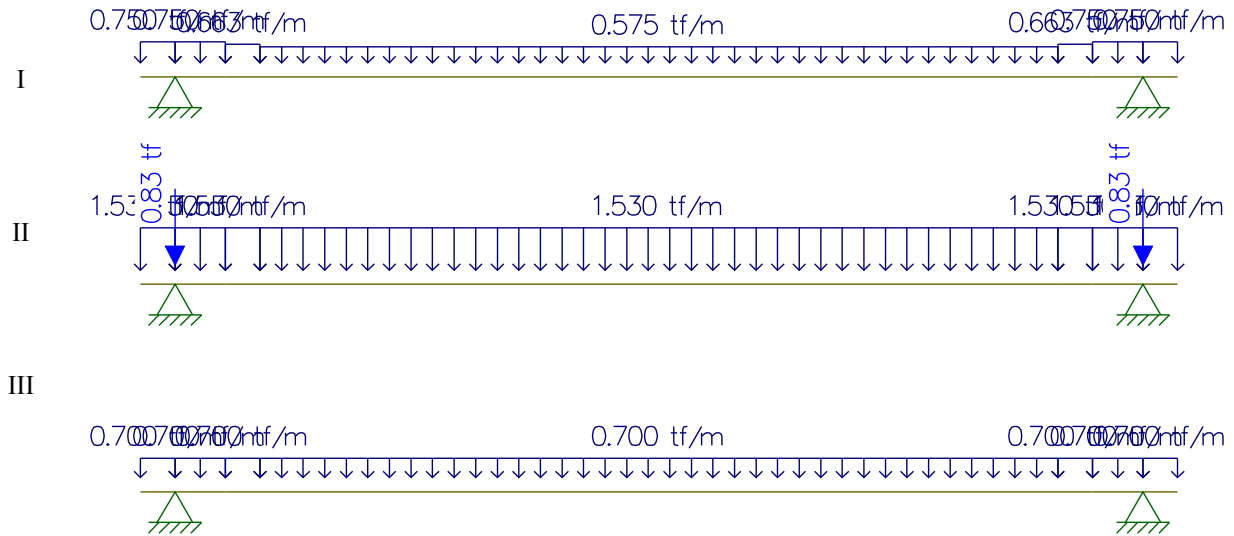


Reações

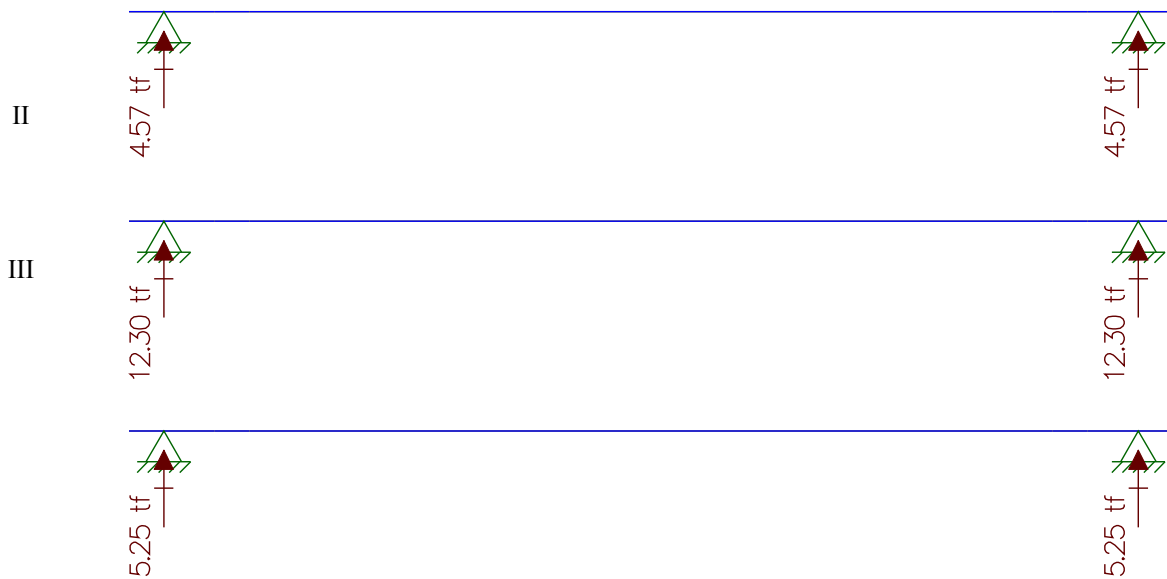


Reação resultante: $4,57tf + 12,75tf - 0,30 tf = 17,02tf$

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 3



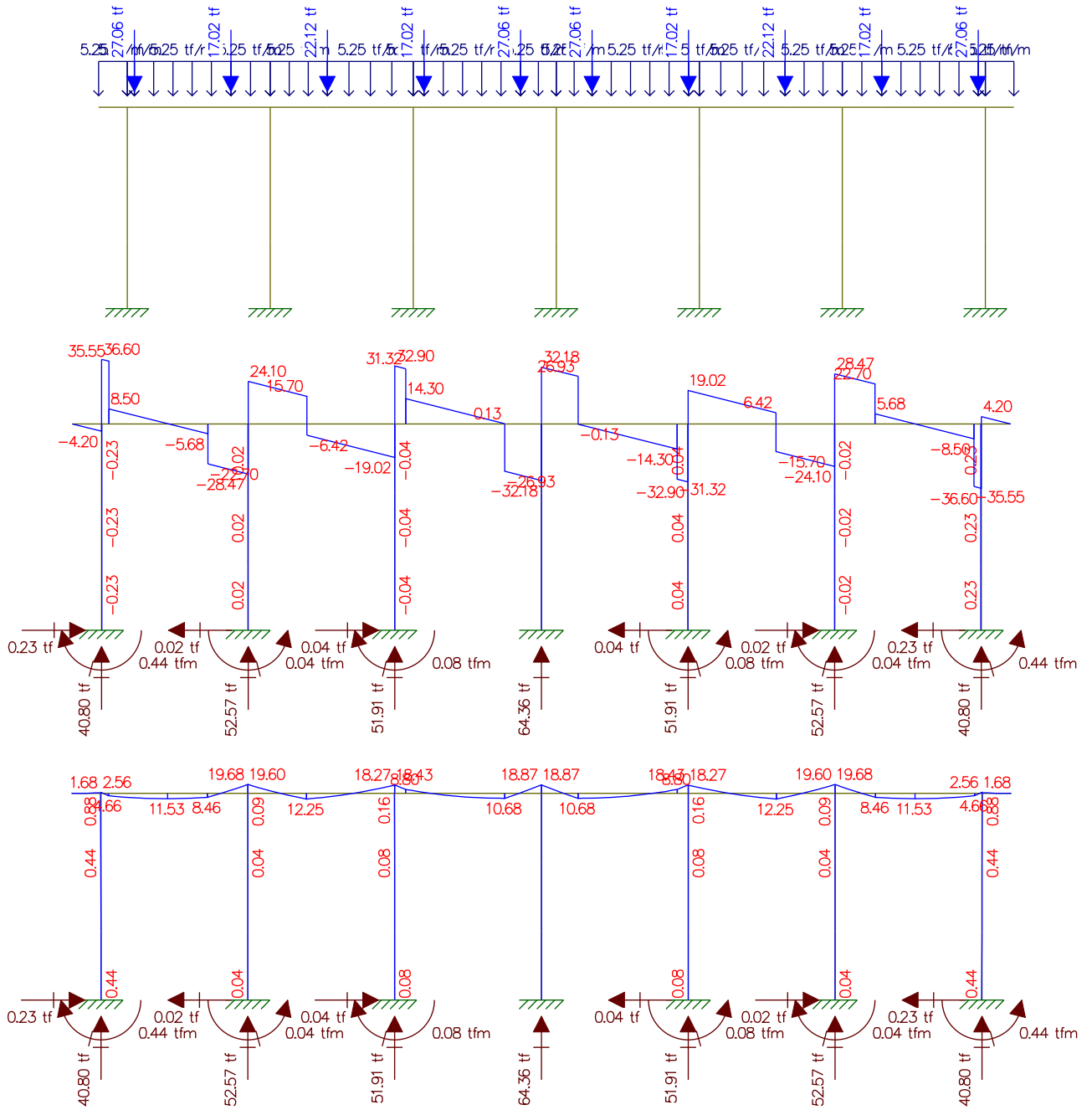
Reações



Reação resultante: $4,57 \text{ tf} + 12,30 \text{ tf} + 5,25 \text{ tf} = 22,12 \text{ tf}$
 Peso próprio da Travessa (15m)

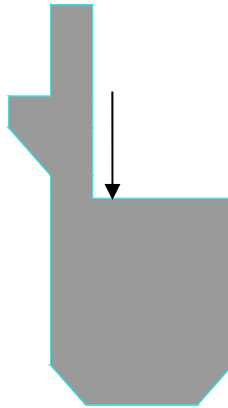
Área da seção = $2,10 \text{ m}^2$
 $2,10 \text{ m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,25 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



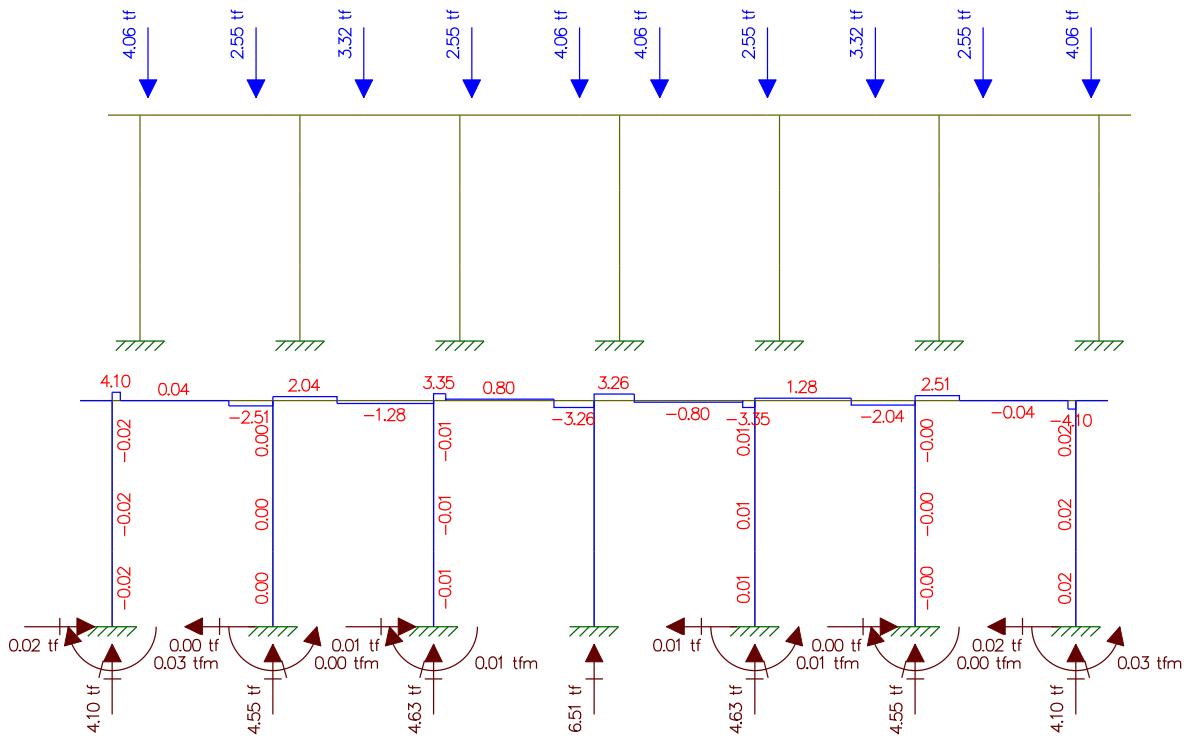
$$\text{Carga a} - \text{Carga b} = \text{Carga c} \times \text{distância} = \text{Momento Torsor (tf.m)}$$

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	27,06	0,150	4,06
Viga 2	17,02	0,150	2,55
Viga 3	22,12	0,150	3,32
Viga 4	17,02	0,150	2,55
Viga 5	27,06	0,150	4,06

Resultado do Estudo do Momento Torsor

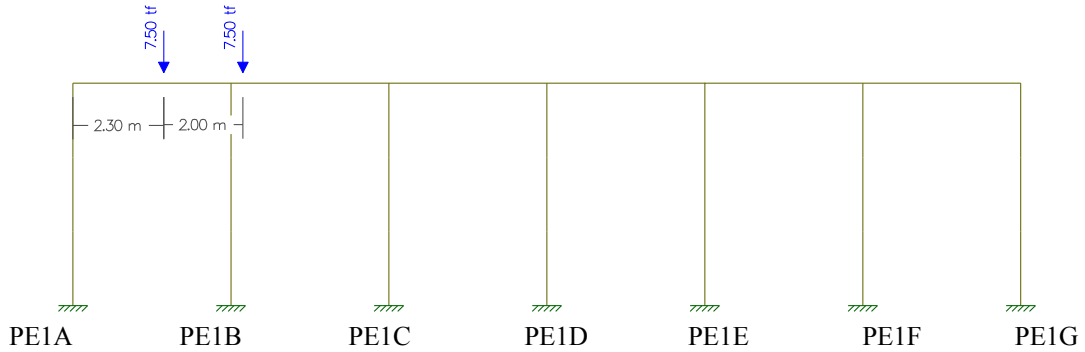
Analogia Cortante - Momento Torsor

Cargas / Cortante

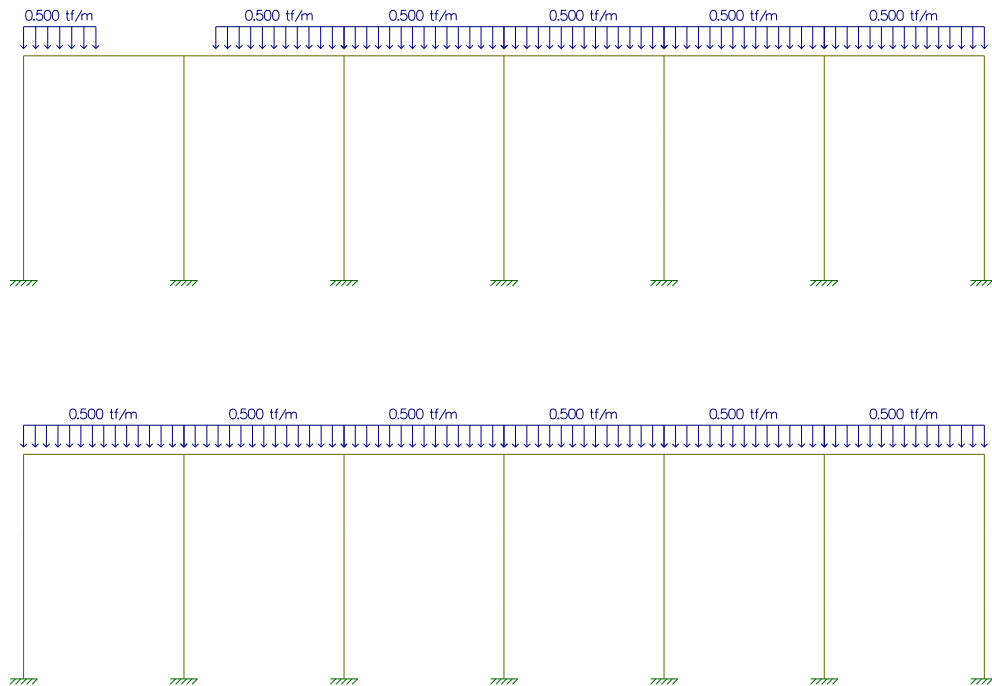


Carga Móvel

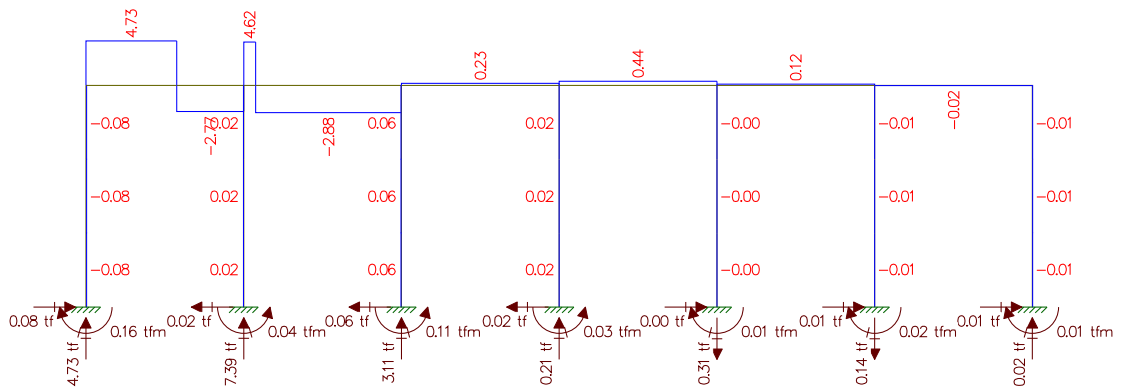
Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão
Cargas Pontuais do Trem Tipo



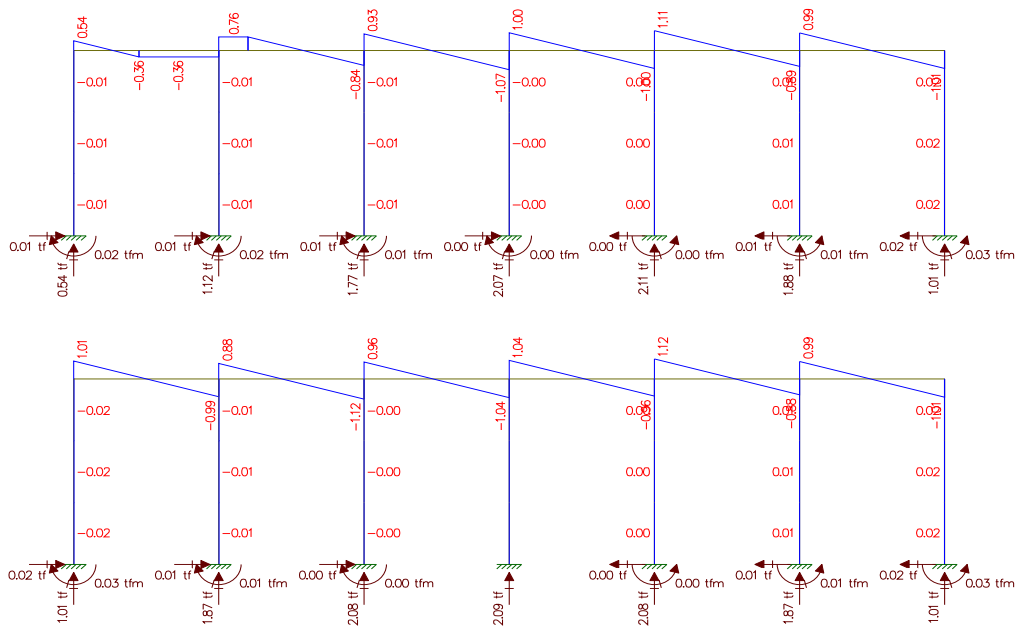
Cargas de multidão do Trem Tipo



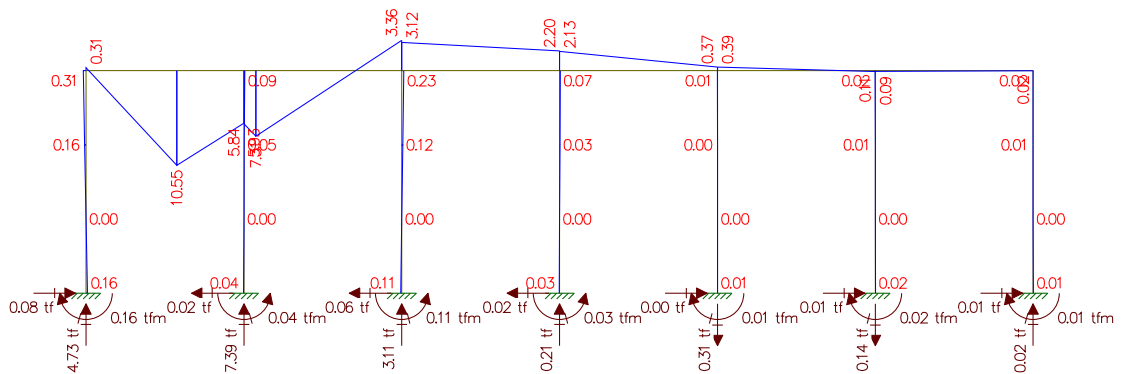
Cargas Pontuais do Trem Tipo



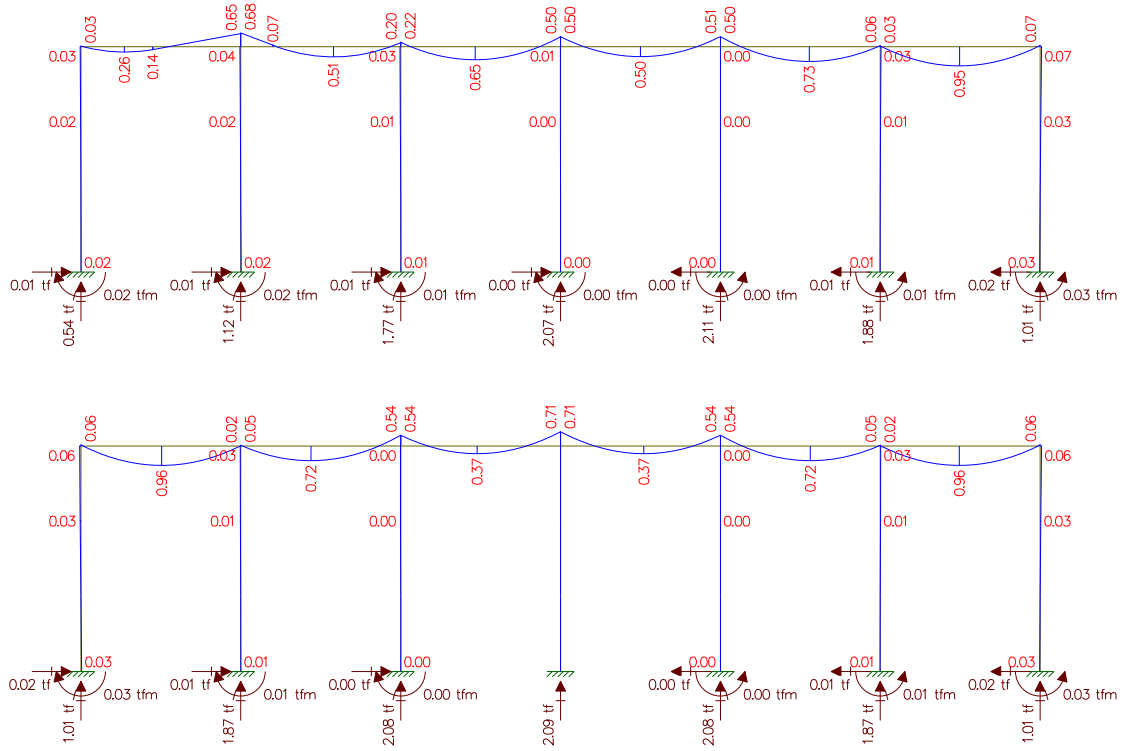
Cargas de multidão do Trem Tipo



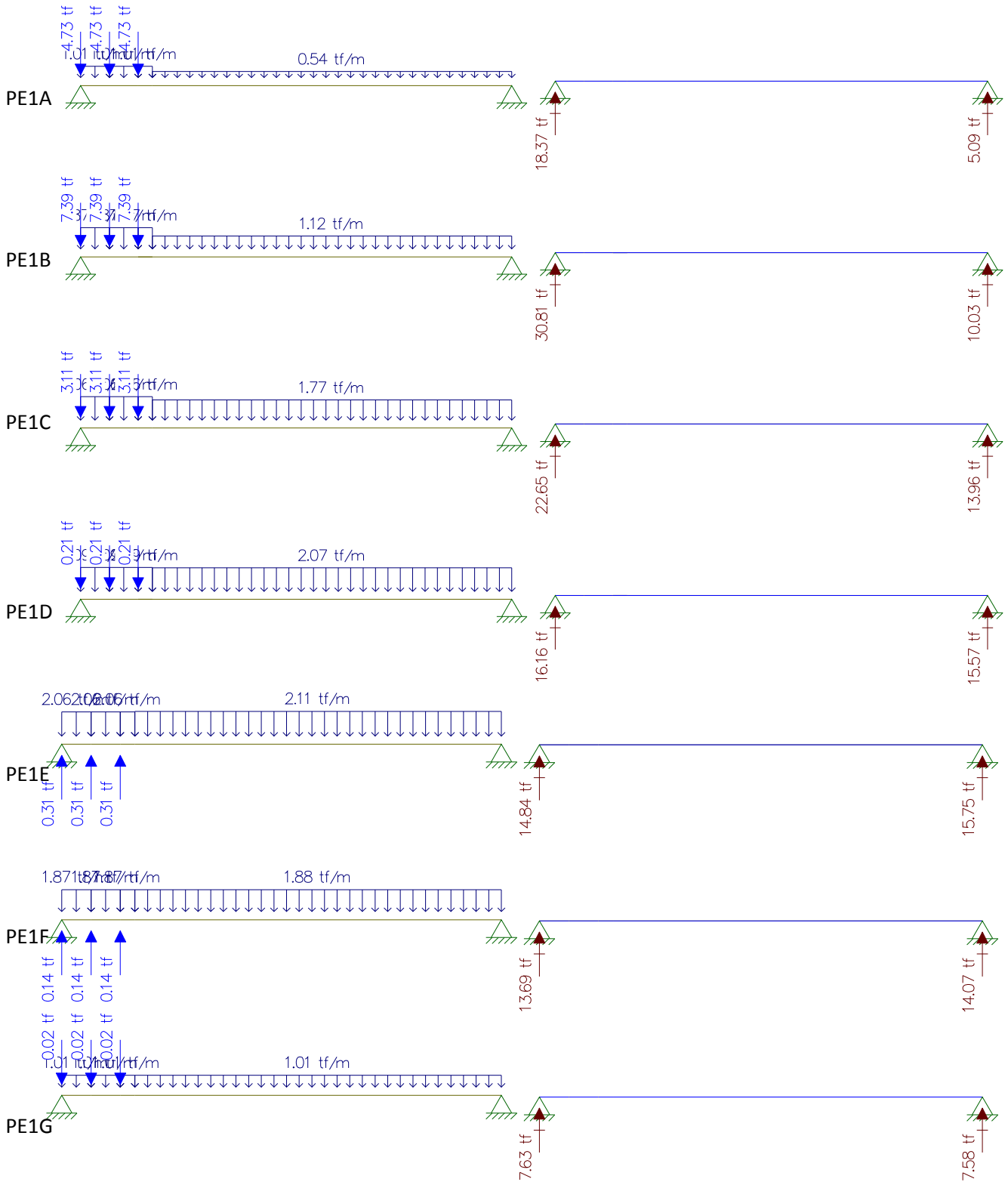
Cargas Pontuais do Trem Tipo



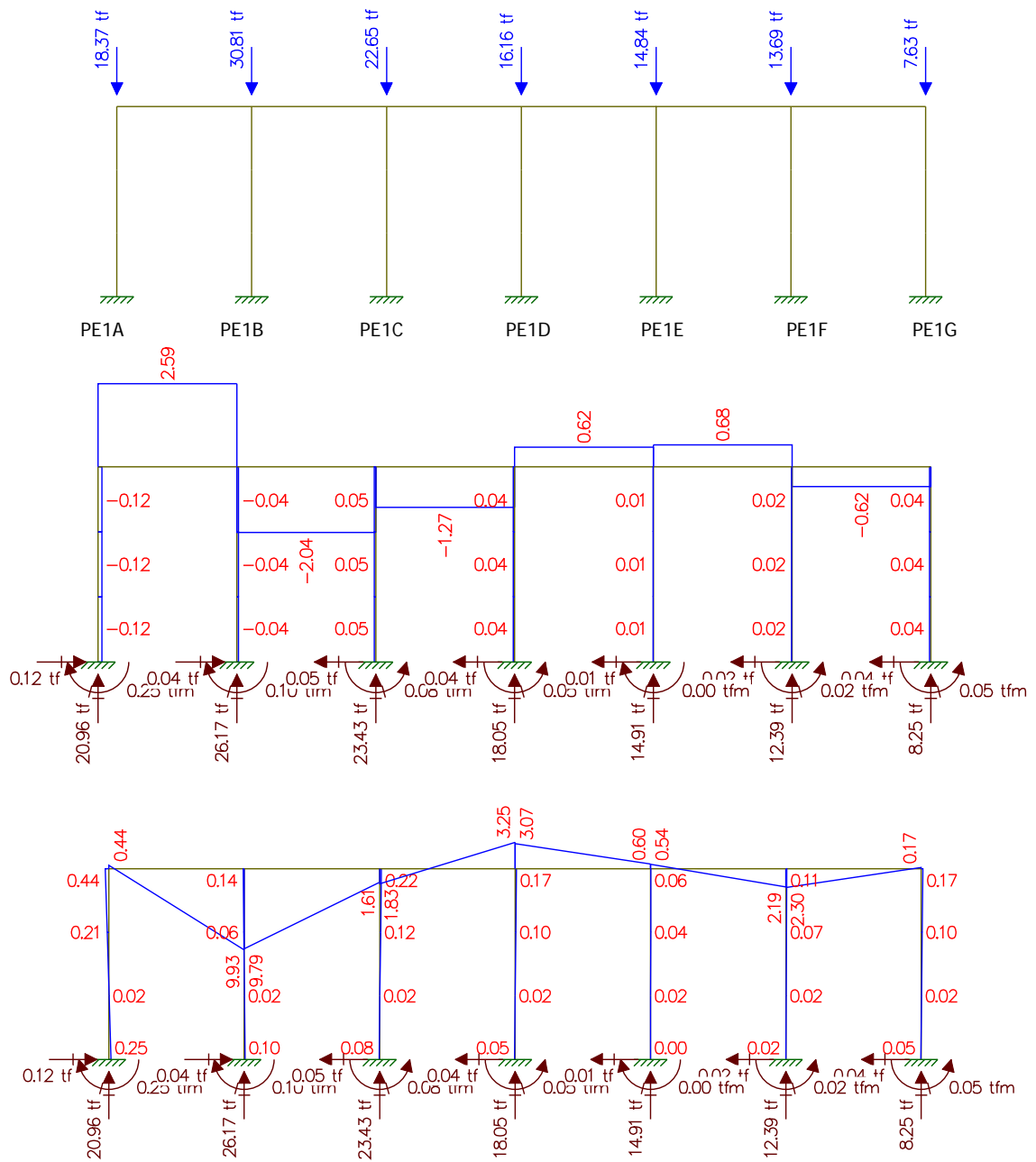
Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinal

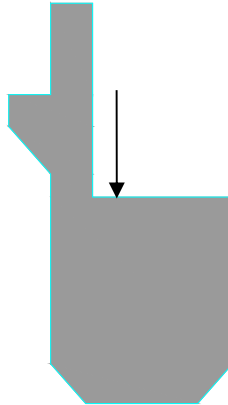


Resultado do Estudo de Cortante e Momento Fletor – Flexão Máxima



Estudo do Momento Torsor para carga móvel

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

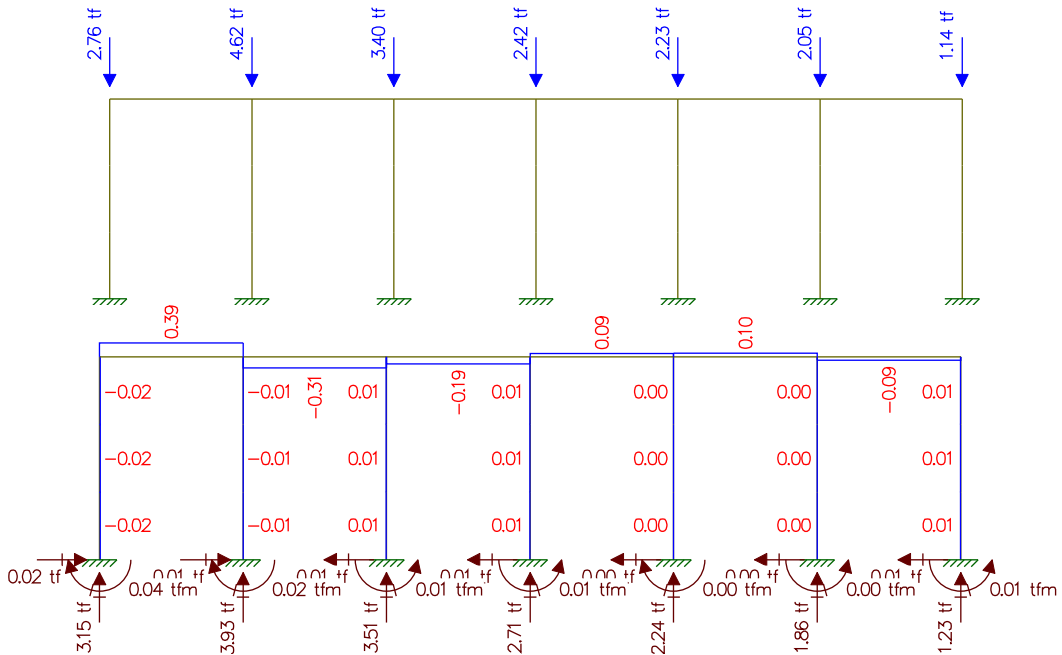


Carga a – Carga b = Carga c Carga c x distância = Momento Torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	18,37	0,150	2,76
Pilar 2	30,81	0,150	4,62
Pilar 3	22,65	0,150	3,40
Pilar 4	16,16	0,150	2,42
Pilar 5	14,84	0,150	2,23
Pilar 6	13,69	0,150	2,05
Pilar 7	7,63	0,150	1,14

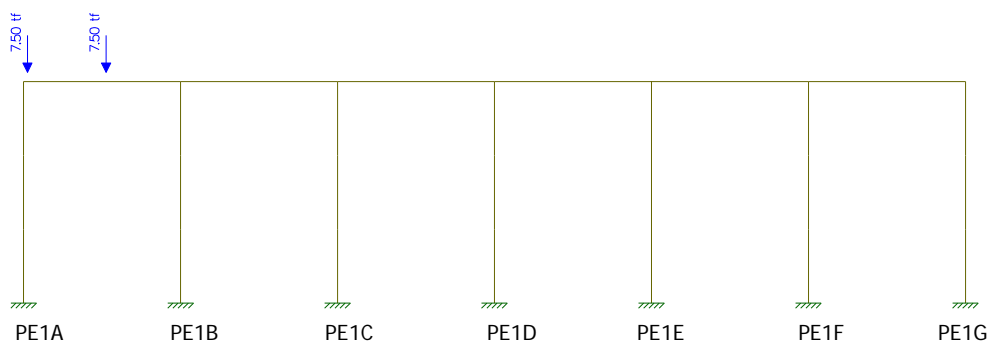
Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante

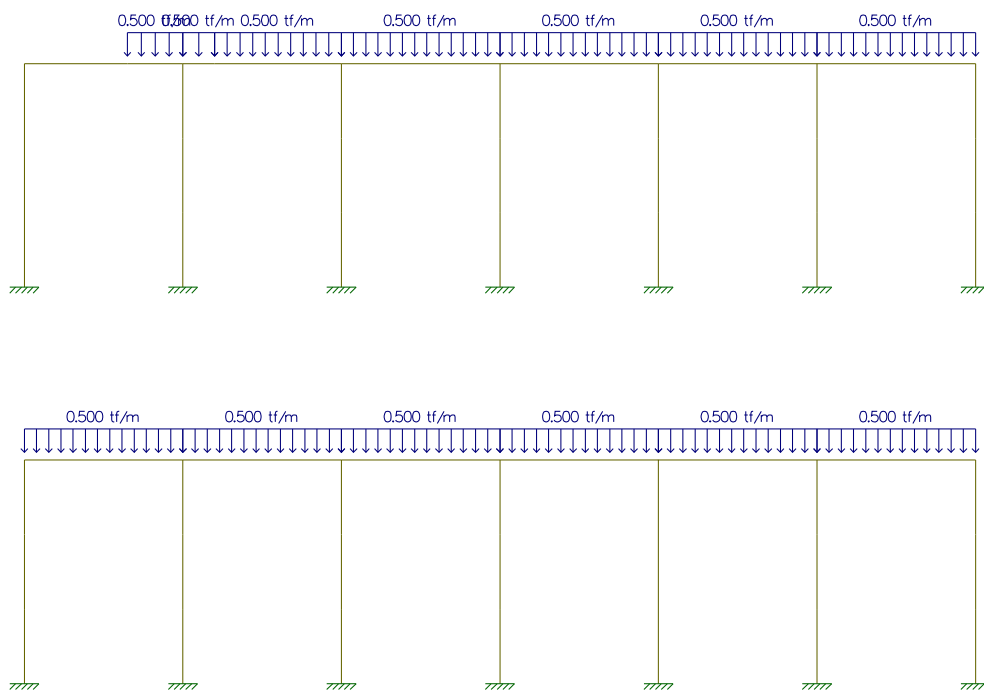


Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

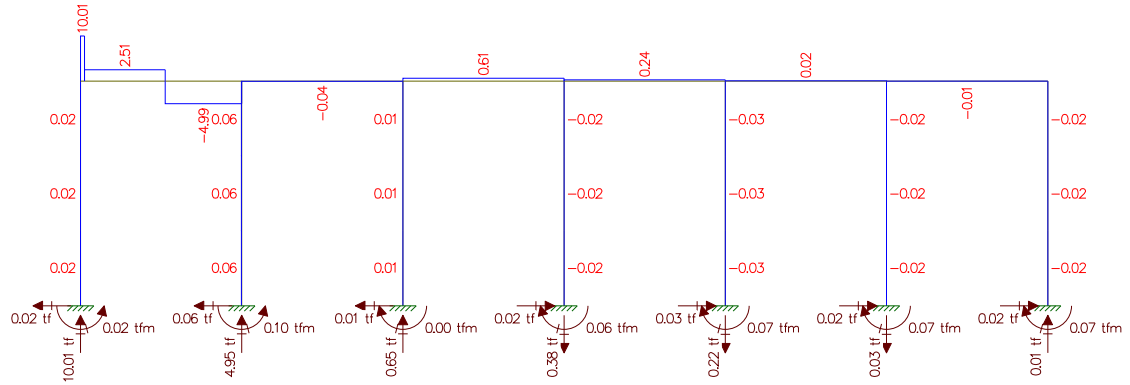
Cargas Pontuais do Trem Tipo



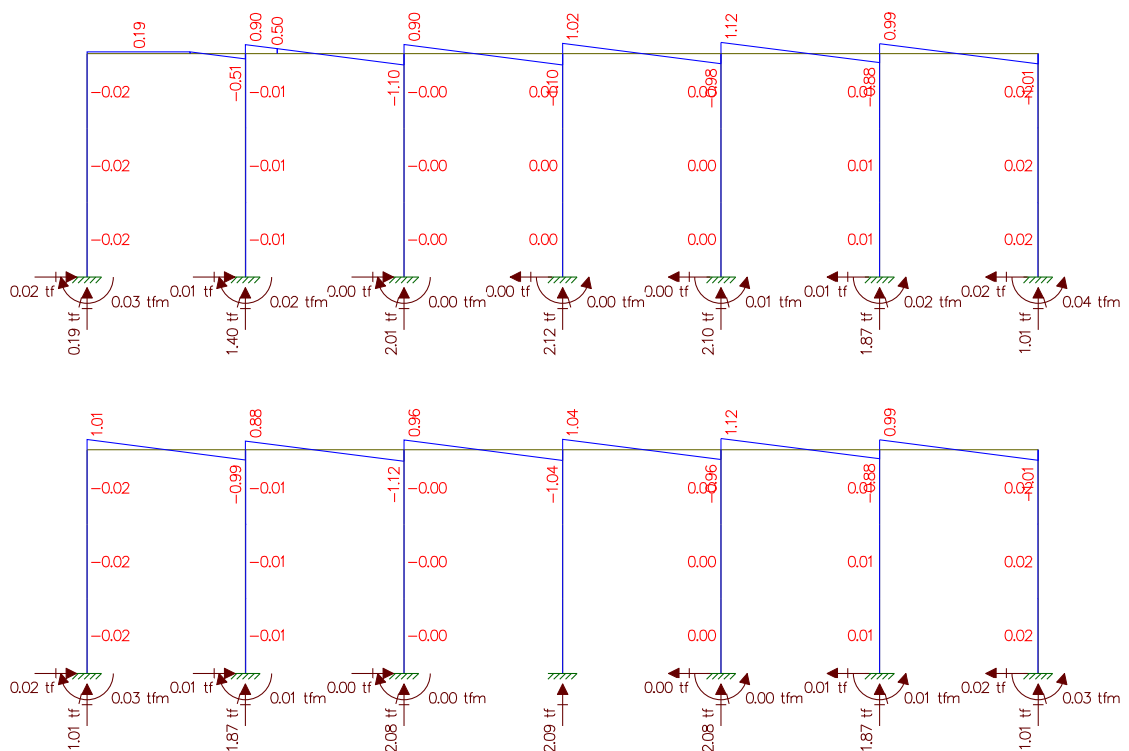
Cargas de multidão do Trem Tipo



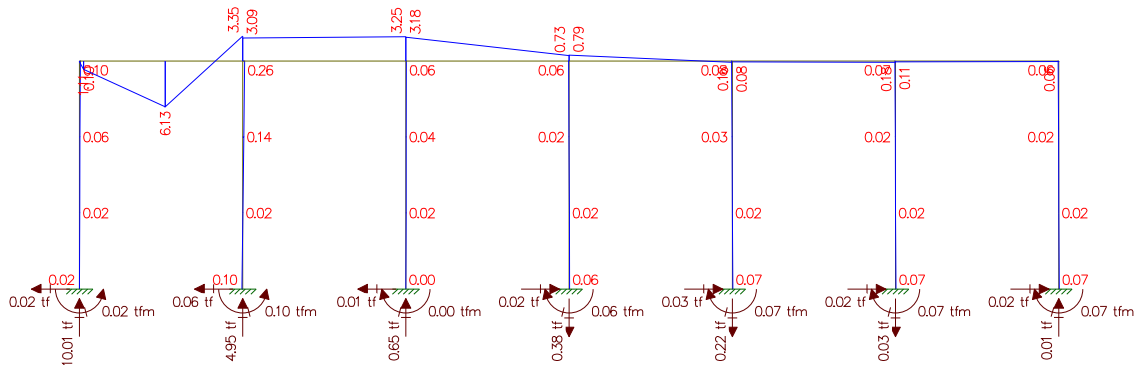
Cargas Pontuais do Trem Tipo



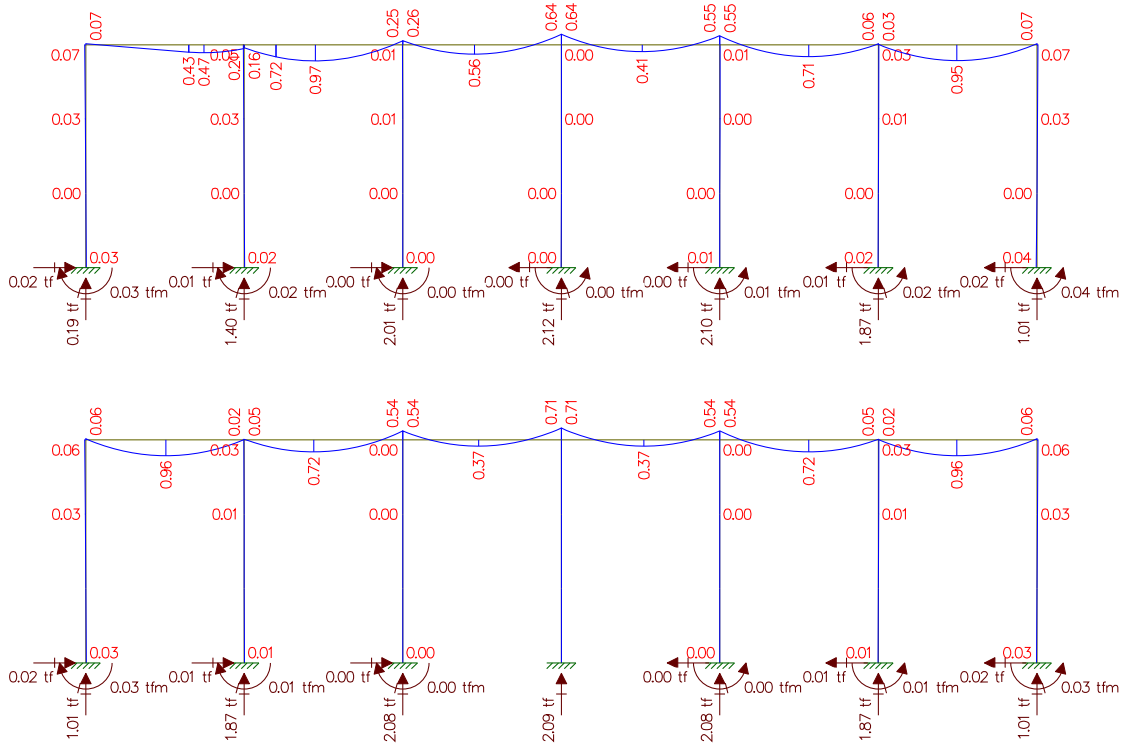
Cargas de multidão do Trem Tipo



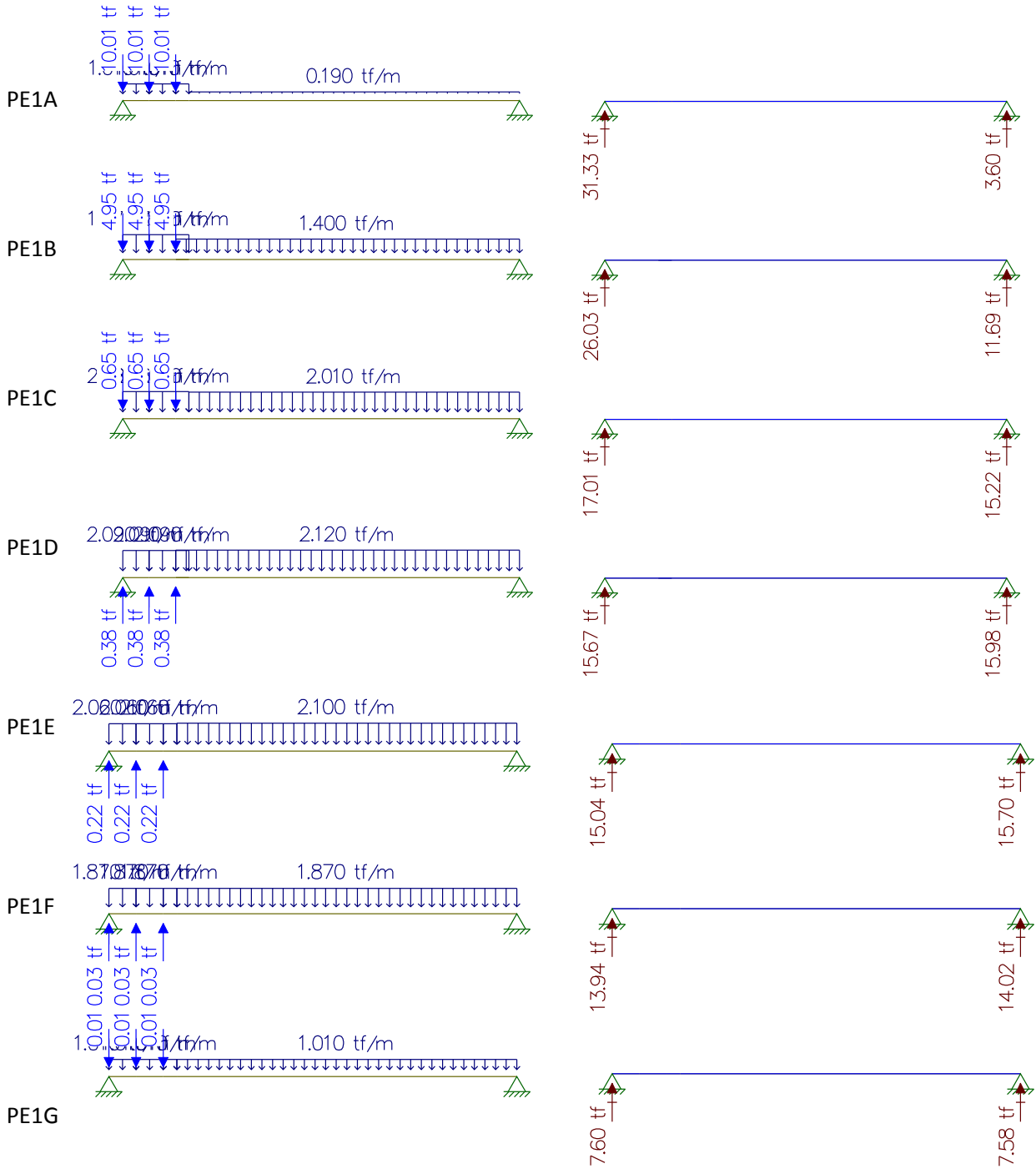
Cargas Pontuais do Trem Tipo



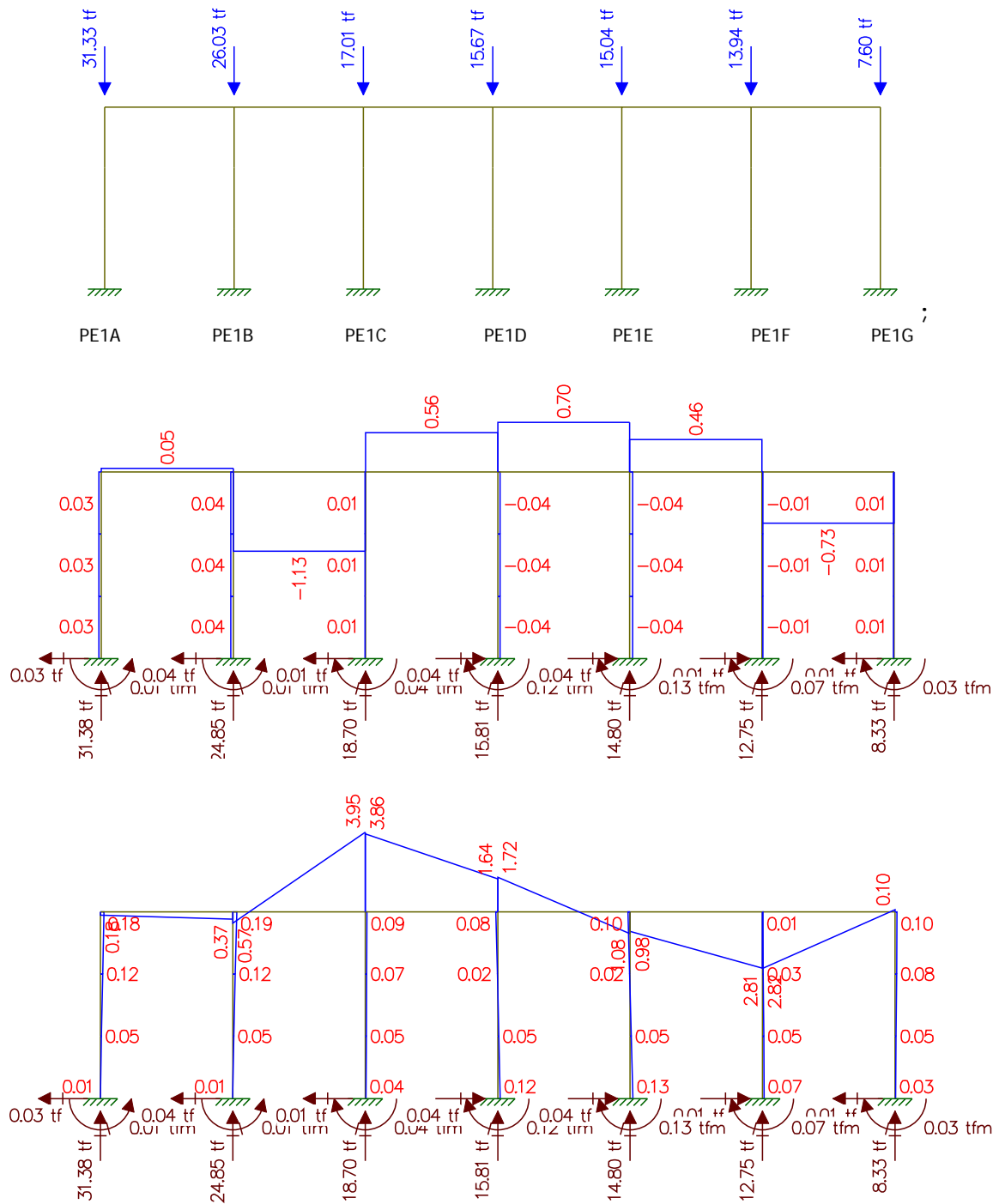
Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

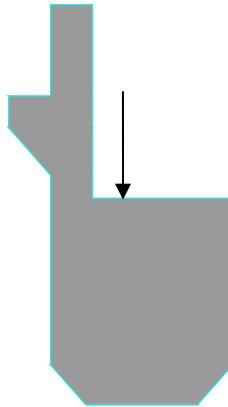


Resultado do Estudo de Cortante e Momento Fletor – Máxima Reação



Estudo do Momento Torsor para carga móvel

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



$$\text{Carga a} - \text{Carga b} = \text{Carga c}$$

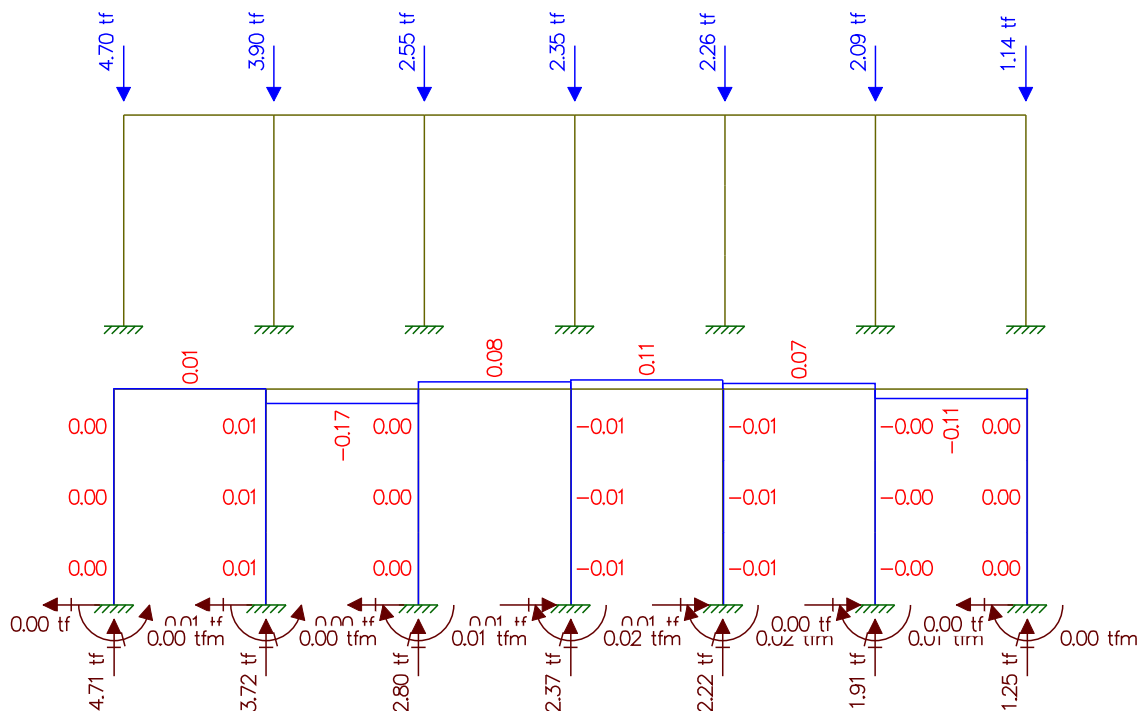
$$\text{Carga c} \times \text{distância} = \text{Momento Torsor (tf.m)}$$

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	31,33	0,150	4,70
Pilar 2	26,03	0,150	3,90
Pilar 3	17,01	0,150	2,55
Pilar 4	15,67	0,150	2,35
Pilar 5	15,04	0,150	2,26
Pilar 6	13,94	0,150	2,09
Pilar 7	7,60	0,150	1,14

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

Cargas / Cortante

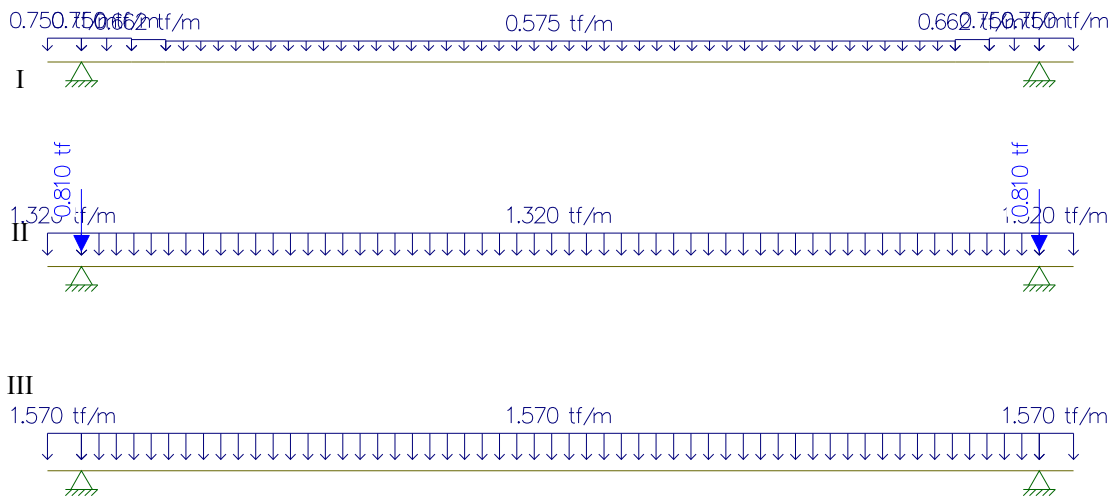


Memória de Cálculo da Travessa – 15-21m

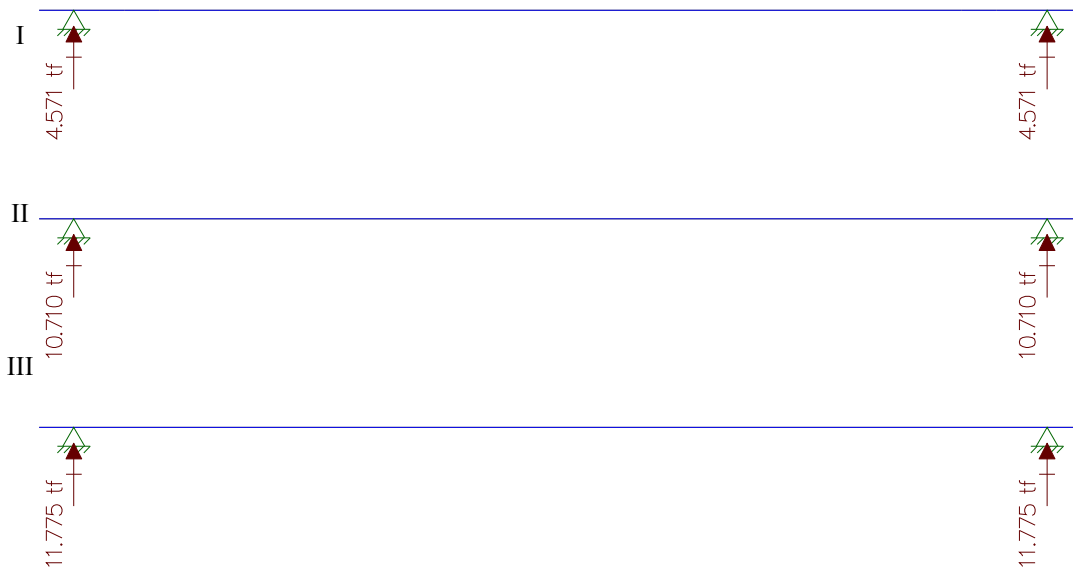
Carga Permanente
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 1 e 5

Peso da Viga
Peso da laje + Peso da transversina
Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento

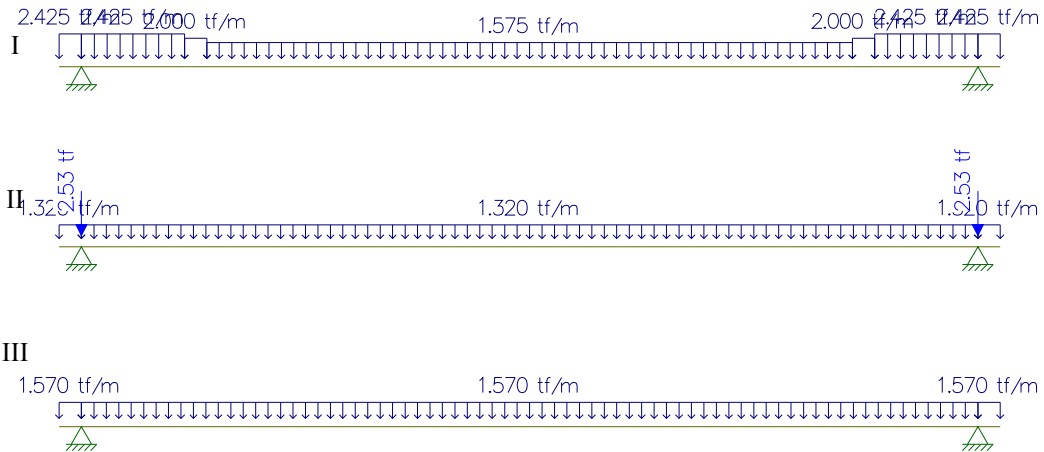


Reações

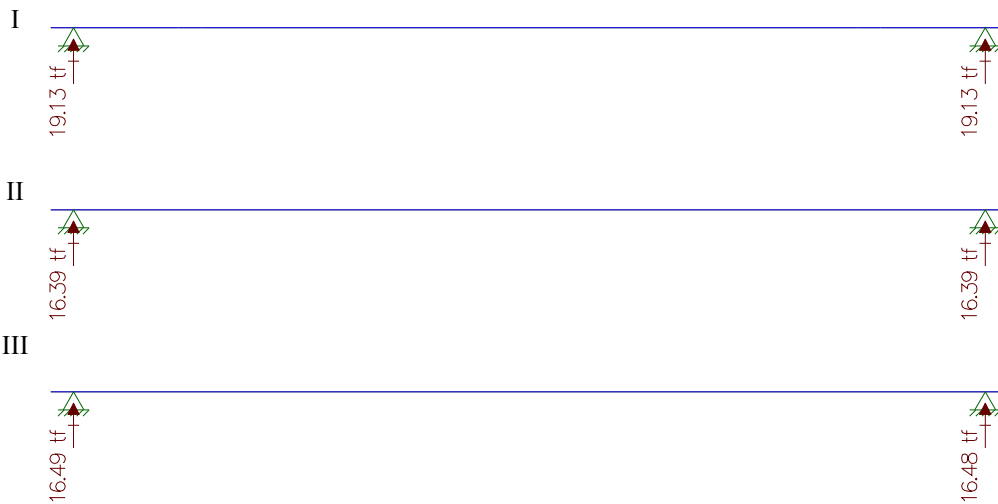


Reação resultante: $4,571\text{tf} + 10,710\text{tf} + 11,775\text{tf} = 27,055\text{tf}$

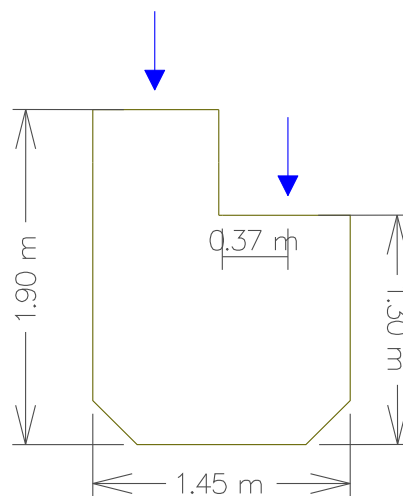
Vão de 21 metros – viga 1 e 5



Reações

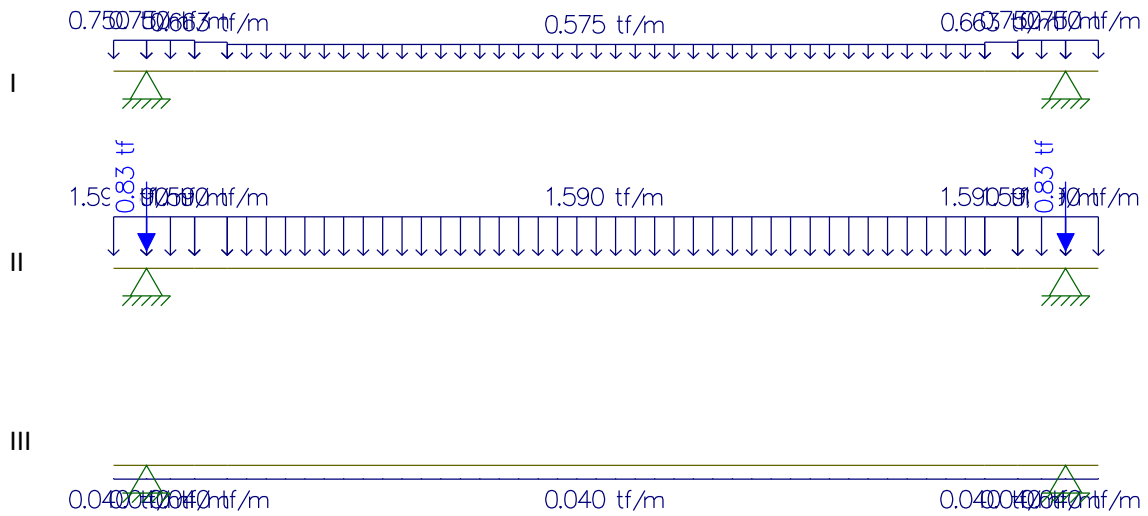


Reação resultante: $19,13\text{tf} + 16,39\text{tf} + 16,49\text{tf} = 52,01\text{tf}$

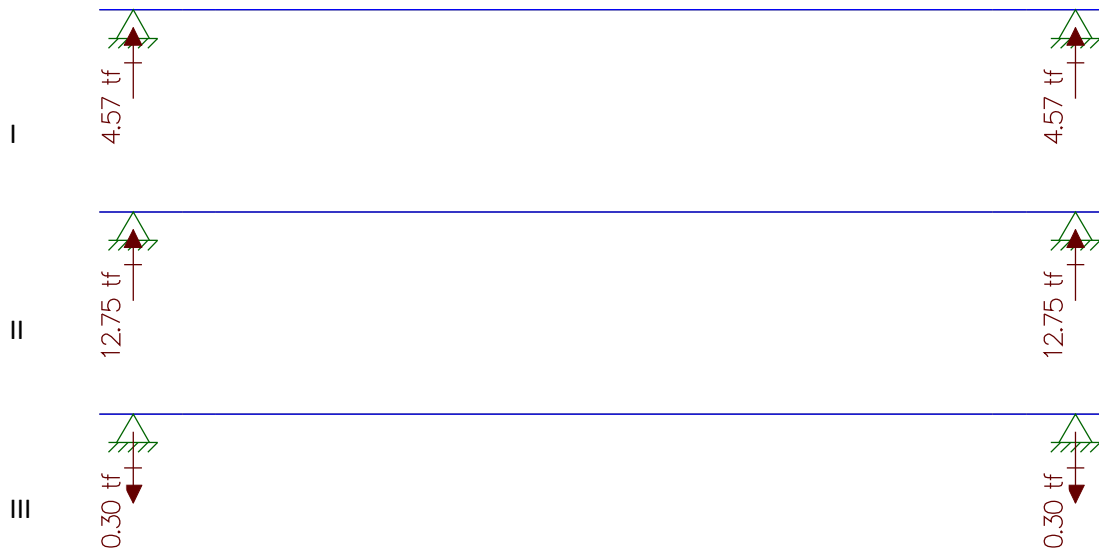


Total de cargas pontuais: $27,055\text{tf} + 52,01\text{tf} = 79,065\text{tf}$

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 2 e 4

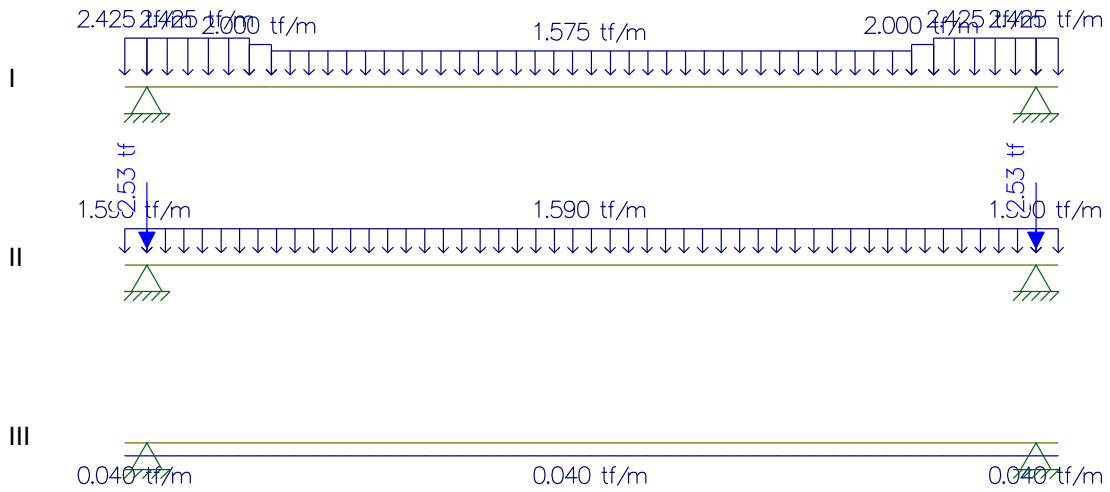


Reações

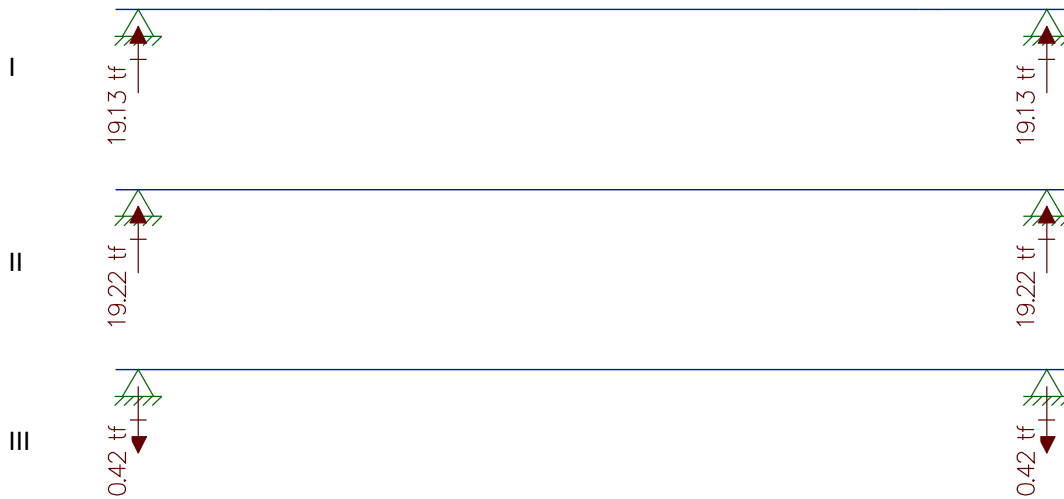


Reação resultante: $4,57tf + 12,75tf - 0,30 tf = 17,02tf$

Vão de 21 metros – viga 2 e 4



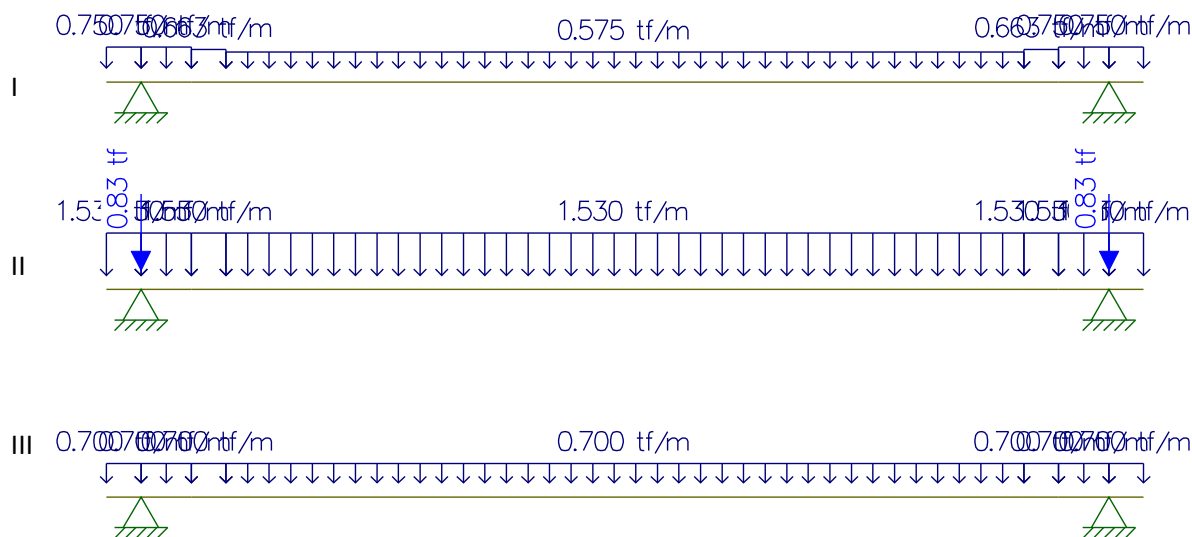
Reações



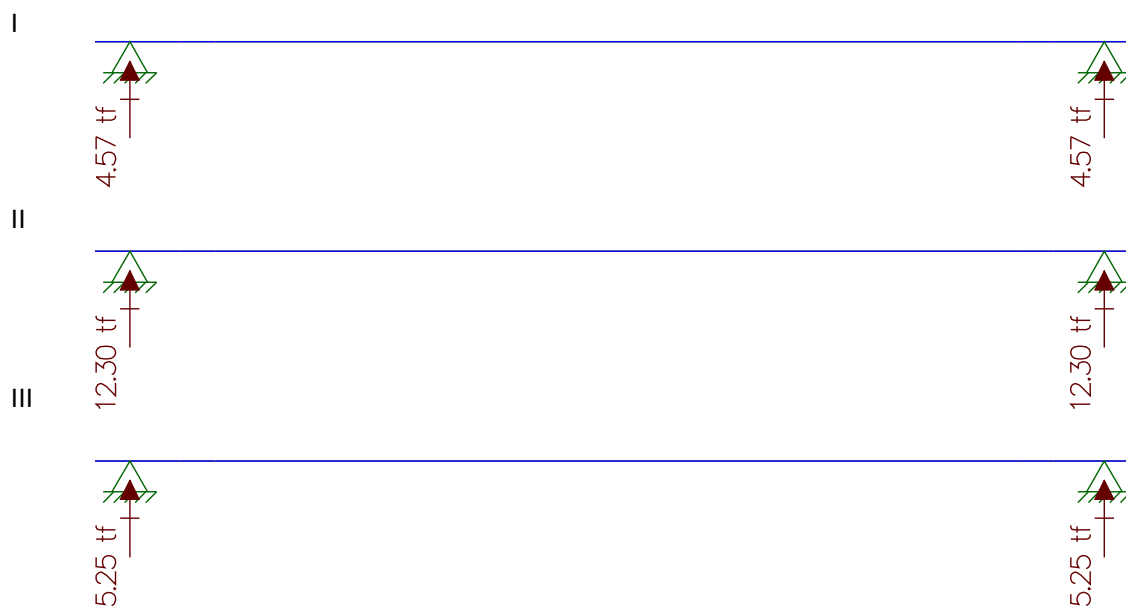
Reação resultante: $19,13\text{tf} + 19,22\text{tf} - 0,42\text{tf} = 37,93\text{tf}$

Total de cargas pontuais: $17,02\text{tf} + 37,93\text{tf} = 54,95\text{tf}$

Vão de 15 metros - Longitudinal - viga 3

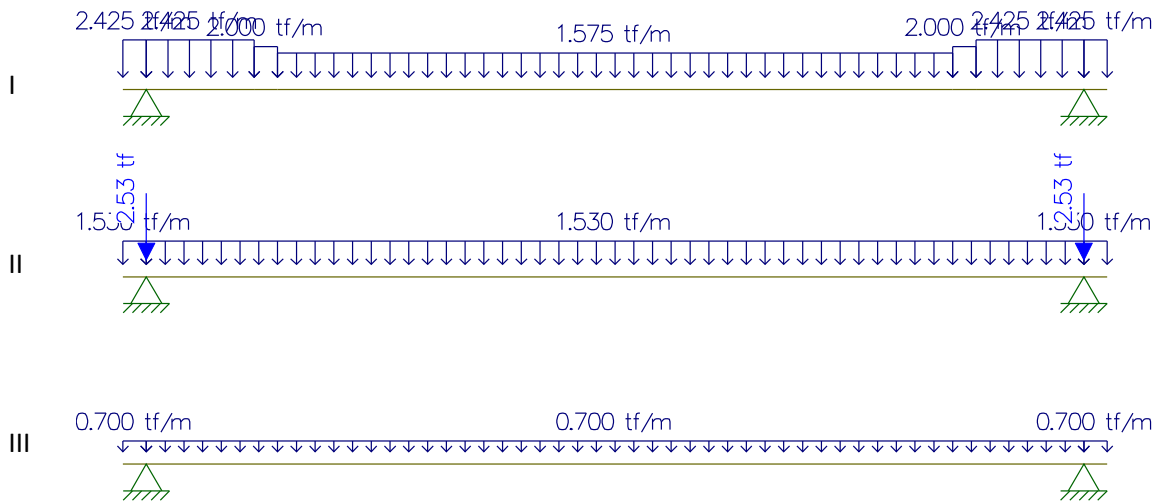


Reações

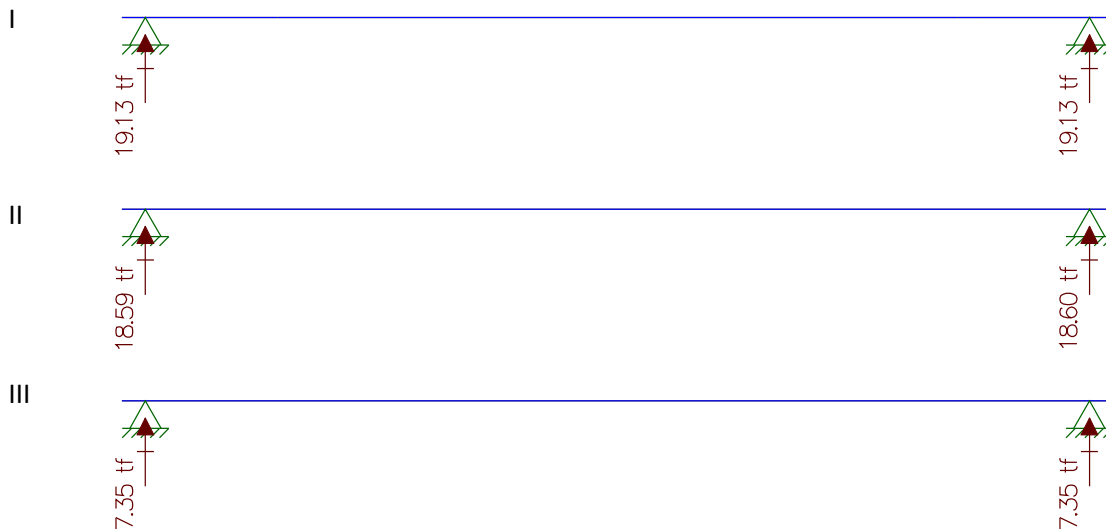


Reação resultante: $4,57 \text{ tf} + 12,30\text{tf} + 5,25\text{tf} = 22,12 \text{ tf}$

Vão de 21 metros – viga 3



Reações



Reação resultante: $19,13\text{tf} + 18,59\text{tf} + 7,35\text{tf} = 45,07\text{tf}$

Total de cargas pontuais: $22,12\text{tf} + 45,07\text{tf} = 67,19\text{tf}$

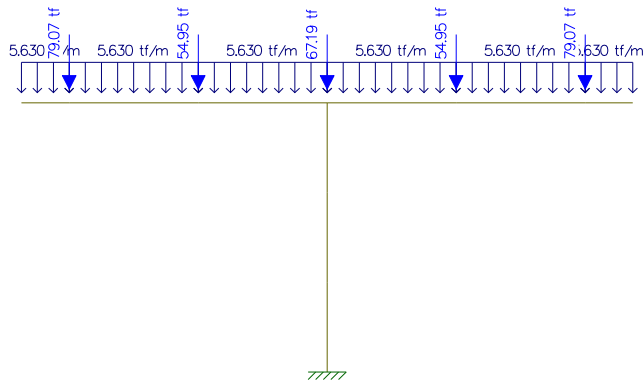
Peso próprio da Travessa (15 – 21m)

Área da seção = $2,25\text{m}^2$

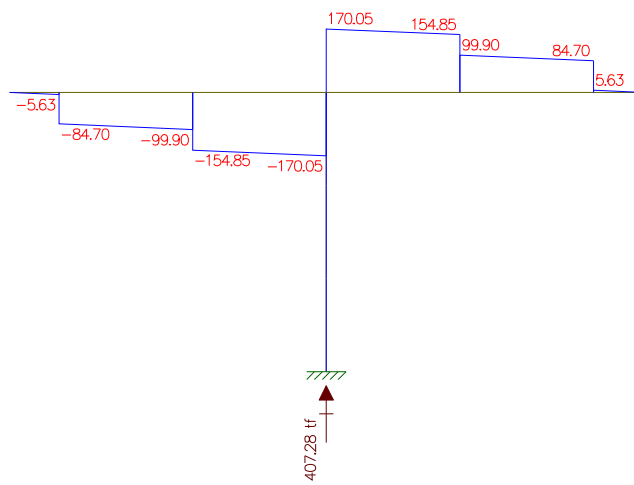
$2,25\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,625 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante

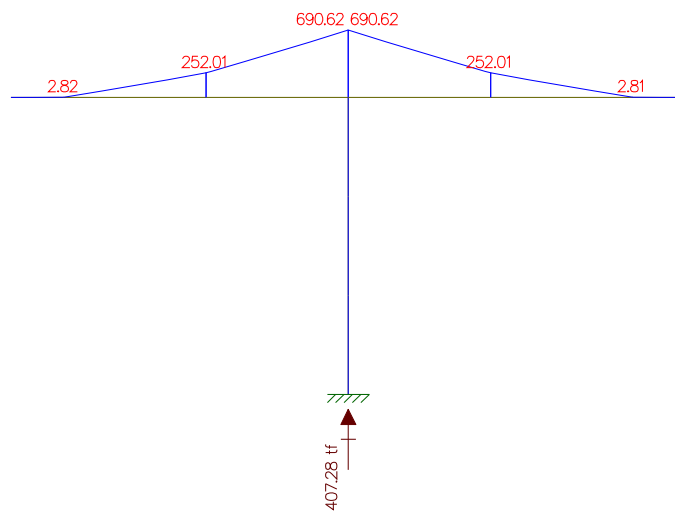
Cargas



Cortante

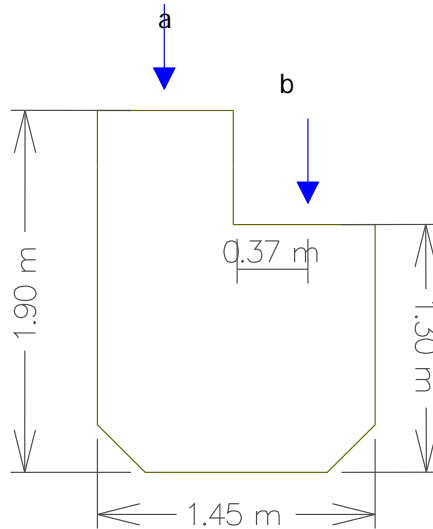


Momento Fletor



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos – Vigas 1 e 5



$$52,01 - 27,06 = 24,95 \text{ tf}$$

$$24,95 \times 0,375 = 9,356 \text{ tf.m}$$

Torçor causado pela diferença de cargas dos vãos – Vigas 2 e 4

$$37,93 - 17,02 = 20,91 \text{ tf}$$

$$20,91 \times 0,375 = 7,84 \text{ tf.m}$$

Torçor causado pela diferença de cargas dos vãos – Vigas 3

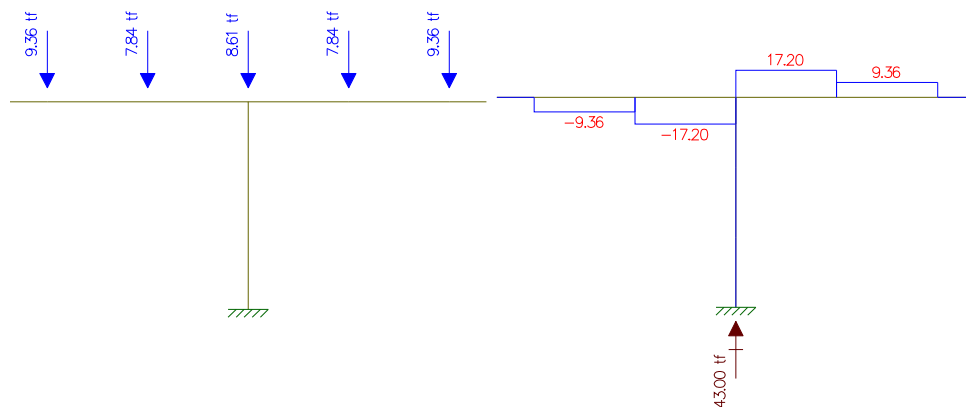
$$45,07 - 22,12 = 22,95 \text{ tf}$$

$$22,95 \times 0,375 = 8,606 \text{ tf.m}$$

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

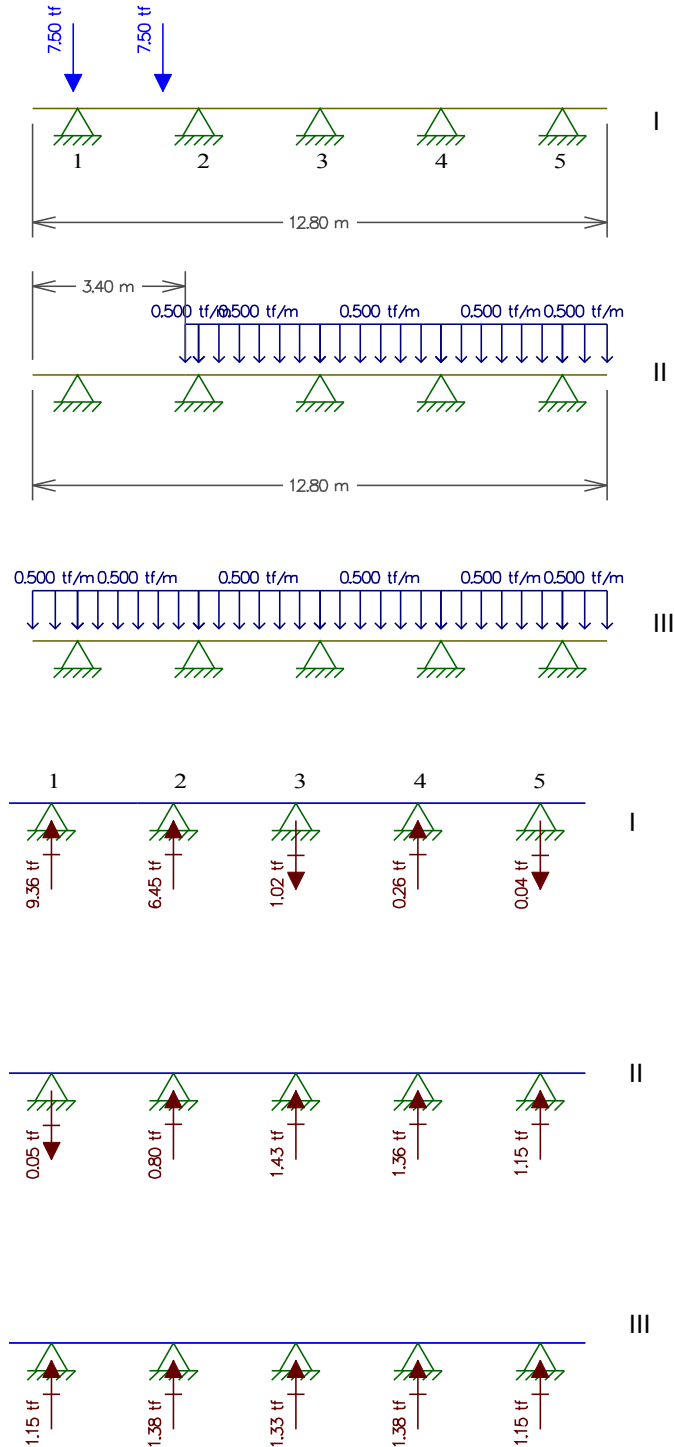
Cargas / Cortante

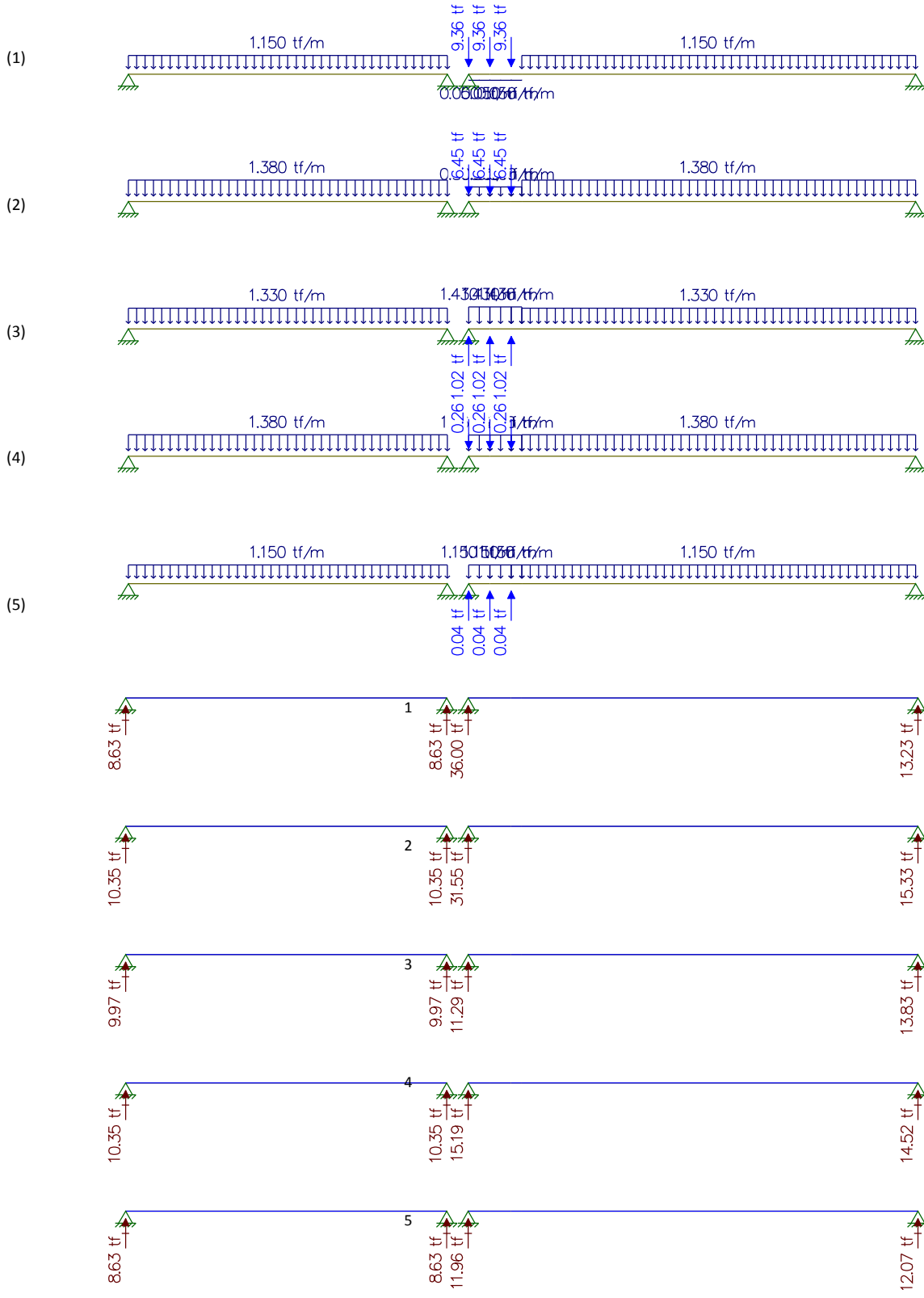


Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

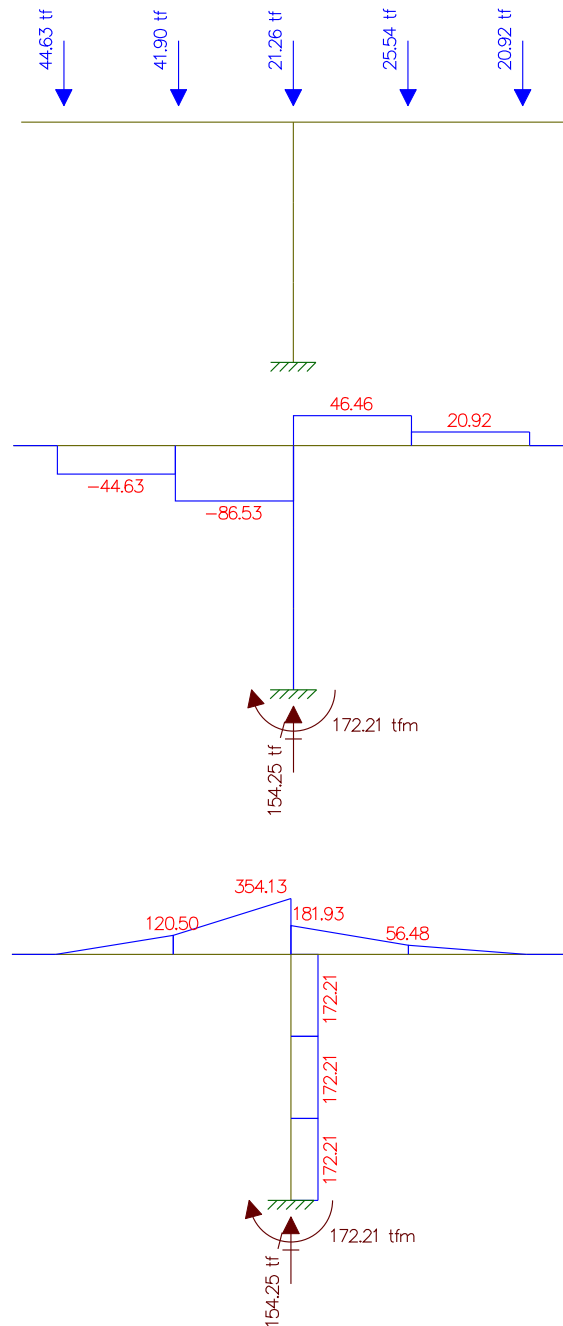
Com carga de multidão no menor vão





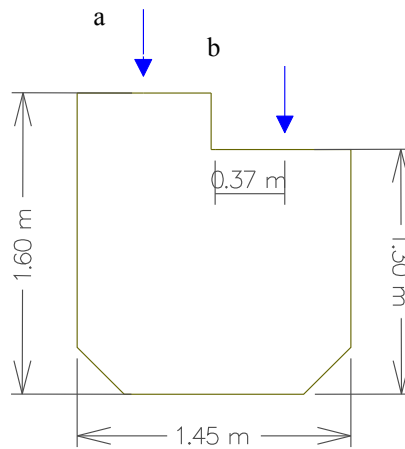
Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

- Reação devido a Viga 1: $8,63\text{tf} + 36,0\text{tf} = 44,63\text{tf}$
- Reação devido a Viga 2: $10,35\text{tf} + 31,55\text{tf} = 41,90\text{tf}$
- Reação devido a Viga 3: $9,97\text{tf} + 11,29\text{tf} = 21,26\text{tf}$
- Reação devido a Viga 4: $10,35\text{tf} + 15,19\text{tf} = 25,54\text{tf}$
- Reação devido a Viga 5: $8,63\text{tf} + 11,96\text{tf} = 20,92\text{tf}$



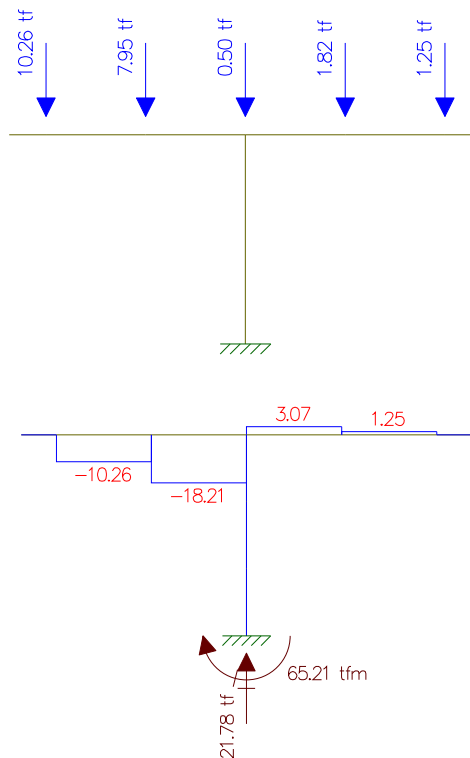
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



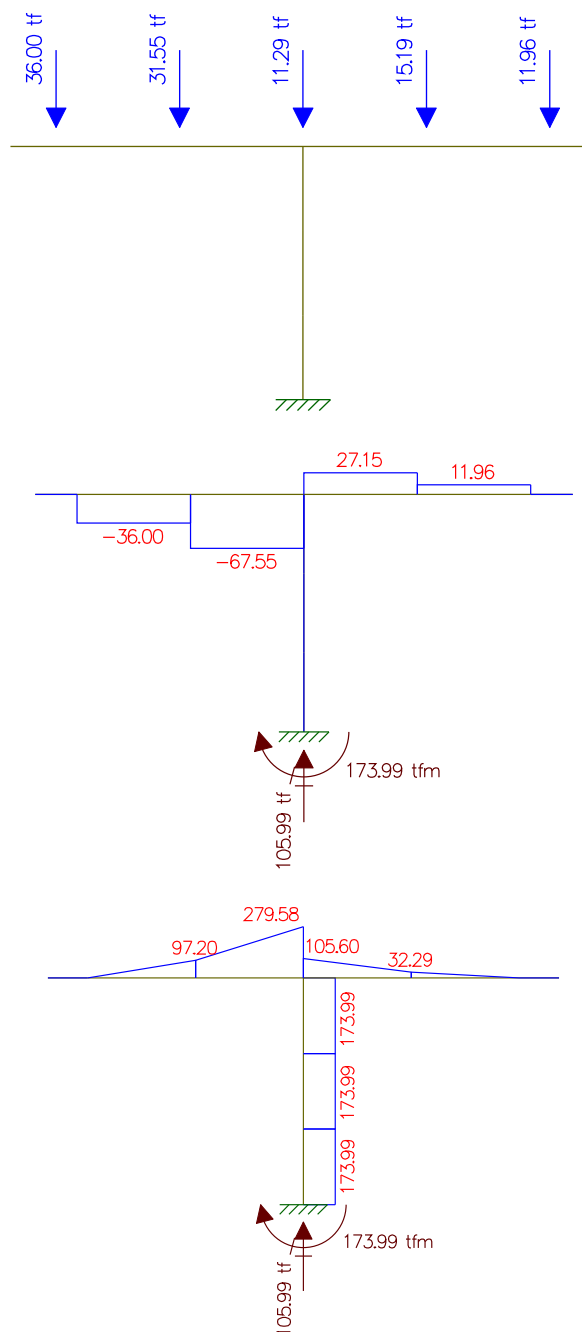
Viga 1: $36,0tf - 8,63tf = 27,37tf$
 Viga 2: $31,55tf - 10,35tf = 21,2tf$
 Viga 3: $11,29tf - 9,97tf = 1,32tf$
 Viga 4: $15,19tf - 10,35tf = 4,84tf$
 Viga 5: $11,96tf - 8,63tf = 3,33tf$

$Mt = 27,37tf \times 0,375m = 10,26tf.m$
 $Mt = 21,2tf \times 0,375m = 7,95tf.m$
 $Mt = 1,32tf \times 0,375m = 0,50tf.m$
 $Mt = 4,84tf \times 0,375m = 1,82tf.m$
 $Mt = 3,33tf \times 0,375m = 1,25tf.m$



Sem carga de multidão no menor vão

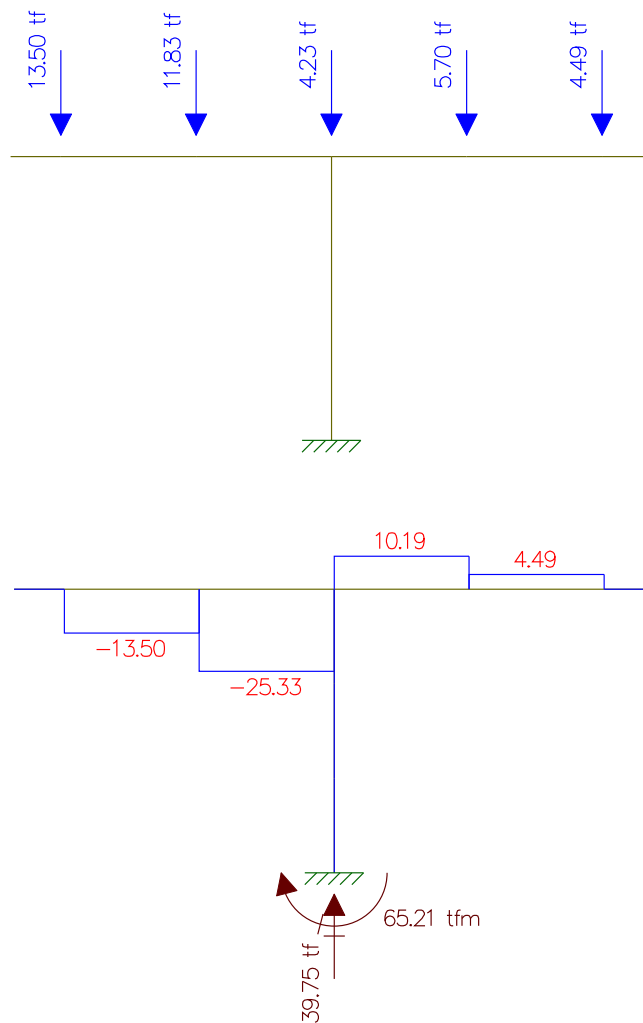
- Reação devido a Viga 1 sem a carga de multidão no vão de 15m: 36,00tf
- Reação devido a Viga 2 sem a carga de multidão no vão de 15m: 31,55tf
- Reação devido a Viga 3 sem a carga de multidão no vão de 15m: 11,29tf
- Reação devido a Viga 4 sem a carga de multidão no vão de 15m: 15,19tf
- Reação devido a Viga 5 sem a carga de multidão no vão de 15m: 11,96tf



Estudo do Momento Torsor

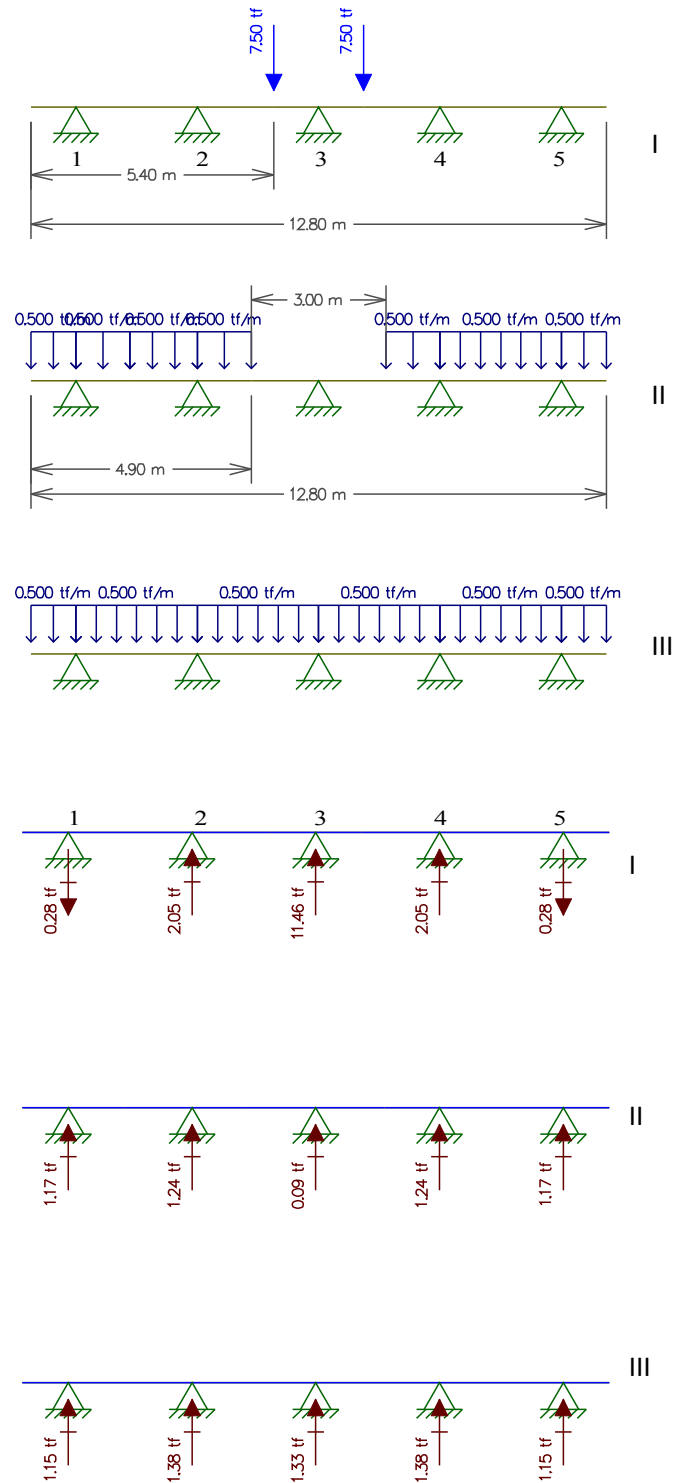
Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

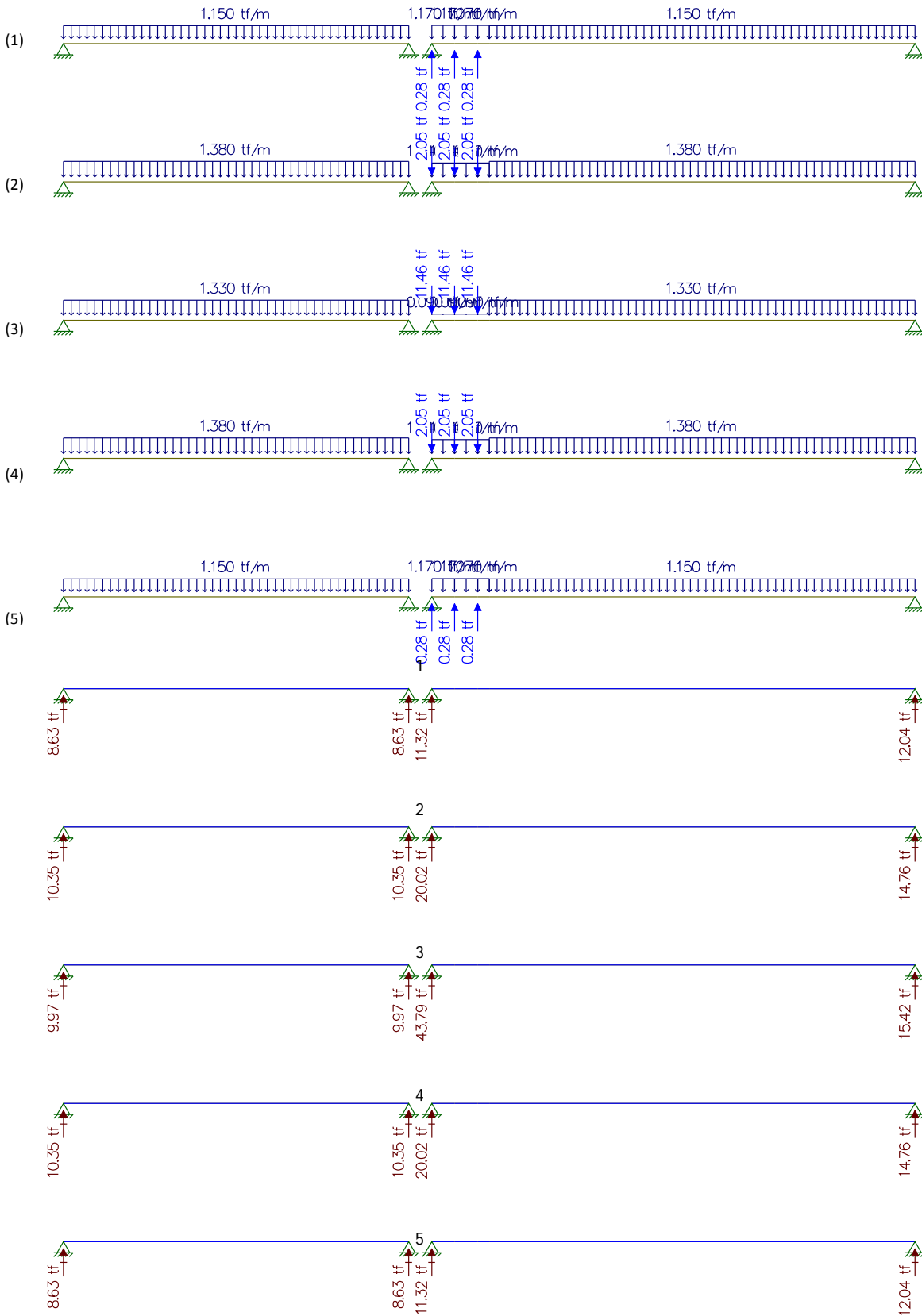
Viga 1: 36,0tf	$M_t = 36,0\text{tf} \times 0,375\text{m} = 13,5\text{tf.m}$
Viga 2: 31,55tf	$M_t = 31,55\text{tf} \times 0,375\text{m} = 11,83\text{tf.m}$
Viga 3: 11,29tf	$M_t = 11,29\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,23\text{tf.m}$
Viga 4: 15,19tf	$M_t = 15,19\text{tf} \times 0,375\text{m} = 5,70\text{tf.m}$
Viga 5: 11,96tf	$M_t = 11,96\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,49\text{tf.m}$



Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

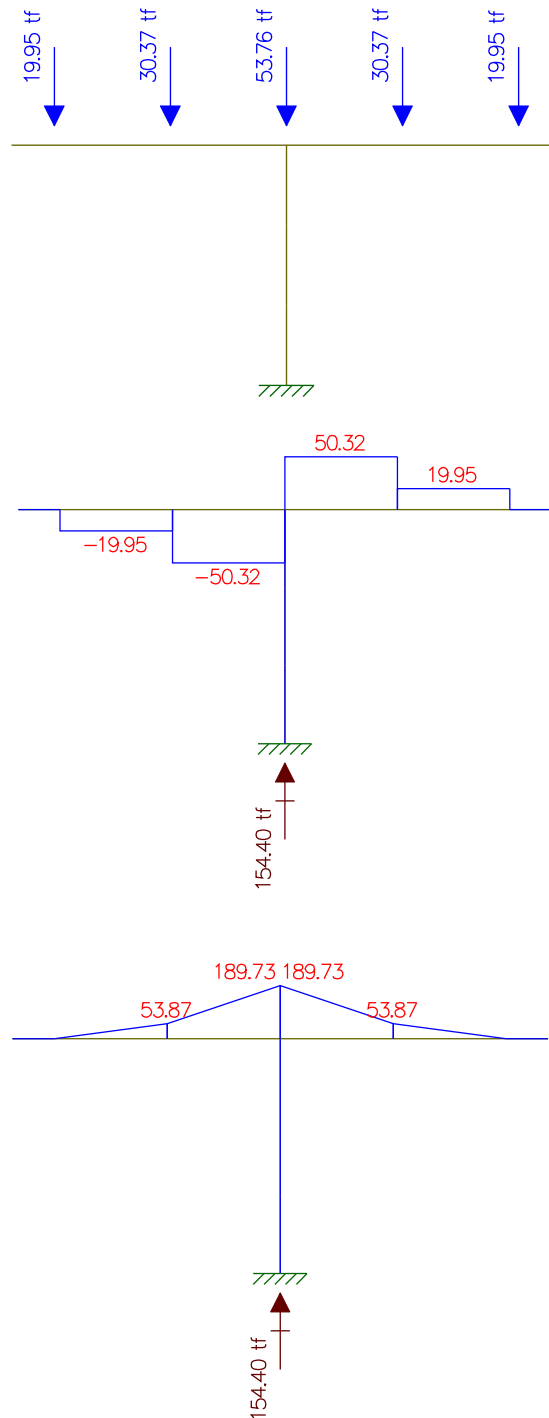
Com carga de multidão no menor vão





Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

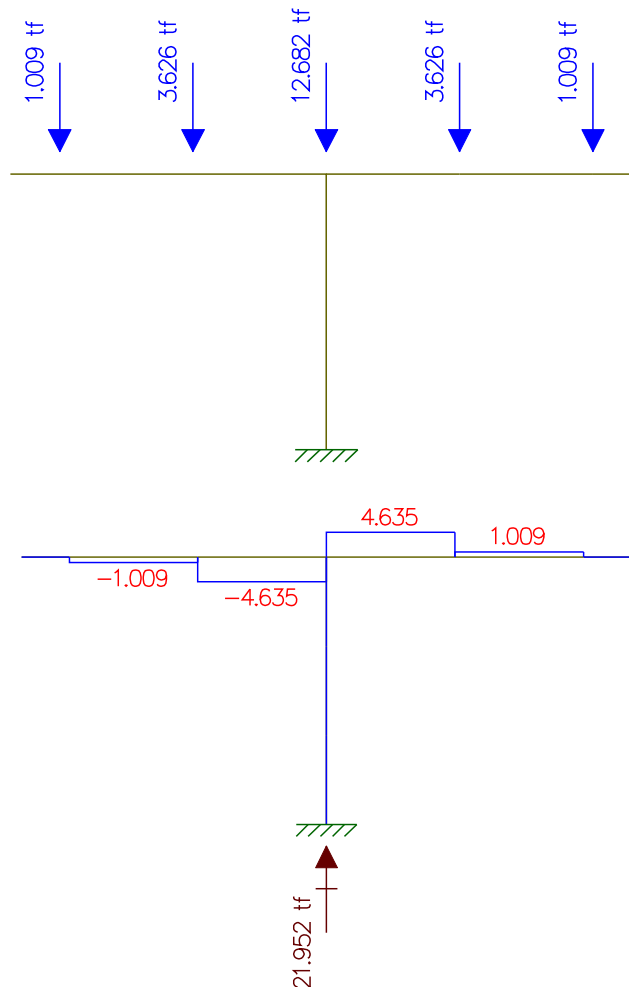
Reação devido a Viga 1: $8,63tf + 11,32tf = 19,95f$
 Reação devido a Viga 2: $10,35tf + 20,02tf = 30,37tf$
 Reação devido a Viga 3: $9,97tf + 43,79tf = 53,76tf$
 Reação devido a Viga 4: $10,35tf + 20,02tf = 30,37tf$
 Reação devido a Viga 5: $8,63tf + 11,32tf = 19,95f$



Estudo do Momento Torsor

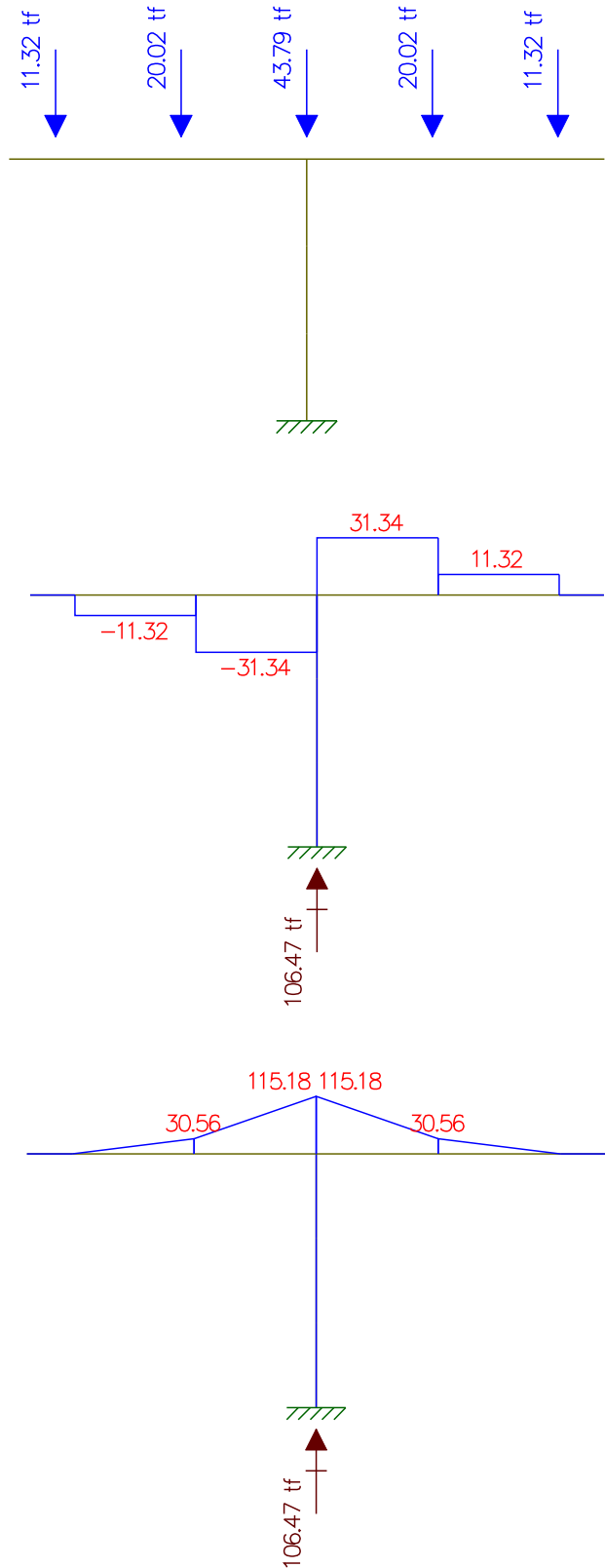
Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

Viga 1: $11,32\text{tf} - 8,63\text{tf} = 2,69\text{tf}$	$M_t = 2,69\text{tf} \times 0,375\text{m} = 1,00875\text{tf.m}$
Viga 2: $20,02\text{tf} - 10,35\text{tf} = 9,63\text{tf}$	$M_t = 9,63\text{tf} \times 0,375\text{m} = 3,62625\text{tf.m}$
Viga 3: $43,79\text{tf} - 9,97\text{t} = 33,82\text{tf}$	$M_t = 33,82\text{tf} \times 0,375\text{m} = 12,6825\text{tf.m}$
Viga 4: $20,02\text{tf} - 10,35\text{tf} = 9,63\text{tf}$	$M_t = 9,63\text{tf} \times 0,375\text{m} = 3,62625\text{tf.m}$
Viga 5: $11,32\text{tf} - 8,63\text{tf} = 2,69\text{tf}$	$M_t = 2,69\text{tf} \times 0,375\text{m} = 1,00875\text{tf.m}$



Sem carga de multidão no menor vão

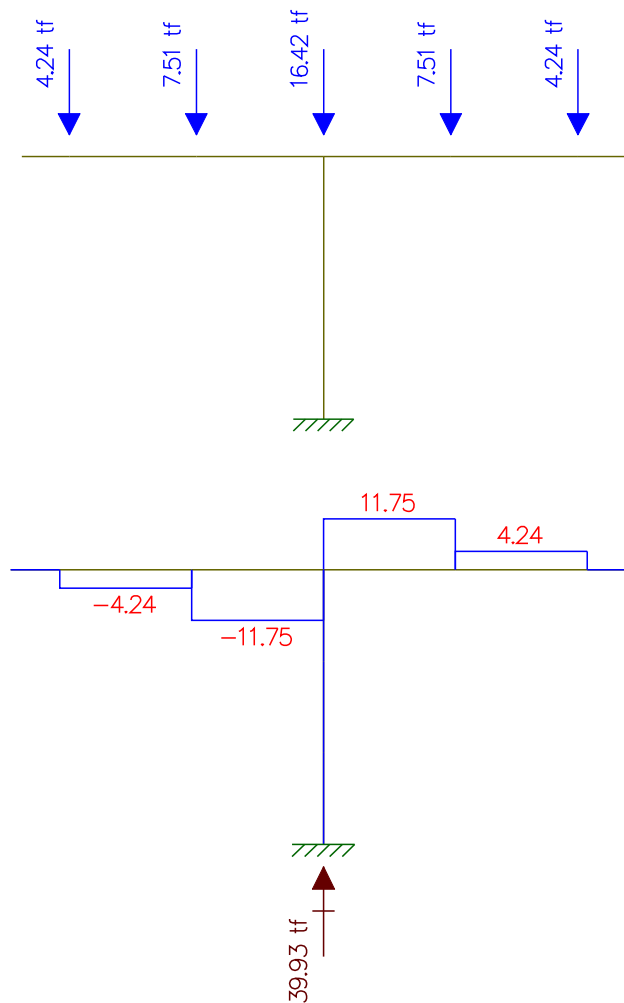
- Reação devido a Viga 1: 11,32tf
- Reação devido a Viga 2: 20,02tf
- Reação devido a Viga 3: 43,79tf
- Reação devido a Viga 4: 20,02tf
- Reação devido a Viga 5: 11,32tf



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

Viga 1: 11,32tf	$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$
Viga 2: 20,02tf	$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$
Viga 3: 43,79tf	$M_t = 43,79\text{tf} \times 0,375\text{m} = 16,42125\text{tf.m}$
Viga 4: 20,02tf	$M_t = 20,02\text{tf} \times 0,375\text{m} = 7,5075\text{tf.m}$
Viga 5: 11,32tf	$M_t = 11,32\text{tf} \times 0,375\text{m} = 4,245\text{tf.m}$



Processamento Superestrutura

Dimensionamento da Longarina

Viga de 15m

Estudo Estático

O estudo estático para o vão de 15m foi efetuado no programa de Análise de Obras de Arte Especiais em Elementos Finitos – Midas Civil, com consideração de posicionamento do Veículo no meio do vão, sobre a viga central e sobre a viga lateral, bem como na extremidade das vigas central e lateral.

Foram discretizados os esforços de dimensionamento do mesmo e a partir de tanto foram feitos os cálculos do dimensionamento das peças.

Temos então o seguinte quadro resumo de valores retirados dos processamentos, valores em mt.

Etapa	Viga de Meio	Viga Intermediária	Viga de Bordo
PP	52,3	53,88	59,33
C.Perm	7,40	7,46	7,88
C. Movel	44,47	36,38	33,26

Temos então como combinação de valores de momento:

$$M_d = 1,35(59,33 + 7,88) + (1,302 \times 1,5 \times 44,47) = 90,73 + 86,85 = 177,57 \text{ mt}$$

Para a situação final (carga máxima e viga composta) temos:

$$KMD = 177,57 / (2,0 \times 1,07^2 \times 3500 / 1,4) = 0,029 \Rightarrow K_z = 0,986$$
$$A_s = 177,57 / 0,986 \times 1,07 \times 4,348 = 37,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{adotado } 12 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm.}$$

Para a situação de montagem com a viga isolada temos os seguintes esforços:

$$M_d = 1,35(59,33 + 7,88) = 90,73 \text{ mt}$$
$$KMD = 90,73 / (0,40 \times 0,85^2 \times 3500 / 1,4) = 0,125 \Rightarrow K_z = 0,920$$
$$A_s = 90,73 / 0,920 \times 0,85 \times 4,348 = 26,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{existente } 37,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{OK.}$$

Cisalhamento

$$V_d = 1,35(35,49) + 1,5(1,302 \times 45,2) = 108,71 \text{ t}$$

temos então:

$$\zeta_{wd} = 108.710 / 105 \times 40 = 25,88 \text{ kg / cm}^2$$
$$\rho_w = (1,15 \times 25,88) - 2,0 / 4348 = 0,0055$$

$$\Rightarrow 0,0055 = A_s / 40 \times 100 \Rightarrow A_s = 21,96 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \varnothing 12,5 \text{ mm a cada } 10 \text{ cm} - \text{duas pernas.}$$

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Viga de 21m

Fase 1 - Viga Isolada

Dimensões Constantes

ALT. =	1.500	LLSU =	1.000	LLIN =	.600
ELSE =	.000	BTES =	.000	BTEI =	.000
BTII =	.000	HTII =	.000	HTES =	.000
HTEI =	.000	ELSI =	.150	ELII =	.200
ALSE =	.000				

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTIS	BTIN	HTIS	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Tipo	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
2	.971	.702	.798	.198	.281	.248	.191
3	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
4	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
5	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149
6	.630	.695	.805	.170	.245	.211	.149

OBS.- As demais seções não serão tabuladas, devido à simetria da Estrutura

 DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
 Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Características do Cabo utilizado
 Fase Única

 Unidade de Protensão = 9Φ12.7mm
 Módulo de Elasticidade = 19500. Kg/mm**2
 Área da Seção Transversal = 1202. mm**2
 Tensão Inicial de Protensão = 140. Kg/mm**2
 Acomodação de Ancoragem = 6. mm
 Perdas Def.(Lenta+Imediata) = 22. Kg/mm**2
 Coef. de Atrito na Reta = .0025 /M
 Coef. de Atrito na Curva = .0040 /G

Cabo C1

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	1.21	-1.4	14000./12651.	*	130.	-3.	-66.	*	121.	-3.	-62.	*
2	1.27	-1.4	13915./12736.	*	131.	-3.	-74.	*	122.	-3.	-70.	*
3	1.33	-1.2	13818./12833.	*	132.	-3.	-84.	*	124.	-3.	-79.	*
4	1.37	-.8	13715./12937.	*	133.	-2.	-90.	*	125.	-2.	-84.	*
5	1.40	-.4	13606./13045.	*	134.	-1.	-95.	*	127.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13504./13147.	*	135.	0.	-95.	*	128.	0.	-90.	*
7	1.40	.4	13606./13045.	*	134.	1.	-95.	*	127.	1.	-89.	*
8	1.37	.8	13715./12937.	*	133.	2.	-90.	*	125.	2.	-84.	*
9	1.33	1.2	13818./12833.	*	132.	3.	-84.	*	124.	3.	-79.	*
10	1.27	1.4	13915./12736.	*	131.	3.	-74.	*	122.	3.	-70.	*
11	1.21	1.4	14000./12651.	*	130.	3.	-66.	*	121.	3.	-62.	*

 Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
 * * (mm/m) * *
 DA = 85.7 * EA = 7.06 * LA = 12.152
 DB = 85.7 * EB = 7.06 * LB = 12.152
 DA+DB = 171.5 * EM = 7.06 * L = 24.304

Cabo C2

Número de Cabos = 1 Tipo = AA XI= .00 XF= 24.30

Seção	YS	Angulo	Tensões	*	Pk Superior			*	Pk Inferior			
					Fh	Fv	M		Fh	Fv	M	
1	.91	-4.9	14000./12402.	*	127.	-11.	-26.	*	118.	-10.	-24.	*
2	1.10	-4.0	13863./12539.	*	128.	-9.	-51.	*	120.	-8.	-48.	*
3	1.25	-2.9	13720./12681.	*	130.	-7.	-72.	*	122.	-6.	-68.	*
4	1.35	-1.8	13573./12828.	*	132.	-4.	-86.	*	124.	-4.	-81.	*
5	1.40	-.6	13427./12974.	*	133.	-1.	-94.	*	126.	-1.	-89.	*
6	1.40	.0	13315./13087.	*	135.	0.	-95.	*	127.	0.	-90.	*
7	1.40	.6	13427./12974.	*	133.	1.	-94.	*	126.	1.	-89.	*
8	1.35	1.8	13573./12828.	*	132.	4.	-86.	*	124.	4.	-81.	*
9	1.25	2.9	13720./12681.	*	130.	7.	-72.	*	122.	6.	-68.	*
10	1.10	4.0	13863./12539.	*	128.	9.	-51.	*	120.	8.	-48.	*
11	.91	4.9	14000./12402.	*	127.	11.	-26.	*	118.	10.	-24.	*

 Alongamentos - (mm) * Alongamentos Especificos * Comprimentos (M)
 * * (mm/m) * *
 DA = 85.0 * EA = 6.99 * LA = 12.166
 DB = 85.0 * EB = 6.99 * LB = 12.166
 DA+DB = 170.1 * EM = 6.99 * L = 24.331

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Peso-próprio da viga isolada **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

2.427	2.427	1.575	1.575	1.575	1.575
1.575	1.575	1.575	2.427	2.427	

Cargas Nodais

PT	P
1	.72
11	.72

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.866
2	1.866

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	22.3
1	2	46.9	-166.6	189.4	*	16.4
1	3	79.8	-326.4	378.2	*	11.6
1	4	103.1	-421.4	488.4	*	7.7
1	5	117.0	-478.4	554.4	*	3.8
1	6	121.7	-497.4	576.5	*	.0
1	7	117.0	-478.4	554.4	*	-3.8
1	8	103.1	-421.4	488.4	*	-7.7
1	9	79.8	-326.4	378.2	*	-11.6
1	10	46.9	-166.6	189.4	*	-16.4
1	11	.0	.0	.0	*	-22.3

Reação Núm. 1 = 23.0
Reação Núm. 2 = 23.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Concretagem da laje superior **

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160
1.160	1.160	1.160	1.160	1.160	1.160

Cargas Concentradas

XR	P
12.15	.88

Cargas Nodais

PT	P
1	.98
11	.98

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-1.354
2	1.354

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	14.5
1	2	31.9	-113.3	128.8	*	11.7
1	3	56.9	-232.7	269.7	*	8.9
1	4	75.1	-307.1	355.9	*	6.1
1	5	86.5	-353.5	409.6	*	3.3
1	6	91.0	-371.8	430.9	*	.0
1	7	86.5	-353.5	409.6	*	-3.3
1	8	75.1	-307.1	355.9	*	-6.1
1	9	56.9	-232.7	269.7	*	-8.9
1	10	31.9	-113.3	128.8	*	-11.7
1	11	.0	.0	.0	*	-14.5

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	15.5
Reação Núm.	2 =	15.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Superior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.714
2	-4.714

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Superior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	-35.2
1	2	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	-28.4
1	3	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	-20.1
1	4	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	-10.8
1	5	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	-3.2
1	6	-270.9	467.6	-1923.3	-639.9 *	.0
1	7	-268.6	463.6	-1906.9	-634.4 *	3.2
1	8	-250.4	396.4	-1812.7	-626.9 *	10.8
1	9	-210.1	241.0	-1613.3	-617.9 *	20.1
1	10	-144.5	118.4	-978.9	-395.1 *	28.4
1	11	-66.3	-153.6	-657.0	-389.2 *	35.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=0

SEÇÃO	G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1 SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7
2 SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
3 SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
4 SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
5 SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
6 SS	-497.4	529.3	31.8	-371.8	-340.0
SI	576.5	-2157.8	-1581.4	430.9	-1150.5
7 SS	-478.4	525.3	46.8	-353.5	-306.6
SI	554.4	-2141.5	-1587.0	409.6	-1177.4
8 SS	-421.4	450.3	28.9	-307.1	-278.2
SI	488.4	-2038.2	-1549.9	355.9	-1194.0
9 SS	-326.4	281.2	-45.1	-232.7	-277.8
SI	378.2	-1822.9	-1444.6	269.7	-1174.9
10 SS	-166.6	151.1	-15.5	-113.3	-128.8
SI	189.4	-1120.7	-931.3	128.8	-802.5
11 SS	.0	-142.1	-142.1	.0	-142.1
SI	.0	-774.7	-774.7	.0	-774.7

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior - T=Inf.

SEÇÃO	G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1 SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0
2 SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
3 SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
4 SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
5 SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
6 SS	-497.4	467.6	-29.8	-371.8	-401.6
SI	576.5	-1923.3	-1346.8	430.9	-915.9
7 SS	-478.4	463.6	-14.8	-353.5	-368.3
SI	554.4	-1906.9	-1352.5	409.6	-942.9
8 SS	-421.4	396.4	-25.0	-307.1	-332.1
SI	488.4	-1812.7	-1324.4	355.9	-968.5
9 SS	-326.4	241.0	-85.3	-232.7	-318.1
SI	378.2	-1613.3	-1235.0	269.7	-965.4
10 SS	-166.6	118.4	-48.1	-113.3	-161.5
SI	189.4	-978.9	-789.5	128.8	-660.7
11 SS	.0	-153.6	-153.6	.0	-153.6
SI	.0	-657.0	-657.0	.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

DESLOCAM.S DA ESTRUTURA DEVIDOS A PROTENSÃO - Pk Inferior

COORD.	DESLOCAM.
1	4.425
2	-4.425

MOMENTOS, TENSÕES E CORTANTES
Isostático + Hiperestático de Protensão - Pk Inferior

VÃO	SEÇÃO	MOMENTO	TENSÃO F.SUP.	TENSÃO F.INF.	TENSÃO C.G.	CORTANTE
1	1	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	-32.5
1	2	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	-26.4
1	3	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	-18.8
1	4	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	-10.1
1	5	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	-3.0
1	6	-255.8	441.5	-1815.5	-604.0 *	.0
1	7	-253.0	436.6	-1795.6	-597.3 *	3.0
1	8	-234.9	372.1	-1701.0	-588.2 *	10.1
1	9	-196.5	225.8	-1508.2	-577.4 *	18.8
1	10	-134.9	111.5	-912.5	-367.7 *	26.4
1	11	-62.2	-139.6	-612.3	-360.8 *	32.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=0

SEÇÃO	G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1 SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2
2 SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
3 SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
4 SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
5 SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
6 SS	-497.4	516.9	19.4	-371.8	-352.4
SI	576.5	-2102.2	-1525.7	430.9	-1094.9
7 SS	-478.4	512.0	33.5	-353.5	-319.9
SI	554.4	-2082.2	-1527.8	409.6	-1118.2
8 SS	-421.4	437.9	16.5	-307.1	-290.6
SI	488.4	-1976.6	-1488.2	355.9	-1132.4
9 SS	-326.4	274.9	-51.4	-232.7	-284.2
SI	378.2	-1764.4	-1386.2	269.7	-1116.5
10 SS	-166.6	151.4	-15.2	-113.3	-128.5
SI	189.4	-1085.8	-896.4	128.8	-767.6
11 SS	.0	-125.5	-125.5	.0	-125.5
SI	.0	-756.2	-756.2	.0	-756.2

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior - T=Inf.

SEÇÃO		G1 I	PROT. II	I+II III	G2 IV	III+IV V
1	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3
2	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
3	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
4	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
5	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
6	SS	-497.4	441.5	-55.9	-371.8	-427.8
	SI	576.5	-1815.5	-1239.1	430.9	-808.2
7	SS	-478.4	436.6	-41.8	-353.5	-395.2
	SI	554.4	-1795.6	-1241.1	409.6	-831.5
8	SS	-421.4	372.1	-49.3	-307.1	-356.4
	SI	488.4	-1701.0	-1212.7	355.9	-856.8
9	SS	-326.4	225.8	-100.6	-232.7	-333.3
	SI	378.2	-1508.2	-1130.0	269.7	-860.3
10	SS	-166.6	111.5	-55.1	-113.3	-168.4
	SI	189.4	-912.5	-723.2	128.8	-594.3
11	SS	.0	-139.6	-139.6	.0	-139.6
	SI	.0	-612.3	-612.3	.0	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Fase 2 - Viga Conjunta (Viga Isolada + Laje Superior)

Dimensões Constantes

ALT. = 1.700 LLSU = 2.320 LLIN = .600
ELSE = .000 BTES = .000 BTEI = .000
BTIS = .000 HTIS = .150 HTES = .000
HTEI = .000 ELSI = .200 ELII = .200
ALSE = .000

Dimensões Variáveis

Seção	EALM	BTII	BTIN	HTII	HTIN
1	.600	.400	.000	.053	.000
2	.600	.400	.000	.053	.000
3	.250	.750	.350	.100	.200
4	.250	.750	.350	.100	.200
5	.250	.750	.350	.100	.200
6	.250	.750	.350	.100	.200

Seção	Área	VS	VI	Inércia	WS	WI	ME
1	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
2	1.435	.643	1.057	.401	.624	.379	.335
3	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
4	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
5	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267
6	1.094	.558	1.142	.340	.610	.298	.267

OBS.- As demais seções não serao tabuladas, devido a simetria da Estrutura

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

** Carregamento G2 = Barreiras + Guarda-corpo

Vão 1 Núm. de Pt.s 11

Carga Distribuída

.788	.788	.788	.788	.788	.788
.788	.788	.788	.788	.788	.788

Cargas Nodais

PT	P
1	.28
11	.28

Deslocam.s da Estrutura

Coord.	Deslocam.
1	-.438
2	.438

Momentos, Tensões e Cortantes

Vão	Seção	Momento	Sigma-S	Sigma-I	*	Cortante
1	1	.0	.0	.0	*	9.6
1	2	20.9	-33.6	55.2	*	7.7
1	3	37.2	-61.0	124.9	*	5.7
1	4	48.9	-80.1	164.0	*	3.8
1	5	55.8	-91.5	187.4	*	1.9
1	6	58.2	-95.3	195.2	*	.0
1	7	55.8	-91.5	187.4	*	-1.9
1	8	48.9	-80.1	164.0	*	-3.8
1	9	37.2	-61.0	124.9	*	-5.7
1	10	20.9	-33.6	55.2	*	-7.7
1	11	.0	.0	.0	*	-9.6

Reações da Estrutura

Reação Núm.	1 =	9.9
Reação Núm.	2 =	9.9

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Trem-tipo considerado - TB-45

Membro	Carga P	Carga Q
1	7.91	1.579

Deslocam.s - Carga Móvel - TT TB-45
=====

Deslocam.	DMax	DMin
1	.000	-1.700
2	1.700	.000

Reações - Carga Móvel - TT TB-45
=====

Reação	RMax	RMin
1	41.5	.0
2	41.5	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Esforço Cortante - Carga Móvel - TT TB-45
=====

Seção	Cort Max	Cort Min
1	41.5	.0
2	35.4	-1.3
3	29.8	-4.0
4	24.6	-7.4
5	19.7	-11.1
6	15.2	-15.2
7	11.1	-19.7
8	7.4	-24.6
9	4.0	-29.8
10	1.3	-35.4
11	.0	-41.5

Momento Fletor - Carga Móvel - TT TB-45
=====

SEÇÃO	MP+	MP-	TENSÃO F. SUP (MP+)	TENSÃO F. INF (MP+)	TENSÃO F. SUP (MP-)	TENSÃO F. INF (MP-)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
3	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
4	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
5	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
6	248.9	.0	-407.9	835.4	.0	.0
7	238.5	.0	-390.8	800.4	.0	.0
8	208.4	.0	-341.4	699.3	.0	.0
9	159.8	.0	-261.8	536.2	.0	.0
10	90.3	.0	-144.7	238.2	.0	.0
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m *** Out/13 ***

Envoltória de Deslocamentos - $D=DG+DP$

TT TB-45

Deslocam.	Dg	Dp+	Dp-	D Max	D Min
1	.912	.000	-1.700	.912	-.788
2	-.912	1.700	.000	.788	-.912

OBS - Deslocamentos em mm
Rotações em Rad/1000

Envoltória de Momento Fletor- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*MP+1.5*MQ		1.35*MP+1.5*MQ	
	M MAX	M MIN	M MAX	M MIN
1	.0	.0	.0	.0
2	156.4	20.9	163.7	28.3
3	276.9	37.2	289.9	50.3
4	361.4	48.9	378.5	66.0
5	413.5	55.8	433.1	75.4
6	431.5	58.2	451.9	78.5
7	413.5	55.8	433.1	75.4
8	361.4	48.9	378.5	66.0
9	276.9	37.2	289.9	50.3
10	156.4	20.9	163.7	28.3
11	.0	.0	.0	.0

Quadro Geral de Momentos e Tensões

TT TB-45

Seção	MMax	MMin	Tensão F. Sup (MMax)	Tensão F. Inf (MMax)	Tensão F. Sup (MMin)	Tensão F. Inf (MMin)
1	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
3	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
4	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
5	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
6	307.1	58.2	-503.2	1030.6	-95.3	195.2
7	294.3	55.8	-482.3	987.8	-91.5	187.4
8	257.2	48.9	-421.5	863.3	-80.1	164.0
9	197.0	37.2	-322.8	661.2	-61.0	124.9
10	111.3	20.9	-178.3	293.4	-33.6	55.2
11	.0	.0	.0	.0	.0	.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

Quadro Geral dos Cortantes- NBR-6118

TT TB-45

Seção	1.0*QP+1.5*QQ		1.35*QP+1.5*QQ	
	Q Max	Q Min	Q Max	Q Min
1	71.8	9.6	75.1	12.9
2	60.8	5.7	63.5	8.4
3	50.4	-3	52.5	1.7
4	40.7	-7.2	42.0	-5.9
5	31.4	-14.7	32.1	-14.1
6	22.8	-22.8	22.8	-22.8
7	14.7	-31.4	14.1	-32.1
8	7.2	-40.7	5.9	-42.0
9	.3	-50.4	-1.7	-52.5
10	-5.7	-60.8	-8.4	-63.5
11	-9.6	-71.8	-12.9	-75.1

Envoltória de Reações- NBR-6118

TT TB-45

Reação	1.0*RP+1.5*RQ		1.35*RP+1.5*RQ	
	R Max	R Min	R Max	R Min
1	110.7	48.4	127.6	75.5
2	110.7	48.4	127.6	75.5

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Superior

SEÇÃO	F1 I	PROT. II	I+II III	G3 IV	III+IV V	MP+ VI	MP- VII	V+VI VIII	V+VII IX
1 SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SS'	-153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6	-153.6
SI	-657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0	-657.0
2 SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
SS'	-161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3	-184.7
SI	-660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3	-605.5
3 SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
SS'	-318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1	-357.2
SI	-965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3	-840.5
4 SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
SS'	-332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4	-383.5
SI	-968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2	-804.5
5 SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
SS'	-368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6	-427.0
SI	-942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9	-755.5
6 SS	0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
SS'	-401.6	0.0	-401.6	-61.1	-462.7	-261.6	0.0	-724.4	-462.7
SI	-915.9	0.0	-915.9	195.2	-720.7	835.4	0.0	114.7	-720.7
7 SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
SS'	-368.3	0.0	-368.3	-58.7	-427.0	-250.7	0.0	-677.6	-427.0
SI	-942.9	0.0	-942.9	187.4	-755.5	800.4	0.0	44.9	-755.5
8 SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
SS'	-332.1	0.0	-332.1	-51.4	-383.5	-219.0	0.0	-602.4	-383.5
SI	-968.5	0.0	-968.5	164.0	-804.5	699.3	0.0	-105.2	-804.5
9 SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
SS'	-318.1	0.0	-318.1	-39.1	-357.2	-167.9	0.0	-525.1	-357.2
SI	-965.4	0.0	-965.4	124.9	-840.5	536.2	0.0	-304.3	-840.5
10 SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
SS'	-161.5	0.0	-161.5	-23.2	-184.7	-99.7	0.0	-284.3	-184.7
SI	-660.7	0.0	-660.7	55.2	-605.5	238.2	0.0	-367.3	-605.5
11 SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SS'	-153.6	0.0	-153.6	0.0	-153.6	0.0	0.0	-153.6	-153.6
SI	-657.0	0.0	-657.0	0.0	-657.0	0.0	0.0	-657.0	-657.0

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

QUADRO GERAL DE TENSÕES - Pk Inferior

SEÇÃO	F1 I	PROT. II	I+II III	G3 IV	III+IV V	MP+ VI	MP- VII	V+VI VIII	V+VII IX
1 SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SS'	-139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
SI	-612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3
2 SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
SS'	-168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
SI	-594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
3 SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
SS'	-333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
SI	-860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
4 SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
SS'	-356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
SI	-856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
5 SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
SS'	-395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
SI	-831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
6 SS	0.0	0.0	0.0	-95.3	-95.3	-407.9	0.0	-503.2	-95.3
SS'	-427.8	0.0	-427.8	-61.1	-488.9	-261.6	0.0	-750.6	-488.9
SI	-808.2	0.0	-808.2	195.2	-613.0	835.4	0.0	222.4	-613.0
7 SS	0.0	0.0	0.0	-91.5	-91.5	-390.8	0.0	-482.3	-91.5
SS'	-395.2	0.0	-395.2	-58.7	-453.9	-250.7	0.0	-704.5	-453.9
SI	-831.5	0.0	-831.5	187.4	-644.1	800.4	0.0	156.3	-644.1
8 SS	0.0	0.0	0.0	-80.1	-80.1	-341.4	0.0	-421.5	-80.1
SS'	-356.4	0.0	-356.4	-51.4	-407.8	-219.0	0.0	-626.7	-407.8
SI	-856.8	0.0	-856.8	164.0	-692.8	699.3	0.0	6.5	-692.8
9 SS	0.0	0.0	0.0	-61.0	-61.0	-261.8	0.0	-322.8	-61.0
SS'	-333.3	0.0	-333.3	-39.1	-372.4	-167.9	0.0	-540.3	-372.4
SI	-860.3	0.0	-860.3	124.9	-735.4	536.2	0.0	-199.2	-735.4
10 SS	0.0	0.0	0.0	-33.6	-33.6	-144.7	0.0	-178.3	-33.6
SS'	-168.4	0.0	-168.4	-23.2	-191.6	-99.7	0.0	-291.2	-191.6
SI	-594.3	0.0	-594.3	55.2	-539.1	238.2	0.0	-300.9	-539.1
11 SS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SS'	-139.6	0.0	-139.6	0.0	-139.6	0.0	0.0	-139.6	-139.6
SI	-612.3	0.0	-612.3	0.0	-612.3	0.0	0.0	-612.3	-612.3

DNIT - DER/RJ * BR 230 Viaduto Estaca 307 *** Rev. 0 *****
Fase 1 - Viga Isolada ** Viga A * L = 21.00m **** Out/13 ***

CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DEVIDA AO CORTANTE - NBR-6118

Ponte totalmente carregada

SEÇÃO	VDMAX	VDMIN	VRDMAX	TWD	TC	TD	RO	AS/S (CM)
1	125.	46.	96.	113.	0.	130.	.00299	.179
2	101.	34.	78.	92.	0.	106.	.00243	.146
3	80.	20.	63.	203.	0.	234.	.00538	.135
4	61.	6.	51.	166.	0.	190.	.00438	.109
5	42.	-8.	39.	126.	0.	144.	.00332	.083
6	-23.	23.	-23.	73.	0.	84.	.00194	.049
7	-42.	8.	-39.	126.	0.	144.	.00332	.083
8	-61.	-6.	-51.	166.	0.	190.	.00438	.109
9	-80.	-20.	-63.	203.	0.	234.	.00538	.135
10	-101.	-34.	-78.	92.	0.	106.	.00243	.146
11	-125.	-46.	-96.	113.	0.	130.	.00299	.179

Armadura Total (Cortante+Torção+Fadiga)- NBR-6118

Ponte totalmente carregada

Seção	AS/S (CM)		Espacamento Long. (CM)				Espacamento Transv. (CM)			
	Long.	Nerv.	1/4	5/16	3/8	1/2	1/4	5/16	3/8	1/2
1	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.
2	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
3	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
4	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
5	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
6	.000	.100	30.	30.	30.	30.	6.	10.	14.	25.
7	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
8	.000	.172	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
9	.000	.168	30.	30.	30.	30.	0.	6.	8.	15.
10	.000	.156	30.	30.	30.	30.	0.	6.	9.	16.
11	.000	.179	30.	30.	30.	30.	0.	5.	8.	14.

Dimensionamento da Laje

Os parâmetros para determinação dos momentos, serão aqueles fornecidos pelas tabelas do Prof. Rüsçh, de acordo com cada caso estrutural correspondente.

Laje do Balanço

Para Carga Permanente (p.próprio e pavimento) :

$$l_x = 1,16m$$

$$l_x \text{ para guarda rodas} = 0,90cm$$

Para Carga Permanente :

Guarda - rodas = 0,60t/m

p. próprio + pavimento = 0,72t/m²

Carga Móvel – Trem tipo Classe 450kN

Balanço reduzido = 1,16 - 0,40 - 0,225 = 0,535m

P = 7,50t

$\varphi = 1,40 - 2 \times 0,535 \times 0,007 = 1,393$

P φ = 10,444t

p φ = 0,697t/m²

Esforços Atuantes

Carga Permanente :

mxe = 0,60 (1,16 - 0,20) + 0,74 x 1,16²/2 = -1,074mt/m

Seção junto ao Guarda - rodas :

mxe = 0,60 x 0,20 + 0,74 x 0,20²/2 = -0,135mt/m

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na Tabela N° 98 do Prof. Rüschi

l_x/a = 0,535/2 = 0,268

t/a = 0,425m

Temos então :

mxe = 0,35 X 10,444 = -3,655mt/m

myr = 0,18 x 10,344 = 1,862mt/m

mxm = 0,24 x 10,344 = 2,483mt/m

mym = 0,115 x 10,344 = 1,190mt/m

Impacto do Veículo na Barreira

Largura de distribuição a 45°

l = 2 x 0,97 = 1,94m

mxe = 6,0 x 0,97/1,94 = -3,00mt/m na junção do guarda - rodas.

Distribuindo até o eixo da viga extrema, temos :

l = (1,16 - 0,40) x 2 + 1,94 = 3,46m

mxe = 6 x 0,97/3,46 = -1,682mt/m

Pesquisando na seção do balanço com 20cm de espessura, temos :

Distribuição a 45°

l = (1,30 - 0,40 - 0,85/2) 2 + 1,94 = 3,29m

mxe = -6 x 0,97/3,29 = -1,769mt/m

Dimensionamento :

Seção junto ao Guarda - rodas :

mxed = 1,35 x 0,135 + 1,50 x 3,00 = -5,177mt/m

Seção na laje do balanço junto a aba da viga pré-moldada :

$$m_{xed} = -1,35 \times 0,673 - 1,240 \times 1,50 = -2,769 \text{ mt/m}$$

Seção no eixo da viga extrema :

$$m_{xed} = 1,35 \times 1,074 + 1,50 (3,655 + 1,682) = -9,455 \text{ mt/m}$$

Armaduras necessárias sem fadiga

Seção 1 – Junto ao Guarda - rodas :

$$m_{xed} = -5,177 \text{ mt/m}$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad d = 0,175$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$$

$$k_{md} = 0,085 \quad \text{ok!}$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Pré-Moldada :

$$m_{xed} = -7,449 \text{ mt/m}$$

$$k_{md} = 0,122 \quad \text{ok!}$$

Seção de aço Necessária :

$$A_{s1} = 5,177/0,90 \times 4,348 \times 0,175 = 7,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = -5,469/0,9 \times 4,348 \times 0,175 = 7,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s3} = -9,465/0,9 \times 4,48 \times 0,275 = 8,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Seção 3 – Eixo da Viga Pré-Moldada

$$b = 1,00 \text{ m} \quad h = 0,30 \text{ m} \quad d = 0,275 \text{ m} \quad m_{xe} = -9,465 \text{ mt/m}$$

$$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,275^2 \times 2000 = 151,25$$

$$k_{md} = 0,063 \quad \text{ok!}$$

Cálculo e dimensionamento da lajota que servirá como forma/escoramento da laje do tabuleiro.

Do ponto de vista estrutural, a lajota pré-moldada fará parte integrante da altura útil da laje do tabuleiro, devido as treliças de união desta lajota com a concretagem da laje do tabuleiro propriamente dita.

Vão da lajota pré-moldada

$$l_x = 2,32 - 1,00 + 0,07 = 1,79 \text{ m}$$

$$h = 0,07 \text{ m}$$

$$d = 0,07 - 0,025 = 0,045 \text{ m}$$

$$pp. \text{ total} = 0,20 \times 2,50 = 0,50 \text{ t/m}^2$$

Para placa com 30cm de largura, temos :

$$g = 0,20 \text{ t/m}^2$$

$$M_k = 0,20 \times 1,39^2/8 = 0,048 \text{ mt/placa}$$

$$M_d = 0,068 \text{ mt/placa}$$

$$bd^2 f_{cd} = 0,30 \times 0,045^2 \times 2000 = 1,21$$

$$k_{md} = 0,068/1,21 = 0,056$$

Embora a placa prescindida da armadura de compressão para sua estabilidade durante período de execução, esta armadura será colocada para “ligação placa pré-moldada x concreto posterior”.

Cálculo da fadiga, com limite de flutuação de tensão no aço de 1800kg/cm², em serviço, considerando :

Laje Central :

$$m_{xm} \quad b = 1,00m$$

$$h = 0,20m$$

$$d = 0,175m$$

$$f_{yk} = 5000kg/m^2$$

$$f_{ck} = 3000t/m^2$$

$$M_{máx} = 1,441mt/m$$

$$M_{mín} = 0,154mt/m$$

$$A_s = 0,0003122m^2$$

$$m_{ym} \quad b = 1,00m$$

$$h = 0,20m$$

$$d = 0,175m$$

$$f_{yk} = 50000t/m^2$$

$$f_{ck} = 3000t/m^2$$

$$M_{máx} = 0,860 \text{ mt/m}$$

$$M_{mín} = 0,026mt/m$$

$$A_s = 0,0002528m^2$$

$$M_{xe} \quad b = 1,00m$$

$$h = 0,30m$$

$$d = 0,275m$$

$$f_{yk} = 50000t/m^2$$

$$f_{ck} = 3000t/m^2$$

$$M_{máx} = -2,989mt/m$$

$$M_{mín} = -0,308mt/m$$

$$A_s = 0,0003489m^2$$

Laje do Balanço :

Seção 1 – Junto ao Guarda - Rodas

$$b = 1,00m$$

$$h = 0,20m$$

$$d = 0,175m$$

$$f_{yk} = 50000t/m^2$$

$$f_{ck} = 3000t/m^2$$

$$M_{máx} = -3,134mt/m$$

$$M_{mín} = -0,134mt/m$$

$$A_s = 0,000760m^2$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Extrema

$$b = 1,00m$$

$h = 0,20\text{m}$
 $d = 0,175\text{m}$
 $f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$
 $f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$
 $M_{\text{máx}} = 1,913\text{t/m}$
 $M_{\text{mín}} = 0,673\text{t/m}$
 $A_s = 0,000798\text{m}^2$

Seção 3 – Seção no Eixo da Viga Extrema

$b = 1,00\text{m}$
 $h = 0,30\text{m}$
 $d = 0,275\text{m}$
 $f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$
 $f_{ck} = 3000\text{t/m}^2$
 $M_{\text{máx}} = 4,872\text{t/m}$
 $M_{\text{mín}} = 1,252\text{t/m}$
 $A_s = 0,0008828\text{m}^2$

Verificação do coeficiente de majoração das armaduras pelo efeito da fadiga.

Adotado critério da Tabela 23,2, com Δf_{sd} , f_{ad} , min para 2×10^6 ciclos, armadura passiva do aço CA-50, para o caso de “Barras retas ou dobradas com $D > 25\varnothing$ ”.

Considerando que a bitola máxima é de 12.5mm, temos o valor para amplitude da variação da tensão da armadura de 190MPa.

As unidades para determinação da tensão “máxima” e “mínima” na armadura são :

$f_{ck} = 30\text{MPa}$
 $E_f = 210.000\text{MPa}$
Área de aço em m^2

Momento máximo e mínimo em mt/m
Tensão na armadura em kg/cm^2

A seguir, os resultados para Laje Central do Balanço :

Lajes Centrais

Dimensionamento através das tabelas de Rüsçh.

Materiais
 $l_x = 2,32\text{m}$
 $l_y/a = \infty$

$h = 0,20\text{m}$

$d = 0,175\text{m}$

Antes de iniciarmos o cálculo da Laje Central, necessita-se a verificação da condição de ligação laje balanço x primeira laje interna.

Momento de engastamento do balanço :
 $M_{xeg} = -1,074 \text{ mt/m}$

Momento de engastamento perfeito da laje adjacente :
 $l = 2,32 \text{ m}$ $g = 0,74 \text{ t/m}$
 $M_{eng.} = 0,74 \times 2,32^2 / 12 = -0,332 \text{ mt/m}$

Pelos valores acima, podemos concluir que o balanço “engasta” a laje adjacente.

Tabela de Rüsh – Caso Nr 27

Carga Permanente

$g_1 = 0,20 \times 2,50 = 0,500 \text{ t/m}^2$ peso próprio
 $g_2 = 0,10 \times 2,40 = 0,24 \text{ t/m}^2$ pavimentação

} 0,740 t/m

Carga Móvel

$P = 7,50 \text{ t}$
 $p = 0,50 \text{ t/m}^2$

Impacto

$\varphi = 1,40 - 0,7\% \times 2,32 = 1,384$
 $P\varphi = 10,379 \text{ t}$
 $p\varphi = 0,692 \text{ t/m}^2$

Esforços Atuantes

Carga Permanente

$m_{xm} = 0,417 \times g \times l x^2 = 0,154 \text{ mt/m}$
 $m_{ym} = 0,069 \times g \times l x^2 = 0,026 \text{ mt/m}$
 $m_{xe} = -0,0833 \times g \times l x^2 = 0,308 \text{ mt/m}$
 onde, $g l x^2 = 0,74 \times 2,32^2 = 3,983$

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na tabela Nr 27, correspondente ao sentido de tráfego paralelo ao eixo Y.
 $l x / a = 2,32 / 2,00 = 1,16$
 $t / a = (0,45 + 2 \times 0,20) / 2 = 0,425$

Temos então,

Carga Móvel

$m_{xm} = 0,122 \times 10,379 + 0,03 \times 0,692 = 1,287 \text{ mt/m}$
 $m_{ym} = 0,076 \times 10,379 + 0,02 \times 0,692 = 0,834 \text{ mt/m}$
 $m_{xe} = -(0,235 \times 10,379 + 0,35 \times 0,692) = -2,681 \text{ mt/m}$

Momentos de Cálculo para o Dimensionamento

$m_{xmd} = 1,35 \times 0,154 + 1,50 \times 1,287 = 2,138 \text{ mt/m}$
 $m_{ymd} = 1,35 \times 0,026 + 1,50 \times 0,834 = 1,286 \text{ mt/m}$
 $m_{xed} = 1,35 \times 0,308 + 1,50 \times 2,681 = -4,437 \text{ mt/m}$

Cálculo das Armaduras

Para $M_{xmd} = 2,138 \text{ mt/m}$

$h = 0,175 \text{ m}$

$d = 0,175 \text{ m}$

$b = 1,00 \text{ m}$

$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,175^2 \times 2000 = 61,25$

$k_{md} = M_d / bd^2 f_{cd} = 0,035$ **ok!**

Para $M_{ym} = 1,250 \text{ mt/m}$

$d = 0,130 \text{ m}$

$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,13^2 \times 2000 = 33,80$

$k_{md} = 0,038$ **ok!**

Para $M_{xed} = -4,437 \text{ mt/m}$

$h = 0,35 \text{ m}$

$d = 0,325 \text{ m}$

$bd^2 f_{cd} = 1,00 \times 0,325^2 \times 2000 = 211,25$

$k_{md} = 0,021$ **ok!**

Armaduras sem Coeficiente de Fadiga

$A_s = 2,138 / 0,175 \times 0,90 \times 4,348 = 3,122 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s = 1,286 / 0,13 \times 4,348 \times 0,90 = 2,528 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s = 4,437 / 0,90 \times 0,325 \times 4,348 = 3,489 \text{ cm}^2/\text{m}$

Dimensionamento da Laje de Continuidade

Cálculo da Placa de Continuidade

- $l_x = 0,83 \text{ m}$ / Faixa de 1 m de largura

- Área de Concreto - $0,19 \times 1,0 = 0,19 \text{ m}^2$

- Inércia da Placa - $I_{Placa} = \frac{b x h^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

- FCK = 30 MPa

- Módulo de Elasticidade - $E_{ct} = 5.600 \sqrt{f_{ck}} = 5.600 \sqrt{30} = 30.672,50 \text{ MPa}$

Momento de Inércia do Conjunto (Vigas+Laje)

- $I_{c21} = 1,75 \text{ m}^4$ - P/ Viga de 21m

- $I_{c30} = 2,57 \text{ m}^4$ - P/ Viga de 30m

Trem -Tipo Simplificado

$P = 6 \times 7,5 \text{ t} = 45 \text{ t}$

$q_1 = 3 \times 0,5 \text{ t/m}^2 = 1,5 \text{ t/m}$

$q_2 = 9,8 \times 0,5 \text{ t/m}^2 = 4,9 \text{ t/m}$

$q = 6,4 \text{ t/m}$

1 - Efeito Devido a Rotação de um Único vão Carregado.

$$M_0 = \frac{-4 E_{ct} I_{Placa}}{l_x} = 0$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = 0$$

$$\theta_1 = \frac{p l^3}{16 E_c I_c}$$

$$\theta_2 = \frac{q l^3}{24 E_c I_c}$$

$$\theta \theta_1 = \frac{45 \times 20,3^3}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\theta \theta_2 = \frac{6,4 \times 20,3^3}{24 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$M_0 = \left(\frac{-4 \times 30067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -5,34 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{M_0}{2} = + \frac{5,34}{2} = 2,67 \text{ tm/m}$$

2- Dois Vãos Adjacentes Carregados

$$M_0 = \left(\frac{-2 \times E_c \times I_{Placa}}{l_c} \right) \times \theta \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -2,67 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 30672250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 1,59 \times 10^{-3} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

$$\theta_1 = \frac{45 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 3,06 \times 10^{-4}$$

$$\theta_2 = \frac{6,4 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 1,28 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta = \theta_1 + \theta_2$$

$$\theta = 1,59 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

3 - Recalque do Aparelho de Apoio quando só um dos vãos é Carregado.

$$M_0 = \frac{6 \times E_c \times I_p \times \Delta n}{l_c^2}$$

$$a = 0,25 \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$

$$h = 0,078m$$

$$E_n = 2G \times 0,69 \times \left(\frac{b}{n}\right)^2$$

$$E_n = 2 \times 100 \times 0,69 (0,047)^2$$

$$E_n = 9995,50 \text{ t/m}^2$$

4 - Relação Vertical Compatível com (Θ) por Apoio

$$R_1 = [45 + (6,4 \times 20,3)] \times \frac{1}{2} = 87,46t - \text{Vão } 21m$$

$$R_2 = [45 + (6,4 \times 29,3)] \times \frac{1}{2} = 116,26t - \text{Vão } 30m$$

$$R_1 = \frac{87,46}{5} = 17,49 \text{ t/Ap. Apoio}$$

$$R_2 = \frac{116,26}{5} = 23,25t/\text{Apoio}$$

$$\sigma_{n1} = \frac{R_1}{ab} = \frac{17,49}{0,25 \times 0,4} = 174,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{n2} = \frac{R_2}{ab} = \frac{23,25}{0,25 \times 0,4} = 232,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n1}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 8,22 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n2}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 8067250 \times 8,72 \times 10^{-4}}{0,89^2} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56tm$$

$$M_1 = 12,56tm$$

Dimensionamento do Guarda-Rodas

$$M = 6,0 \times 0,87 = 5,22 \text{ tm}$$

$$M/m = 5,22 / 1,74 = 3,0 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 3,0 = 4,2 \text{ t.m/m}$$

$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$$

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

$$\text{Aço CA-50}$$

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,36^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,015$$

$$\text{Pela tabela: } K_z = 0,991$$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,991 \times 0,36 \times 43,47) = 2,70 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 36 \times 0,15 \times 0,01 = 5,4 \text{ cm}^2/m$$

$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$
 $d = 22 - 4 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$
 $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 Aço CA-50

$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 42,0 / (1,0 \times 0,18^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,060$
 Pela tabela: $K_z = 0,963$
 $A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 42,0 / (0,963 \times 0,18 \times 43,47) = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 18 \times 0,15 \times 0,01 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Dimensionamento da Laje de Transição

$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$
 $\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$
 $\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$

Peso Próprio: $\gamma \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ tf/m}^2$
 Carga Móvel: $TB45 = 6 \times 7,5 / (6 \times 3) = 2,5 \text{ tf/m}^2$
 $M_g = 1,25 \text{ tfm}$
 $M_q = 5,00 \text{ tfm}$

$M_d = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 1,372 \times 5,0 = 11,98 \text{ tfm} = 119,8 \text{ kNm}$
 $b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$
 $d = 25 - 4 = 21 \text{ cm} = 0,21 \text{ m}$
 $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 Aço CA-50

$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 119,8 / (1,0 \times 0,21^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,126$
 Pela tabela: $K_z = 0,920$
 $A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 119,8 / (0,920 \times 0,21 \times 43,47) = 14,26 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$

Dimensionamento da Viga Transversina

Vão de 21,00m

Cargas Permanentes:

Peso Próprio

$$g_1 = \gamma_c \times A = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \times 1,60 = 1,20 \text{ t/m}$$

Laje + Pav.

$$g_2 = ((\gamma_c \times h_{laje} + \gamma_{pav} \times h_{pav}) \times A) / l_{viga} = (2,5 \times 0,22 + 2,40 \times 0,07) \times 0,985 / 2,21 = 0,32 \text{ t/m}$$

$$g_1 + g_2 = 1,20 + 0,32 = 1,52 \text{ t/m}$$

Estrutura e Carregamento:

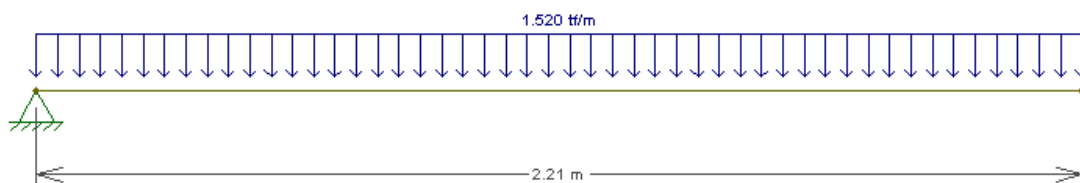
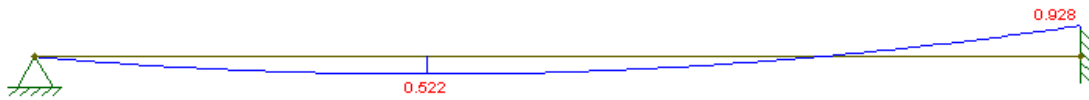


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:
Carga TB-45 Centrada
Estrutura e Carregamento

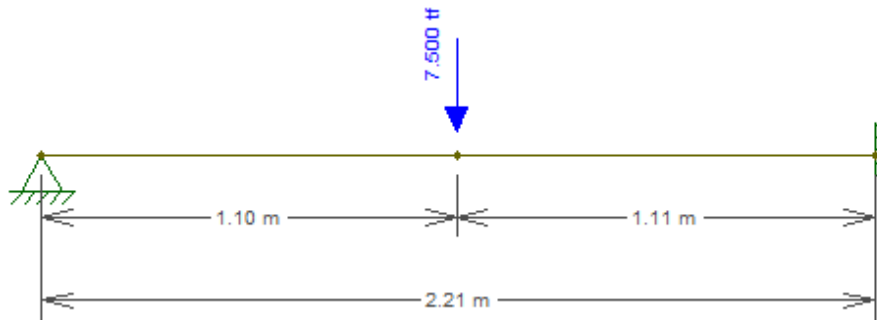


Diagrama de Momento – (tf.m):



- Verificação dos Momentos Máximos:

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \phi \times M_q$$

$$\phi = 1,40 - 0,007 \times l = 1,40 - 0,007 \times 2,21 = 1,385$$

Momento	M _g (tf.m)	M _q (tf.m)	M _d (tf.m)
Positivo	0,522	2,590	6,08
Negativo	0,928	3,103	7,7

Dimensionamento:

- Momento Positivo:

$$K_{md} = 0,0061$$

$$K_z = 0,997$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

A_s min = 8,30 cm²

- Momento Negativo:

$$K_{md} = 0,0077$$

$$K_z = 0,994$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

As min = 8,30 cm²

Verificação a fadiga:

- Momento Positivo:

$x = 26,65$ (Posição da linha neutral)

Tensões na Armadura

o max. = 295,68 kgf/cm²

o min. = 36,69 kgf/cm²

Coeficiente de Fadiga:

$K_f = 0,14$ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.

- Momento Negativo:

$x = 26,65$ (Posição da linha neutral)

Tensões na Armadura

o max. = 295,68 kgf/cm²

o min. = 43,04 kgf/cm²

Coeficiente de Fadiga:

$K_f = 0,14$ - O efeito da fadiga pode ser desconsiderado nesta viga.

Processamento da Mesoestrutura

Dimensionamento da ala e cortina

Esforços nas alas:

Trecho 1(retângulo):

$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 0,9 \times 0,33 = 0,53 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$

$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$

$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 0,9 / 2 = 0,24 \text{ t/m}$

$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 0,9 = 0,15 \text{ t/m}$

$M_1 = E_1 \times L / 2 = 0,24 \times 1,5 = 0,36 \text{ t.m/m}$

$M_2 = E_2 \times L / 2 = 0,15 \times 1,5 = 0,23 \text{ t.m/m}$

$M_{\text{total}} = 0,59 \text{ t.m/m}$

Trecho2(triângulo):

$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 2,5 \times 0,33 = 1,49 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$

Media $\sigma_1 = (0,53 + 1,49) / 2 = 1,01 \text{ t/m}^2$

$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$

$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 0,53 \times 1,6 + 1,49 \times 1,6 / 2 = 2,04 \text{ t/m}$

$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,6 = 0,26 \text{ t/m}$

$M_1 = E_1 \times L / 3 = 2,04 \times 1,0 = 2,04 \text{ t.m/m}$

$M_2 = E_2 \times L / 3 = 0,26 \times 1,5 = 0,26 \text{ t.m/m}$

$M_{\text{total}} = 2,3 \text{ t.m/m}$

$M_{1\text{total}} = 2,40 \text{ t.m/m}$

$M_{2\text{total}} = 0,49 \text{ t.m/m}$

$M_d = 1,35 \times M_{1\text{total}} + 1,5 \times M_{2\text{total}} = 1,35 \times 2,4 + 1,5 \times 0,49 = 3,975 \text{ t.m/m}$

$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$
$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 39,75 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,027$$

Pela tabela: $K_z = 0,984$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 39,75 / (0,984 \times 0,21 \times 43,47) = 3,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 25 \times 0,15 \times 0,01 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esforços nas cortinas: (Vão de 21,0m)

Altura da cortina de 1,90m:

$$\sigma_1 = \gamma \times h \times K_a = 1,8 \times 1,9 \times 0,33 = 1,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Terreno}$$
$$\sigma_2 = q \times K_a = 0,5 \times 0,33 = 0,165 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Sobrecarga}$$
$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 1,12 \times 1,9 / 2 = 1,06 \text{ t/m}$$
$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,9 = 0,31 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times z_2 = 1,06 \times 0,63 = 0,67 \text{ t.m/m}$$
$$M_2 = E_2 \times z_1 = 0,31 \times 0,95 = 0,29 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 0,29 = 1,34 \text{ t.m/m}$$
$$b = 100 \text{ cm} = 1,0 \text{ m}$$
$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 0,26 \text{ m}$$
$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Aço CA-50

$$K_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd}) = 13,4 / (1,0 \times 0,26^2 \times 30 \times 10^3 / 1,4) = 0,009$$

Pela tabela: $K_z = 0,995$

$$A_s = M_d / (K_z \times d \times f_{yd}) = 13,4 / (0,995 \times 0,26 \times 43,47) = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$A_{smin} = A_c \times \rho_{min} \times 0,01 = 100 \times 30 \times 0,15 \times 0,01 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento do Console de Macaqueamento

Para as vigas de 25,00 m

$$P. \text{laje} = 37,67 \text{ tf}$$
$$P. \text{Próprio viga} = 30,46 \text{ tf}$$
$$\text{Total: } P = 68,13 \text{ tf}$$
$$\sigma_{yd} = 435 \text{ Mpa} = 4,35 \text{ tf/cm}^2$$

$$A / d = 25 / 50 = 0,50 < 1,0 \rightarrow \text{Console curto}$$

$$T_d = 1,4 \times P \times a / (0,8 \times d)$$
$$T_d = 1,4 \times 68,13 \times 25 / (0,8 \times 51) = 58,44 \text{ tf}$$

$$A_s = T_d / f_{yd}$$
$$A_s = 58,44 / (5 / 1,15) = 13,44 \text{ cm}^2$$

Verificação cisalhamento do concreto.

Logo $\tau_d = 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd}$
 $\tau_d = 1,4 \times 58,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2$
 $0,25 f_{cd} = 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2$
 $\tau_d \leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2$ **OK!**

Dimensionamento do Aparelho de Apoio

Carga Normal Máxima

Todos os apoios são iguais :

g1	g2	g3	CM
23	15,5	9,9	41,5

Valor p/cada apoio = $23 + 15,5 + 9,9 + 41,5 = 89,9t$

Esforços Horizontais Longitudinais de Longa Duração

Δ Temp.

Ap1 $\rightarrow 17,084/5 = 3,417$

Ap2 $\rightarrow 2,834/5 = 0,567$

Ap3 $\rightarrow -2,974/5 = -0,595$

Ap4 $\rightarrow -16,944/5 = -3,389$

Esforços Horizontais Longitudinais de Curta Duração

Frenagem

Ap1 $\rightarrow 6,656/5 = 1,331$

Ap2 $\rightarrow 3,265/5 = 0,653$

Ap3 $\rightarrow 3,511/5 = 0,702$

Ap4 $\rightarrow 6,656/5 = 1,331$

Esforços Horizontais Transversais de Curta Duração

Ap1 $\rightarrow 6,390/5 = 1,278$

Ap2 $\rightarrow 7,876/5 = 1,575$

Ap3 $\rightarrow 8,157/5 = 1,631$

Ap4 $\rightarrow 6,295/5 = 1,259$

Rotação de Apoio na Montagem

1,866

Rotação de Carregamento

1,7

Dimensionamento da Viga Travessa

Temos os seguintes valores já transformados em “Md” através de $1,35Mg + 1,50Mq$.

Momentos Fletores :

Sobre os pilares : $Md = -376 \text{ tf.m}$

No centro da travessa : $Md = 187 \text{ tf.m}$

Cortantes :

Junto aos pilares, na parte externa : $Vd = 239 \text{ t}$

Junto aos pilares, na parte interna : $Vd = 344 \text{ t}$

A partir da figura acima, temos :

Para $M(+)$ $b = 1,60 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 fcd = 1,60 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 4536,00$

Para $M(-)$ $b = 1,30 \text{ m}$ $h = 1,26 \text{ m}$ $bd^2 fcd = 1,30 \times 1,26^2 \times 2500/1,40 = 3685,50$

$kmd+ = 376/4.536 = 0,083$

$kmd- = 187/3.685 = 0,051$

$As(+)= 37,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \text{ } \varnothing 20.0 \text{ mm}$

$As(-)= 76,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 16 \text{ } \varnothing 25.0 \text{ mm}$

Esforços Cortantes

$\tau = 334,0 (1,26 \times 1,30) = 203,91 \text{ t/m}^2$

$\tau d = 1,15 \times \tau m = 234,5 \text{ t/m}^2$

$H = \tau \times 1,30 \times 1,00 = 304,89 \text{ t/m}$

$As = 304,84 (4 \times 4,348) = 17,53 \text{ cm}^2/\text{m}$

$As = 12,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ com 6 pernas $\varnothing 12^5 \text{ c.12}$

$\varnothing 12^5 \text{ c.15}^5$

A seguir, o estudo da fadiga :

CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa Central			Travessa Extrema		
Mxe (Seção 3 e 7)			Mxm (Seção 5)		
Dados			Dados		
Fck	25	Mpa	Fck	25	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0078750	m ²	As	0,0044100	m ²
b	1,600	m	b	1,600	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	267,428	mt/m	Mmáx	125,516	mt/m
Mmin	157,872	mt/m	Mmin	96,150	mt/m
Δσlimite	1850	kg/cm ²	Δσlimite	1850	kg/cm ²
Ec	23800	Mpa	Ec	23800	Mpa
n	8,823529412	-	n	8,823529412	-
Prof. da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,29	m	x	0,22	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
σsmáx	2919,31054	Kg/cm ²	σsmáx	2401,44568	Kg/cm ²
σmin	1723,37001	Kg/cm ²	σmin	1839,59815	Kg/cm ²
Δσ	1195,94054	Kg/cm ²	Δσ	561,84752	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	0,65	-	Kf	0,30	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	78,75	cm ²	Asfad	44,10	cm ²

Dimensionamento dos Pilares

Cargas Permanentes – Pilar Br 230

Pilar Central

Carga Permanente

V1/V5

Vão 21m – 52,01t

Vão 30m – 78,75t
130,76t

V2/V4

Vão 21m – 37,93t

Vão 30m – 58,65t
96,58t

V3

Vão 21m – 45,07t

$$PP_{trav} = A_s f_s x Y_c$$

Vão 30m – 68,85t
113,92t

$$PP_{Trov} = 2,035 \times 12,8 \times 2,5 = 65,13t$$

$$PP_{Pitar} = 2,9 \times 0,6 \times 4,9 \times 2,5 = 21,5t$$

$$N_{gk} = [(2 \times (130,76 + 96,58)) + 113,92] + 65,13 + 21,5 = 655,23t$$

Carga Móvel

V1/V5

Vão 21m – 35,48t
Vão 30m – 41,04t
76,52t

V2/V4

Vão 21m – 44,42t
Vão 30m – 51,12t
95,54t

V3

Vão 21m – 42,84 t
Vão 30m – 49,30t
92,14t

$$N_{gk} = [(2 \times (76,52 + 95,54)) + 92,14] = 436,26t$$

$$Nd = 1,35 \times Ngk + 1,5 \times \varphi 1,25 \times 436,26$$

$$Nd = 1702,55 t$$

Cargas Horizontais

Frenagem e Aceleração

$$H_f = (0,3 \times 45) / 2 = 6,75$$

Cargas Transversais

Carga de Vento

$$P_v = 0,1 \text{ t/m}^2$$

Carregada

$$H_{V21} = \left[0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{21}{2} \right) \right] = 4,2t - \text{Vão 21m}$$

$$H_{V30} = 0,1 \times 4,0 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 6t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 4,2 + 6 = 10,2t$$

Descarregada

$$H_{V21} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{21}{2} \right) = 3,05t - 21m$$

$$H_{V31} = 0,1 \times 2,9 \times \left(\frac{30}{2} \right) = 4,35t - \text{Vão 30m}$$

$$H_v = 3,05 + 4,35 = 7,4t$$

Momento torsor

Carga permanente - Mtg = 10,03 tfm

Carga móvel - Mtq = 18,83 tfm

Mtd = 1,35Mtg + 1,5 φ Mtg

Mtd = 1,35x10,03 + 1,5x1,25x18,83

Mtd = 48,85 tfm

Esforços de Cálculo

Combinação Elu

$$Fd = 1,35 cp + 1,5 \varphi cm + 1,5 (0,7 H_v + 0,5 H_{ta})$$

$$Hd_g = 1,5 \times 1,25 \times 6,75 = 12,66t$$

$$Hd_v = 1,5 \times 0,7 \times 10,2 = 10,71t$$

Momento na Base do Pilar

1ª Ordem

$$M_g = Hd_g \times h = Md_g = 12,66 \times 6,2 \cong 78,5tm$$

$$M_{d1} = (10,71 \times 6,3) + (1,5 \times 1,25 \times 176,55) = 398,50tm$$

Excentricidades Mínimas

$$e_{1ymin} = 1,5 + 0,03h = 1,5 + 0,03 \times 60 = 3,3cm$$

$$e_{1ymtn}' = 1,5 + 0,03 \times 200 = 7,50cm$$

Momentos Mínimos

$$M_{1dx,min} = Nd \times C_{1x,min}$$

$$M_{1dx,min} = 1702,55 \times 0,033 = 56,18tm$$

$$M_{1dx,min} = Nd \times C_{1x,min}$$

$$1702,55 \times 0,075 = 127,7tm$$

Comprimento de Flambagem

Para Pilar engastado na base e livre no topo

$$l_e = 2l = 2 \times 6,30 = 12,60m$$

$$\lambda_1 = 35 \quad \lambda_x = \frac{l}{i} \quad A_B = 0,6 \times 2 = 1,2m^2$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 f_g}{h_x} = \frac{3,46 \times 12,60}{0,6} = 72,66 \quad I_w = \frac{3 \times 0,6^3}{12} = 0,036 \text{ m}^4$$

Como $\lambda_x > \lambda_1$ serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$\lambda_y = \frac{3,46 f_g}{h_y} \quad A_b = 1,2 \text{ m}^2$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times 12,6}{2} = 21,8 \quad I_y = \frac{0,6 \times 2^3}{12} = 0,4 \text{ m}^4$$

Como $\lambda_y < \lambda_1$ – não serão considerados os efeitos de 2ª ordem.

$$A_c = 0,6 \times 2,0 = 1,20 \text{ m}^2$$

$$Fcd = \frac{fck}{\gamma_f} = \frac{2500}{1,4} = 1785,7 \text{ t/m}^2 \quad A_{cfed} = 2142,86 \text{ t}$$

Força Normal Adimensional

$$\gamma = \frac{Nd}{A_{cfed}} = \frac{1702,55}{2142,86} = 0,79$$

Curvatura Sujeita a Efeitos de 2ª Ordem

$$\frac{1}{V_x} = \frac{0,005}{hx(V + 0,5)} = \frac{0,005}{60 \times (0,79 + 0,5)} = 6,5 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{h_x} = 8,3 \text{ x/c}$$

$$\frac{1}{V_y} = \frac{0,005}{200 \times (0,79 + 0,5)} = 1,9 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{200} = 2,5 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Excentricidade de 2ª Ordem

$$e_{2,x} = \frac{f_g^2}{10} \left(\frac{1}{V_x} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 6,5 \times 10^{-5} = 10,32 \text{ cm}$$

$$e_{2,y} = \frac{f_g^2}{10} \left(\frac{1}{V_y} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-5} = 3,02 \text{ cm}$$

Momentos finais

$$M_{dx} = \alpha_b M_{1dx} + Nd_{e2x} = (1 \times 78,5 + 48,85) + (1702,55 \times 0,1032) = 303,0 \text{ tm}$$

$$M_{dy} = \alpha_b M_{1dy} + Nd_{e2y} = (1 \times 390,50 + 1702,55 \times 0,03) = 449,6 \text{ tm}$$

Esforços adimensionais

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{h_y A_c f_{cd}} = \frac{303}{0,60 \times 2142,86} \cong 0,24$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{h_x A_c f_{cd}} = \frac{449,6}{2,0 \times 2142,86} \cong 0,10$$

Pelo ábaco de J. Montoya temos para taxa mecânica de armadura:

$$W=0,82$$

$$A_s = \frac{w A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \left(\frac{0,82 \times 2142,86}{5000} \right) \times 1,15 = 40,4 \text{ cm}^2$$

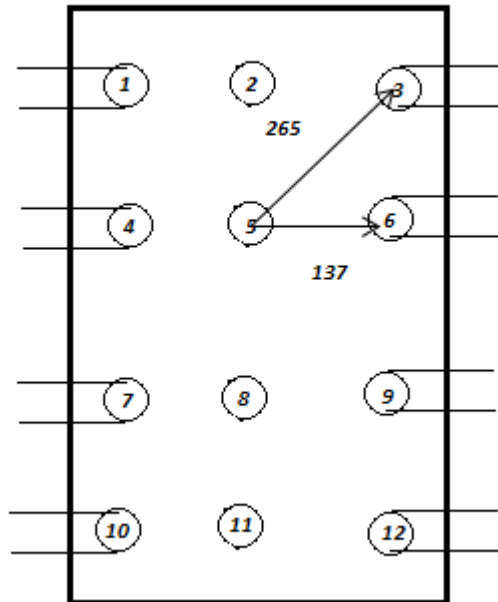
Armadura Mínima

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,4\% A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{17025,5}{50} = 44,4 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \times 60 \times 200 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 40 \text{ cm}^2$$

Processamento da Infraestrutura
Dimensionamento dos blocos
Bloco Central



$$a_3^2 = b_3^2 + c_3^2$$

$$a_3^2 = 110^2 + 240^2$$

$$a^2 = 265 \text{ cm}$$

$$a_6^2 = b_6^2 + c_6^2$$

$$a_6^2 = 110^2 + 80^2$$

$$a^2 = 137 \text{ cm}$$

EST 3

$$a_3 = 265 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\alpha = 140/265 = 0,53$$

$$\alpha = 28^\circ$$

$$z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,53 = 151 \text{ tf}$$

$$x = 110 \text{ cm}$$

$$y = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\theta = 110/240 = 0,46$$

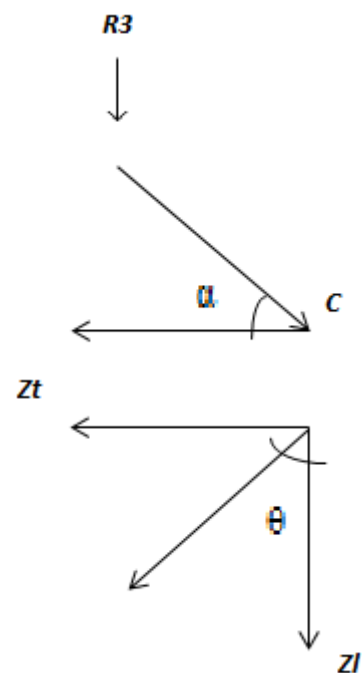
$$\theta = 22,6^\circ$$

$$z_{l3} = z \cdot \cos \theta$$

$$151 \cdot \cos 22,6^\circ = 139,4 \text{ tf}$$

$$z_{t3} = z \cdot \sin \theta$$

$$151 \cdot \sin 22,6^\circ = 58 \text{ tf}$$



EST 6

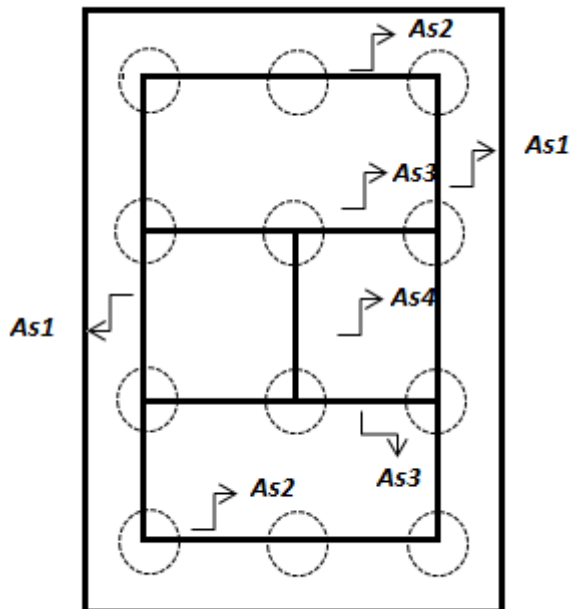
$a_3 = 137 \text{ cm}$
 $h = 140 \text{ cm}$
 $\text{tg}\alpha = 137/140 = 0,98$
 $z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,98 = 81,6 \text{ tf}$

$x = 110 \text{ cm}$
 $y = 80 \text{ cm}$
 $\text{tg}\theta = 110/80 = 1,375$
 $\theta = 53,97^\circ$

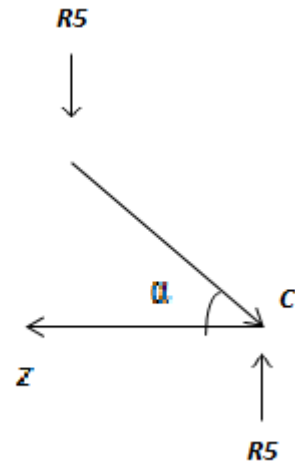
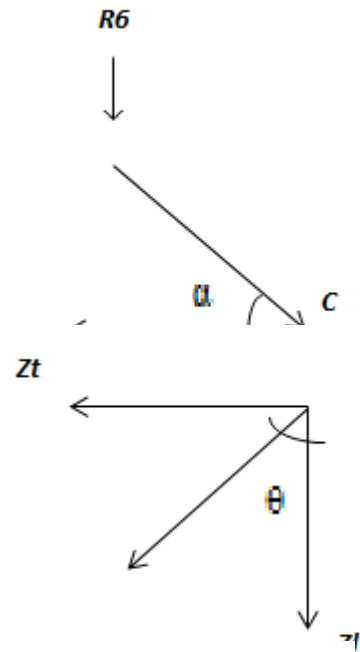
$z_{l3} = z \cdot \cos \theta = 81,6 \cdot \cos 53,97^\circ = 48 \text{ tf}$
 $z_{t3} = z \cdot \sin \theta = 81,6 \cdot \sin 53,97^\circ = 66 \text{ tf}$

EST 5

$d = 80 \text{ cm}$
 $h = 140 \text{ cm}$
 $\text{tg}\alpha = 140/80 = 1,75$
 $z = R/\text{tg}\alpha = 83,52/1,75 = 47,73 \text{ tf}$



$As_1 = (139,4 + 48)/4,348 = 43 \text{ cm}^2 \quad 14 \Phi 20 \text{ mm}$
 $As_2 = (58)/4,348 = 13,34 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$



$As_3 = (66)/4,348 = 15,18 \text{ cm}^2 \quad 5 \Phi 20 \text{ mm}$
 $As_4 = (47,73)/4,348 = 10,98 \text{ cm}^2 \quad 4 \Phi 20 \text{ mm}$

Cinta de ligação dos blocos dos encontros

Dados os diagramas:

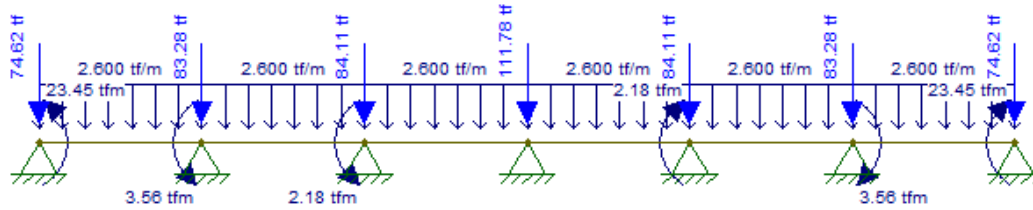


Diagrama de esforços Cortantes:

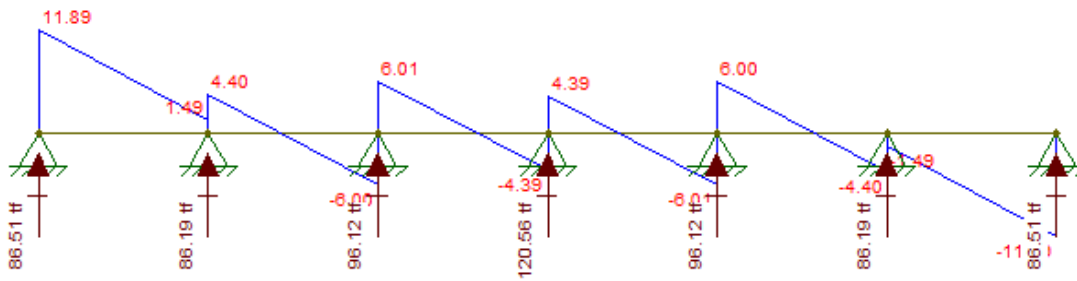
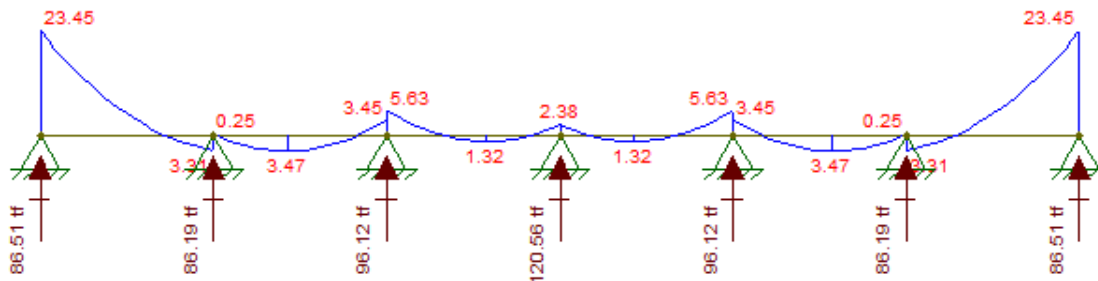


Diagrama de momentos fletores:



$M_d = \gamma_f \times M_k$

$M_d = 1,4 \times 23,45 = 32,83 \text{ tfm}$

$V_d = 16,65 \text{ tf}$

Para uma seção de 40 x 80 cm

Dimensionamento à Flexão

d	76	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,066	-
k_x	0,102	-
k_z	0,959	-
x	7,73	cm
z	72,91	cm
ε_c	0,113	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{Sd}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	5,54	cm ²
A_{s,max}	128,00	cm ²
A_s	10,36	cm²

Adotou-se 6 Φ 16 mm

Dimensionamento ao Corte

f_{ctd}	1,45	MPa
f_{ywd}	434,78	MPa
α_{v2}	0,88	-
V_{Rd2}	154,78	tf
V_c	26,42	tf
V_{sw}	-9,77	tf
A_{sw,min/s}	5,33	cm ² /m
A_{sw/s}	-3,28	cm²/m

Dimensionamento das Estacas

PROJETO 3771 ESTACA 307 EXTREMIDADE VÃO 15m
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 2

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geométricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-0.700	0.000	0.000	-0.700	-10.000	0.000	10.000
2	0.700	0.000	0.000	0.700	-10.000	0.000	10.000

PROJETO 3771 ESTACA 307 EXTREMIDADE VÃO 15m
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 2 estacas

Forca-X	Forca-Y	Forca-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-2.26	-109.10	-1.04	-31.47	0.00	-10.21

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl. -X	Desl. -Y	Desl. -Z	Rot. -X	Rot. -Y	Rot. -Z
0.00000	-0.00200	0.00000	-0.00003	0.00000	-0.00038

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	47.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	61.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)						
EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	-47.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-61.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

PROJETO 3771 ESTACA 307 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 15m E 21m
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

Uso licenciado para a firma:
SFENG Consultoria Ltda.

Num. de Estacas = 12

E = 2100000. G = 875000.

Estacas rotuladas no Bloco e na Base

Características Geométricas das Estacas

AX= 0.1300 IX= 0.000140 IY= 0.001400 IZ= 0.001400

EST.	XI	YI	ZI	XF	YF	ZF	COMPR.
1	-1.100	0.000	-2.400	-3.179	-9.781	-2.400	10.000
2	0.000	0.000	-2.400	0.000	-10.000	-2.400	10.000
3	1.100	0.000	-2.400	3.179	-9.781	-2.400	10.000
4	-1.100	0.000	-0.800	-3.179	-9.781	-0.800	10.000
5	0.000	0.000	-0.800	0.000	-10.000	-0.800	10.000
6	1.100	0.000	-0.800	3.179	-9.781	-0.800	10.000
7	-1.100	0.000	0.800	-3.179	-9.781	0.800	10.000
8	0.000	0.000	0.800	0.000	-10.000	0.800	10.000
9	1.100	0.000	0.800	3.179	-9.781	0.800	10.000
10	-1.100	0.000	2.400	-3.179	-9.781	2.400	10.000
11	0.000	0.000	2.400	0.000	-10.000	2.400	10.000
12	1.100	0.000	2.400	3.179	-9.781	2.400	10.000

±*****
PROJETO 3771 ESTACA 217 INTEGRAÇÃO ENTRE VÃO DE 15m E 21m
CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 12 estacas com inclinação vertical de 12°

Força-X	Força-Y	Força-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-2.25	-665.53	-1.04	-169.02	0.00	-181.24

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl.-X Desl.-Y Desl.-Z Rot.-X Rot.-Y Rot.-Z
 ***** -0.00209 0.00000 -0.00017 -0.00085*****

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	67.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	60.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	53.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	46.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Forças e Momentos na Base da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-67.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-60.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-53.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-26.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-46.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-79.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.3.3 - **Memória de Cálculo das Quantidades**

INFRAESTRUTURA						
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		11,07 m3				
Concreto de regularização						
		X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m³)
BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)		2,30	1,10	0,10	12	3,04
BE1=BE2 (B)		2,30	2,10	0,10	2	0,97
B1=B2 (A,B)		3,10	5,70	0,10	4	7,07
TOTAL (m³)						11,07
Estaca raiz D=410mm, perfurada em solo incluindo fornecimento de todos os materiais e injeção						
		Quantidade	Comprimento (m)	Total (m)		
BE1		14	10,00	140,00		
BE2		14	10,00	140,00		
B1		20	10,00	200,00		
B2		20	10,00	200,00		
TOTAL (m)						680,00
2 S 03 329 03	Conc.estr.fck=25 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		181,15 m3				
		X (m)	Y (m)	Z (m)	Quantidade	Volume (m³)
BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)		2,20	1,00	1,40	12	36,96
BE1=BE2 (B)		2,20	2,00	2,40	2	21,12
B1=B2 (A,B)		3,00	5,60	1,50	4	100,80
CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)		0,40	4,00	0,80	12	15,36
C1=C2 (a)		0,40	10,80	0,80	2	1,76
TOTAL (m³)						181,15
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Blocos					
		Peso (kg)				
Blocos		6039				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Cintas					
		Peso (kg)				
Cintas		1105				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Encontros					
		Peso (kg)				
Encontro A		10924				
Encontro B		101				
Encontros		11025				
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
Q =		347,04 m2				
Blocos e cintas						
		Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m²)	
BE1=BE2 (A,C,D,E,F,G)		6,40	1,40	12	107,52	
BE1=BE2 (B)		8,40	2,40	2	40,32	
B1=B2 (A,B)		17,20	1,50	4	103,20	
CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)		2,00	4,00	12	96,00	
TOTAL (m²)						347,04
2 S 03 000 02	Escavação manual de cavas em material 1ª cat					
Q escav. =		788,32 m3				
No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção, (blocos) e 0,5m em cada sentido para as cintas de travamento. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.						
Blocos						
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m³)	
BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140		6,44	3,78	6,0	146,06	
BE1B-(220x200x240)		13,44	6,10	1,0	81,98	
BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140		6,44	3,78	6,0	146,06	
BE2B-(220x200x240)		13,44	6,10	1,0	81,98	
B1A/B1B (300x560x150)		12,15	5,73	2,0	139,24	
B2A/B2B (300x560x150)		12,15	5,73	2,0	139,24	
TOTAL (m³)						734,56
Cintas						
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m³)	
CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80		1,12	4,00	6,0	26,88	
CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80		1,12	4,00	6,0	26,88	
TOTAL (m³)						53,76
2.2 - Compactação de aterros a 95% procto normal				Total (blocos e cintas)		788,32
2 S 01 510 00	Compactação de aterros a 95% procto normal					
Q compact. =		631,37 m3				
Blocos						
		Ve (m³)	Vb (m³)	Compactação (m³)		
BE1(A,C,D,E,F,G)-220x100x140		146,06	18,48	127,58		
BE1B-(220x200x240)		81,98	10,56	71,42		
BE2(A,C,D,E,F,G)-220x100x140		146,06	18,48	127,58		
BE2B-(220x200x240)		81,98	10,56	71,42		
B1A/B1B (300x560x150)		139,24	50,40	88,84		
B2A/B2B (300x560x150)		139,24	50,40	88,84		
TOTAL (m³)						575,68
Cintas						
		Ve (m³)	Vc (m³)	Compactação (m³)		
CE1 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80		26,88	7,68	19,20		
CE2 (a,b,c,d,e,f) - 400x40x80		26,88	7,68	19,20		
TOTAL (m³)						55,68
				Total (blocos e cintas)		631,37
Ve - Volume de escavação Vvt - Volume da viga travessa enterrada						

MESOESTRUTURA						
2 S 03 510 00	Aparelho de apoio em neoprene fretado forn. e aplic.					
Q =		845,72 kg				
	Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)	Volume (m³)	Peso esp. (kg/m³)	Quantidade
	0,25	0,4	0,047	0,005	2999	60
	TOTAL (kg)					845,72
2 S 03 329 03	Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		66,85 m3				
		Área (m²)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m³)	
	PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	14	5,60	25,09	
	P1=P2 (A) - 60xVAR	17,40	2	0,60	20,88	
	P1=P2 (B) - 60xVAR	17,40	2	0,60	20,88	
	TOTAL (m³)					66,85
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
Q =		356,26 m2				
		Perímetro (m)	Altura (m)/ Comprimento (m)	Unidades	Forma (m²)	
	PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	5,6	14	188,16	
	P1=P2 (A) - 60xVAR	-	-	2	84,05	
	P1=P2 (B) - 60xVAR	-	-	2	84,05	
	TOTAL (m²)					356,26
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Pilares					
		Peso (kg)				
	Pilares	18283				
2 S 03 119 01	Escoramento com madeira de OAE					
Q =		355,71 m3				
		Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área
		0,4	0,8	5,6	14	188,16
	Total (m³)					355,71
SUPERESTRUTURA						
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
Q =		4.356,35 m2				
		Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Perímetro (m)	Quantidade
	Laje do tabuleiro	25,62	51,12	0,22	26,06	1
	Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	3,60	10
	Longarinas 15m	0,32	15,00	0,90	2,12	20
	Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	3,90	2
	Viga travessa	1,45	25,62	1,60	4,65	2
	Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,83	60
	Laje de transição	4,00	12,50	0,25	4,50	4
	Transversinas 1 (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	2,90	4
	Transversinas 2 (vão 15m)	0,30	12,00	0,70	1,70	8
	Guarda-rodas	0,40	51,12	0,87	1,74	4
	Cortina	0,30	25,62	1,82	3,76	2
	TOTAL (m²)					4356,35
2 S 03 329 04	Conc.estr.fck=30 MPa-contr.raz. c/adit.conf.e lanç					
Q =		930,15 m3				
		Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Área (m²)	Quantidade
	Laje do tabuleiro	25,62	51,12	0,22	5,64	1
	Longarinas 21m	0,60	21,00	1,50	0,9	10
	Longarinas 15m	0,32	15,00	0,90	0,29	20
	Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	1,69	2
	Viga travessa	1,45	25,62	1,60	2,03	2
	Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,20	60
	Laje de transição	4,00	12,50	0,25	1,00	4
	Transversinas 1 (vão 21m)	0,30	12,00	1,30	0,39	4
	Transversinas 2 (vão 15m)	0,30	12,00	0,70	0,21	8
	Guarda-rodas	0,40	51,12	0,87	0,23	4
	Cortina	0,30	25,62	1,82	0,65	2
	TOTAL (m³)					930,15
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Pré laje					
		Peso (kg)				
	Pré laje	9234				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje do tabuleiro					
		Peso (kg)				
	Laje do tabuleiro 15 m	6422				
	Laje do tabuleiro 21 m	4671				
	Total	11093				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Longarinas 15 m					
		Peso (kg)				
	Longarinas 15 m	22060				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Longarinas 21m					
		Peso (kg)				
	Longarinas 21 m	15210				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Viga travessa					
		Peso (kg)				
	Viga travessa (encontro)	9120				

2 S 03 580 02 Fornecedor, preparo e colocação formas aço CA 50 - Laje de transição

-	Peso (kg)
Laje de transição	3620

2 S 03 580 02 Fornecedor, preparo e colocação formas aço CA 50 - Transversinas 1 (vão 15m)

-	Peso (kg)
Transversinas 1 (vão 15 m)	3749

2 S 03 580 02 Fornecedor, preparo e colocação formas aço CA 50 - Transversinas 2 (vão 21m)

-	Peso (kg)
Transversinas 2 (vão 21m)	1930

2 S 03 580 02 Fornecedor, preparo e colocação formas aço CA 50 - laje elástica

-	Peso (kg)
Laje elástica	6512

Fornecedor, corte e colocação de cabos em aço CP-190 RB 9 D=12,7mm

-	Peso (kg)
Vão de 21m	9510,00
TOTAL (kg)	

Fornecedor, colocação e protensão de ancoragens ativas p/cabos 9 D=12,7mm

-	Unidade
Vão de 21m	120
TOTAL (un)	

Fornecedor, corte, colocação e injeção com nata de cimento de bainhas metálicas diâm. = 62mm

-	Comprimento (m)
Vão de 21m	1124
TOTAL (m)	

Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 15 m de extensão até 10 tf de peso

-	Quantidade
Vão de 15 m	20

Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 21 m de extensão até 40 tf de peso

-	Quantidade
Vão de 21 m	10

Pré-Laje

Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m²)	Volume (m³)	Taxa (Kg/m³)	Peso (Kg)
VAR	51,12	987,40	58,60	100	5860,00

4 S 06 030 11 Barreira de segurança dupla DNER PRO 176/86

Q1 = 205,00 m

Comprimento (m)	Total (m)
205,00	205,00

2 S 03 991 02 Dreno de PVC D=100 mm

Q1 = 26,00 m

Quantidade	
26,00	

2 S 03 930 00 Junta de cantoneira

Junta de dilatação e vedação em perfil elastomérico com lábios poliméricos de 25 mm, JJ 2540 V-V

Quantidade	Largura (m)	Total (m)
4	25,62	102,48

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 900,00 m3

-	Volume (m³)
Viga travessa	900,00
	900,00

CONTENÇÃO

5 S 05 303 02 Terra armada - ECE - greide 6,0-ch<9,00

Q = 754,00 m2

6.1 - Terra Armada - ECE - Greide 6,0-ch<9,0m	Total (m²)
	754,00

5 S 05 303 05 Terra armada - ECE - pé de talude 6,0-ch<9,00m

Q = 30,00 m2

6.2 - Terra Armada - ECE - Pé de Talude - 6,0-ch<9,0m	Total (m²)
	30,00

5 S 05 303 09 Escamas de concreto armado para terra armada

Q = 113,00 m3

6.3 - Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m²)
	113,00