

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 IV

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 IV

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 IV**, 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

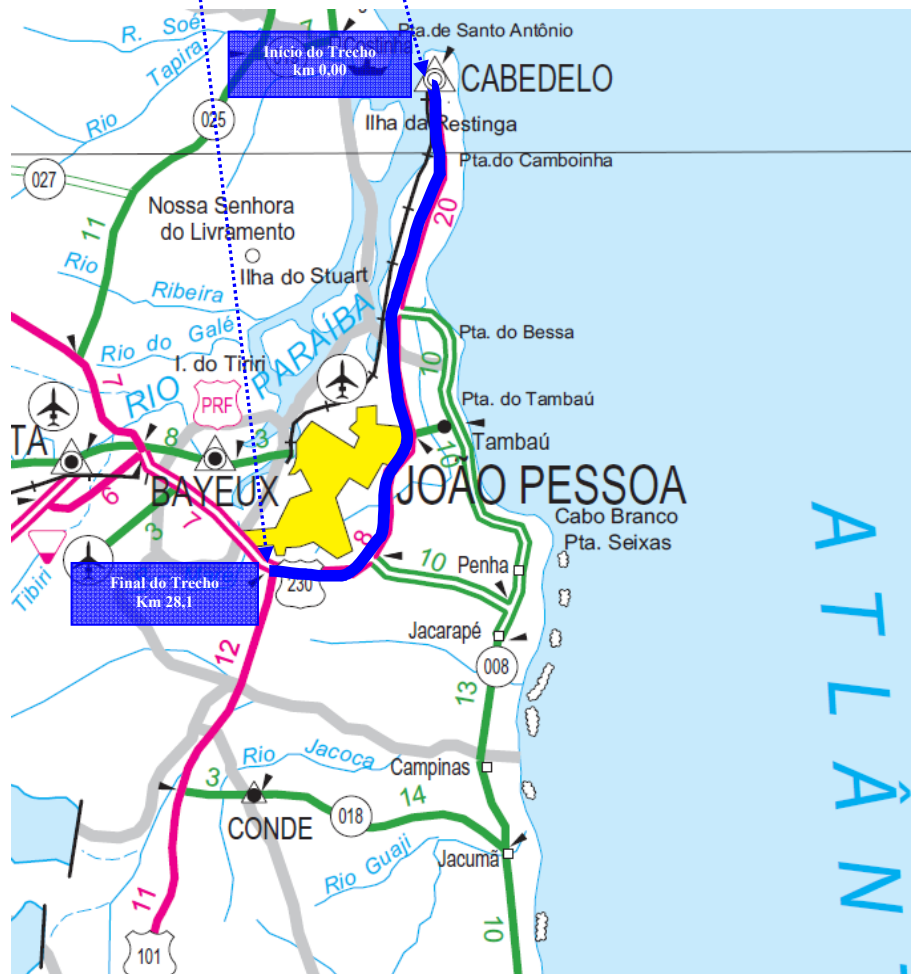
Este Projeto é composto pelos seguintes volumes:

- 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



3.15 – Memória de Cálculo Alargamento Viaduto Estaca 1192

3.15.1 – Introdução

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao alargamento do Viaduto Estaca 1192, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. O viaduto apresenta 29,30m de superestrutura, constituída de vão único de 22,00m e dois balanços de 3,70m, iniciando-se na estaca 1191+6,38 até a estaca 1192+15,75, e dois tabuleiros de 12,80m cada com largura total de 25,60m sendo dois guarda-rodas extremos de 0,40m e um central de 0,60m e faixa de rolagem de 12,10m em cada tabuleiro. As fundações serão indiretas, através de estacas raiz com diâmetro de 410mm.

3.15.2 - Ficha Técnica

Generalidades

Viaduo Rodoviário, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: O viaduto apresenta 29,40m de superestrutura, constituída de vão único de 22,00m e dois balanços de 3,70m.

Largura: Dois tabuleiros de 12,80m, com largura total de 25,60m, dois guarda rodas extremos de 0,40m e em central de 0,60m e faixa de rolagem de 12,10m 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 viga caixão bi-apoiada, moldada no local, em concreto armado.

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 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 Dimensionamento da Superestrutura

Ações Consideradas

Ações Permanentes

guarda-rodas: $2 * 2,5 * 0,2312 = 1,156$ t/m

pavimentação: $2,4 * 0,07 * 7,30 = 1,2264$ t/m

recapeamento: $0,2 * 7,30 = 1,46$ t/m

seção transversal 40: $2,5 * (10,6238 - 5,9841) = 11,599$ t/m

seção transversal 80: $2,5 * (10,6238 - 4,9456) = 14,196$ t/m

Carga total: Apoios: variável de 18,038 a 15,441 t/m

Vão central: 15,441 t/m

Ações Variáveis

Foi utilizado o veículo tipo TB45 da NBR 7188

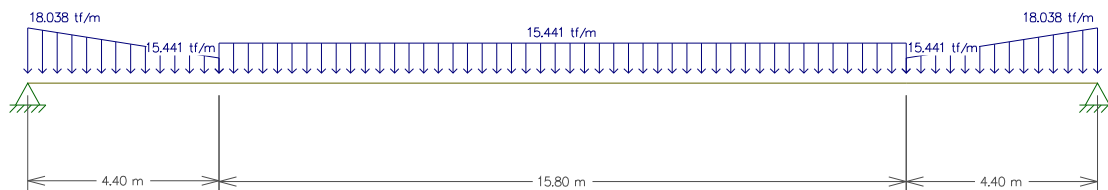
As cargas dos veículos e da multidão da pista são afetadas pelo coeficiente de impacto, em função do vão $\varphi = 1,4 - 0,007 * 24,6 = 1,2278$.

Análise dos Esforços

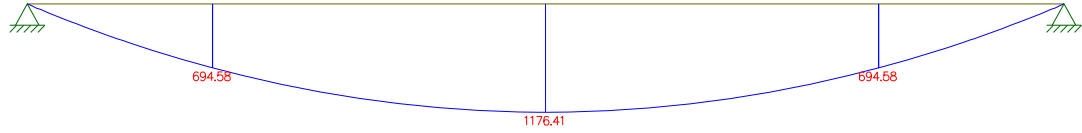
A análise dos esforços foi efetuada no programa Ftool, com consideração de posicionamento do Veículo no meio do vão.

Ações Permanentes

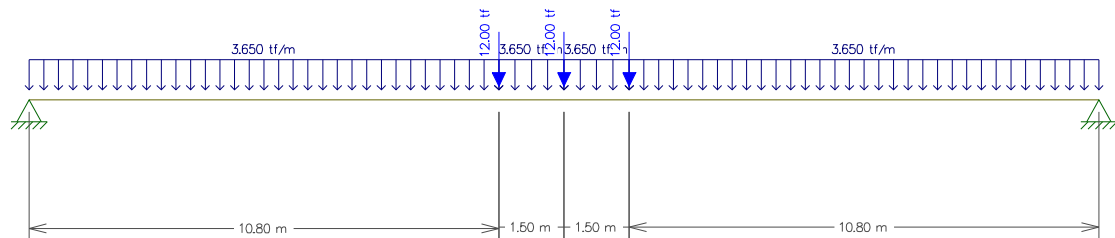
Esquema de cargas



Momento Fletor (mt)

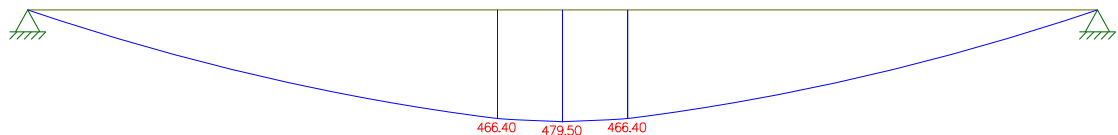


Ações Variáveis
Esquema de cargas (Trem-tipo simplificado)



Momento Fletor (mt)

Estudo da Protensão



Características da Seção

$$S = 10,0769 \text{ m}^2$$

$$Y_i = 1,106 \text{ m}$$

$$Y_s = 2,00 - 1,106 = 0,894$$

$$I = 3,7054 \text{ m}^4$$

$$W_{superior} = 4,145 \text{ m}^3$$

$$W_{inferior} = 3,350 \text{ m}^3$$

Tensão por cordoalha

Cordoalha de 15.2mm no tempo $t = \infty$

$S = 1,455 \text{ cm}^2$ tomando 2200 t/m^2 como valor para “quedas”, vem:

$$14.000 - 2.200 = 11.800 \text{ t/cm}^2$$

Perda por atrito

$$P = P_0 e^{-(0,004 \times 12 + 0,002 \times 13,00)} = 0,936$$

Tensão no tempo infinito

$$P = 11800 \times 0,936 = 11.046 \text{ t/cm}^2$$

$$P_{\infty} = 11.046 \times 0,936 = 16,073 \text{ t/cm}^2$$

Determinação do número de cordoalhas

$M_y = 1176,41 \text{ mt}$ - Carga Permanente

$M_q = 588,347 \text{ mt}$ - Carga Móvel

$$M = 1176,41 + 588,34 = 1764,75$$

Para 1 cordoalha de 15.2mm temos:

$$Q_{P.inferior} = \frac{-16,073}{10,07} - \frac{16,073(1,106-0,18)}{3,250} = -\frac{6,038 \text{ t}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{P.superior} = \frac{-16,073}{10,07} + \frac{16,073(1,106-0,18)}{4,415} = \frac{1,996 \text{ t}}{\text{m}^2}$$

Para os momentos de carga permanente e carga móvel temos:

$$Q_{M.inferior} = \frac{+1764,757}{3,25} = +\frac{526,79 \text{ t}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{M.superior} = \frac{-1764,757}{4,545} = -\frac{388,28 \text{ t}}{\text{m}^2}$$

Número de cordoalhas:

$\frac{526,79}{6,037} = 87,26 \rightarrow 90$ cordoalhas ou $96/6 = 16$ cabos de 6 cordoalhas de 15,2mm (8 cabos por viga).

Tensões Finais no “tempo infinito”:

	$\sigma_{\text{superior}} \text{ (t/m}^2\text{)}$	$\sigma_{\text{inferior}} \text{ (t/m}^2\text{)}$
Protensão	191,6	-579,6
Carga Permanente (M=1176mt)	-283,7	351
Carga Móvel (M=588mt)	-141,8	175,5
Total	-233,9	-53

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: $K_z = 0,963$

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

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

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: $K_z = 0,920$

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

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

Fissuração

Conforme o item 17.3.3.3 da NBR 6118 – 2003 - “Projeto das Estruturas de Concreto – Procedimento” pode-se dispensar a avaliação da grandeza das aberturas de fissuras e considerar atendido ao estado limite de fissuração desde que os elementos sejam dimensionados atendendo as restrições da tabela 17.2 (diâmetro e espaçamento máximo das armaduras) bem como as exigências de cobrimento (Seção 7) e armadura mínima (item 17.3.5.2) , como todos estes itens foram atendidos, o quesito fissuração está liberado de verificação.

3.16 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 1216+0,00

3.16.1 - Apresentação

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao Viaduto Estaca 1216, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A ponte apresenta 30,00m de superestrutura, constituída de 1vão, iniciando-se na estaca 1215+7,612 até a estaca 1216+18,116, 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.

3.16.2 - Ficha técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: A ponte apresenta 30,00m de superestrutura, constituída de 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: $2,50\text{t/m}^3$

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

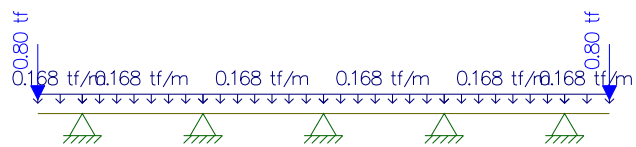
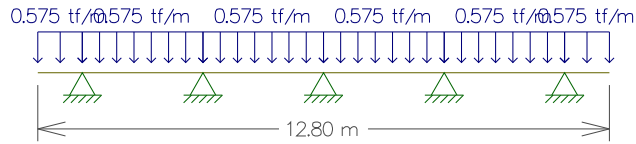
Memória de Cálculo da Viga de 30m
Carga Permanente

Transversal

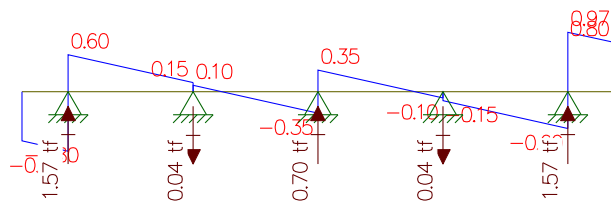
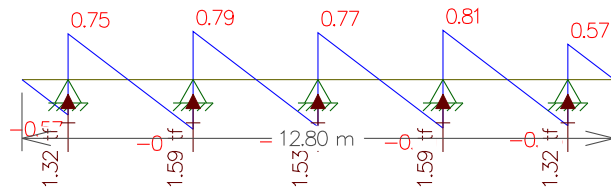
Peso da Laje

Peso do Guarda-rodas + pavimento +recapeamento

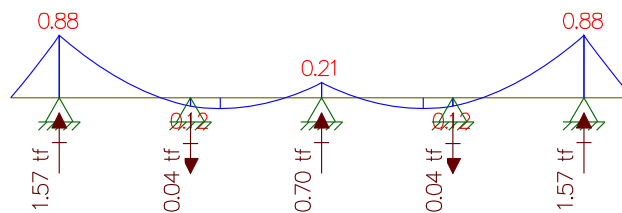
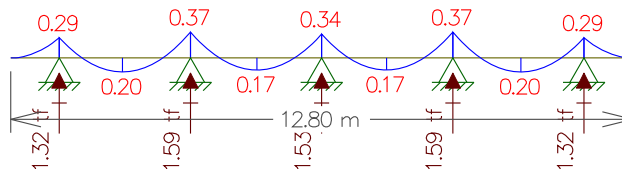
○ Cargas



○ Cortantes



○ Momentos

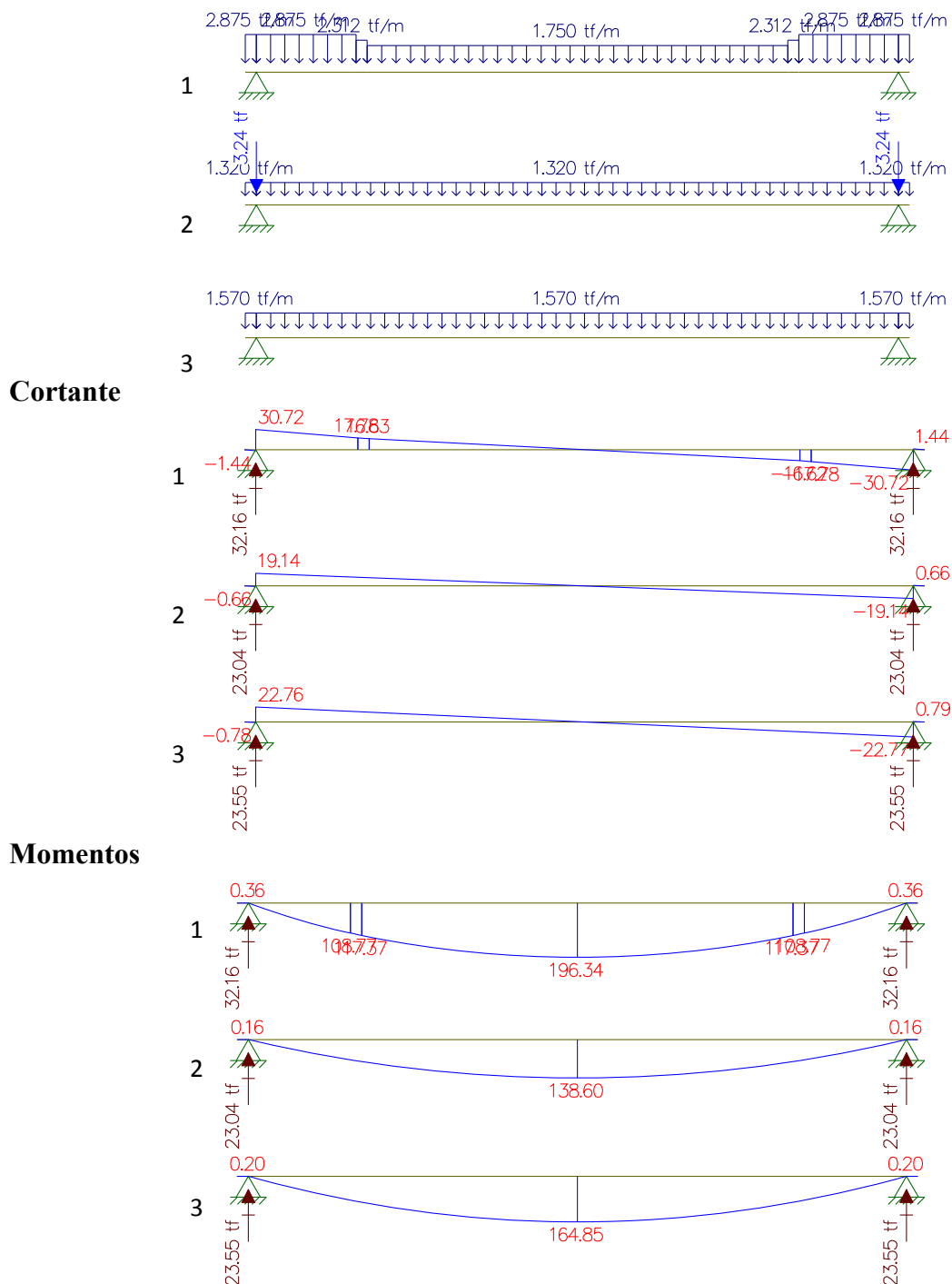


Longitudinal

- Viga 1 e 5:

Peso próprio da Viga

Peso do guarda-rodas + pavimento +recapeamento



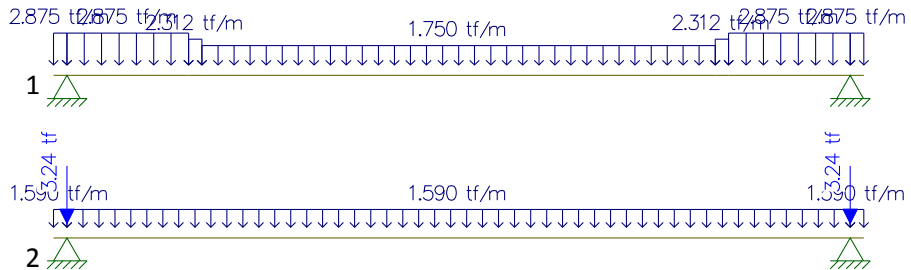
Viga 2 e 4:

Peso próprio da Viga

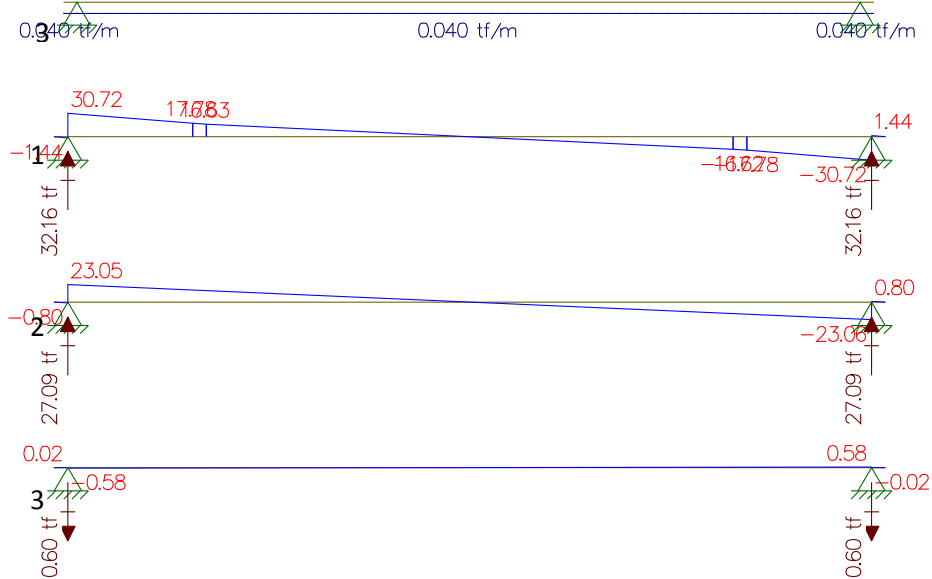
Peso do guarda-rodas + pavimento +recapeamento

Peso da laje

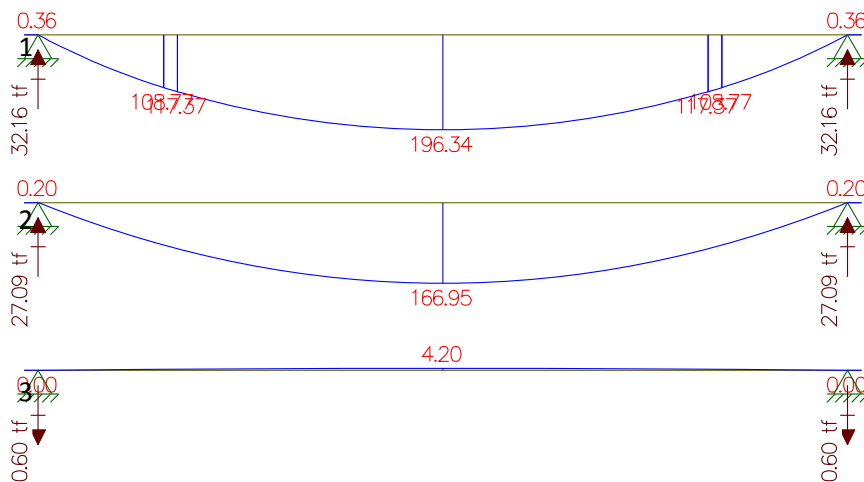
Cargas



Cortante



Momento



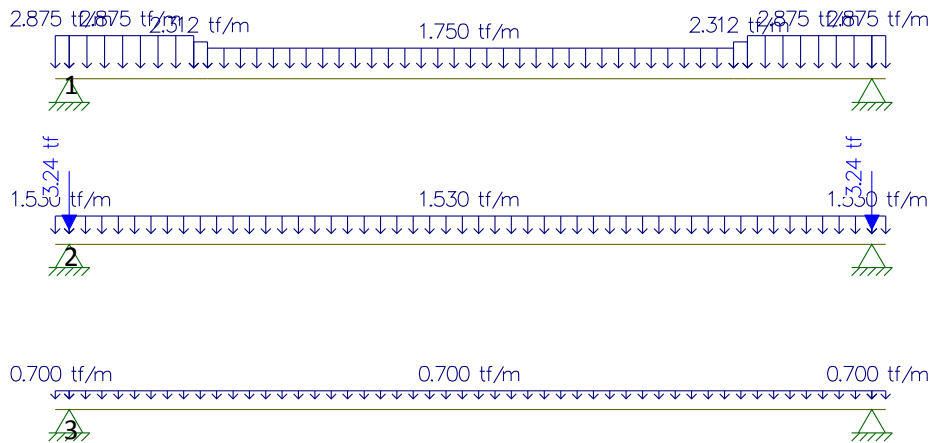
Viga 3:

Peso próprio da Viga

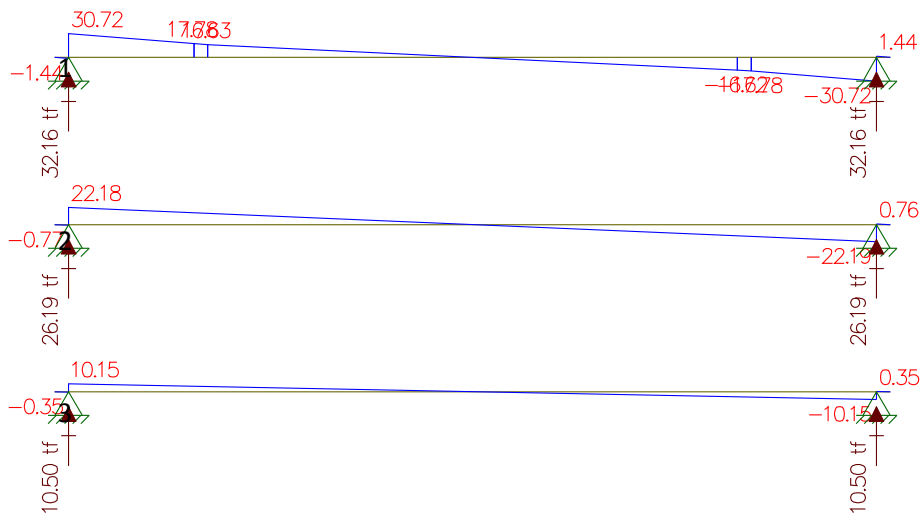
Peso do guarda-rodas + pavimento +recapeamento

Peso da laje

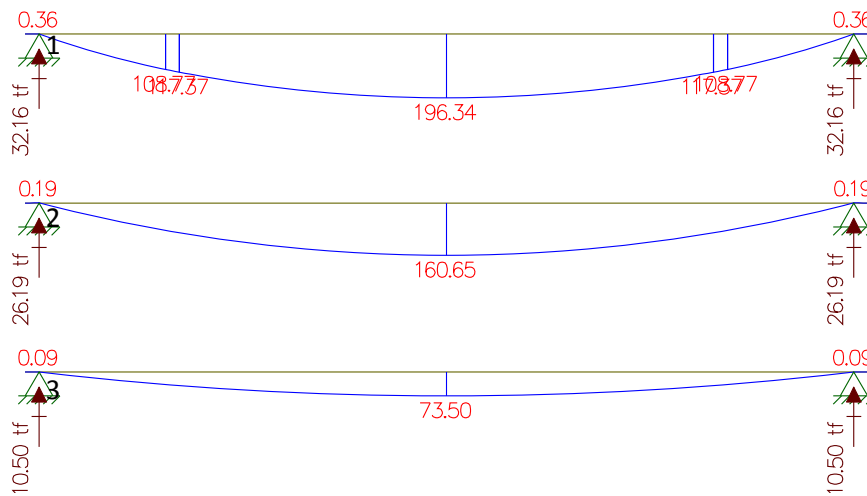
Cargas



Cortantes



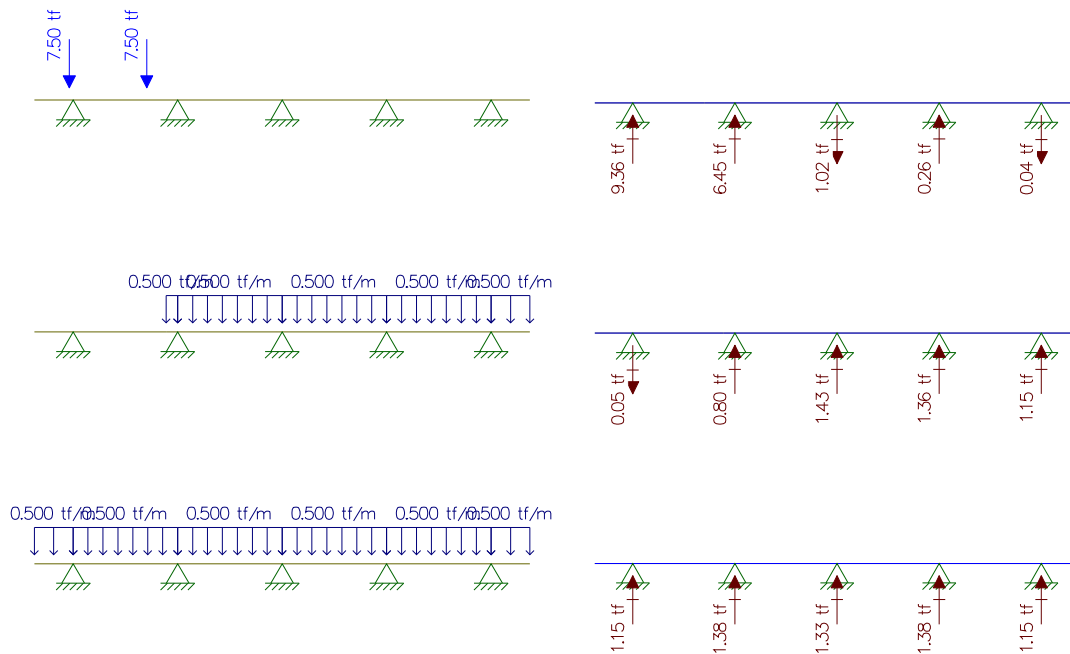
Momentos



Carga Móvel

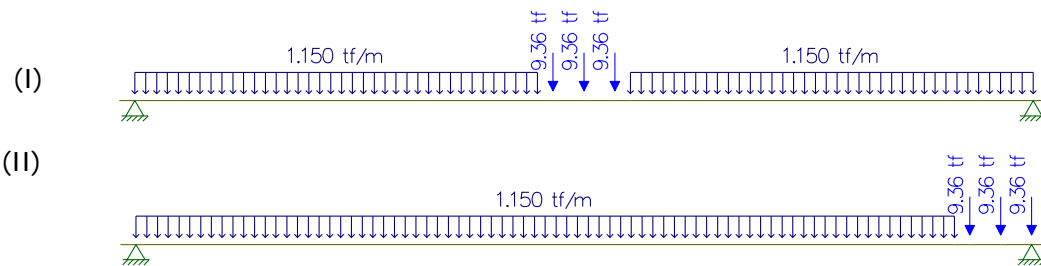
Vigas 1 e 5

Transversal

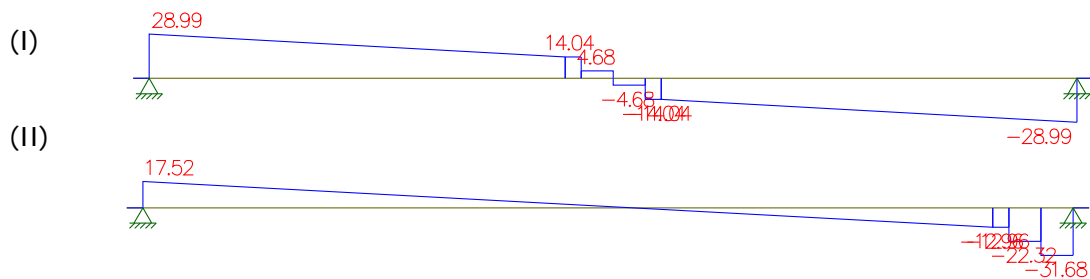


Longitudinal

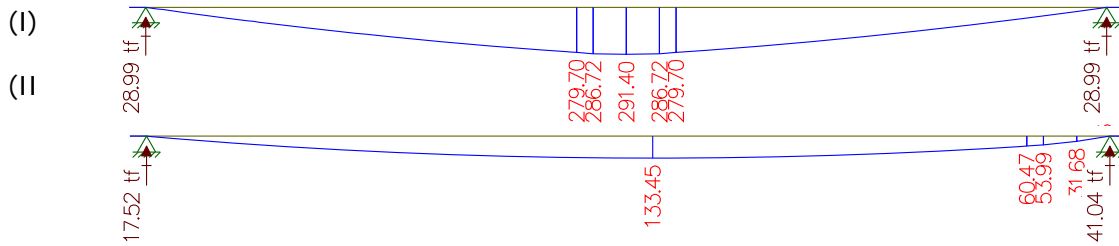
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

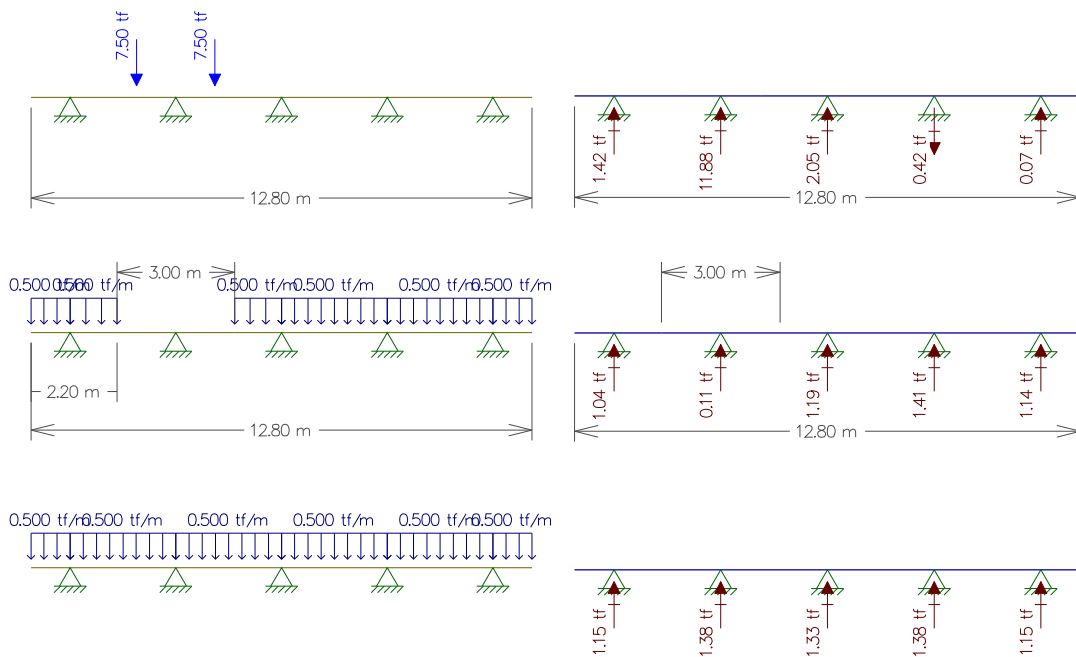


Momento



Vigas 2 e 4

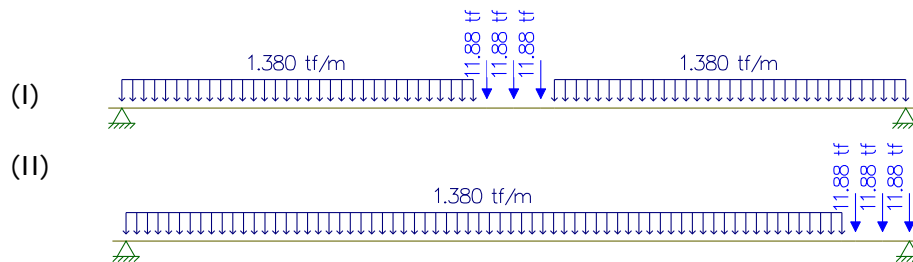
Transversal



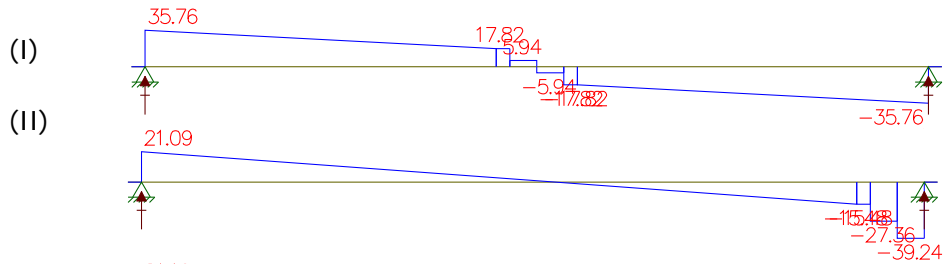
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

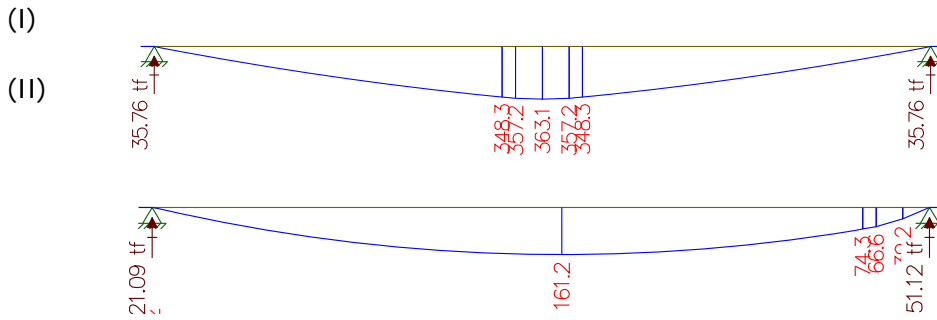
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante

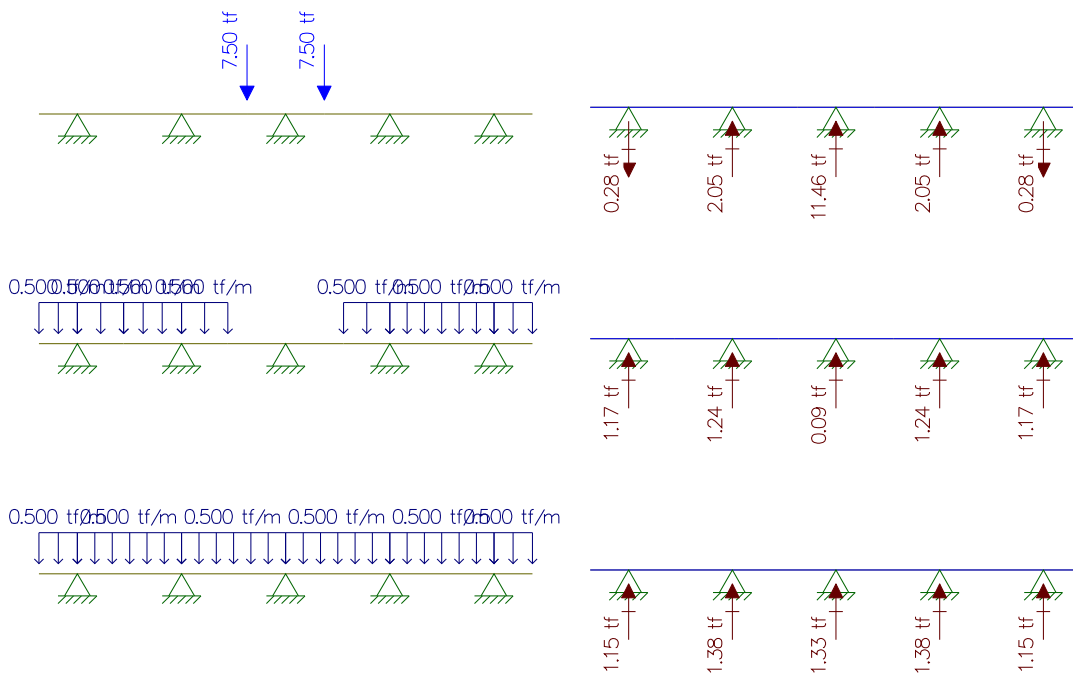


Momento



▪ **Viga 3**

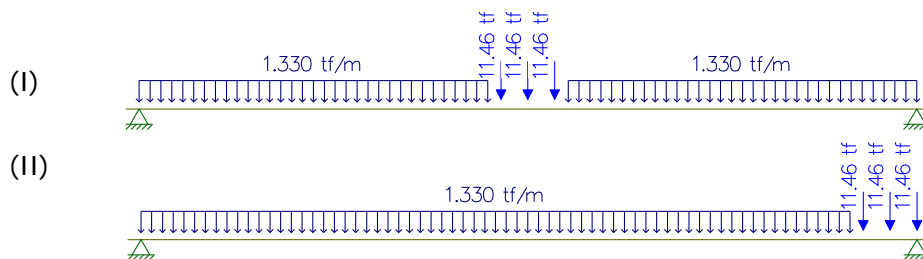
Transversal



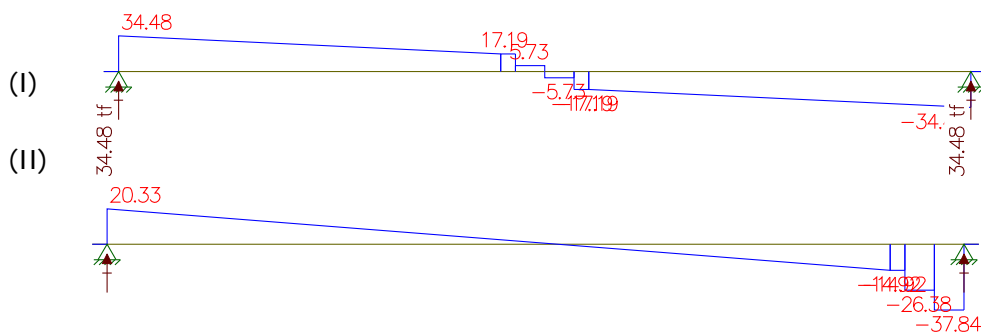
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

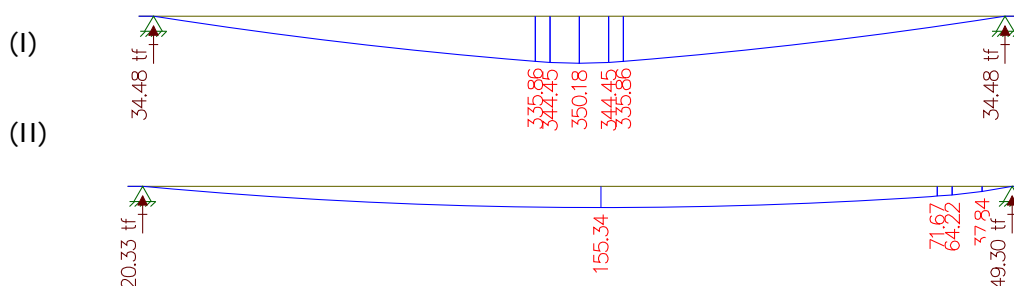
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



Memória de cálculo da Travessa de 30m

Carga Permanente

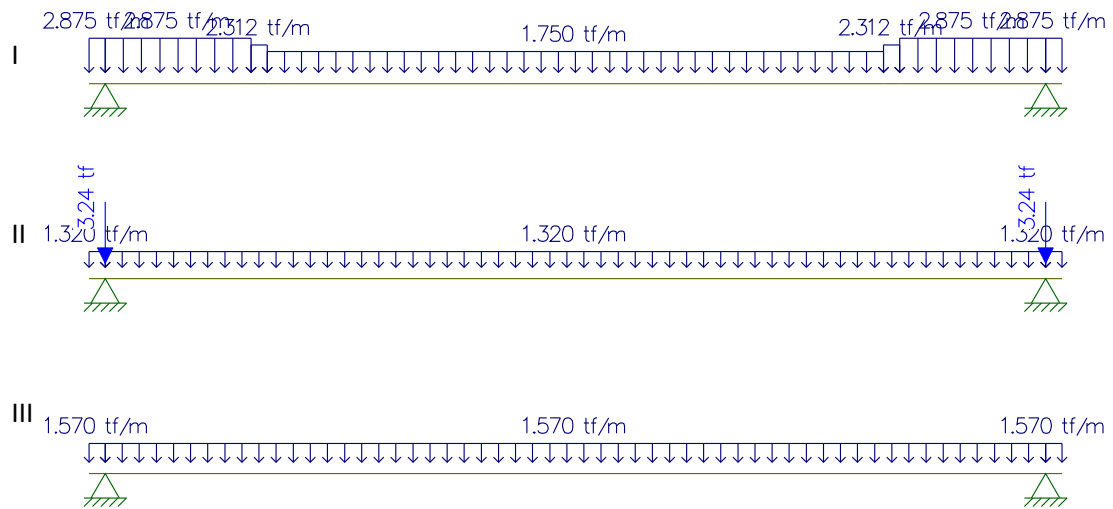
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 30 metros – Longitudinal – viga 1 e 5

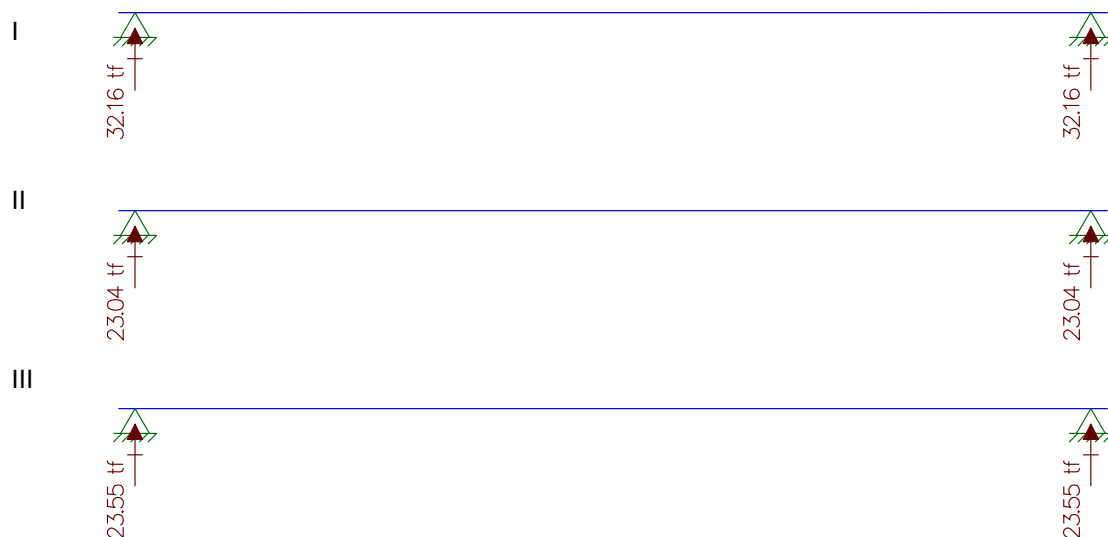
(I) Peso da Viga

(II) Peso da laje + Peso da transversina

(III) Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas +recapeamento

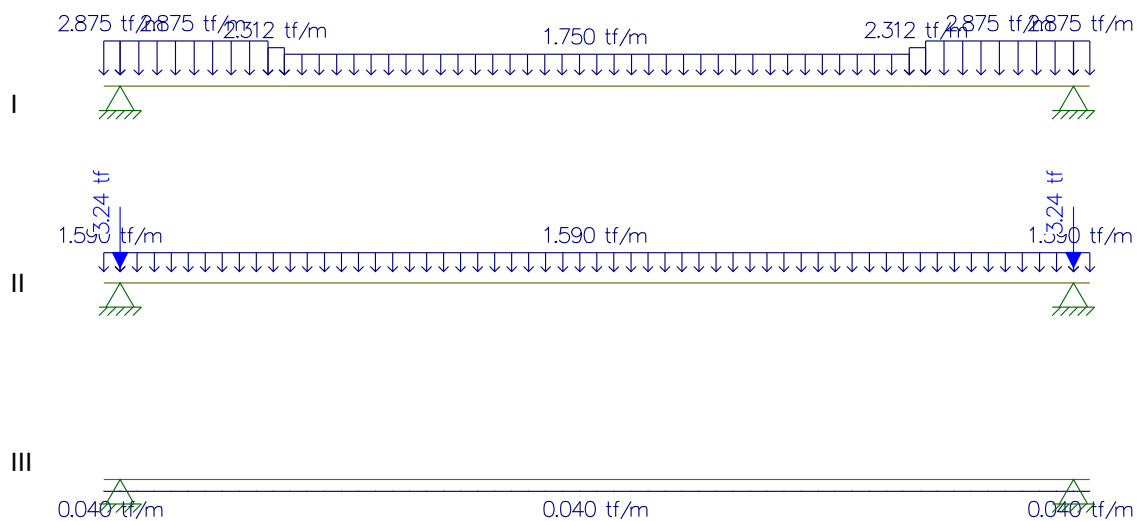


Reações

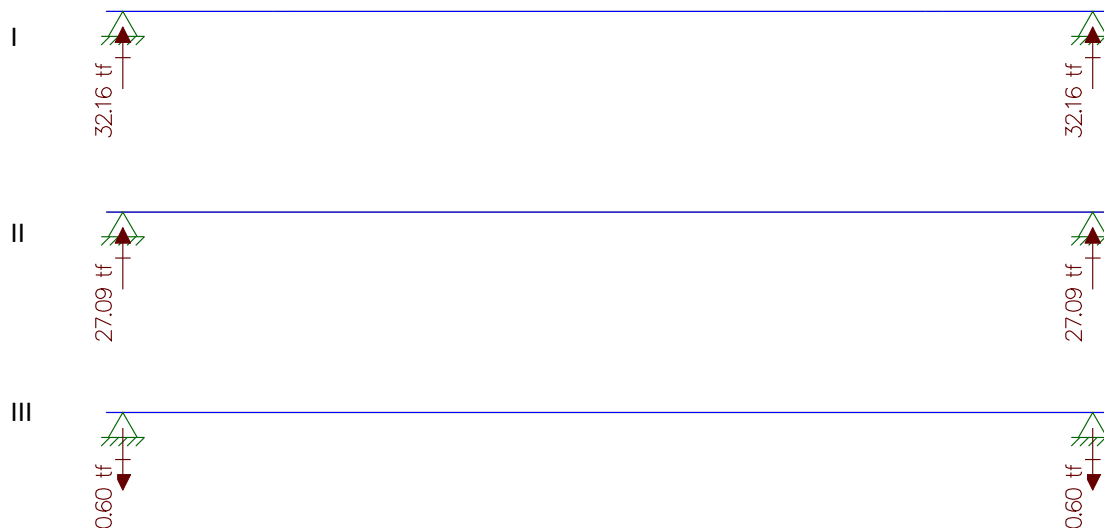


Reação resultante: $32,16\text{tf} + 23,04\text{tf} + 23,55\text{tf} = 78,75\text{tf}$

Vão de 30 metros - Longitudinal - viga 2 e 4

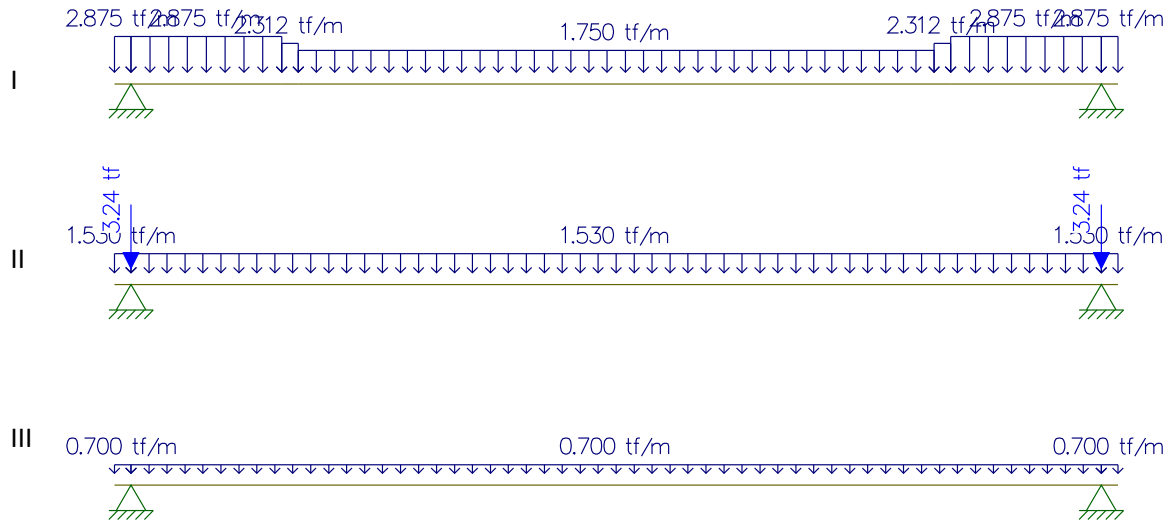


Reações

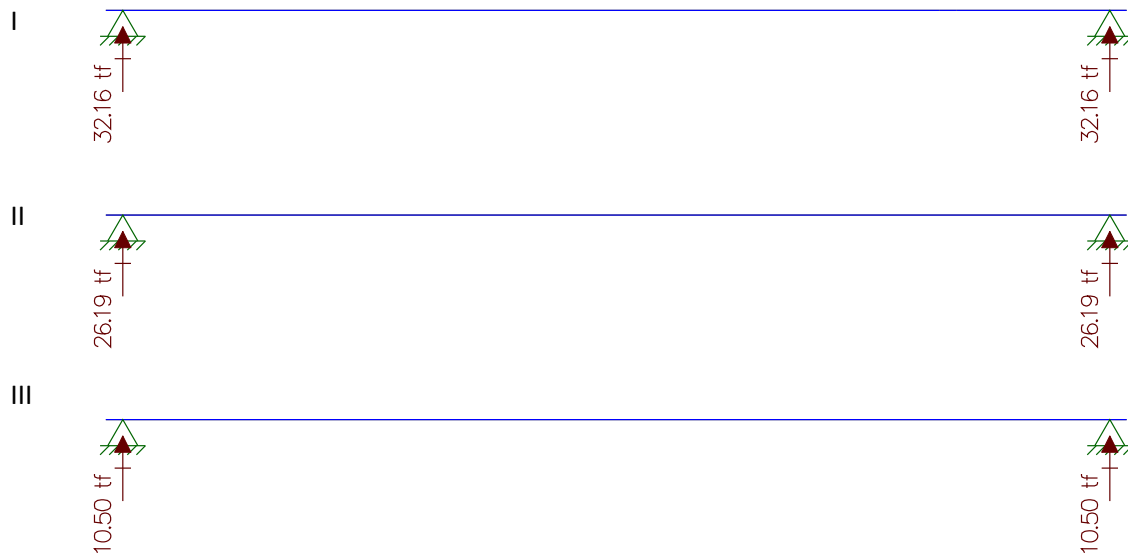


Reação resultante: $32,16\text{tf} + 27,09\text{tf} - 0,60\text{tf} = 58,65\text{tf}$

Vão de 30 metros - Longitudinal - viga 3



Reações

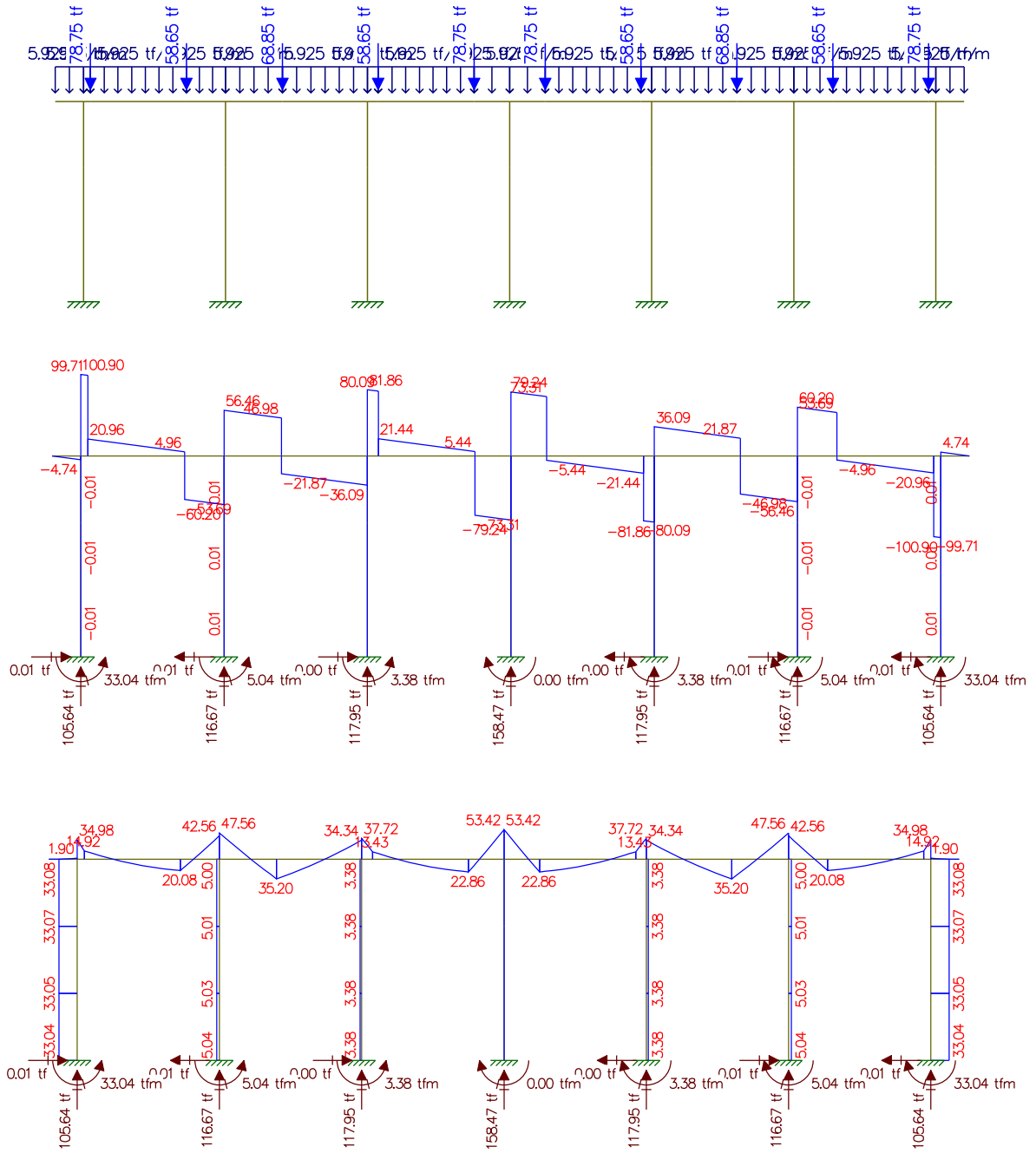


Reação resultante: $32,16\text{tf} + 26,19\text{tf} + 10,50\text{tf} = 68,85\text{tf}$

Peso próprio da Travessa (30m)

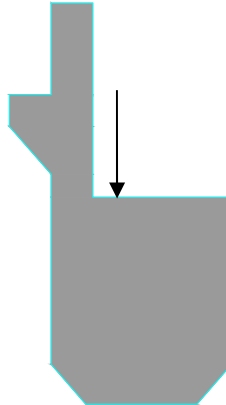
Área da seção = $2,37\text{m}^2$
 $2,37\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,925 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

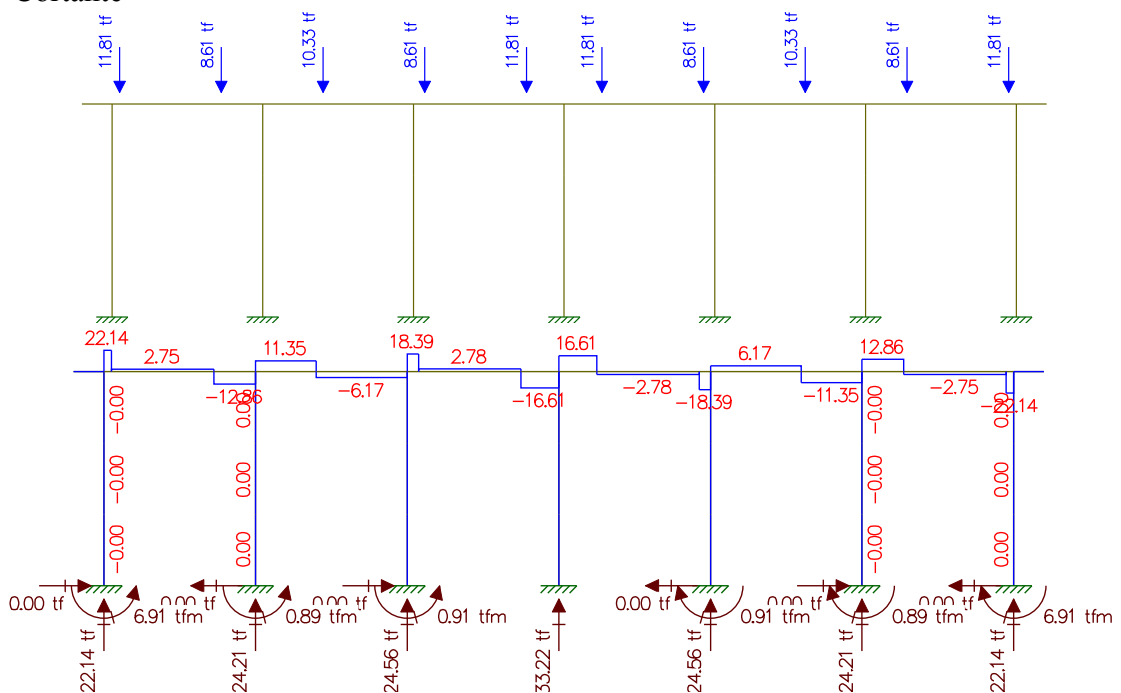


Carga x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	78,75	0,150	11,81
Viga 2	58,65	0,150	8,80
Viga 3	68,85	0,150	10,33
Viga 4	58,65	0,150	8,80
Viga 5	78,75	0,150	11,81

Resultado do Estudo do Momento Torsor

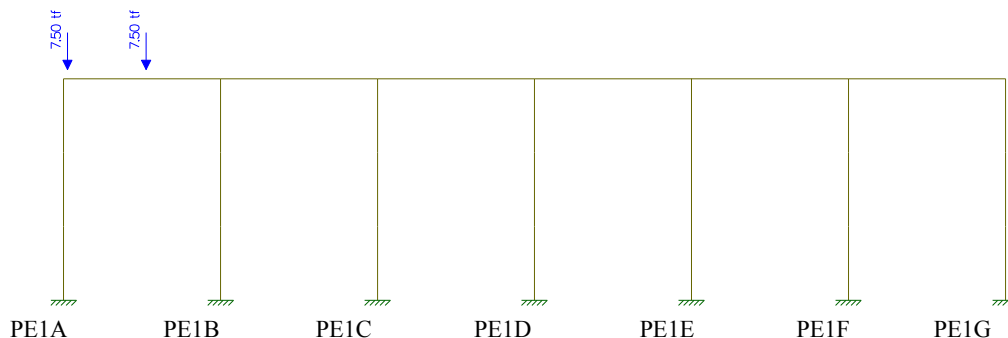
Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante



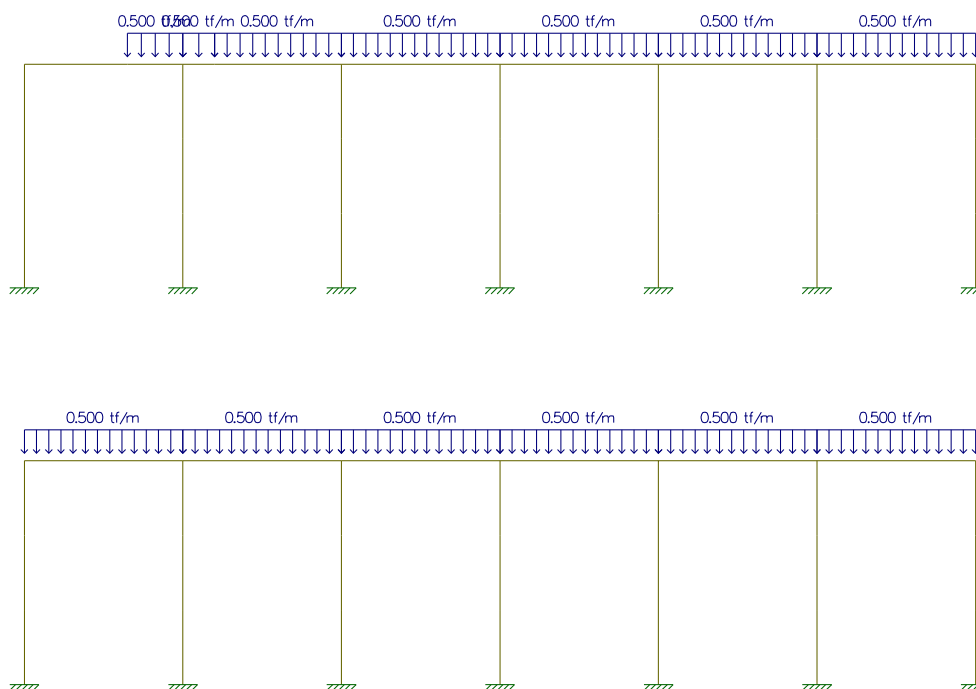
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

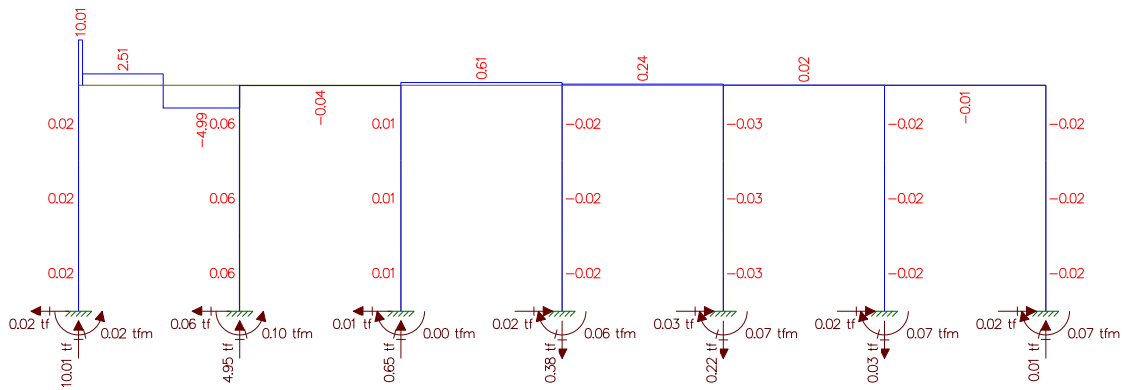
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



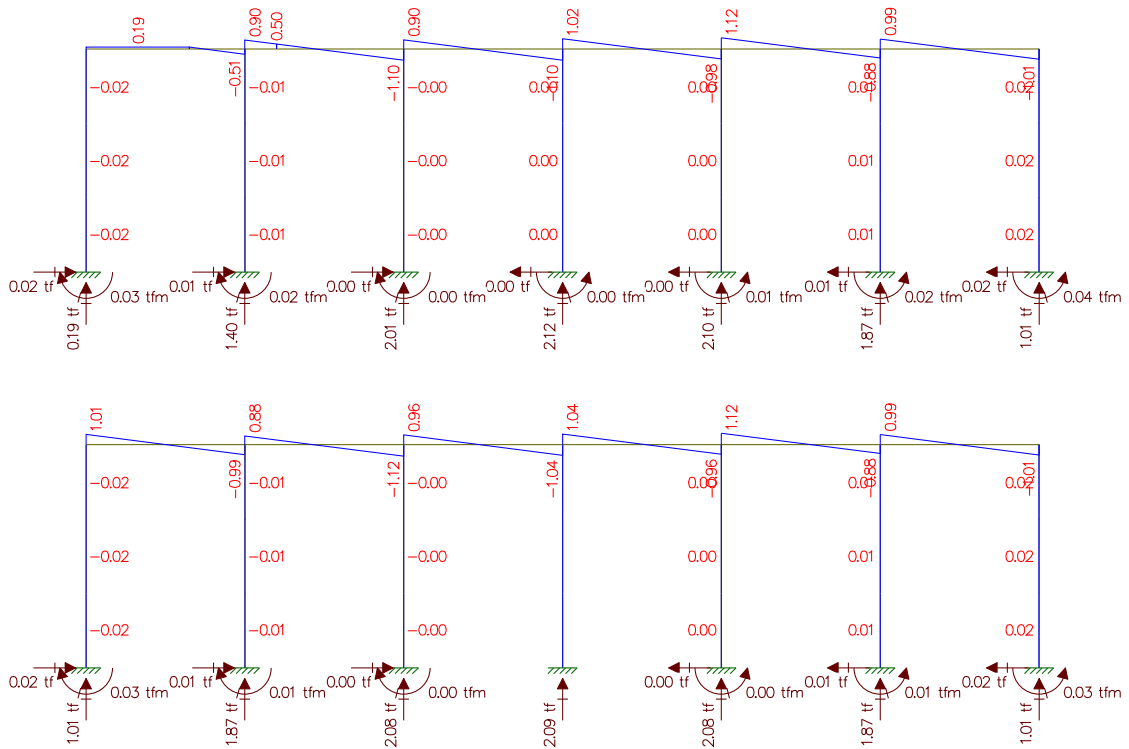
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



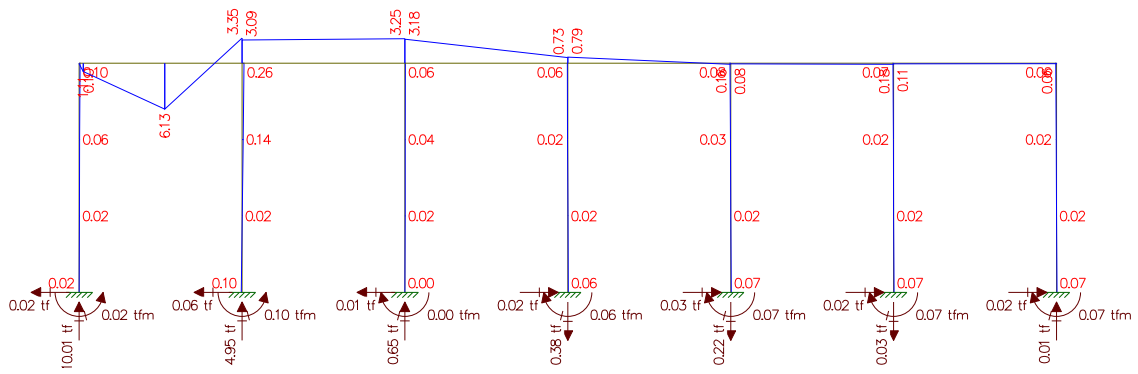
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



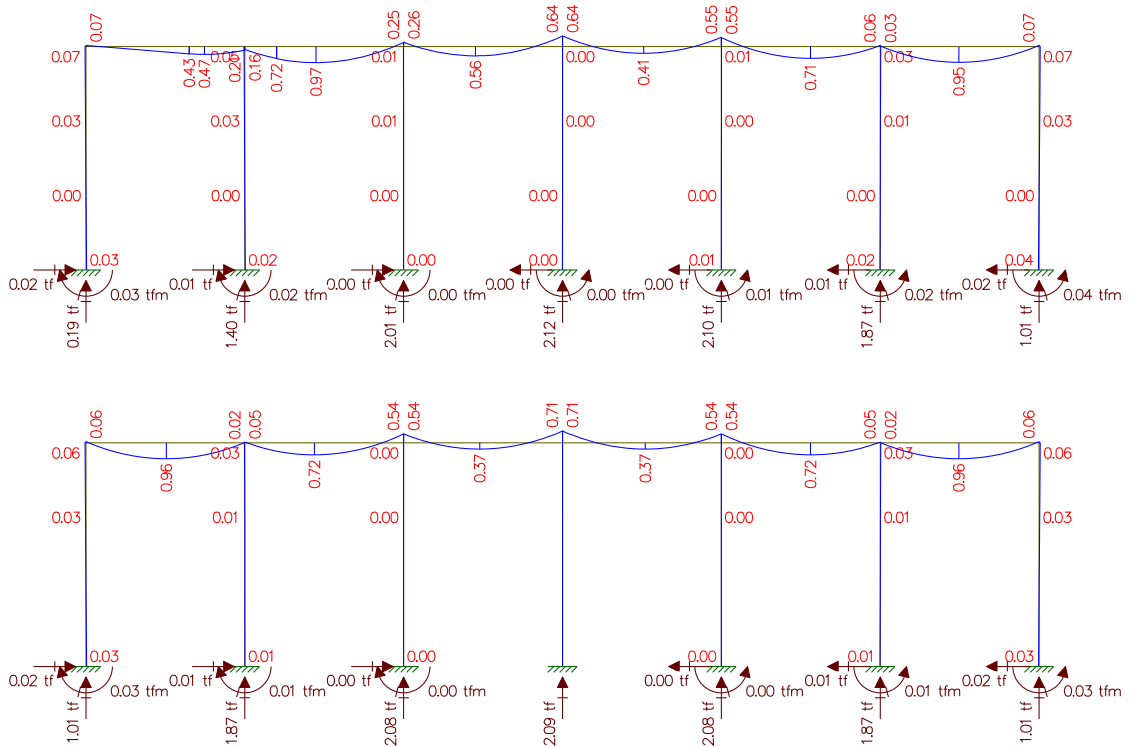
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



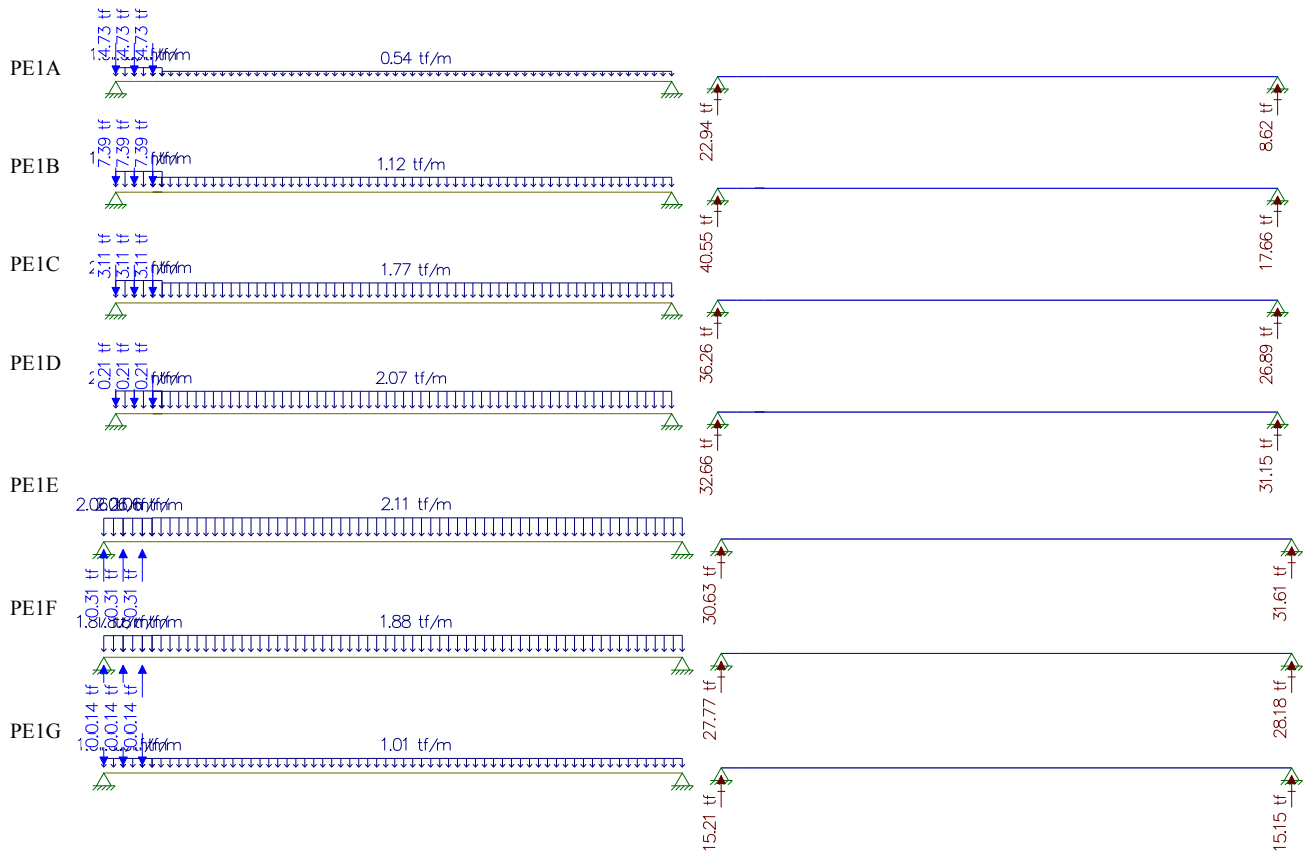
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



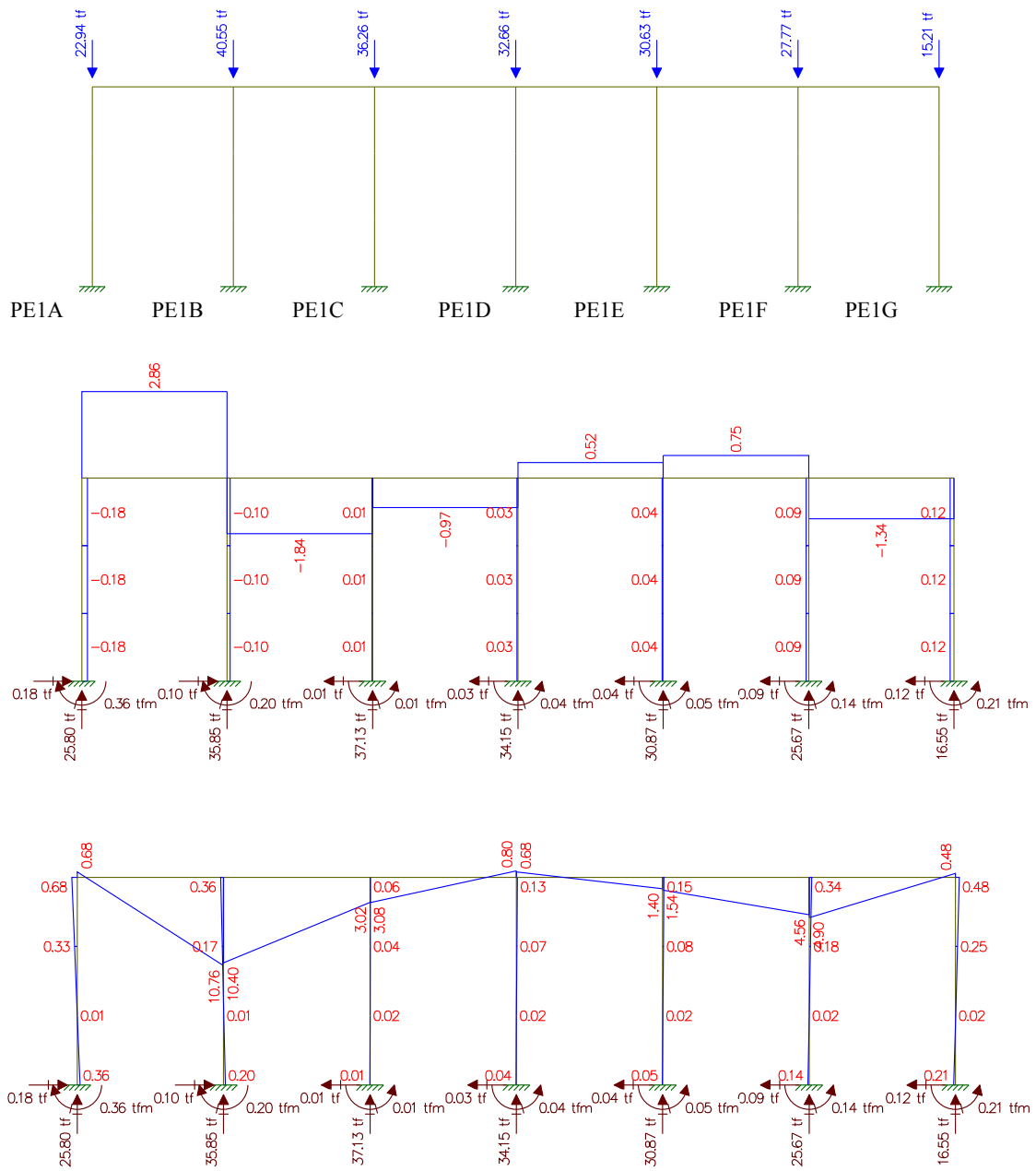
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

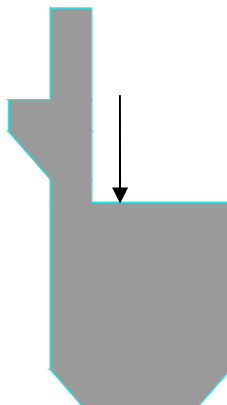


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão



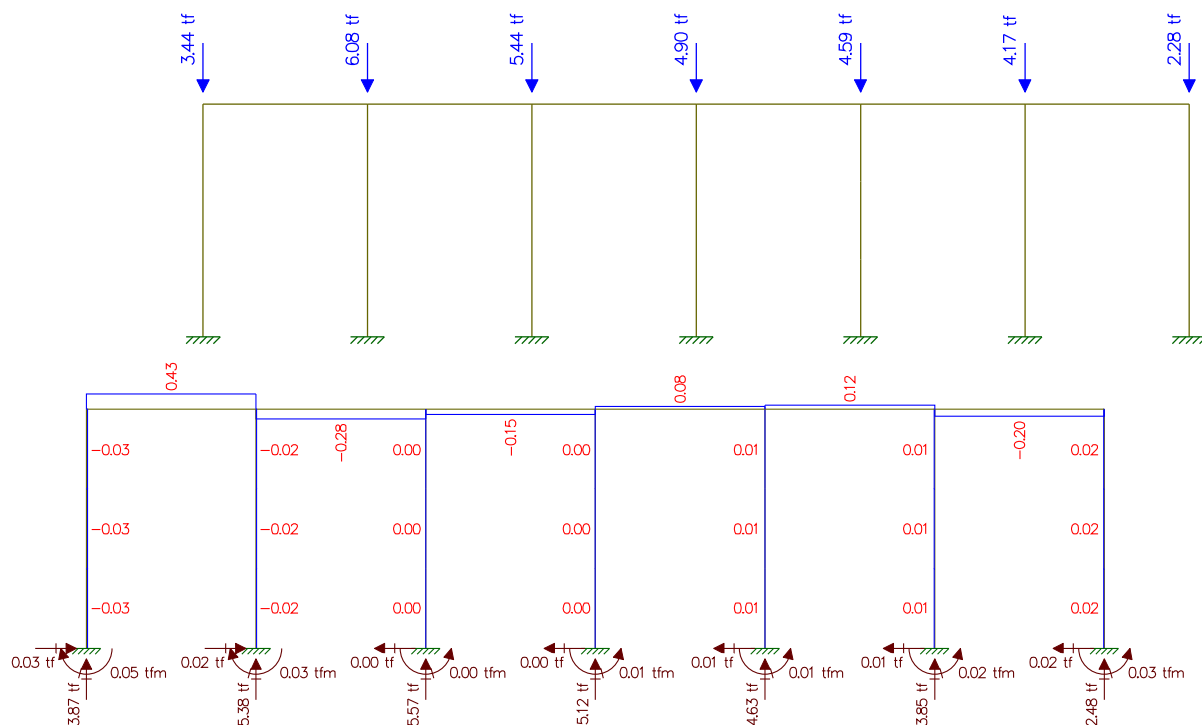
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



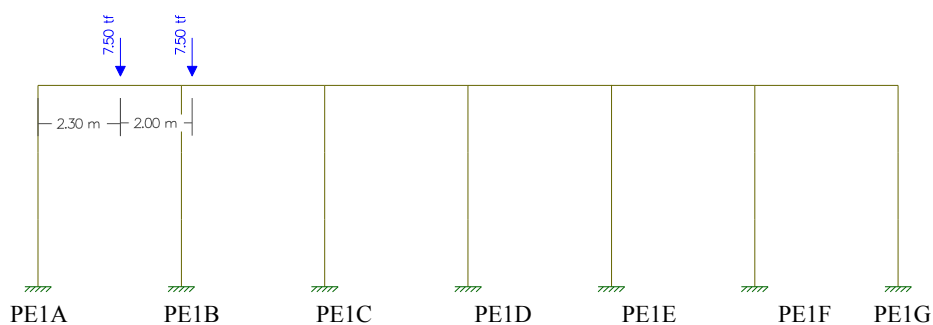
Carga x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	22,94	0,150	3,44
Pilar 2	40,55	0,150	6,08
Pilar 3	36,26	0,150	5,44
Pilar 4	32,66	0,150	4,90
Pilar 5	30,63	0,150	4,59
Pilar 6	27,77	0,150	4,17
Pilar 7	15,21	0,150	2,28

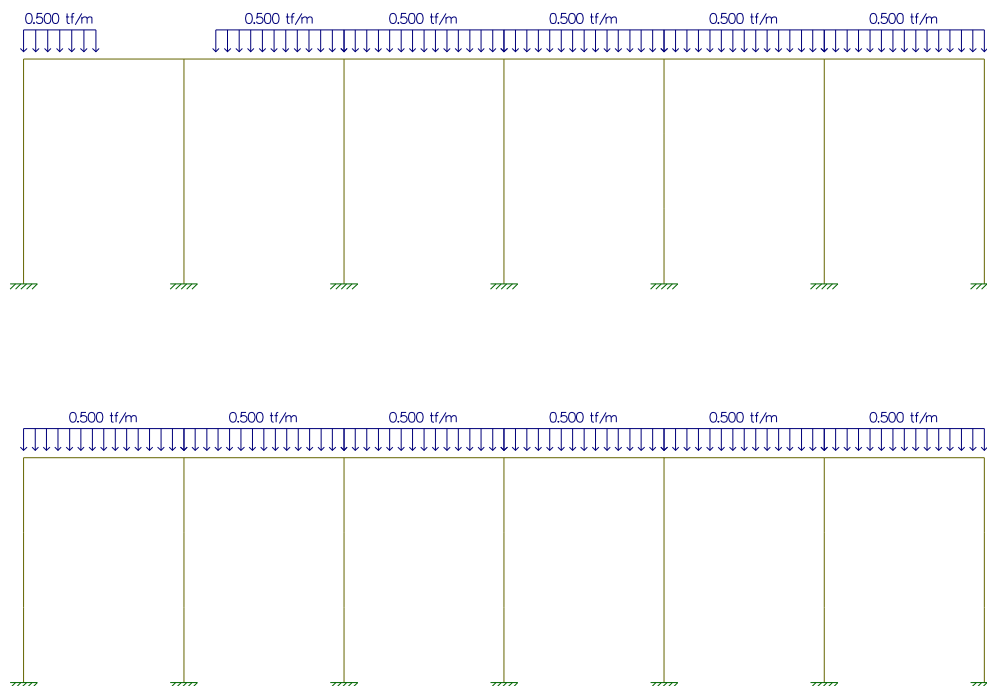


Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

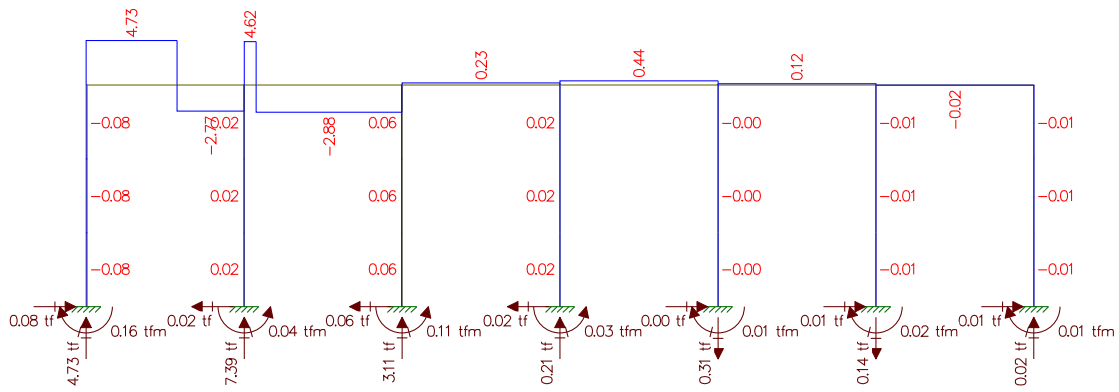
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



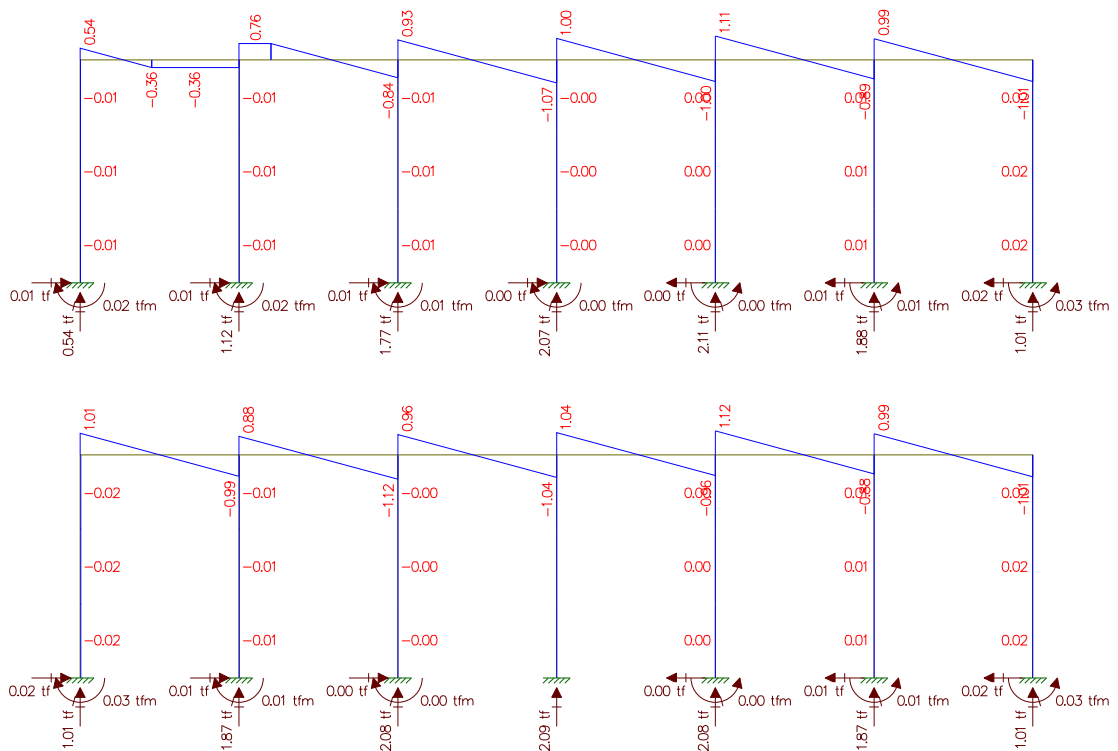
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



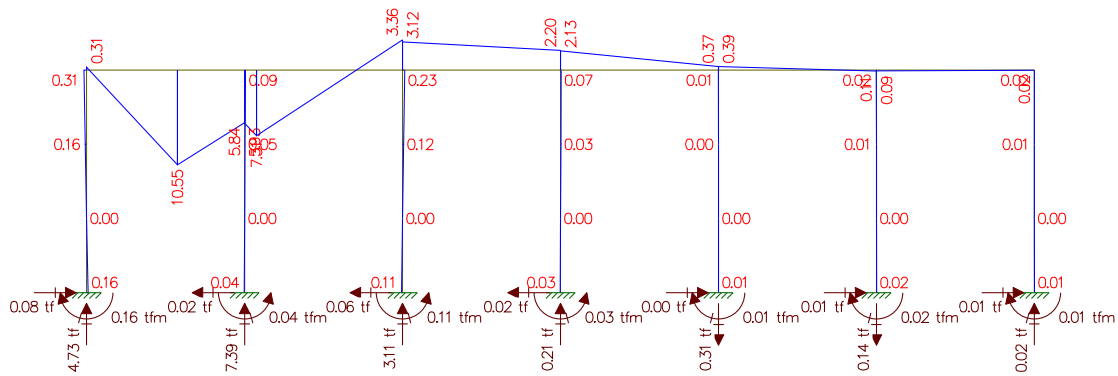
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



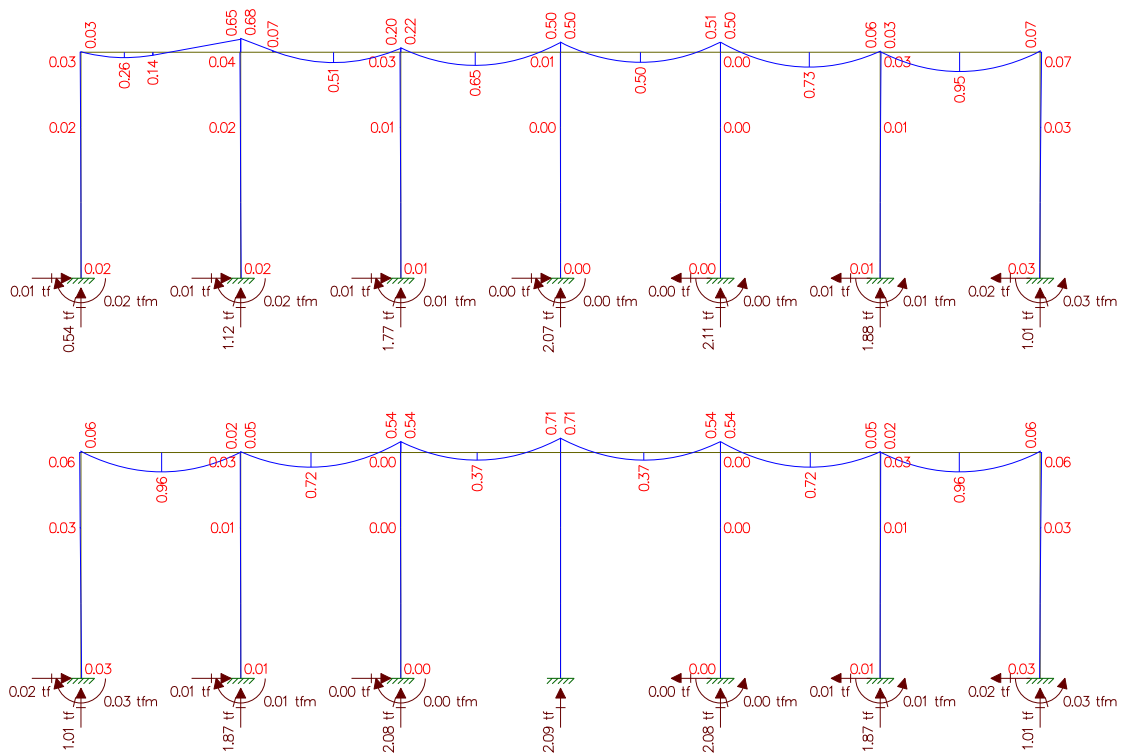
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



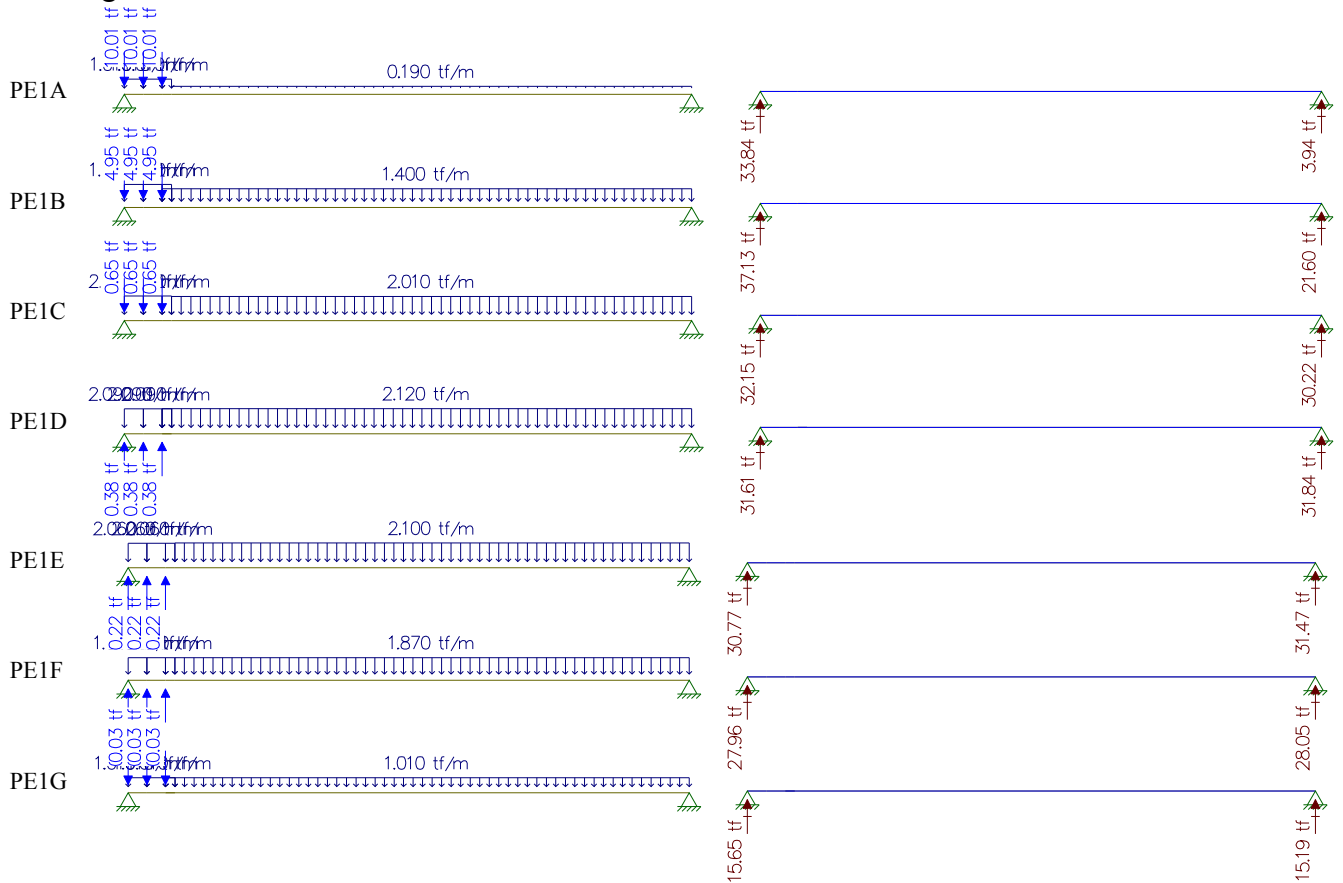
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



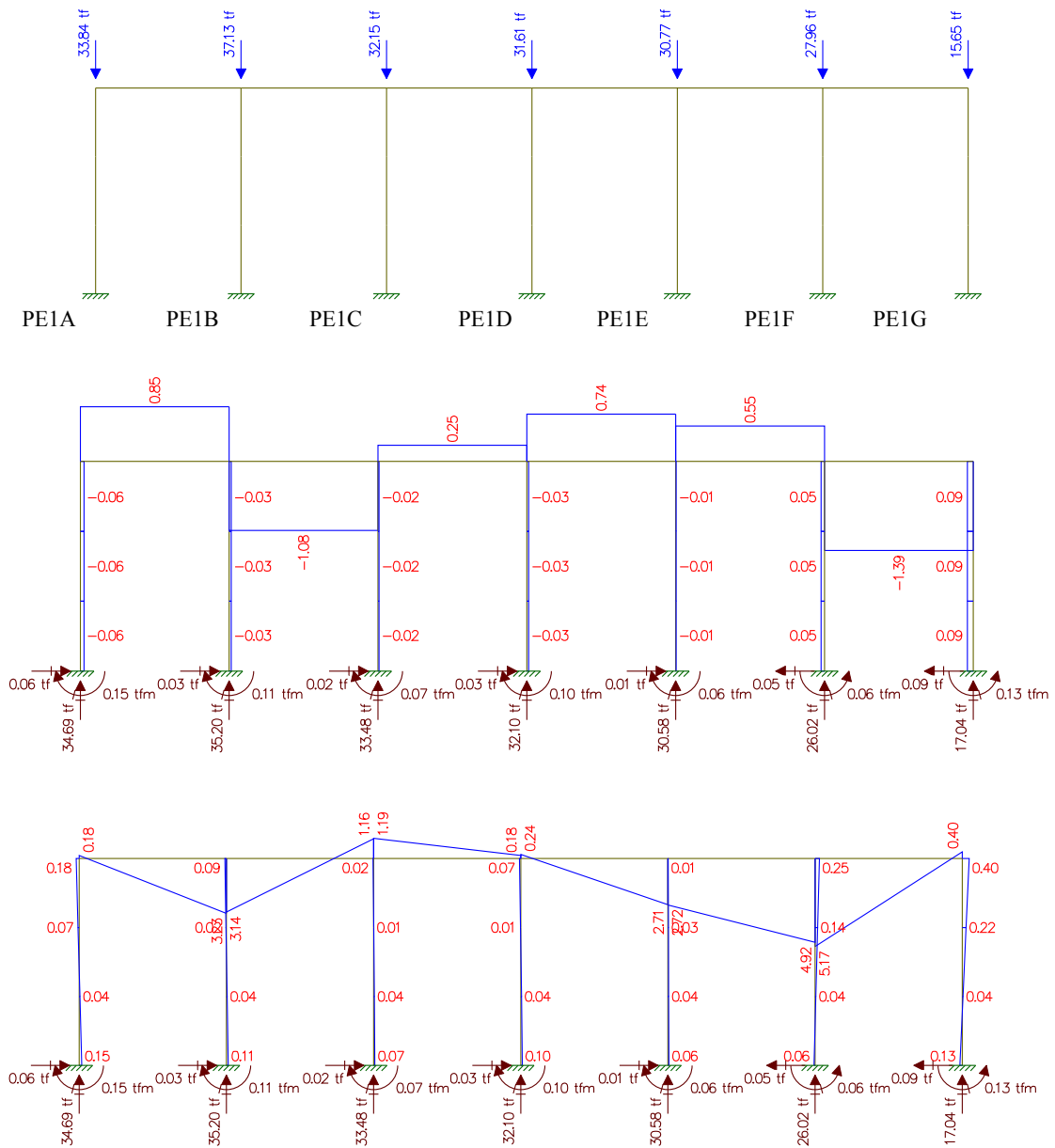
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

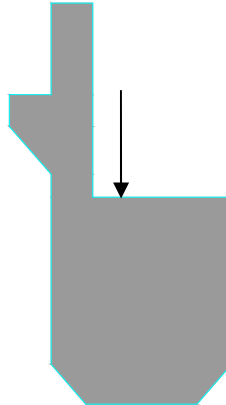


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos

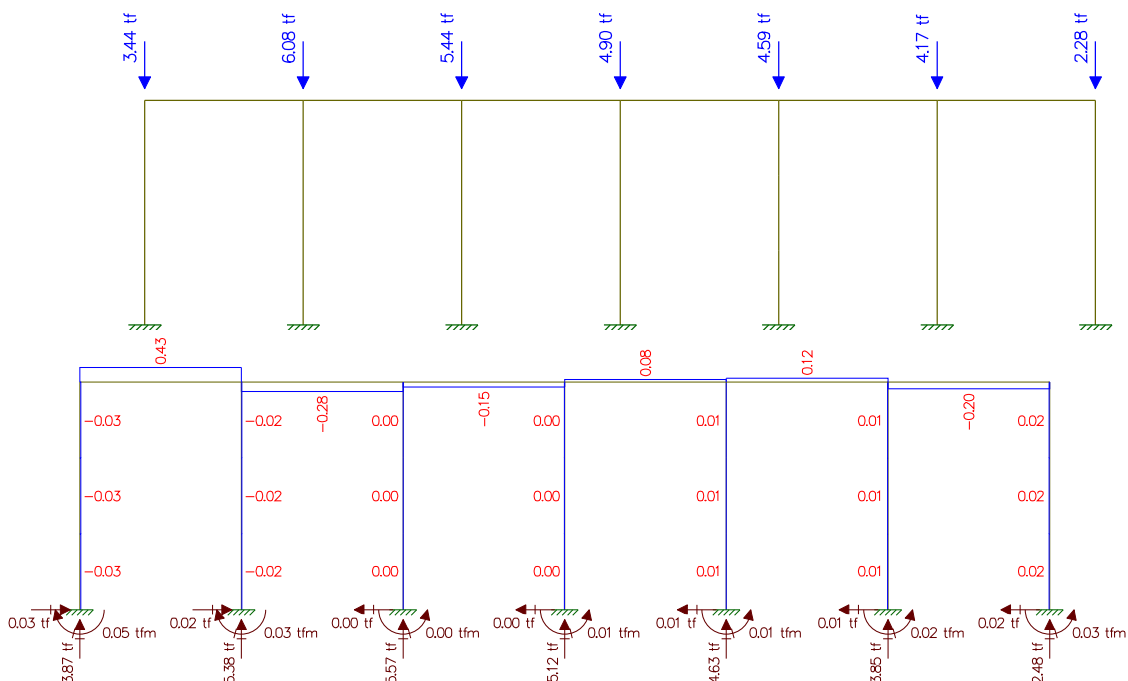


Carga x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	33,84	0,150	5,08
Pilar 2	37,13	0,150	5,57
Pilar 3	32,15	0,150	4,82
Pilar 4	31,61	0,150	4,74
Pilar 5	30,77	0,150	4,62
Pilar 6	27,96	0,150	4,19
Pilar 7	15,65	0,150	2,35

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor
Cargas / Cortante



Processamento da Superestrutura

Dimensionamento das longarinas

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:

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

$$X_{cgi} = 1,53\text{m}$$

$$X_{cgs} = 0,69\text{m}$$

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:

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

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

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

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

Calculo das Perdas

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

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

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 = $1,434 \text{ cm}^2$ (Nominal segundo a NBR 7483)

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

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

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

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

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

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

Na ruptura, temos:

$$y = \frac{Ec}{Ec + Es} xd = \frac{3,5}{13,5} xd$$

Alongamento específico do concreto na rutura: 3,5‰

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

Posição do cabo médio na Seção Central.

$$3 \times 8 \times 0,10 = 2,40\text{m}$$

$$2 \times 6 \times 0,20 = \underline{2,40\text{m}}$$

$$36 \qquad 4,80\text{m}$$

$$z = 4,80 / 36 = 0,133 \text{ m}$$

$$y_i = 2,22 - 0,133 = 2,087$$

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 $R_t = R_c$

Fazendo $x = 43,3 \text{ cm}$, vem:

$$\text{Área de Concreto} = 0,757 \text{ m}^2$$

$$R_c = S_c \times 0,85 \text{ fcd}$$

$$R_c = 0,757 \times 0,85 \times 3500 / 1,4 = 1.610,45 \text{ t}$$

Para o alongamento de rutura do aço temos:

$$E_{aço} = 10\text{‰} + 5,26 \text{ ‰} = 15,26 \text{ ‰}.$$

Entrando no diagrama “tensão x deformação” tiramos a tensão correspondente. Quando ultrapassar o valor “ f_{yk} ” adotaremos o próprio:

$$R_t = A_s \times f_{yk}$$

$$R_t = 36 \times 1,434 \times 19000 = 980,86\text{t}$$

$$R_t < R_c$$

2ª Tentativa

Fazendo $x=0,17\text{m}$

$$\text{Area} = 0,459 \text{ m}^2$$

$$R_c = 0,459 \times 0,85 \times 3500 / 1,4 = 975,38 \text{ t}$$

$$R_t = 980,86 \text{ t}$$

$$R_t < R_c \rightarrow \text{convergiu}$$

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:

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

$$\text{Melu} = 36 \times 1,434 \times 0,74 \times 19500 \times 2,0 = 1.489,87 \text{ mt (protensão)}$$

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 :

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

Seção junto ao Guarda - rodas :

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

Carga Móvel

Parâmetros para entrada na Tabela Nº 98 do Prof. Rüsçh

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

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

Temos então :

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

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

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

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

Impacto do Veículo na Barreira

Largura de distribuição a 45⁰

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

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

Distribuindo até o eixo da viga extrema, temos:

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

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

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

Distribuição a 45⁰

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

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

Dimensionamento:

Seção junto ao Guarda – rodas:

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

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

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

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

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

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

Para placa com 30cm de largura, temos:

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

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

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

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

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

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 :

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

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

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

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

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

$$M_{\text{máx}} = 1,441\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,154\text{mt/m}$$

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

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

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

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

$$fyk = 50000\text{t/m}^2$$

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

$$M_{\text{máx}} = 0,860 \text{ mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,026\text{mt/m}$$

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

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

$$h = 0,30\text{m}$$

$$d = 0,275\text{m}$$

$$fyk = 50000\text{t/m}^2$$

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

$$M_{\text{máx}} = -2,989\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = -0,308\text{mt/m}$$

$$As = 0,0003489\text{m}^2$$

Laje do Balanço :

Seção 1 – Junto ao Guarda – Rodas

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

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

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

$$fyk = 50000\text{t/m}^2$$

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

$$M_{\text{máx}} = -3,134\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = -0,134\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,000760\text{m}^2$$

Seção 2 – Junto a Aba da Viga Extrema

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

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

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

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

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

$$M_{\text{máx}} = 1,913\text{t/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,673\text{t/m}$$

$$A_s = 0,000798\text{m}^2$$

Seção 3 – Seção no Eixo da Viga Extrema

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

$$h = 0,30\text{m}$$

$$d = 0,275\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

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

$$M_{\text{máx}} = 4,872\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 1,252\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0008828\text{m}^2$$

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 Rüsh – Caso Nr 27

Carga Permanente

$$\left. \begin{array}{l} g_1 = 0,20 \times 2,50 = 0,500 \text{ t/m}^2 \text{ peso próprio} \\ g_2 = 0,10 \times 2,40 = 0,24 \text{ t/m}^2 \text{ pavimentação} \end{array} \right\} 0,740 \text{ t/m}^2$$

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

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

$$m_{ym} = 0,069 \times g \times l x^2 = 0,026 \text{ mt/m}$$

$$m_{xe} = -0,0833 \times g \times l x^2 = 0,308 \text{ mt/m}$$

$$\text{onde, } g l x^2 = 0,74 \times 2,32^2 = 3,983$$

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**

- $l_x = 0,83 \text{ m}$ / Furação de 1m de largura

- Área de Concreto - $0,19 \times 1,0 = 0,19 \text{ m}^2$

- Inércia da Placa - $J_{Placa} = \frac{bx^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

- FCK = 30Mpa

- Módulo de Elasticidade - $E_{st} = 3.000 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 3.000 \cdot \sqrt{30} = 30.072,30 \text{ MPa}$

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

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

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

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

$$q = 6,4 \text{ t/m}$$

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

$$M_0 = \frac{-4E_c I_{placa}}{l_x} = 0$$

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

$$\theta_1 = \frac{P l^3}{16 E_c I_y}$$

$$\theta_2 = \frac{q l^3}{24 E_c I_y}$$

$$\theta_1 = \frac{45 \times 20,33^3}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

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

$$M_0 = \left(\frac{-4 \times 30067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = -5,34 \text{ t/m}$$

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

2- Dois vãos adjacentes carregados

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

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

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 3067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 1,59 \times 10^{-3} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

$$\theta_1 = \frac{45 \times 29,3^2}{16 \times 3067250 \times 2,57} = 3,06 \times 10^{-4}$$

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

$$\begin{aligned}\theta &= \theta_1 + \theta_2 \\ \theta &= 1,59 \times 10^{-3} \text{ rad}\end{aligned}$$

3 - Recalque do aparelho de apoio quando só um dos vãos é carregado.

$$M_0 = \frac{\theta \times E_{cn} \times I_p \times \Delta n}{\theta \times c^2}$$

$$a = 0,25m$$

$$b = 0,40m$$

$$h = 0,078m$$

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

$$\begin{aligned}E_n \\ = 2 \times 100 \times 0,69 \times (0,047)^2\end{aligned}$$

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

Relação vertical compatível com (θ) por apoio

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

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

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

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

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

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

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

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n2}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 8067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,89^3} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56tm$$

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

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.

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

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

Estrutura e Carregamento:

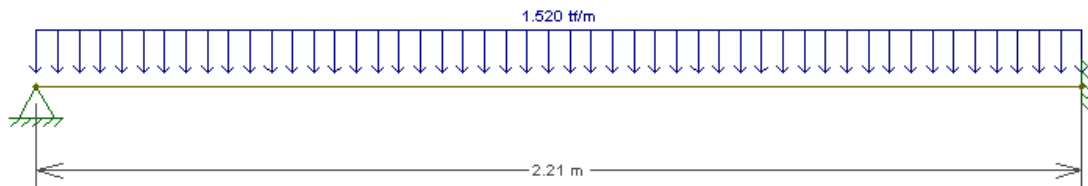


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:

Carga TB-45 Centrada

Estrutura e Carregamento

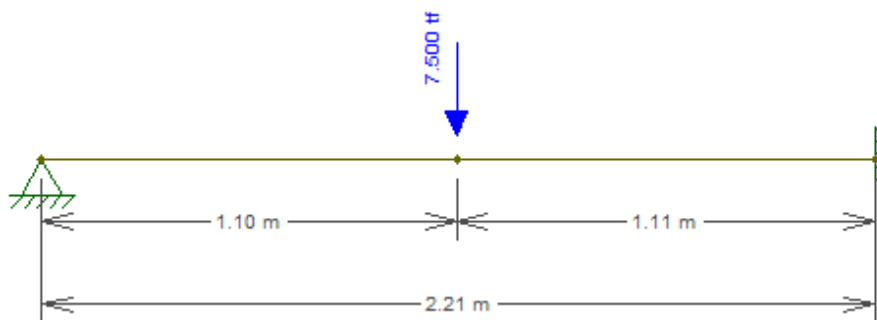
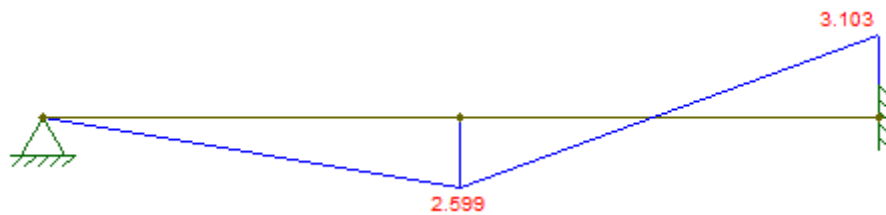


Diagrama de Momento – (tf.m):



Verificação dos Momentos Máximos:

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

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

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

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

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

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):

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 30,00 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.

$$\text{Logo } \tau_d = 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\tau_d = 1,4 \times 58,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2$$

$$0,25 f_{cd} = 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_d \leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2 \text{ OK!}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

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

$$kmd+ = 229/4.536$$

$$kmd- = 449/3.685$$

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

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

Esforços Cortantes

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

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

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

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

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

A seguir, o estudo da fadiga :

CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa Central			Travessa Extrema		
Mxe (Seção 3 e 7)			Mxm (Seção 5)		
Dados			Dados		
Fck	25	Mpa	Fck	25	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0110000	m ²	As	0,0060000	m ²
b	1,600	m	b	1,600	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	319,000	mt/m	Mmáx	167,280	mt/m
Mmin	198,990	mt/m	Mmin	121,046	mt/m
$\Delta\sigma_{\text{limite}}$	1750	kg/cm ²	$\Delta\sigma_{\text{limite}}$	1750	kg/cm ²
Ec	23800	Mpa	Ec	23800	Mpa
n	8,823529412	-	n	8,823529412	-
Prof .da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,33	m	x	0,26	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
$\sigma_{\text{máx}}$	2525,39845	Kg/cm ²	$\sigma_{\text{máx}}$	2374,49132	Kg/cm ²
σ_{min}	1575,32614	Kg/cm ²	σ_{min}	1718,21304	Kg/cm ²
$\Delta\sigma$	950,07231	Kg/cm ²	$\Delta\sigma$	656,27829	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	0,54	-	Kf	0,38	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	110,00	cm ²	Asfad	60,00	cm ²

Processamento da infraestrutura

Dimensionamento dos blocos

Cinta de ligação dos blocos dos encontros

Dados os diagramas:

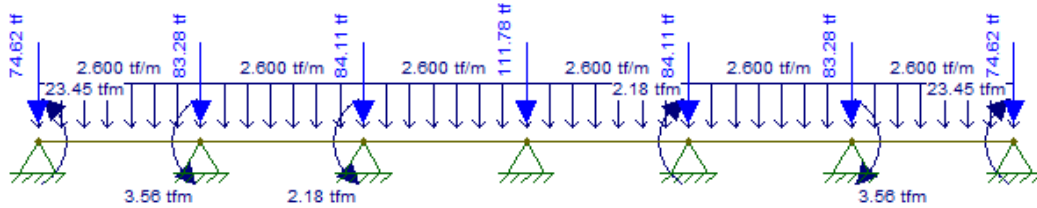


Diagrama de esforços Cortantes:

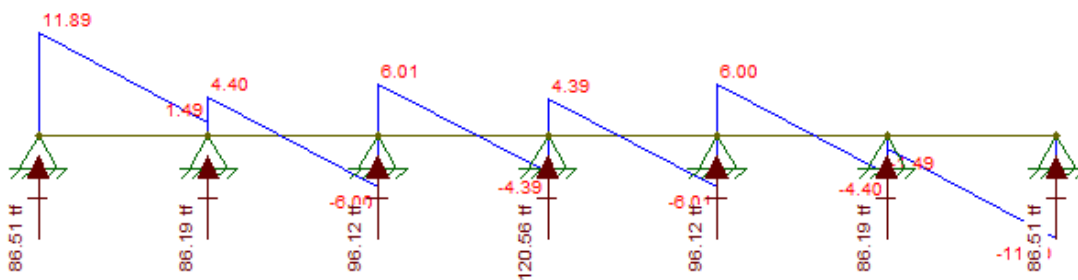
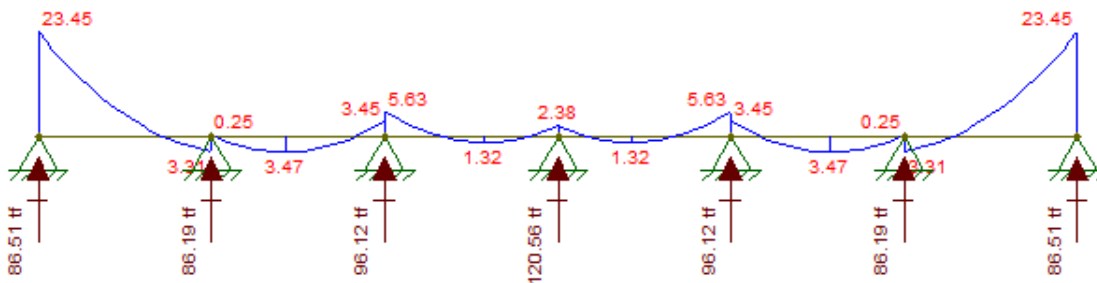


Diagrama de momentos fletores:



$$M_d = \gamma_f \times M_k$$

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

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

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 1216 extremidade vão 30 M
 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 1216 extremidade vão 30 M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 2 estacas

Força-X	Força-Y	Força-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-5.38	-209.30	-1.49	-43.99	0.00	-76.82

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl. -X	Desl. -Y	Desl. -Z	Rot. -X	Rot. -Y	Rot. -Z
-0.00001	-0.00383	0.00000	-0.00004	0.00000	-0.00287

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	49.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	159.52	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	-49.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-159.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.16.3 – Memória de Cálculo das Quantidades

INFRAESTRUTURA					
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç				
Q =		4,00 m3			
	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
TOTAL (m³)					4,00
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		
TOTAL (m)			280,00		
2 S 03 329 03	Conc.estr.fck=25 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç				
Q =		73,44 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
CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	0,40	4,00	0,80	12	15,36
TOTAL (m³)					73,44
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Blocos				
	Peso (kg)				
Blocos	2085				
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Cintas				
	Peso (kg)				
Cintas	1105				
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira				
Q =		243,84 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	
CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	2,00	4,00	12	96,00	
TOTAL (m²)				243,84	
2 S 03 000 02	Escavação manual de cavas em material 1a cat				
Q escav. =		509,85 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	
TOTAL (m³)				456,09	
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)	509,85
2 S 01 510 00	Compactação de aterros a 95% procto normal				
Q compact. =		436,41 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		
TOTAL (m³)			398,01		
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)			38,40		
				Total (blocos e cintas)	436,41
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 = 493,50 kg

Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)	Volume (m³)	Peso esp. (kg/m³)	Quantidade	Peso (kg)
0,35	0,50	0,047	0,008	3000	20	493,50
TOTAL (kg)						493,50

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

Q = 20,16 m3

	Área (m²)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m³)
PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	14	4,50	20,16
TOTAL (m³)				20,16

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 151,20 m2

	Perímetro (m)	Altura (m)/ Comprimento (m)	Unidades	Forma (m²)
PE1=PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	4,50	14	151,2
TOTAL (m²)				151,2

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

	Peso (kg)
Pilares	7643

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 151,20 m3

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área
Total (m³)	0,8	0,4	4,5	14	151,2

SUPERESTRUTURA

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 3.121,01 m2

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Perímetro (m)	Quantidade	Forma (m²)
Laje do tabuleiro	25,62	30,50	0,22	26,06	1	806,13
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
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,83	20	16,30
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	4,50	4	233,00
Transversinas (vão 30m)	0,30	12,00	1,60	3,50	4	168,00
Guarda-rodas	0,40	30,50	0,87	1,74	4	214,12
Cortina	0,30	25,62	1,82	3,76	2	195,26
TOTAL (m²)						3121,01

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

Q = 719,02 m3

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Área (m²)	Quantidade	Volume (m³)
Laje do tabuleiro	25,62	30,50	0,22	5,64	1	172,02
Longarinas 30m	0,60	30,00	1,80	1,08	10	324,00
Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	1,69	2	86,60
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,20	20	2,00
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	1,00	4	50,00
Transversinas (vão 30m)	0,30	12,00	1,60	0,48	4	23,04
Guarda-rodas	0,40	30,50	0,87	0,23	4	28,06
Cortina	0,30	25,62	1,82	0,65	2	33,31
TOTAL (m³)						719,02

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	7804
Total	

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 - 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)
-	3620
Laje de transição	

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

	Peso (kg)
-	1071
Transversinas 1 (vão 30m)	

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

	Peso (kg)
-	6512
Laje elástica	

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

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

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

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

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

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

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

	Quantidade
-	10
Vão de 30 m	

Pré-Laje

Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m²)	Volume (m³)	Taxa (Kg/m³)	Peso (Kg)
15,62	30,5	641,00	42,00	100	4200,00

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

Q1 = 122,00 m

Comprimento (m)	Total (m)
122,00	122,00

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

Q1 = 16,00 m

Quantidade
16,00

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)
2	25,62	51,24

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 300,00 m3

	Volume (m³)
-	300,00
Viga travessa	
TOTAL (m³)	300,00

CONTENÇÃO

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

Q = 907,00 m2

6.1 - Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m	Total (m²)
	907,00

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

Q = 37,20 m2

6.2 - Terra Armada - ECE - Pé de Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m²)
	37,20

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

Q = 136,00 m3

6.3 - Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m³)
	136,00

2 S 05 303 11 Montagem de maciço terra armada

Q = 907,00 m3

6.4 - Montagem de maciço de Terra armada	Total (m³)
	907,00

3.17 – Memória de Cálculo Viaduto Estaca 1340+0,00

3.17.1 – Introdução

Este volume contém a Memória de Cálculo referente ao Viaduto **Estaca 1340**, para trem tipo TB-45, da Norma NBR 7188 - Carga Móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. A ponte apresenta 30,00m de superestrutura, constituída de 1vão, iniciando-se na estaca 1339+9,379 até a estaca 1340+19,439, 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.

3.17.2 – Ficha Técnica

Generalidades

Ponte Rodoviária, em Rodovia de 1ª Categoria.

Extensão: A ponte apresenta 30,00m de superestrutura, constituída de 1vão com cadencia de 30,00m.

Largura: Trem-tipo de cálculo: 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.

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: $1,80\text{t/m}^3$

Coeficientes 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

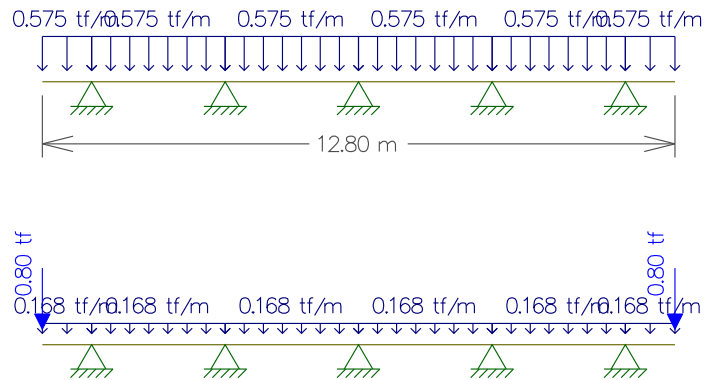
PFM da Paulo Frederico Monteiro Consultoria.

Processamento

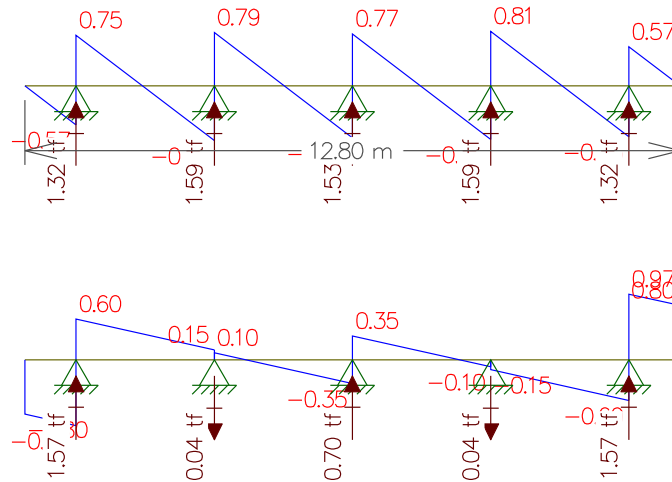
Memória de Cálculo da Viga de 30m Carga Permanente

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

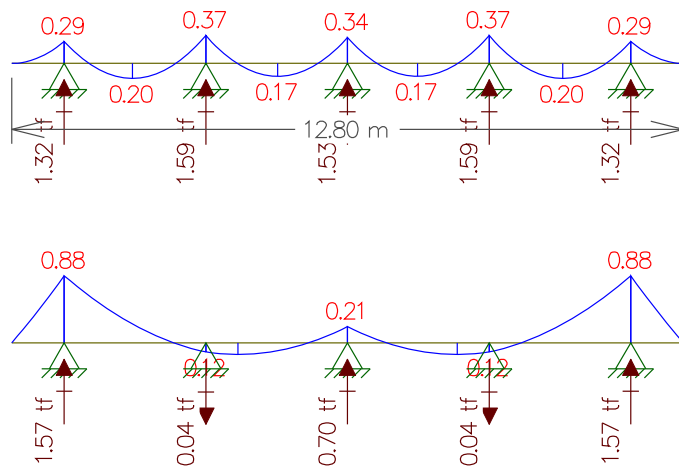
o Cargas



o Cortantes



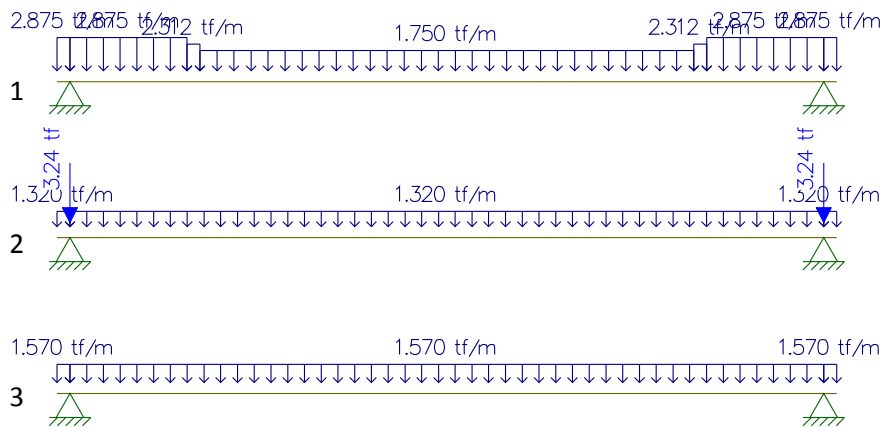
o Momentos



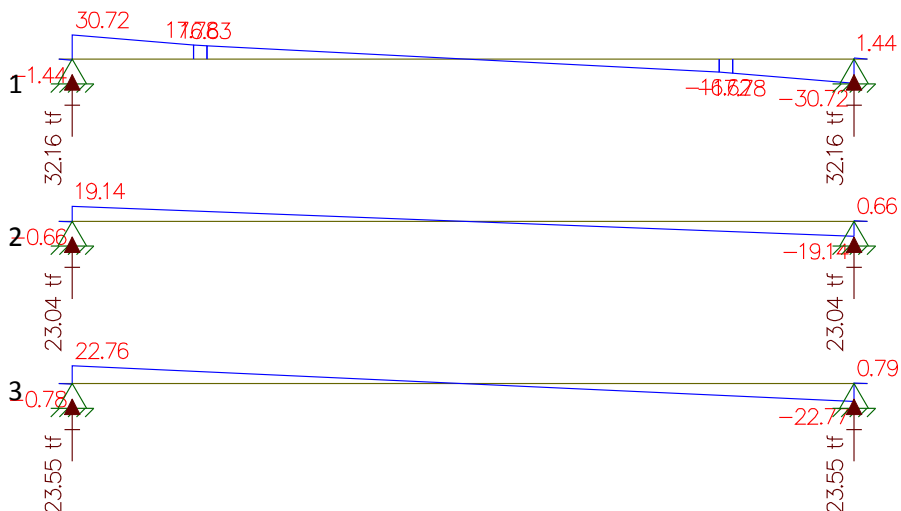
Longitudinal

▪ Viga 1 e 5:

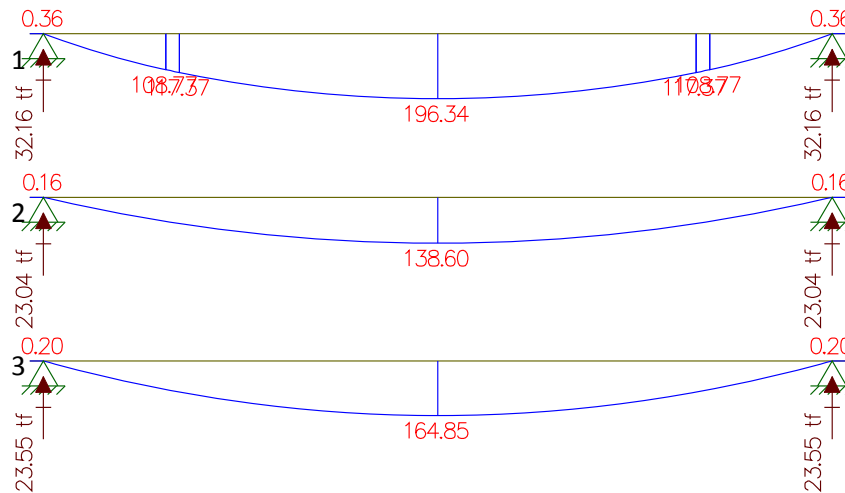
1. Peso próprio da Viga
2. Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento



Cortante



Momentos



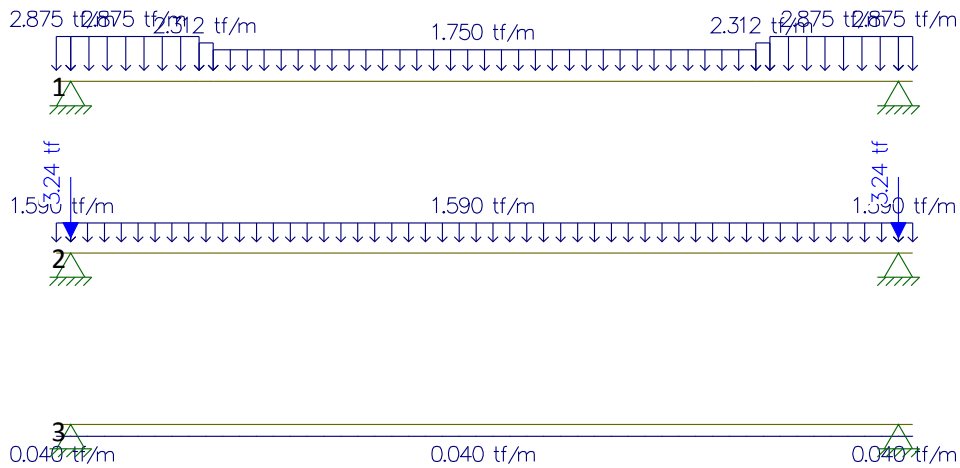
- Viga 2 e 4:

Peso próprio da Viga

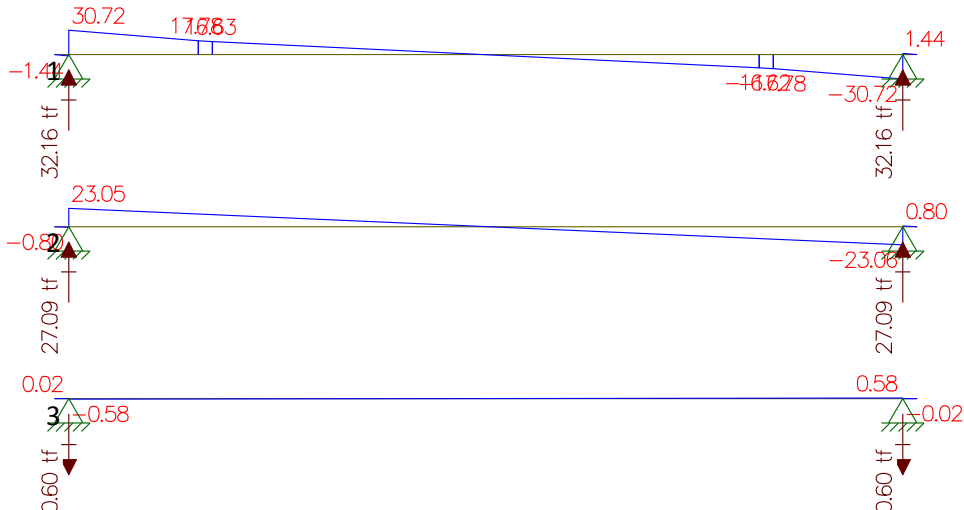
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

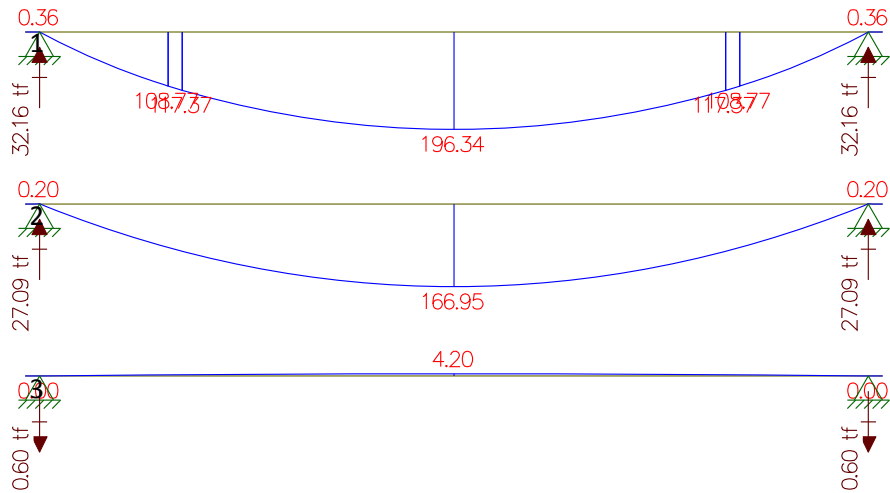
Cargas



Cortante



Momento



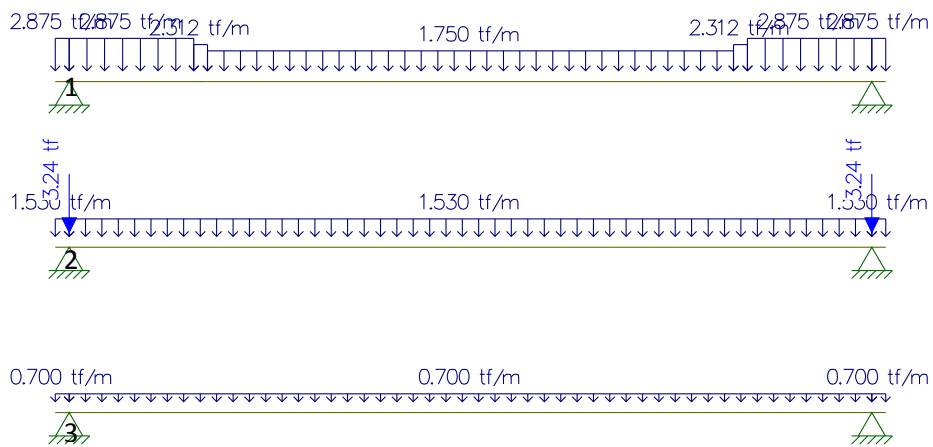
▪ Viga 3:

Peso próprio da Viga

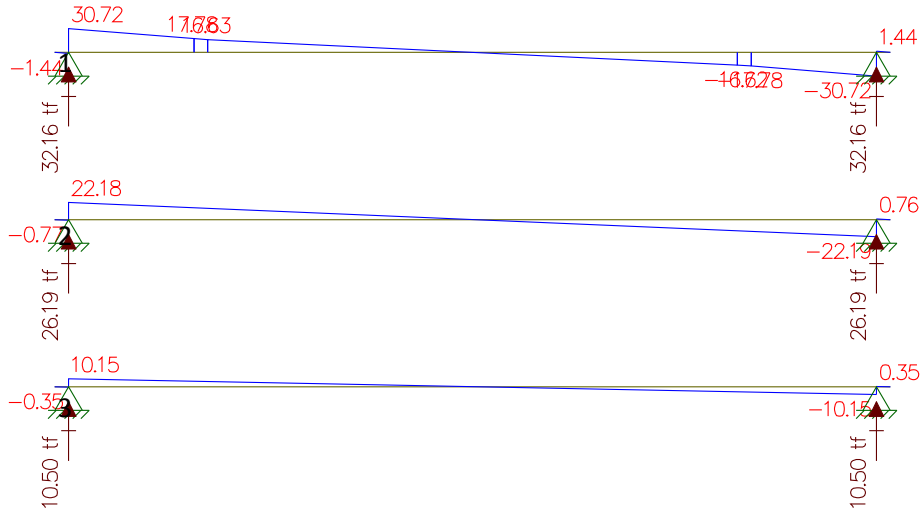
Peso do guarda-rodas + pavimento + recapeamento

Peso da laje

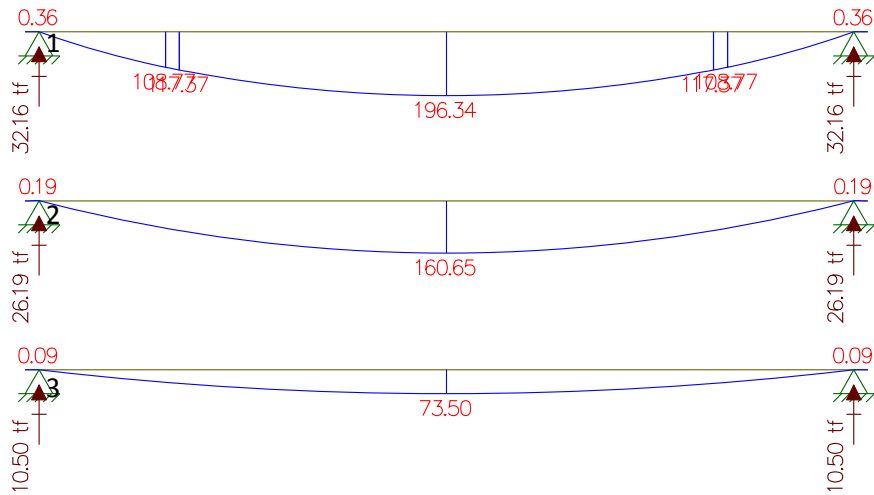
Cargas



Cortantes



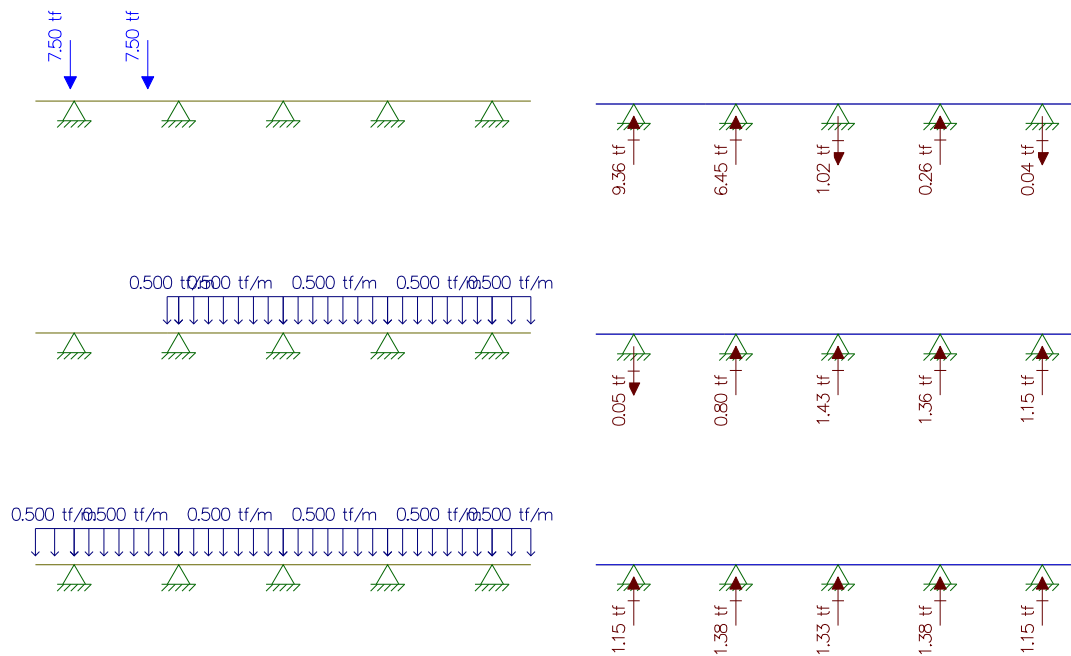
Momentos



Carga Móvel

- Vigas 1 e 5

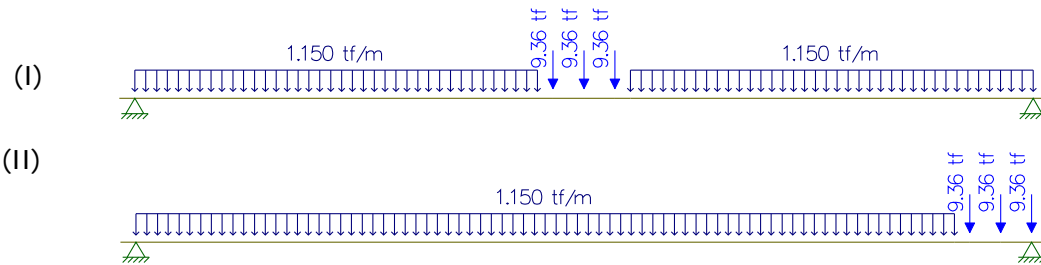
Transversal



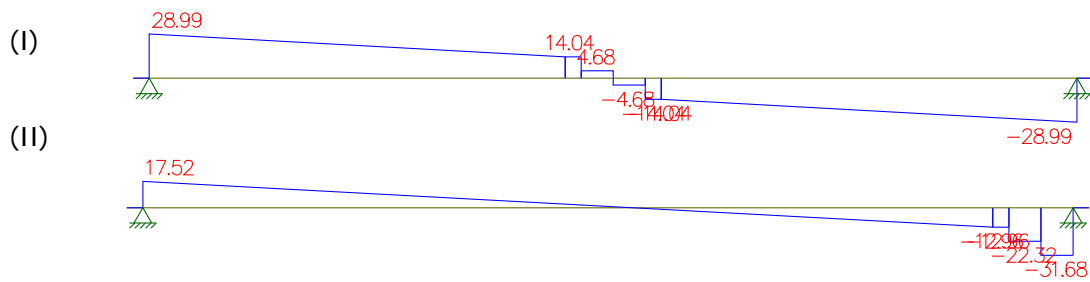
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

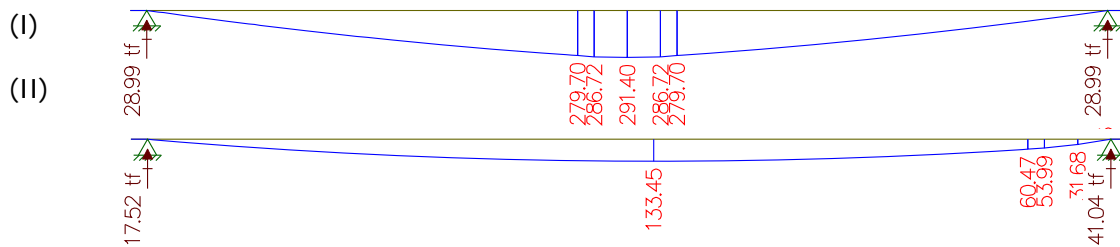
Para obter a reação e a cortante máximas.



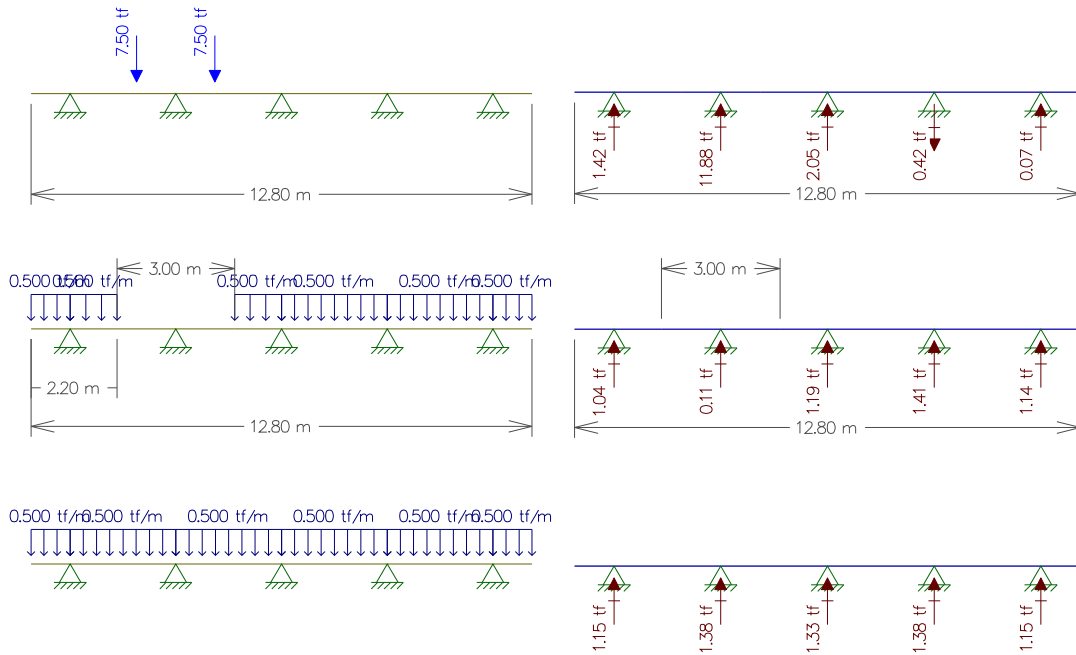
Cortante



Momento

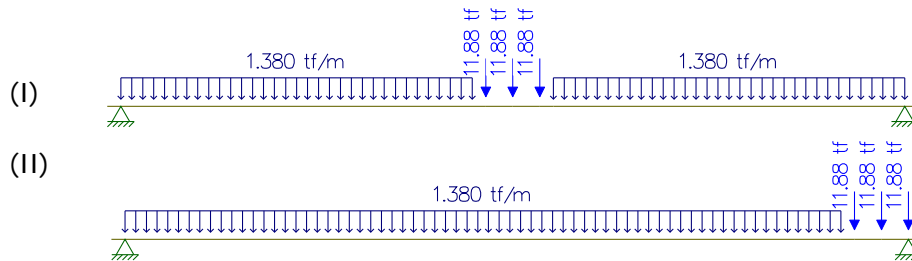


▪ Vigas 2 e 4 Transversal

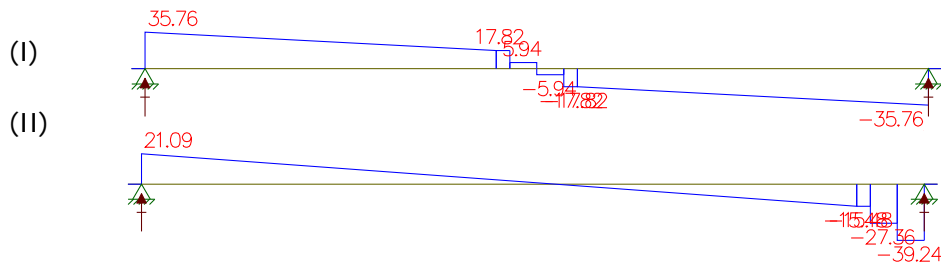


Longitudinal

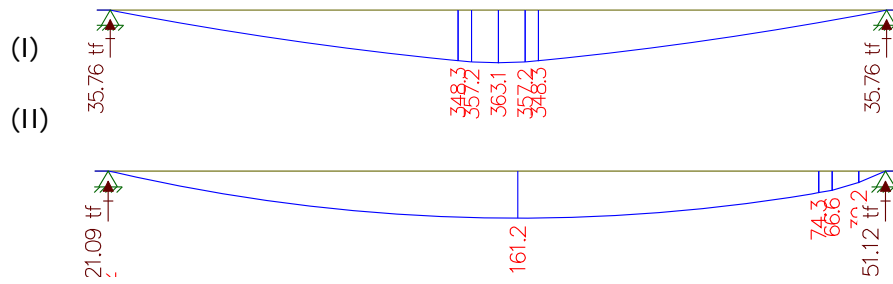
Para obter o momento máximo.
Para obter a reação e a cortante máximas.



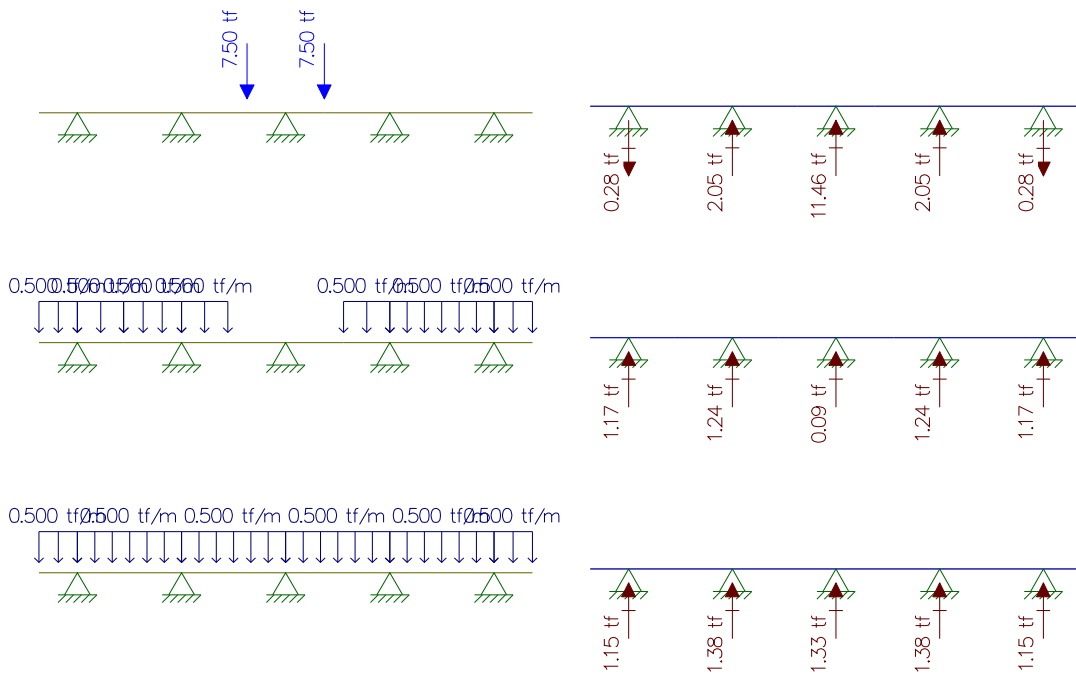
Cortante



Momento



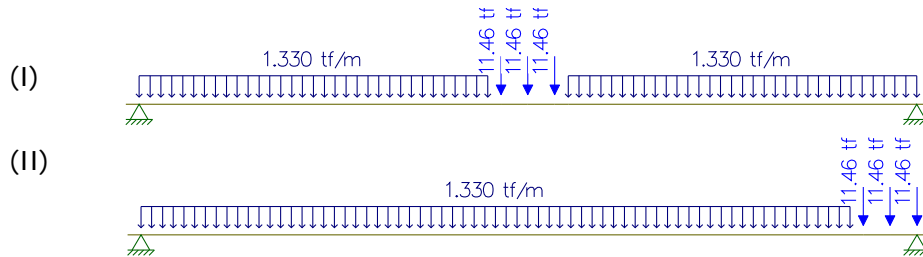
▪ Viga 3 Transversal



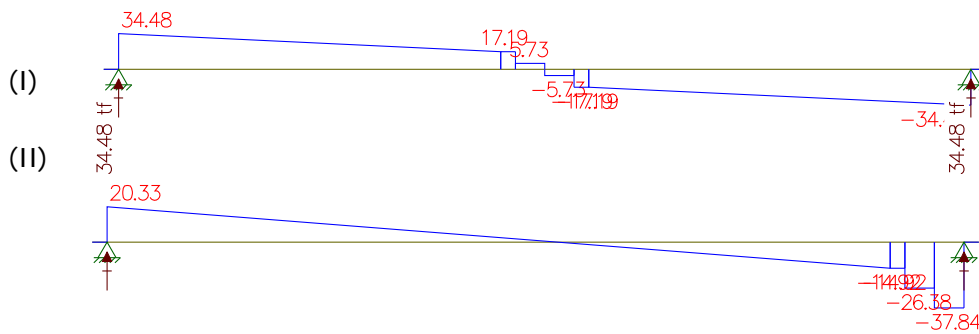
Longitudinal

Para obter o momento máximo.

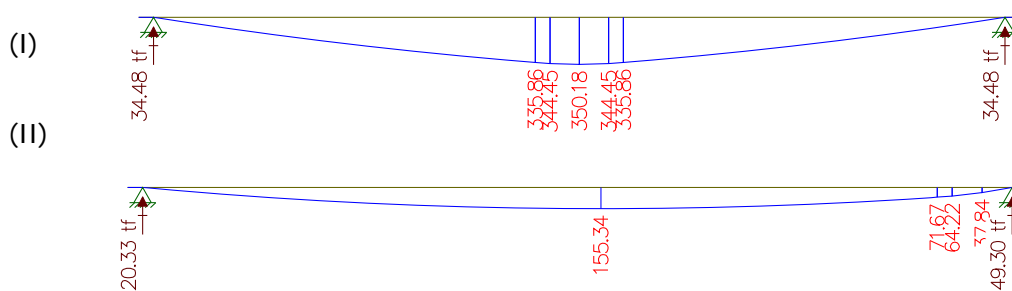
Para obter a reação e a cortante máximas.



Cortante



Momento



Memória de cálculo da Travessa de 30m

Carga Permanente

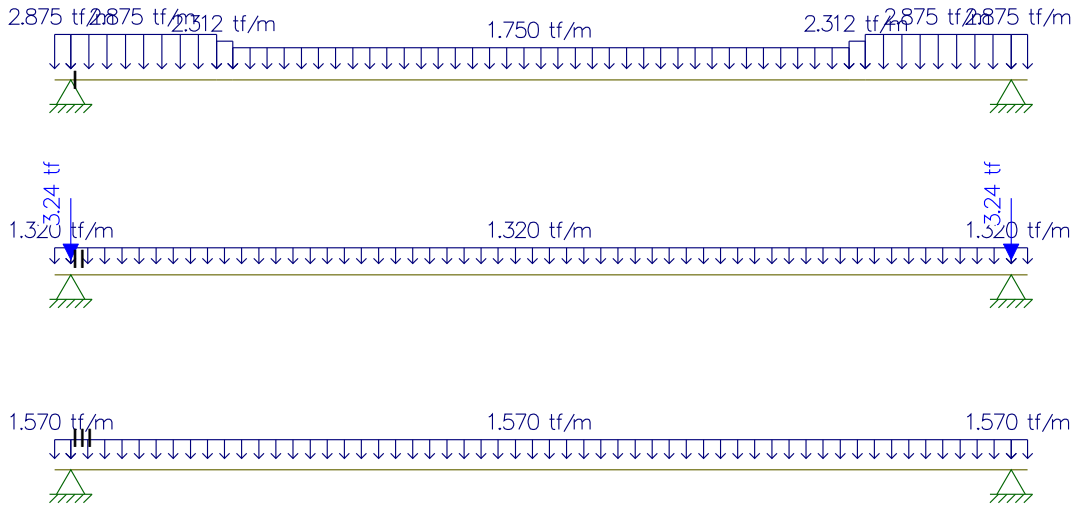
Estudo do Momento Fletor e da Cortante

Vão de 30 metros – Longitudinal – viga 1 e 5

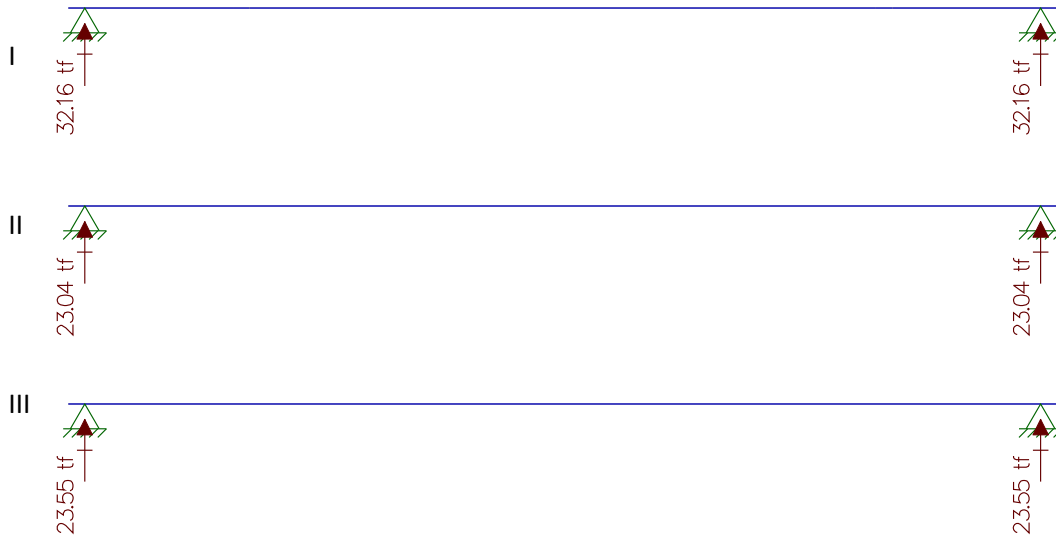
Peso da Viga

Peso da laje + Peso da transversina

Peso do pavimento + Peso do guarda-rodas + recapeamento

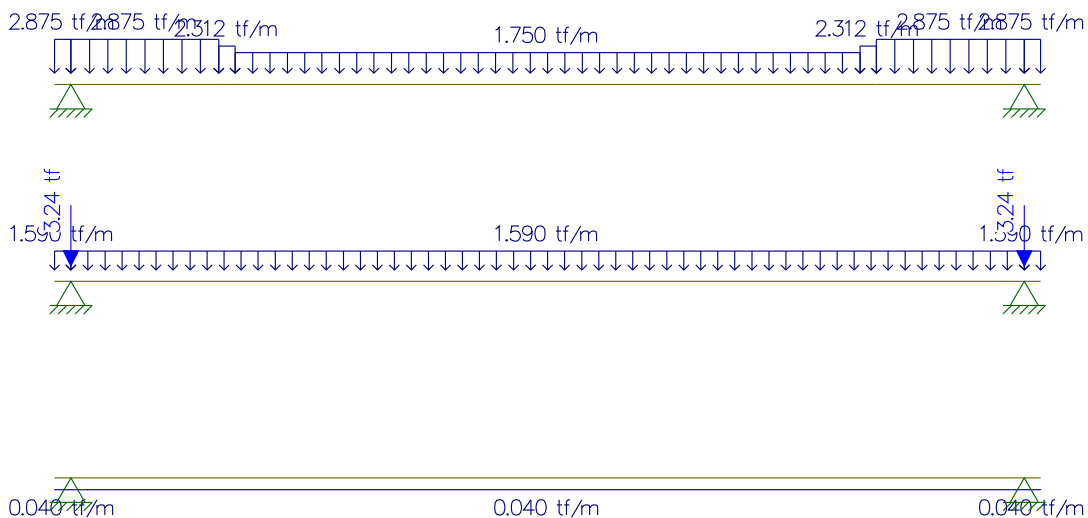


Reações

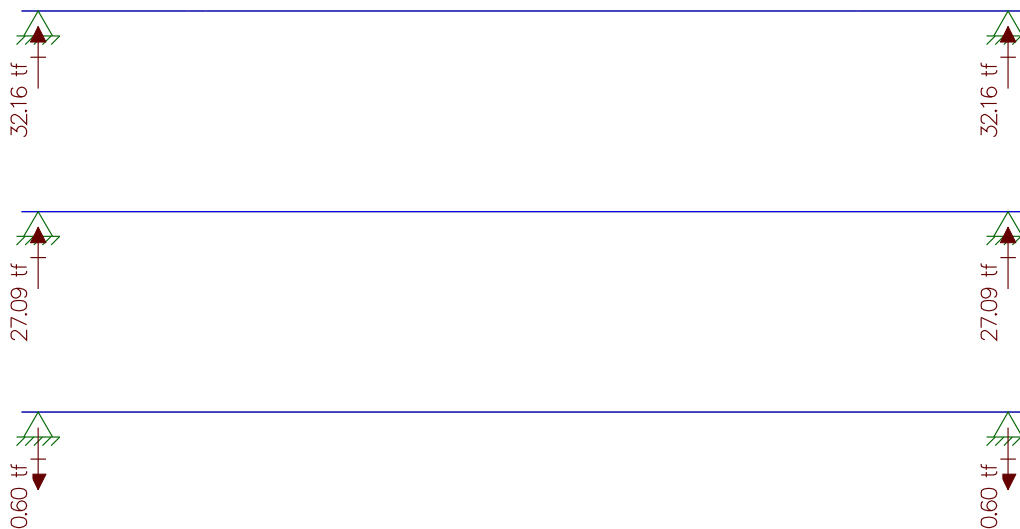


Reação resultante: $32,16tf + 23,04tf + 23,55tf = 78,75tf$

Vão de 30 metros - Longitudinal - viga 2 e 4

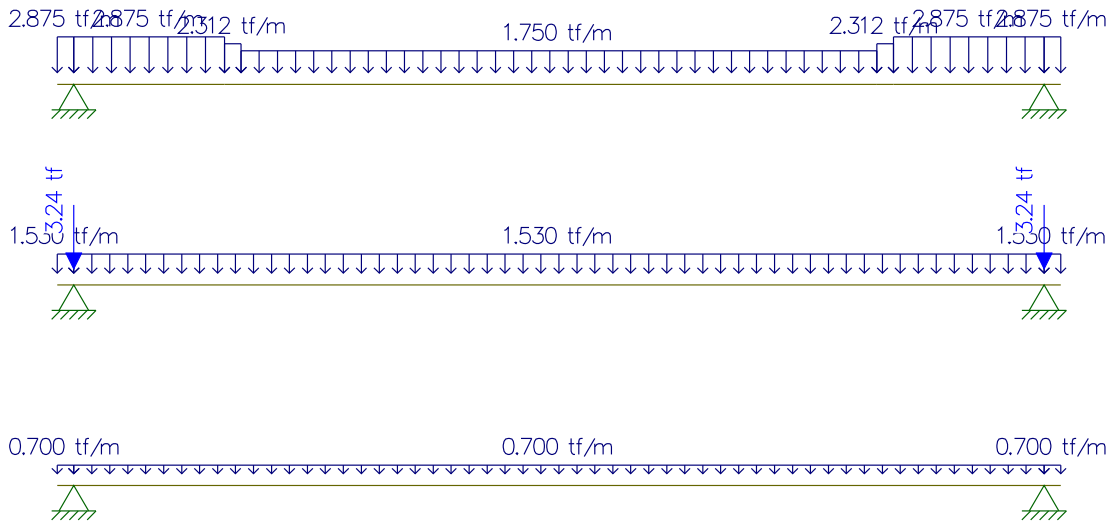


Reações

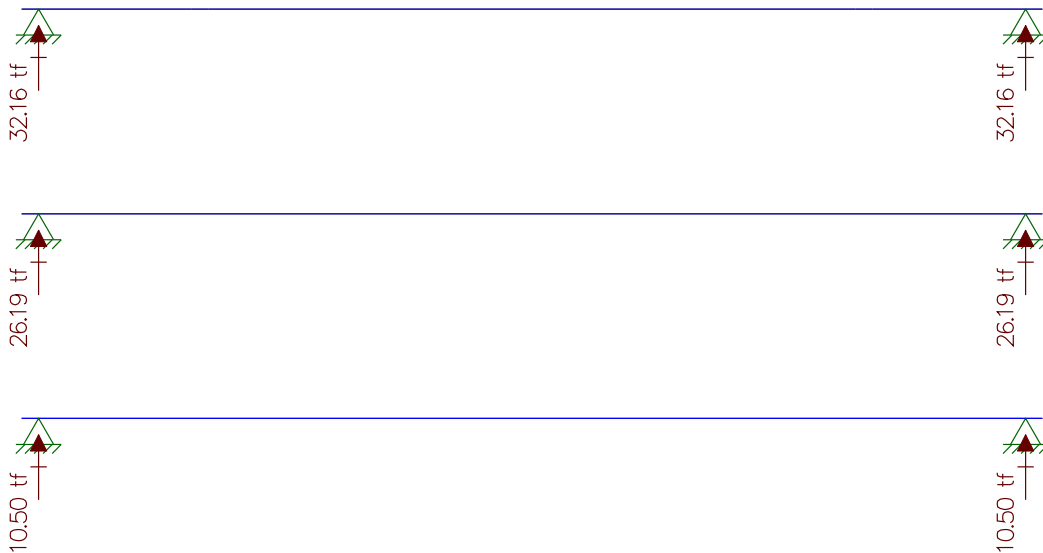


Reação resultante: $32,16\text{tf} + 27,09\text{tf} - 0,60\text{tf} = 58,65\text{tf}$

Vão de 30 metros - Longitudinal - viga 3



Reações

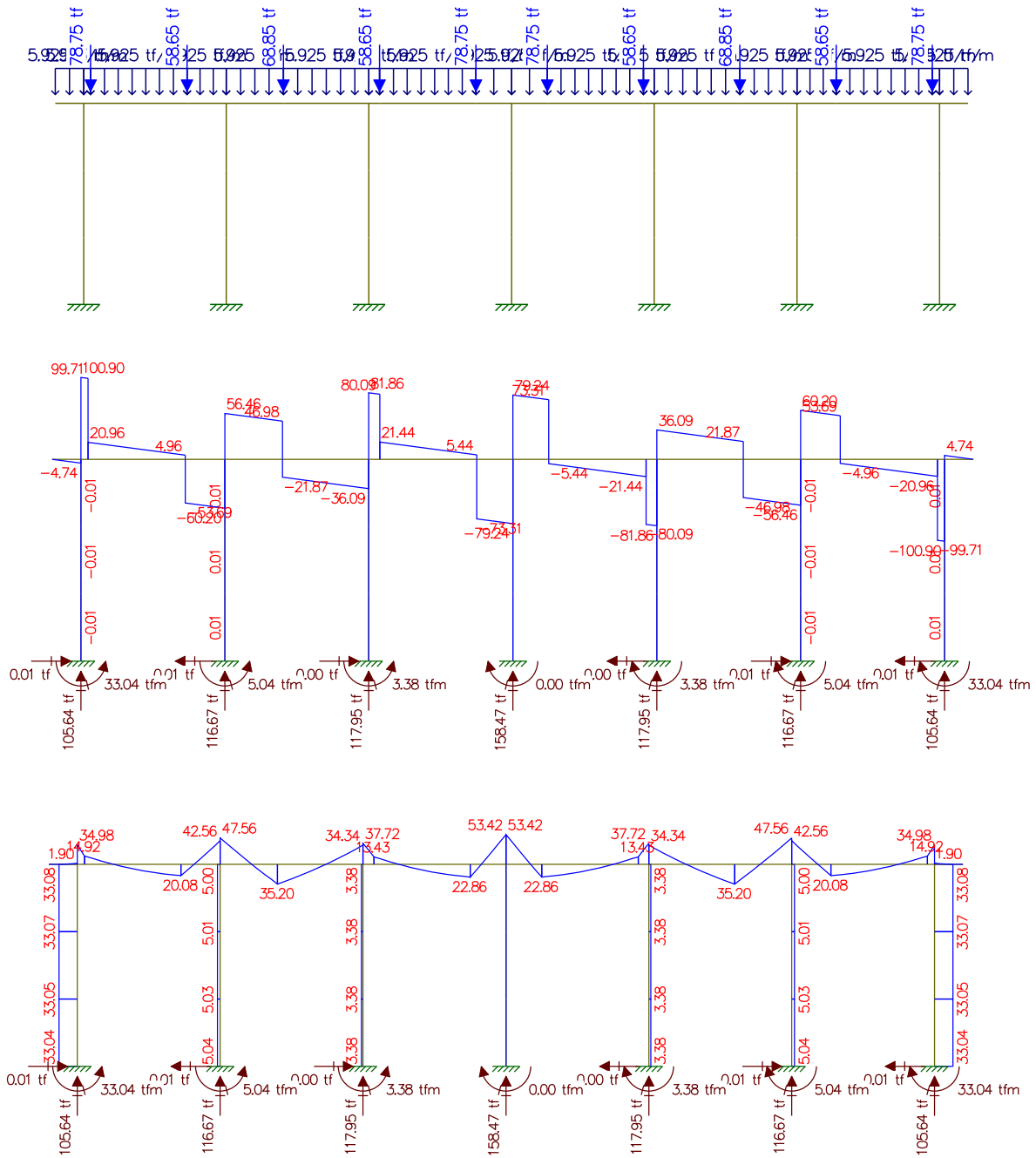


Reação resultante: $32,16\text{tf} + 26,19\text{tf} + 10,50\text{tf} = 68,85\text{tf}$

Peso próprio da Travessa (30m)

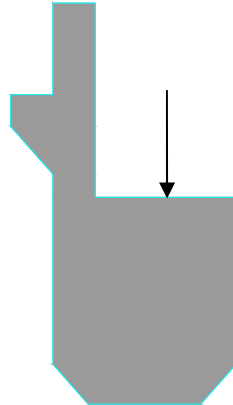
Área da seção = $2,37\text{m}^2$
 $2,37\text{m}^2 \times 2,5 \text{ tf/m}^3 = 5,925 \text{ tf/m}$

Resultado do Estudo do Momento Fletor e da Cortante



Estudo do Momento Torsor

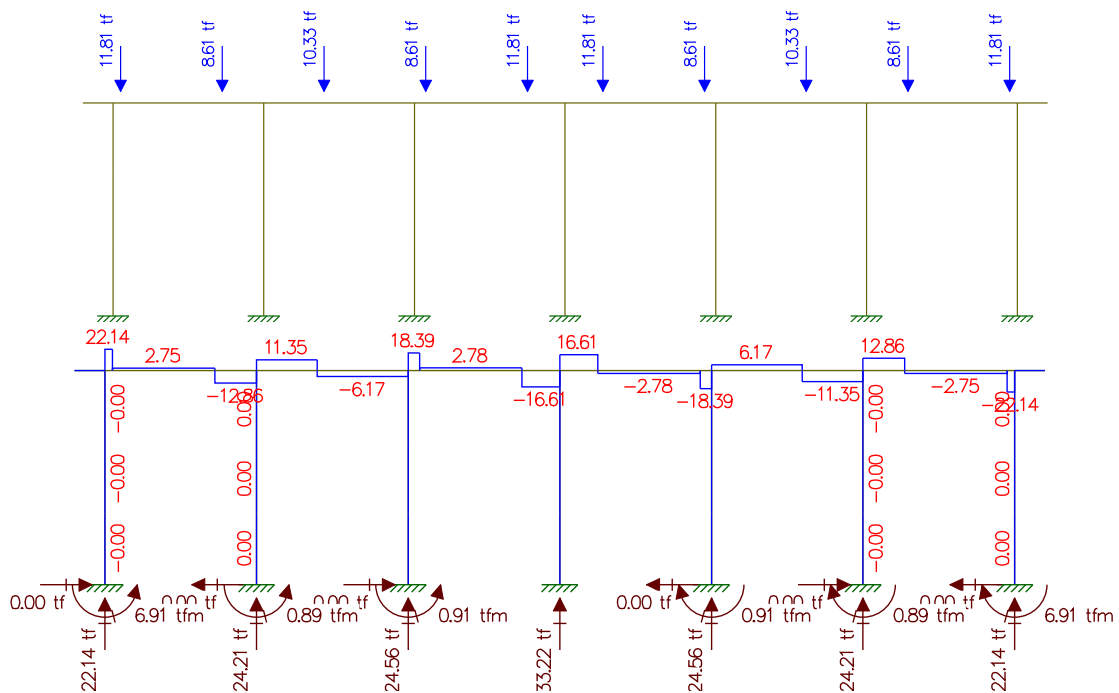
Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



Carga x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Viga 1	78,75	0,150	11,81
Viga 2	58,65	0,150	8,80
Viga 3	68,85	0,150	10,33
Viga 4	58,65	0,150	8,80
Viga 5	78,75	0,150	11,81

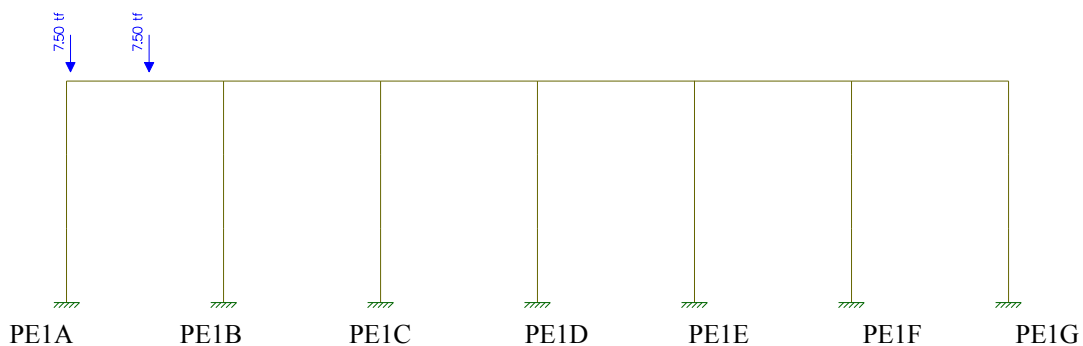
Resultado do Estudo do Momento Torsor Analogia Cortante – Momento Torsor Cargas / Cortante



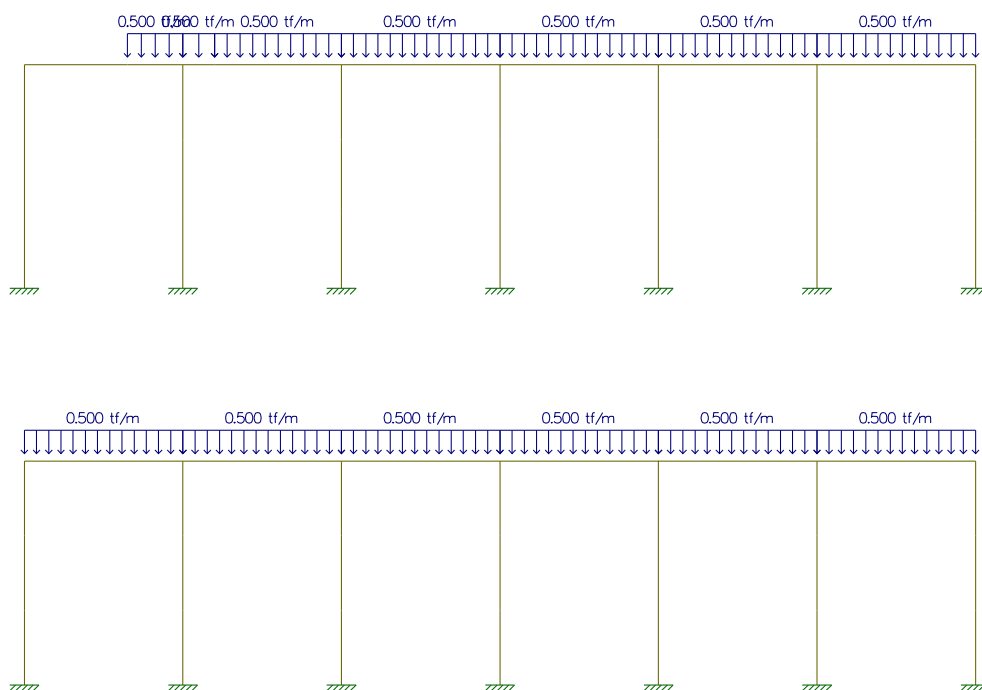
Carga Móvel

Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão

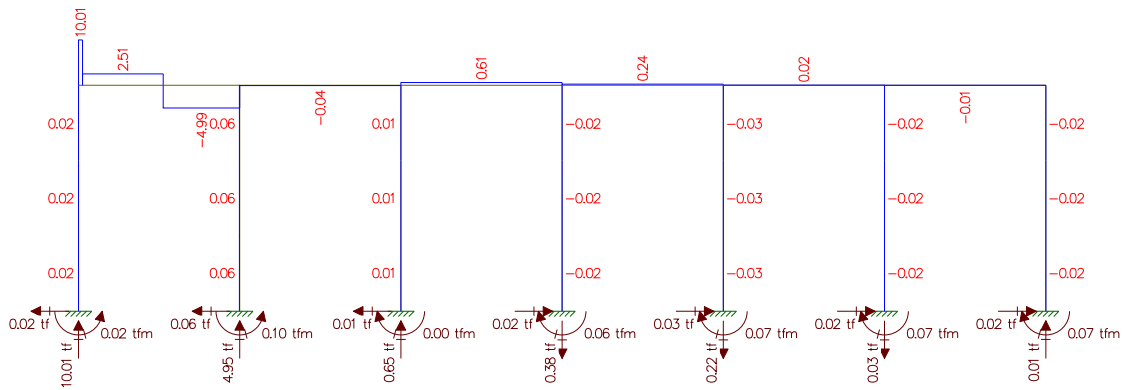
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



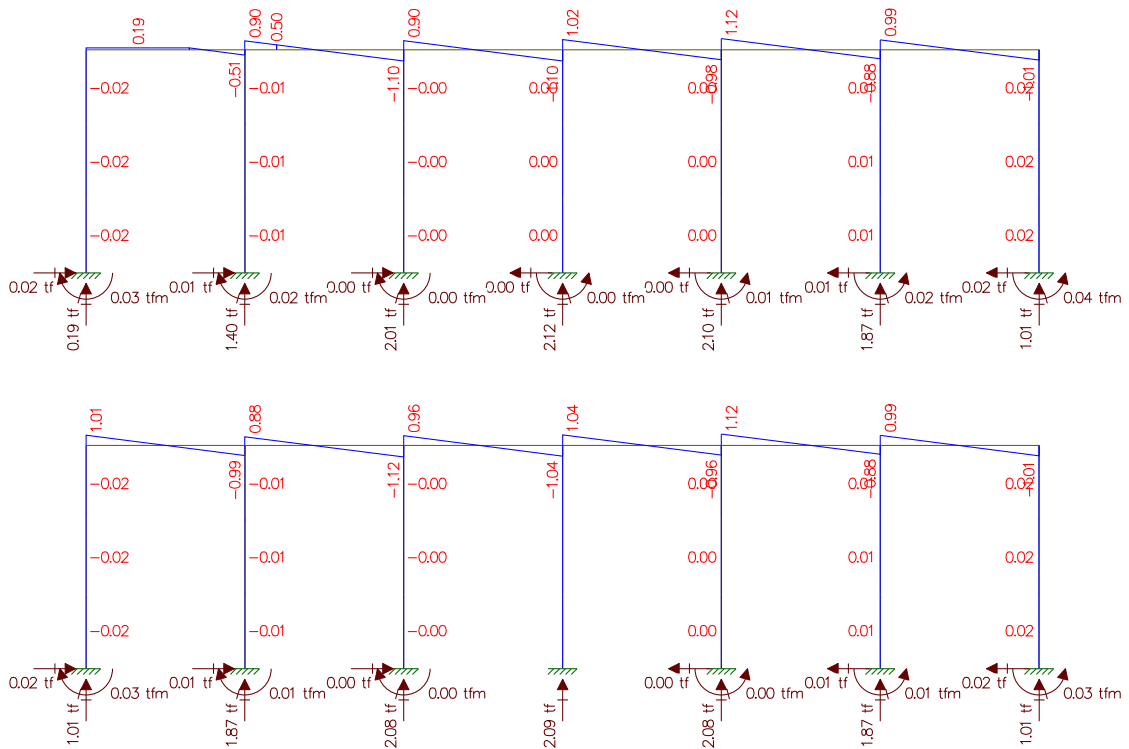
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



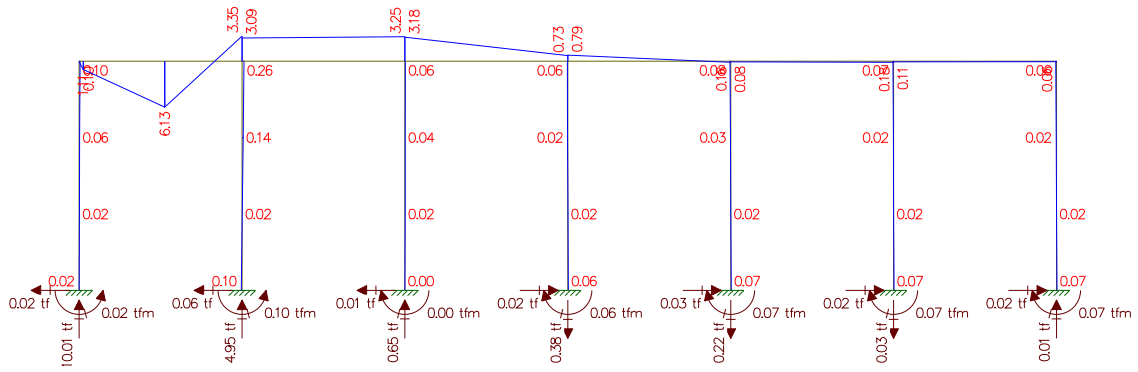
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



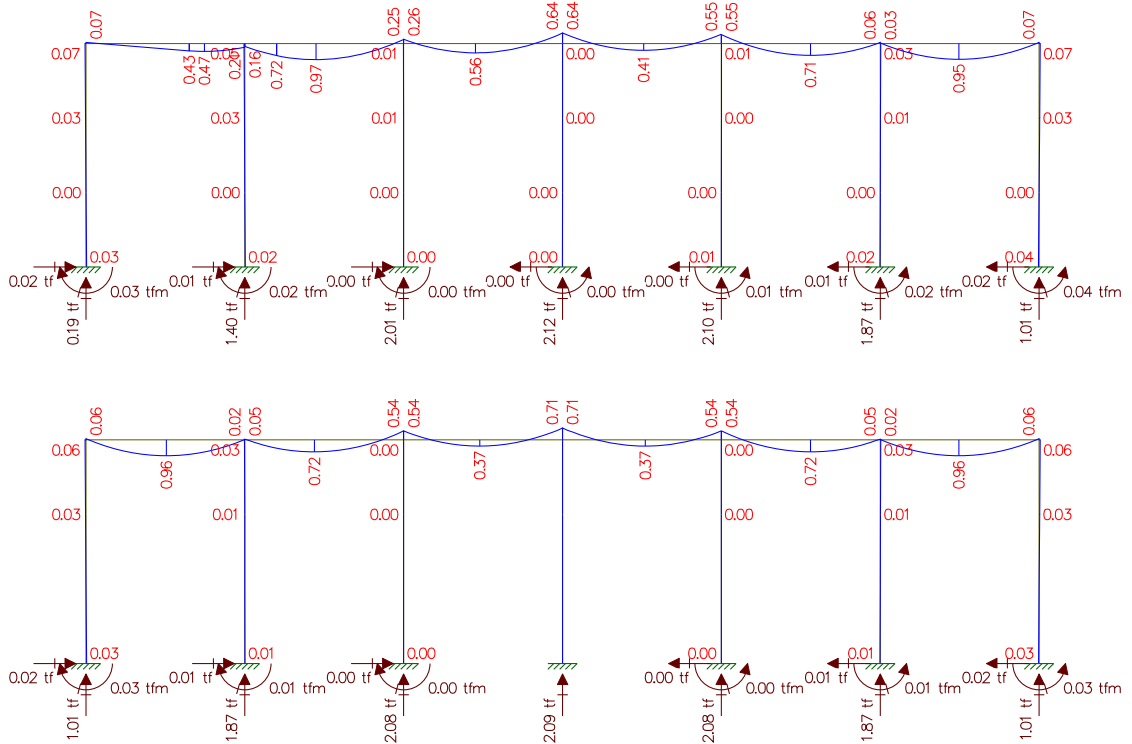
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



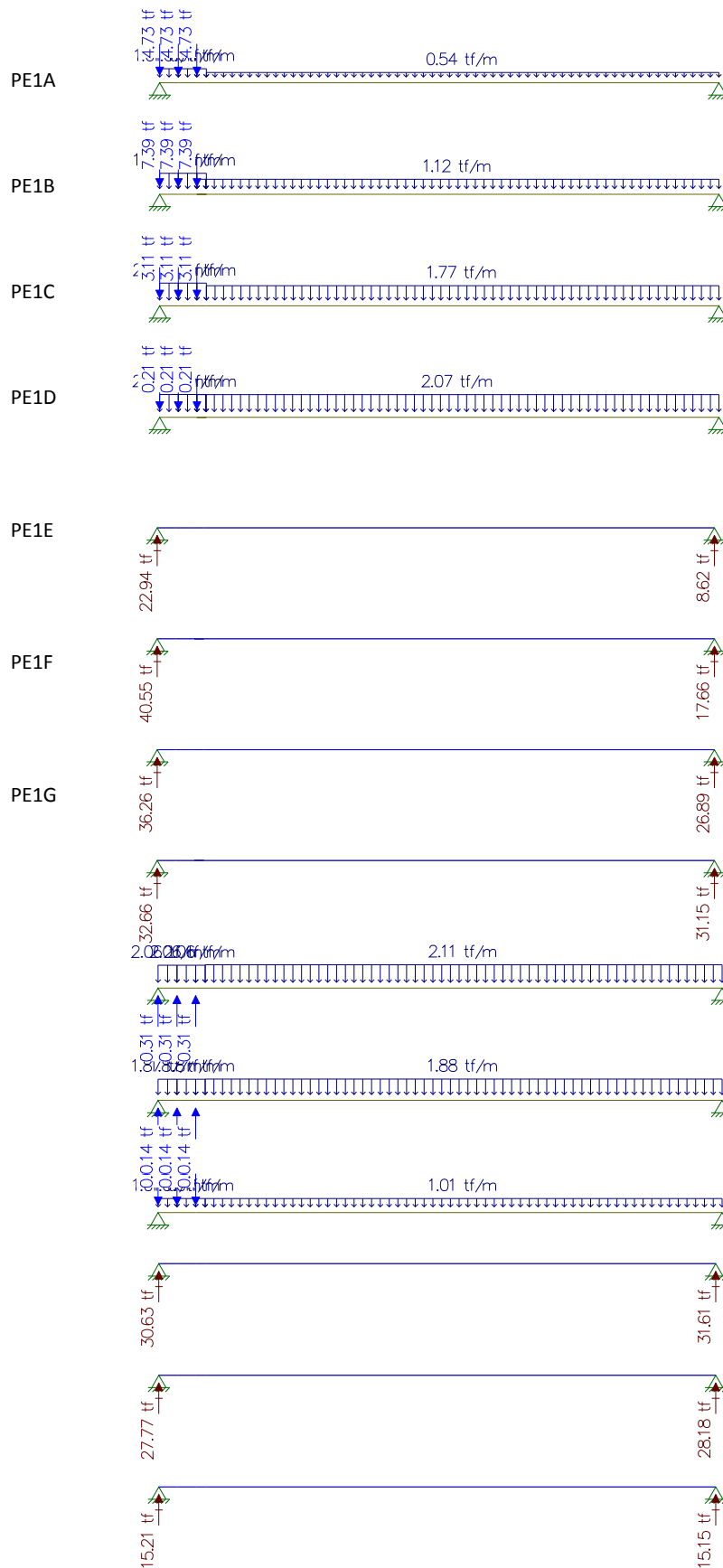
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



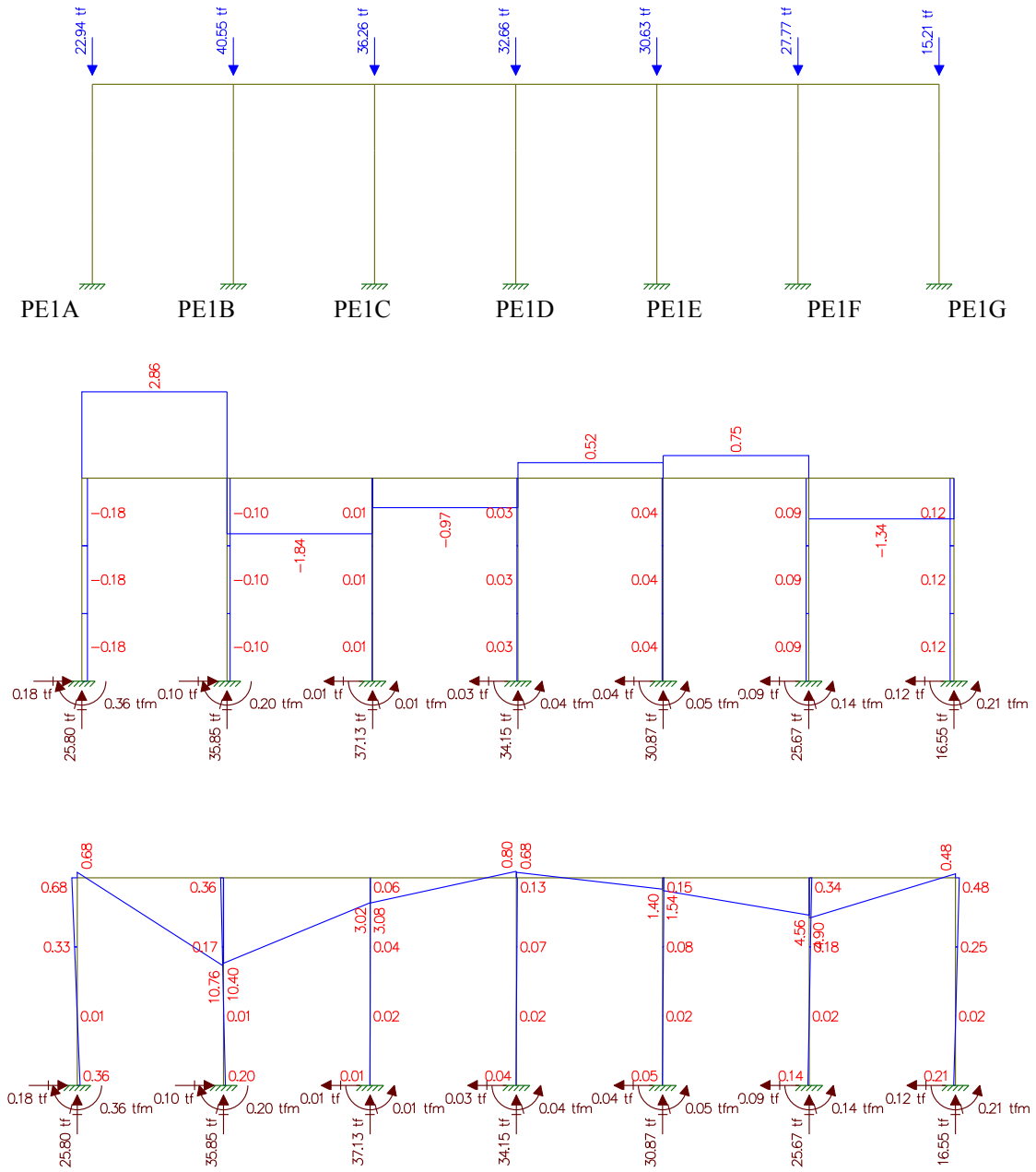
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

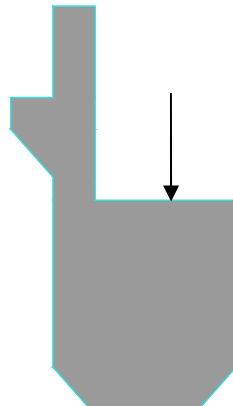


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Flexão



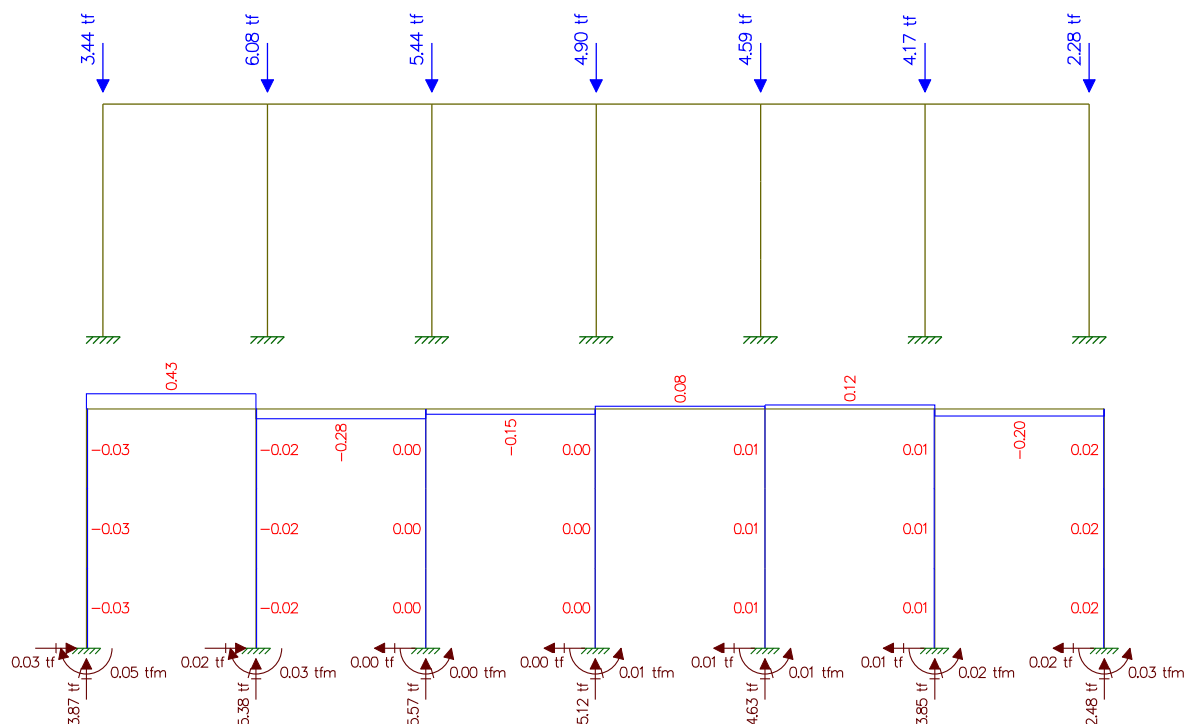
Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



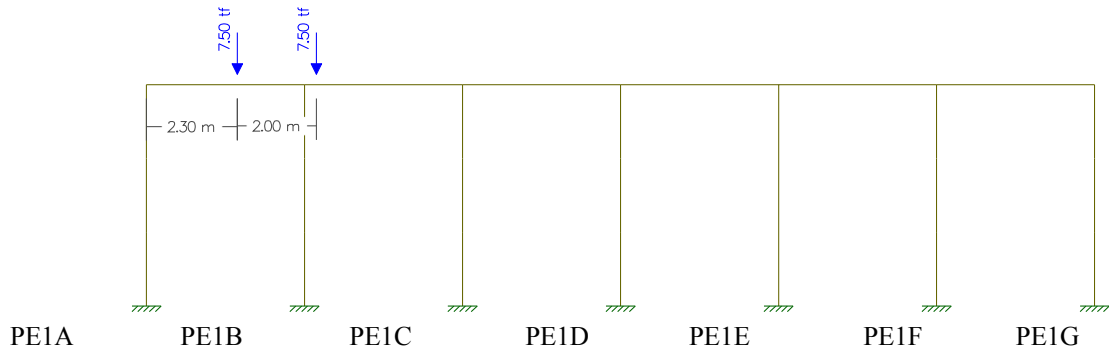
Carga x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	22,94	0,150	3,44
Pilar 2	40,55	0,150	6,08
Pilar 3	36,26	0,150	5,44
Pilar 4	32,66	0,150	4,90
Pilar 5	30,63	0,150	4,59
Pilar 6	27,77	0,150	4,17
Pilar 7	15,21	0,150	2,28

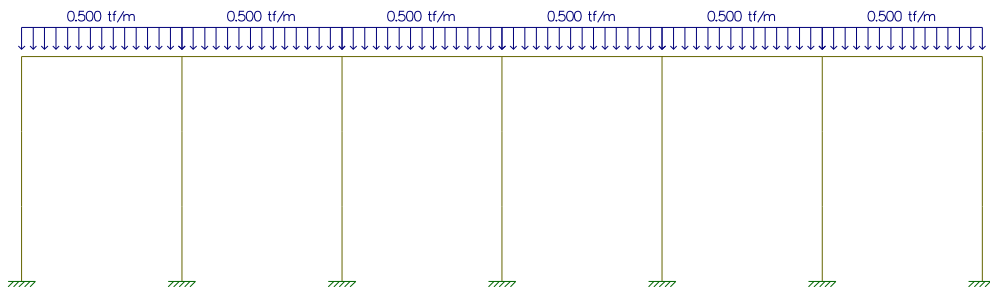
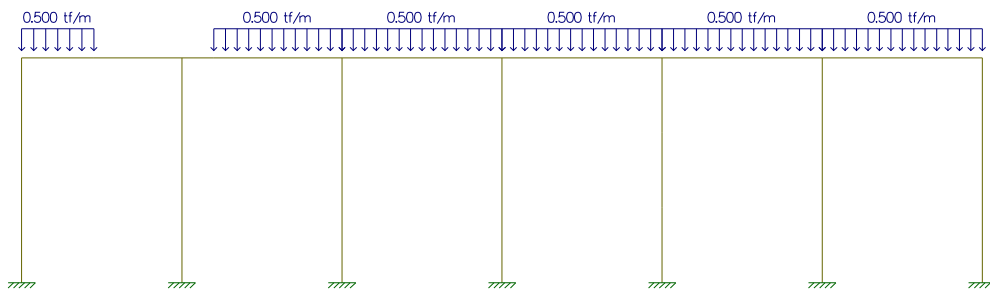


Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante

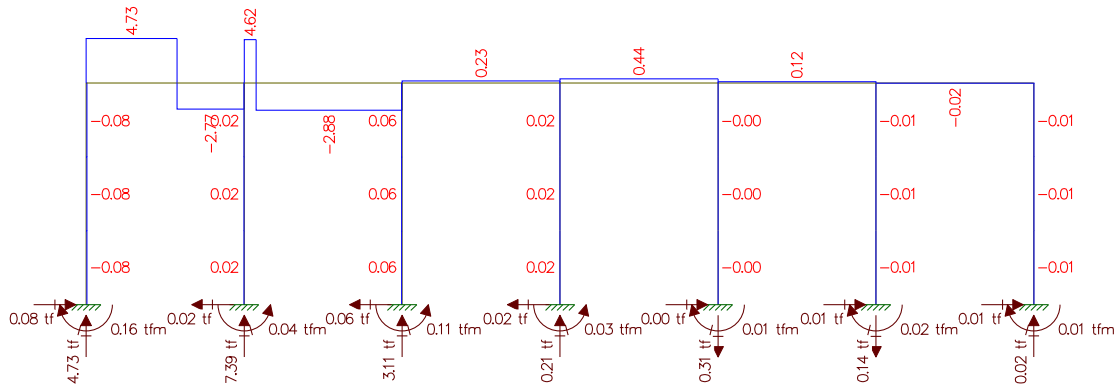
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



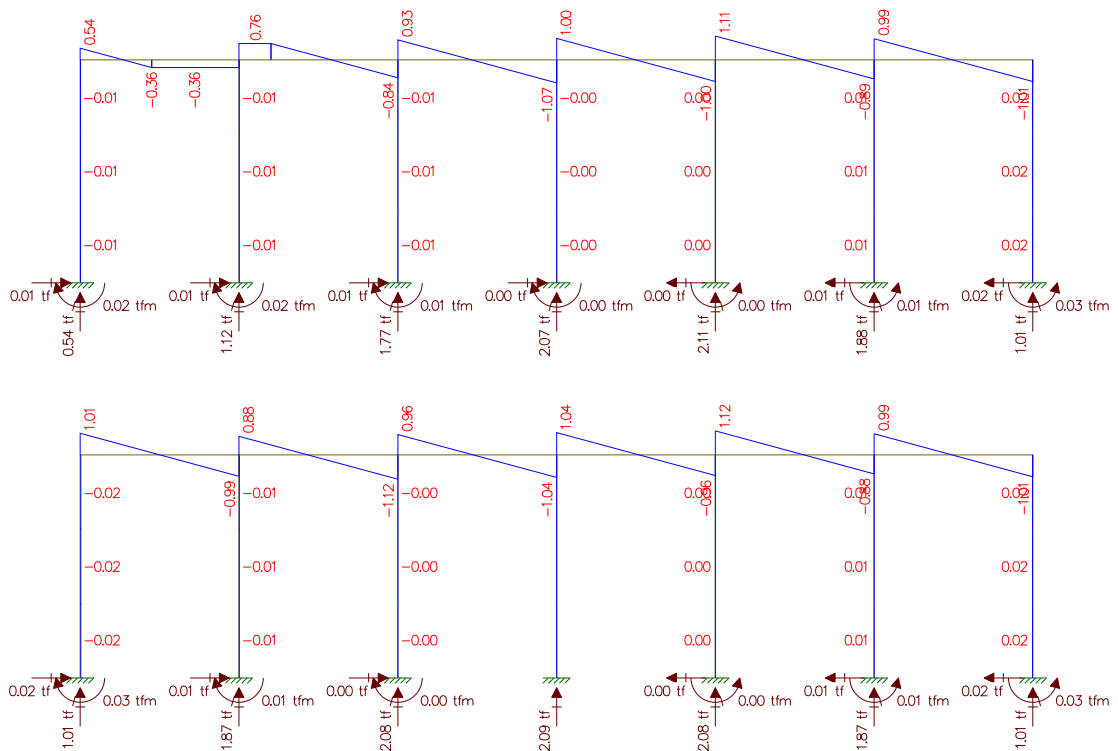
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



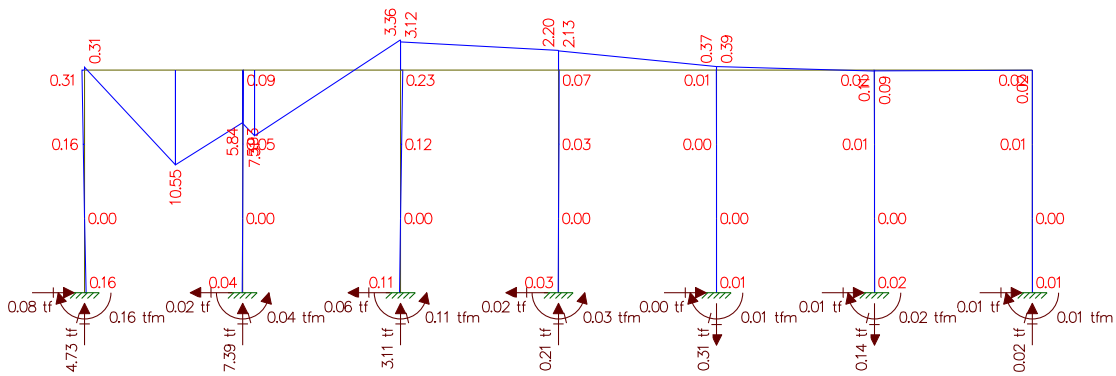
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



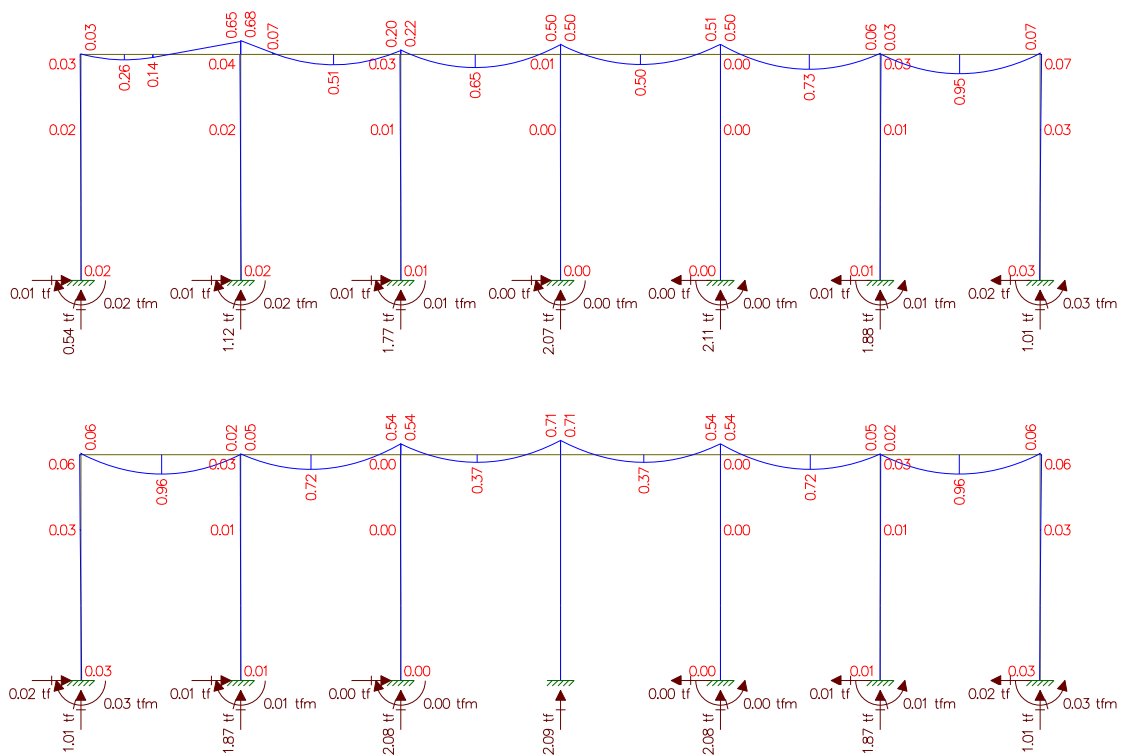
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



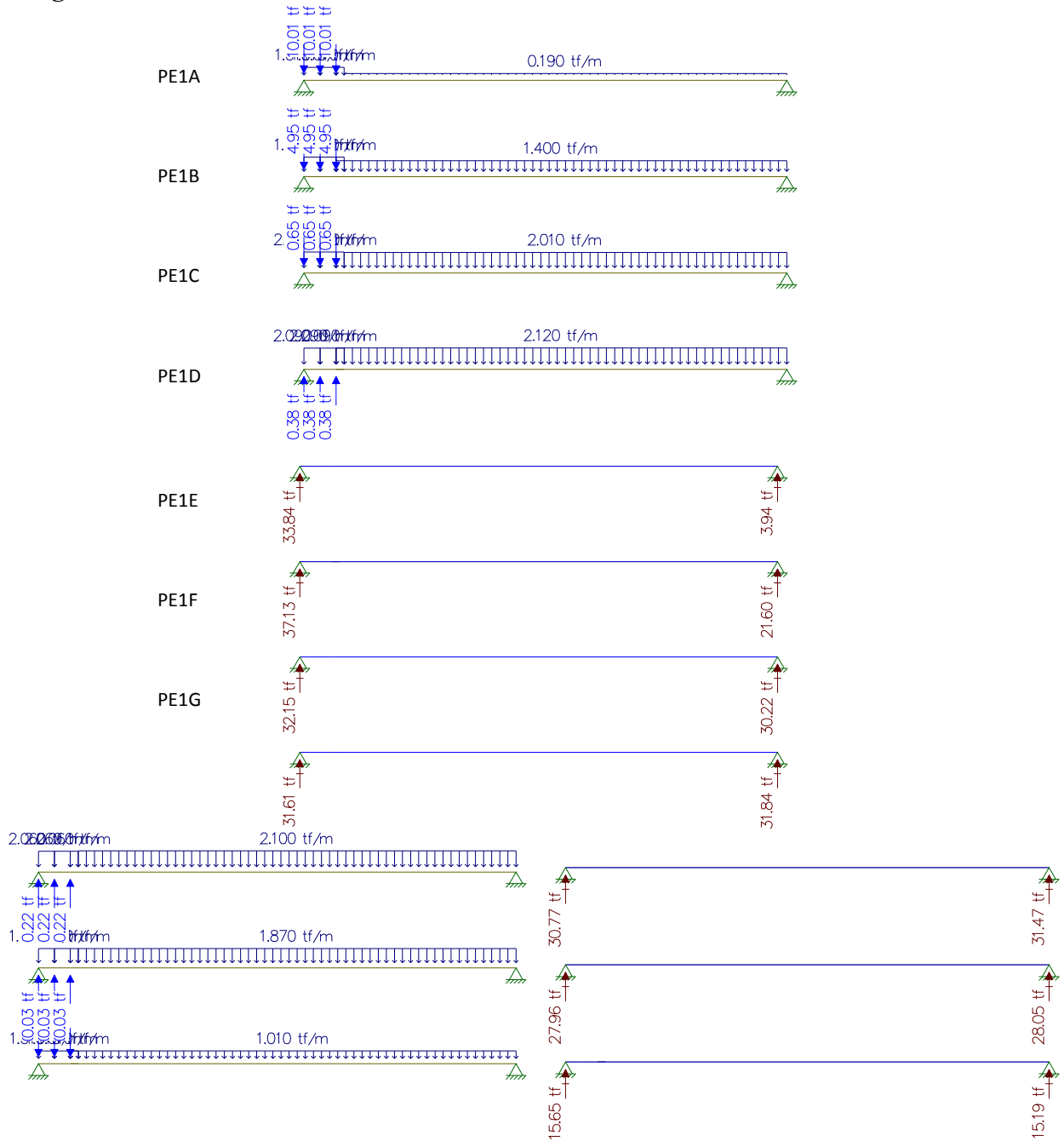
(I) Cargas Pontuais do Trem Tipo



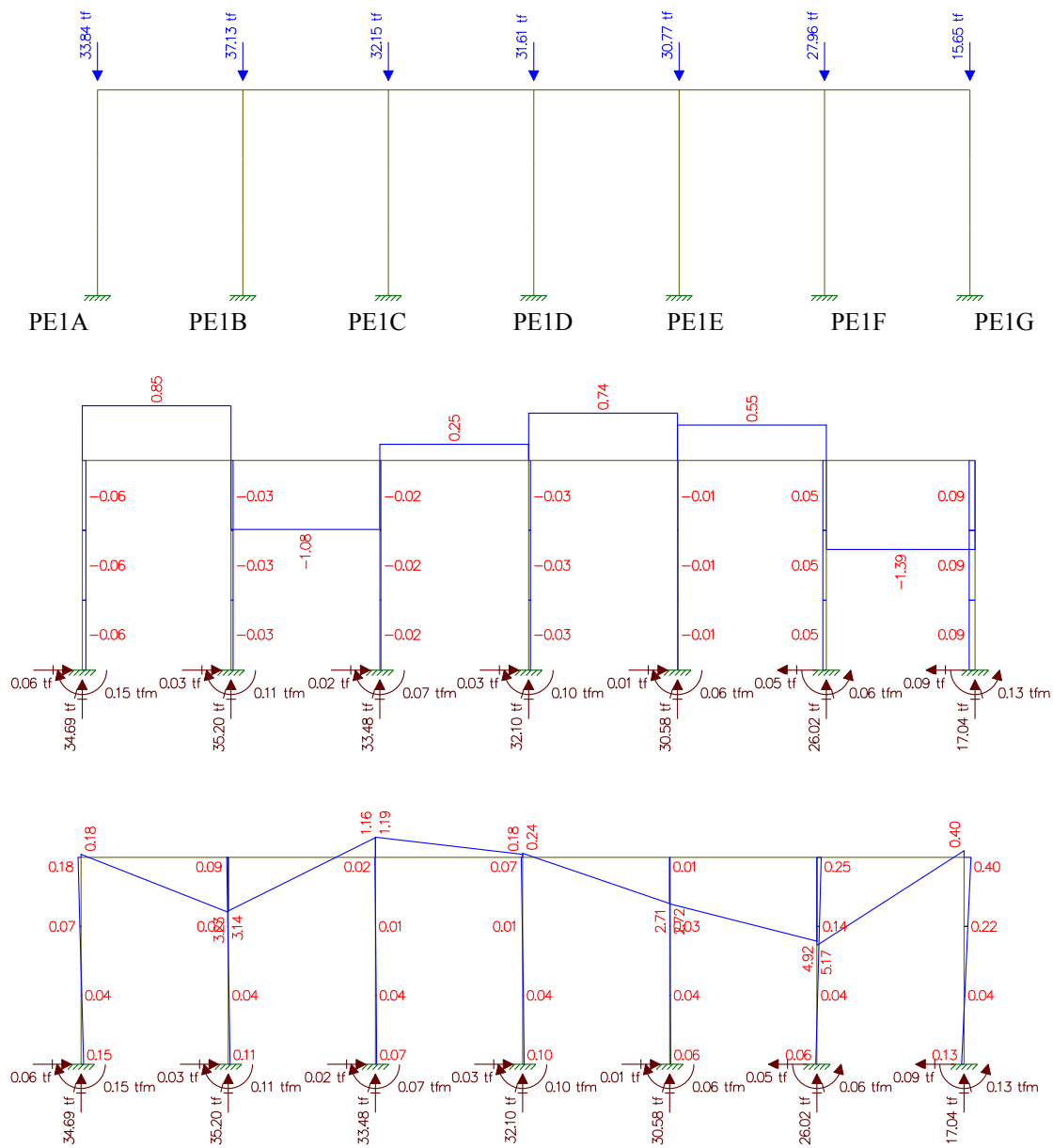
(II) Cargas de multidão do Trem Tipo



Longitudinais

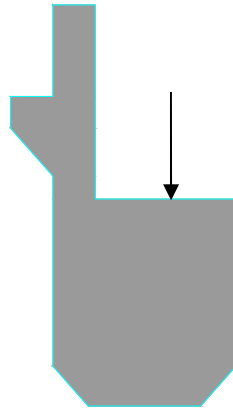


Resultado do Estudo da Carga Móvel para situação de Máxima Cortante



Estudo do Momento Torsor

Torsor causado pela diferença de cargas dos vãos



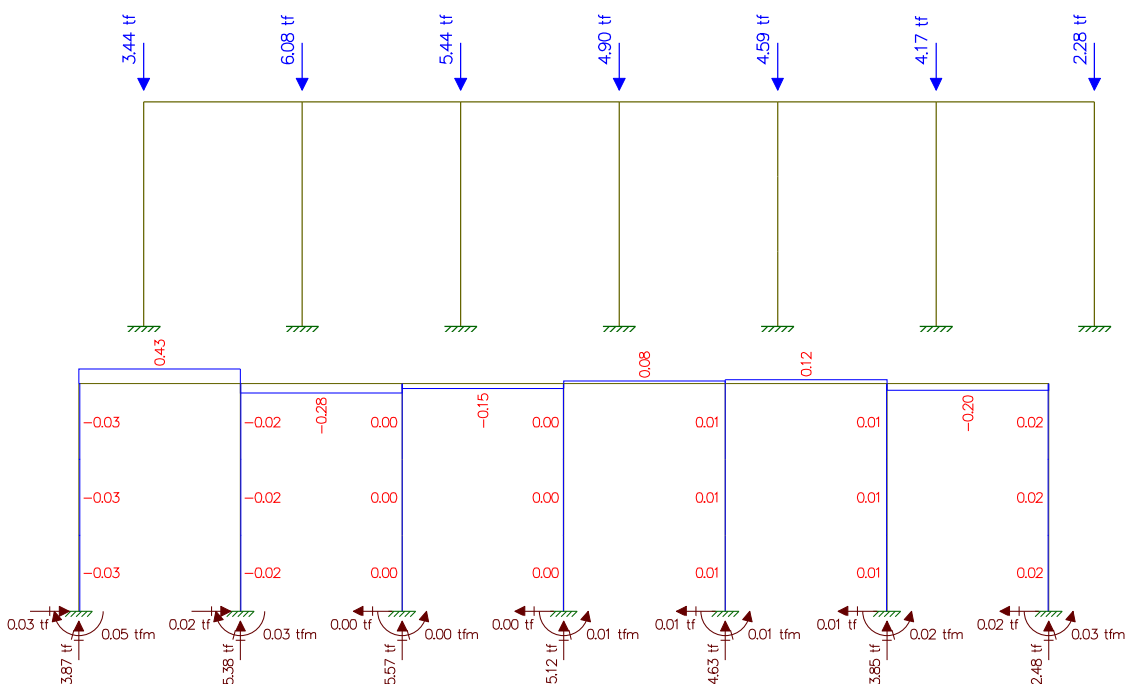
Carga x distância = Momento torsor (tf.m)

	Carga 1 (tf)	Distância(m)	Momento Torsor (tf.m)
Pilar 1	33,84	0,150	5,08
Pilar 2	37,13	0,150	5,57
Pilar 3	32,15	0,150	4,82
Pilar 4	31,61	0,150	4,74
Pilar 5	30,77	0,150	4,62
Pilar 6	27,96	0,150	4,19
Pilar 7	15,65	0,150	2,35

Resultado do Estudo do Momento Torsor

Analogia Cortante – Momento Torsor

Cargas / Cortante



Processamento Superestrutura

Dimensionamento da longarina

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:

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

$$X_{cgi} = 1,53\text{m}$$

$$X_{cgs} = 0,69\text{m}$$

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

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

$$\begin{aligned}\mu &= 0,24 \text{ (coef. de atrito)} \\ \varphi &= \text{ângulo de deflexão } \alpha = 4,6^\circ \text{ (0,08 rd)} \\ k &= 2 \times 10^{-3} \\ x &= 19\text{m} \\ e^{- (0,24 \times 0,08 + 0,002 \times 19)} &= 0,9444 \\ \Delta\sigma_{pr} = 0,032 \sigma_{pi} &= 0,032 \times 19,23 = 0,61 \text{ t} \\ P &= (0,944 \times 19,23) - 0,61 = 17,55\text{t} \Rightarrow \text{Adotado } 17\text{t}\end{aligned}$$

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:

$$\begin{aligned}\text{Fibra Superior} &= (- 17 / 1,265) + (17 \times 1,38 / 1,025) = + 9,45 \text{ t / m}^2 \\ \text{Fibra Inferior} &= (- 17 / 1,265) - (17 \times 1,38 / 0,462) = -64,22 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

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:

$$\begin{aligned}I &= 0,3286 \text{ m}^4 \\ X_{cgi} &= 1,017\text{m} \quad X_{cgs} = 0,983\text{m}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}W_i &= 0,3286 / 1,017 = 0,323 \text{ m}^3 \\ W_s &= 0,3286 / 0,983 = 0,334 \text{ m}^3 \\ \sigma_{sup} &= 539,7 / 0,323 = - 1.670,89 \text{ t / m}^2 \text{ (comp)} \\ \sigma_{inf} &= 539,7 / 0,334 = + 1.615,86 \text{ t / m}^2 \text{ (tração)}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\text{Fibra Superior} &= (- 17 \times 24 / 0,671) + (17 \times 24 \times 0,917 / 0,323) = + 550,27 \text{ t/m}^2 \text{ (tração)} \\ \text{Fibra Inferior} &= (- 17 \times 24 / 0,671) + (17 \times 24 \times 0,917 / 0,334) = -1.728,21 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}\end{aligned}$$

Daí vem:

$$\begin{aligned}\sigma_{sup} &= -1.670,89 + 550,27 = - 1.120,62 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{inf} &= + 1.615,86 - 1.728,21 = - 112,35 \text{ t/m}^2 \text{ (compressão)}\end{aligned}$$

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 cord. de 15,7 mm – 8 x 1,434 = 11,47cm²

6 cord. de 15,7 mm - 6x 1,434 = 8,60cm²

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

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

$$y = \frac{E_c}{E_c \square E_s} \times d = \frac{3,5}{13,5} \times d$$

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.

$3 \times 8 \times 0,10 = 2,40\text{m}$

$2 \times 6 \times 0,20 = 2,40\text{m}$

36 4,80m

$z = 4,80 / 36 = 0,133 \text{ m}$

$y_i = 2,22 - 0,133 = 2,08$

Na configuração de 3,5‰ para 13,5‰, vem:
 $y = 3,5 / 13,5 \times 2,087 = 0,541 \text{ m}$

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

Temos a seguinte configuração:

1ª Tentativa de equilíbrio $R_t = R_c$

Fazendo $x = 43,3 \text{ cm}$, vem:

Área de Concreto = $0,757 \text{ m}^2$

$R_c = S_c \times 0,85 \text{ fcd}$

$R_c = 0,757 \times 0,85 \times 3500 / 1,4 = 1.610,45 \text{ t}$

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 “ f_{yk} ” adotaremos o próprio:

$R_t = A_s \times f_{yk}$

$R_t = 36 \times 1,434 \times 19000 = 980,86 \text{ t}$

$R_t < R_c$

2ª Tentativa

Fazendo $x=0,17 \text{ m}$

Area = $0,459 \text{ m}^2$

$R_c = 0,459 \times 0,85 \times 3500 / 1,4 = 975,38 \text{ t}$

$R_t = 980,86 \text{ t}$

$R_t < R_c \rightarrow$ convergiu

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 $2,0 \text{ m}$, temos:

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

$M_{\text{elu}} = 36 \times 1,434 \times 0,74 \times 19500 \times 2,0 = 1.489,87 \text{ mt}$ (protensão)

Devido a armadura de aço doce temos:

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

$M_{\text{elutotal}} = 1.489,87 + 104,35 = 1.594,22 \text{ mt}$

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) :

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

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

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

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

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

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

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

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

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 :

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

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

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

Distribuição a 45°

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

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

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

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

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

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

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

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 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 :

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

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

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

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

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

$$M_{\text{máx}} = 1,441\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,154\text{mt/m}$$

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

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

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

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

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

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

$$M_{\text{máx}} = 0,860 \text{ mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = 0,026\text{mt/m}$$

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

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

$$h = 0,30\text{m}$$

$$d = 0,275\text{m}$$

$$f_{yk} = 50000\text{t/m}^2$$

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

$$M_{\text{máx}} = -2,989\text{mt/m}$$

$$M_{\text{mín}} = -0,308\text{mt/m}$$

$$A_s = 0,0003489\text{m}^2$$

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 $\Delta f_{sd}, f_{ad}, \min$ 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 :

$$l = 2,32\text{m} \quad g = 0,74\text{t/m}$$

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

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

Tabela de Rüsh – 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 - $J_{Placa} = \frac{bxh^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,19^3}{12} = 5,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

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

- 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)

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

Trem -Tipo Simplificado

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

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

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

$$q = 6,4 \text{ t/m}$$

1 - Efeito Devido a Rotação de um Único Vão Carregado.

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

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

$$\theta_1 = \frac{q l^3}{16 E_C I_C}$$

$$\theta_2 = \frac{q l^3}{24 E_C I_C}$$

$$\theta \theta_1 = \frac{45 \times 20,30^3}{16 \times 3067250 \times 1,75} = 4,16 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

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

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

$$M_0 = -5,34 \text{ t/m}$$

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

2 - Dois Vãos Adjacentes Carregados

$$M_0 = \left(\frac{-2 \times E_C \times J_{Placa}}{l_x} \right) \times \theta \left(\frac{-2 \times 3067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 6,32 \times 10^{-4}$$

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

$$M_1 = \left(\frac{-2 \times 3067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,83} \right) \times 1,59 \times 10^{-4} = M_1 = -6,47 \text{ t/m}$$

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

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

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

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

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

$$M_0 = \frac{6 \times E_n \times I_p \times \alpha \Delta_n}{8x^2}$$

$$a = 0,25m$$

$$b = 0,40m$$

$$h = 0,078m$$

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

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

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

4 - Relação Vertical Compatível com (θ) por Apoio

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

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

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

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

$$\sigma_{n1} = \frac{R_1}{ab} = \frac{17,49}{0,25 \times 0,4} = 174,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{n2} = \frac{R_2}{ab} = \frac{23,25}{0,25 \times 0,4} = 232,5 \text{ t/m}^2$$

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

$$\Delta_n = \frac{\sigma_{n2}}{E_n} h = \frac{232,5}{9995,5} \times 0,047 = 1,09 \times 10^{-3}$$

$$M_0 = \left(\frac{6 \times 3067250 \times 5,72 \times 10^{-4}}{0,88^2} \right) \times 8,22 \times 10^{-4}$$

$$M_0 = 12,56tm$$

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

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

$$M_d = 1,35 \times M_g + 1,5 \times \varphi \times M_q$$
$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times L$$
$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 4,0 = 1,372$$

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 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:

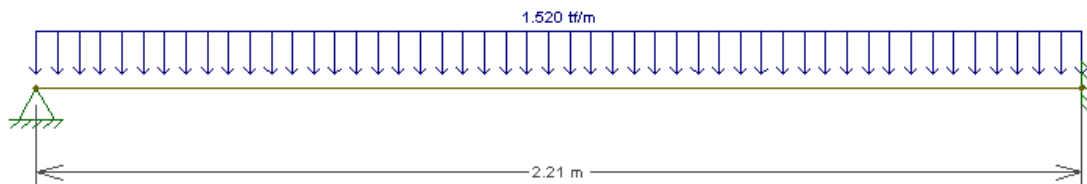


Diagrama de Momento – (tf.m):



Cargas Móveis:

Carga TB-45 Centrada

Estrutura e Carregamento

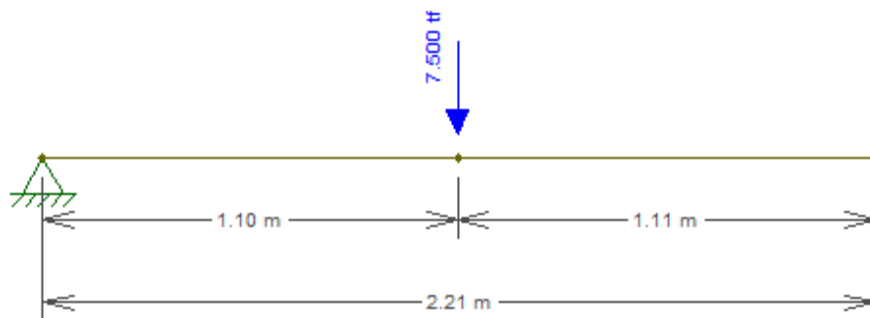
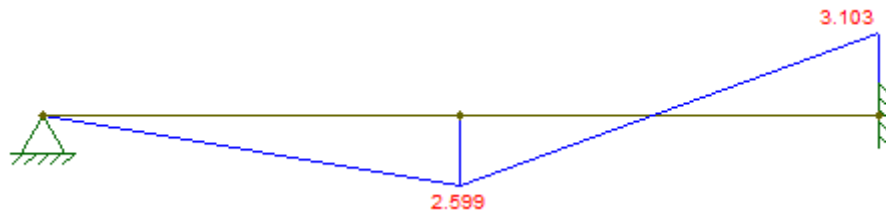


Diagrama de Momento – (tf.m):



Verificação dos Momentos Máximos:

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

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

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:

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

$$K_z = 0,997$$

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

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

- 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:

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

- Momento Negativo:

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

Tensões na Armadura

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

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

Coefficiente de Fadiga:

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

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:

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

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

$$E_1 = \sigma_1 \times h / 2 = 1,12 \times 1,9 / 2 = 1,06 \text{ t/m}$$

$$E_2 = \sigma_2 \times h = 0,165 \times 1,9 = 0,31 \text{ t/m}$$

$$M_1 = E_1 \times z_2 = 1,06 \times 0,63 = 0,67 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = E_2 \times z_1 = 0,31 \times 0,95 = 0,29 \text{ t.m/m}$$

$$M_d = 1,35 \times 0,67 + 1,5 \times 0,29 = 1,34 \text{ t.m/m}$$

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

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

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

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 30,00 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.

$$\text{Logo } \tau_d = 1,4 \times P / (b \times d) \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\tau_d = 1,4 \times 58,44 / (0,5 \times 0,51) = 320,85 \text{ tf/m}^2$$

$$0,25 f_{cd} = 0,25 \times 3000 / 1,4 = 535,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\tau_d \leq 0,25 f_{cd} \rightarrow 320,85 \text{ tf/m}^2 \leq 535,7 \text{ tf/m}^2 \text{ OK!}$$

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

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

Esforços Longitudinais e Transversais

Esforços Horizontais, Longitudinais de Longa Duração

$$\Delta_{\text{Temp.}}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\Delta_{\text{Temp.}}$$

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

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

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

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

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

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

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

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 : $Vd = 287 \text{ tf}$

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

A partir da figura acima, temos :

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

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

$$kmd+ = 229/4.536$$

$$kmd- = 449/3.685$$

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

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

Esforços Cortantes

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

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

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

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

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

$$\varnothing 12^5 \text{ c.}12^5$$

A seguir, o estudo da fadiga:

CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA			CÁLCULO DO FATOR DE FADIGA		
Travessa Central			Travessa Extrema		
Mxe (Seção 3 e 7)			Mxm (Seção 5)		
Dados			Dados		
Fck	25	Mpa	Fck	25	Mpa
Ef	210000	Mpa	Ef	210000	Mpa
As	0,0110000	m ²	As	0,0060000	m ²
b	1,600	m	b	1,600	m
d	1,260	m	d	1,260	m
Mmáx	319,000	mt/m	Mmáx	167,280	mt/m
Mmin	198,990	mt/m	Mmin	121,046	mt/m
$\Delta\sigma$ limite	1750	kg/cm ²	$\Delta\sigma$ limite	1750	kg/cm ²
Ec	23800	Mpa	Ec	23800	Mpa
n	8,823529412	-	n	8,823529412	-
Prof. da linha neutra			Prof. da linha neutra		
x	0,33	m	x	0,26	m
Tensão na armadura			Tensão na armadura		
σ smáx	2525,39845	Kg/cm ²	σ smáx	2374,49132	Kg/cm ²
σ min	1575,32614	Kg/cm ²	σ min	1718,21304	Kg/cm ²
$\Delta\sigma$	950,07231	Kg/cm ²	$\Delta\sigma$	656,27829	Kg/cm ²
Fator de Fadiga			Fator de Fadiga		
Kf	0,54	-	Kf	0,38	-
Armação fadigada			Armação fadigada		
Asfad	110,00	cm ²	Asfad	60,00	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

Vão 30m – 68,85t
113,92t

$$PP_{Traw} = Ax \cdot l \cdot Y_c$$

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

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

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

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

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

$$N_d = 1,35 \times N_{gk} + 1,5 \times \phi 1,25 \times 436,26$$

$$N_d = 1702,55 \text{ t}$$

Cargas Horizontais

- Frenagem e Aceleração

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

Cargas Transversais

- Carga de Vento

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

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

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

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

$$Hd_t = 1,5 \times 0,7 \times 10,2 = 10,71t$$

Momento na Base do Pilar

- 1ª ORDEM

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

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

- 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

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

$$M_{1dx,min} = 1702,55 \times 0,033 = 56,18tm$$

$$M_{1dx,min} = Nd \times C_{1x,min}$$

$$1702,55 \times 0,075 = 127,7tm$$

Comprimento de Flambagem

- Para Pilar engastado na base e livre no topo

$$l_e = 2l = 2 \times 6,30 = 12,60m$$

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

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

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

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_e}{i_y} \quad A_b = 1,2m^2$$

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

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

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

$$Fcd = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} = \frac{2500}{1,4} = 1785,7t/m^2 \quad A_{cfed} = 2142,86t$$

Força Normal Adimensional

$$\gamma = \frac{Nd}{A_{cfed}} = \frac{1702,55}{2142,86} = 0,79$$

Curvatura Sujeita a Efeitos de 2ª ordem

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

$$\frac{1}{V_y} = \frac{0,005}{200x(0,79 + 0,5)} = 19 \times 10^{-5} cm^{-1} \leq \frac{0,005}{200} = 2,5 \times 10^{-5} cm^{-1}$$

Excentricidade de 2ª Ordem

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

$$\epsilon_{2,07} = \frac{f_s^2}{10} \left(\frac{1}{K_p} \right) = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-6} = \frac{1260^2}{10} \times 1,9 \times 10^{-6} = 3,02\text{cm}$$

Momentos Finais

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

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

Esforços Adimensionais

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

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

- 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

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

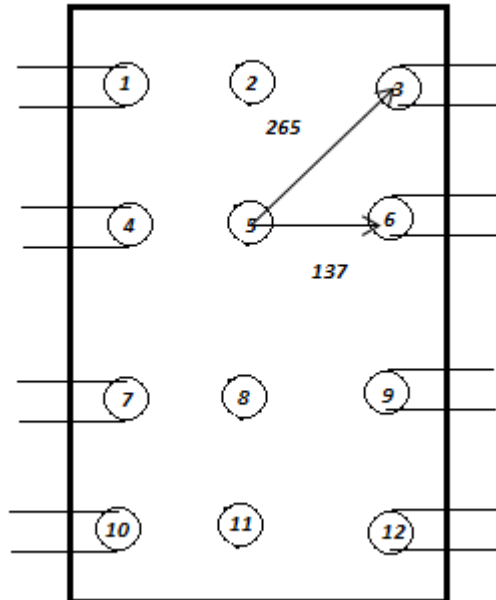
$$A_{s,min} = 0,15 \frac{17025,5}{50} = 44,4\text{cm}^2 \geq 0,004 \times 60 \times 200 = 48\text{cm}^2$$

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

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

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

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

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

$$\alpha = 28^\circ$$

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

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

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

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

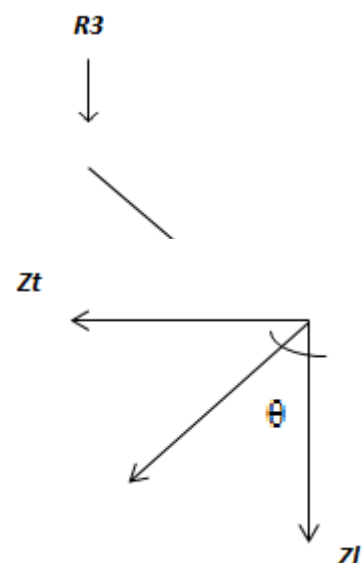
$$\theta = 22,6^\circ$$

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

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

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

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



EST 6

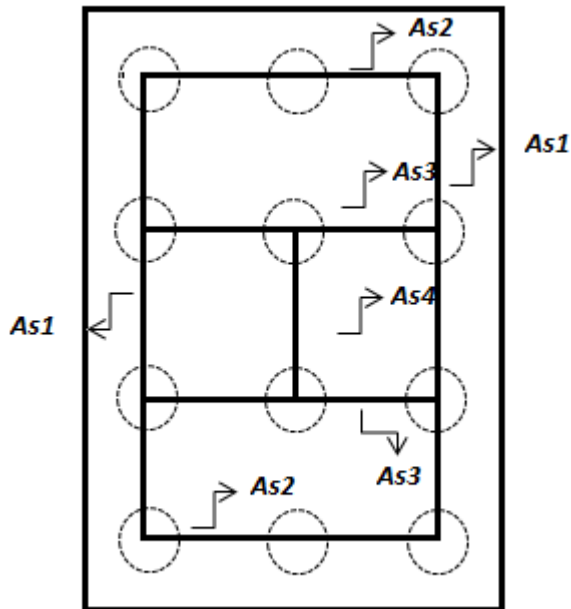
$a_3 = 137 \text{ cm}$
 $h = 140 \text{ cm}$
 $\text{tg}\alpha = 137/140 = 0,98$
 $z = R/\text{tg}\alpha = 79,98/0,98 = 81,6 \text{ tf}$

$x = 110 \text{ cm}$
 $y = 80 \text{ cm}$
 $\text{tg}\theta = 110/80 = 1,375$
 $\theta = 53,97^\circ$

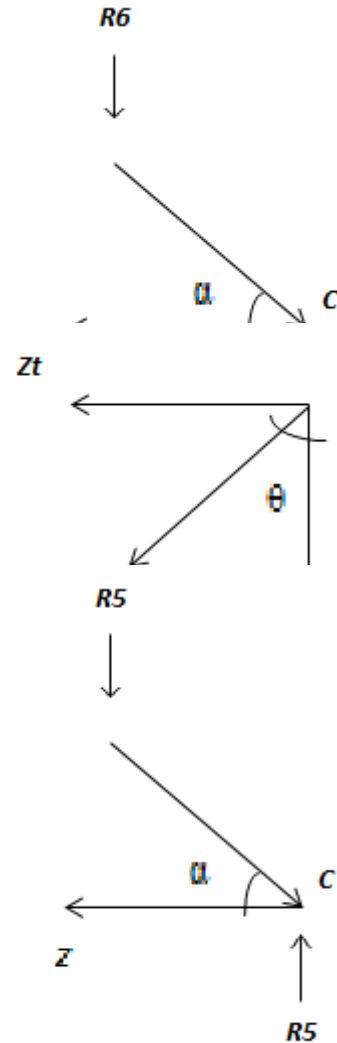
$z_{l3} = z * \cos \theta = 81,6 * \cos 53,97^\circ = 48 \text{ tf}$
 $z_{t3} = z * \sin \theta = 81,6 * \sin 53,97^\circ = 66 \text{ tf}$

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:

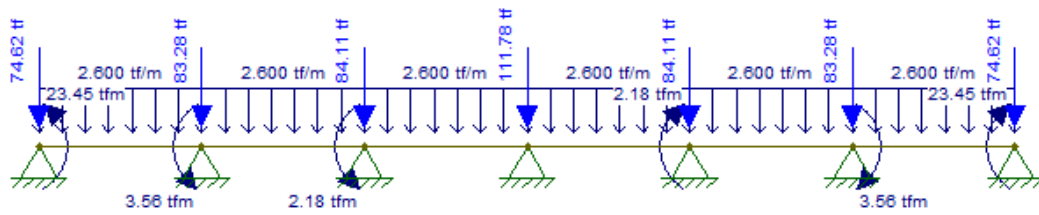


Diagrama de esforços Cortantes:

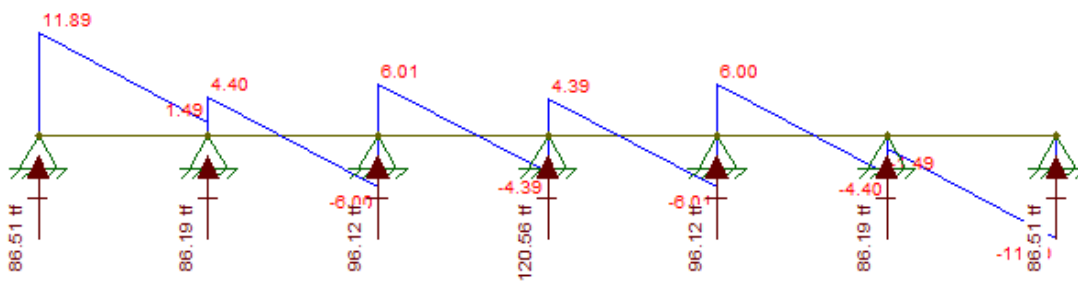
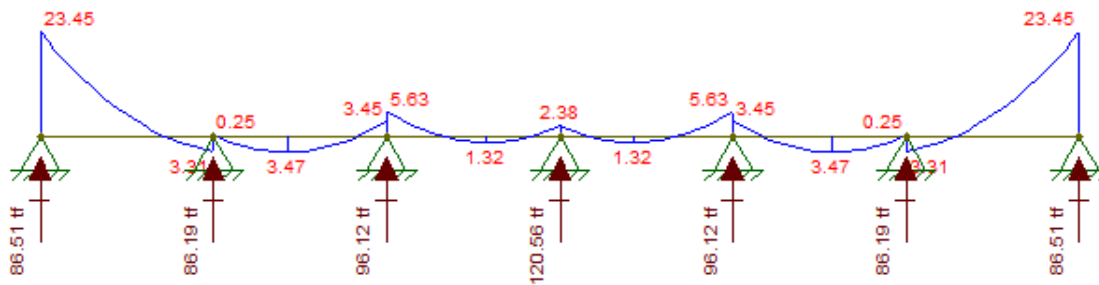


Diagrama de momentos fletores:



$$M_d = \gamma_f \times M_k$$

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

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

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 da Estaca

 PROJETO 3771 ESTACA 1340 extremidade vão direito 30 M
 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 1340 extremidade vão direito 30 M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 2 estacas

Forca-X	Forca-Y	Forca-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-4.87	-209.62	-1.49	-44.58	0.00	-78.98

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl. -X	Desl. -Y	Desl. -Z	Rot. -X	Rot. -Y	Rot. -Z
0.00000	-0.00384	0.00000	-0.00004	0.00000	-0.00295

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM. -X	MOM. -Y	MOM. -Z
1	48.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	161.22	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	-48.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-161.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

 PROJETO 3771 ESTACA 1340 extremidade vão esquerda 30 M
 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 1340 extremidade vão esquerda 30 M
 CALCULO DO ESTAQUEAMENTO

B1: 2 estacas

Força-X	Força-Y	Força-Z	Mom. -X	Mom. -Y	Mom. -Z
-5.38	-210.34	-1.49	-45.93	0.00	-83.82

Deslocamentos e Rotacoes no Topo do Bloco

Desl. -X	Desl. -Y	Desl. -Z	Rot. -X	Rot. -Y	Rot. -Z
-0.00001	-0.00385	0.00000	-0.00005	0.00000	-0.00313

Forças e Momentos no Topo da Estaca (Sistema Local)

EST.	FORC-X	FORC-Y	FORC-Z	MOM.-X	MOM.-Y	MOM.-Z
1	45.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	165.04	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	-45.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-165.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.18.3 – Memória de Cálculo das Quantidades

INFRAESTRUTURA						
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		4,00 m3				
		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
	TOTAL (m³)					4,00
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		
	TOTAL (m)			280,00		
2 S 03 329 03	Conc.estr.fck=25 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
Q =		73,44 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
	CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	0,40	4,00	0,80	12	15,36
	TOTAL (m³)					73,44
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 - Blocos					
		Peso (kg)				
	Blocos	2109				
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	5850,5				
	Encontro B	5850,5				
	Total	11701				
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
Q =		243,84 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	
	CE1=CE2 (a,b,c,d,e,f)	2,00	4,00	12	96,00	
	TOTAL (m²)				243,84	
2 S 03 000 02	Escavação manual de cavas em material 1a cat					
Q escav. =		509,85 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	
	TOTAL (m³)				456,09	
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)					509,85	
2 S 01 510 00	Compactação de aterros a 95% procto normal					
Q compact. =		436,41 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		
	TOTAL (m³)			398,01		
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)			38,40		
Total (blocos e cintas)					436,41	
Ve – Volume de escavação Vt – Volume da viga travessa enterrada						

MESOESTRUTURA

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

Q = 493,50 kg

Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)	Volume (m³)	Peso esp. (kg/m³)	Quantidade	Peso (kg)
0,35	0,50	0,047	0,008	3000	20	493,50
TOTAL (kg)						493,50

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

Q = 12,99 m3

	Área (m²)	Quantidade	Comprimento (m)	Volume (m³)
PE1 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	7	5,80	12,99
PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	0,32	7	4,90	10,98
TOTAL (m³)				12,99

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 97,44 m2

	Perímetro (m)	Altura (m)/ Comprimento (m)	Unidades	Forma (m²)
PE1 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	5,80	7	97,44
PE2 (A,B,C,D,E,F,G) - 80x40	2,4	4,90	7	82,32
TOTAL (m²)				97,44

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

	Peso (kg)
Pilares	7643

2 S 03 119 01 Escoramento com madeira de OAE

Q = 194,88 m3

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área
	0,8	0,4	5,8	14	194,88
Total (m³)					194,88

SUPERESTRUTURA

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 3.107,80 m2

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Perímetro (m)	Quantidade	Forma (m²)
Laje do tabuleiro	25,62	30,10	0,22	26,06	1	795,71
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
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,83	20	16,30
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	4,50	4	233,00
Transversinas (vão 30m)	0,30	12,00	1,60	3,50	4	168,00
Guarda-rodas	0,40	30,10	0,87	1,74	4	211,34
Cortina	0,30	25,62	1,82	3,76	2	195,26
TOTAL (m²)						3107,80

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

Q = 716,40 m3

	Largura (m)	Comprimento (m)	Altura (m)	Área (m²)	Quantidade	Volume (m³)
Laje do tabuleiro	25,62	30,10	0,22	5,64	1	169,76
Longarinas 30m	0,60	30,00	1,80	1,08	10	324,00
Viga travessa (encontro)	1,30	25,62	1,30	1,69	2	86,60
Console (viga travessa)	0,50	0,50	0,55	0,20	20	2,00
Laje de transição	4,00	12,50	0,25	1,00	4	50,00
Transversinas (vão 30m)	0,30	12,00	1,60	0,48	4	23,04
Guarda-rodas	0,40	30,10	0,87	0,23	4	27,69
Cortina	0,30	25,62	1,82	0,65	2	33,31
TOTAL (m³)						716,40

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

	Peso (kg)
Pré laje	5134

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

	Peso (kg)
Laje do tabuleiro 30 m	6098
Total	6098

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 - Laje de transição												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Peso (kg)</td> </tr> <tr> <td>Laje de transição</td> <td>3620</td> </tr> </table>	-	Peso (kg)	Laje de transição	3620								
-	Peso (kg)												
Laje de transição	3620												
2 S 03 580 02	Fornecimento, preparo e colocação formas aço CA 50 -Transversinas 1 (vão 30m)												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Peso (kg)</td> </tr> <tr> <td>Transversinas 1 (vão 30 m)</td> <td>2748</td> </tr> </table>	-	Peso (kg)	Transversinas 1 (vão 30 m)	2748								
-	Peso (kg)												
Transversinas 1 (vão 30 m)	2748												
	Fornecimento, corte e colocação de cabos em aço CP-190 RB 12 D=12,7mm												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Peso (kg)</td> </tr> <tr> <td>Vão de 30m</td> <td>11880,00</td> </tr> <tr> <td>TOTAL (kg)</td> <td>11880,00</td> </tr> </table>	-	Peso (kg)	Vão de 30m	11880,00	TOTAL (kg)	11880,00						
-	Peso (kg)												
Vão de 30m	11880,00												
TOTAL (kg)	11880,00												
	Fornecimento, colocação e protensão de ancoragens ativas p/cabos 12 D=12,7mm												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Unidade</td> </tr> <tr> <td>Vão de 30 m</td> <td>80</td> </tr> <tr> <td>TOTAL (un)</td> <td>80</td> </tr> </table>	-	Unidade	Vão de 30 m	80	TOTAL (un)	80						
-	Unidade												
Vão de 30 m	80												
TOTAL (un)	80												
	Fornecimento, corte, colocação e injeção com nata de cimento de bainhas metálicas diâm. = 66 mm												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Comprimento (m)</td> </tr> <tr> <td>Vão de 30 m</td> <td>1190</td> </tr> <tr> <td>TOTAL (m)</td> <td>1190</td> </tr> </table>	-	Comprimento (m)	Vão de 30 m	1190	TOTAL (m)	1190						
-	Comprimento (m)												
Vão de 30 m	1190												
TOTAL (m)	1190												
	Pré-Laje												
	<table border="1"> <tr> <td>Largura (m)</td> <td>Comprimento (m)</td> <td>Forma (m²)</td> <td>Volume (m³)</td> <td>Taxa (Kg/m³)</td> <td>Peso (Kg)</td> </tr> <tr> <td>15,62</td> <td>30,1</td> <td>640,00</td> <td>42,00</td> <td>100</td> <td>4200,00</td> </tr> </table>	Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m²)	Volume (m³)	Taxa (Kg/m³)	Peso (Kg)	15,62	30,1	640,00	42,00	100	4200,00
Largura (m)	Comprimento (m)	Forma (m²)	Volume (m³)	Taxa (Kg/m³)	Peso (Kg)								
15,62	30,1	640,00	42,00	100	4200,00								
	Lançamento de vigas pré-fabricadas em concreto conforme especificação para vigas de 30 m de extensão até 70 tf de peso												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Quantidade</td> </tr> <tr> <td>Vão de 30 m</td> <td>10</td> </tr> </table>	-	Quantidade	Vão de 30 m	10								
-	Quantidade												
Vão de 30 m	10												
4 S 06 030 11	Barreira de segurança dupla DNER PRO 176/86												
	Q1 = 120,00 m												
	<table border="1"> <tr> <td>Comprimento (m)</td> <td>Total (m)</td> </tr> <tr> <td>120,00</td> <td>120,00</td> </tr> </table>	Comprimento (m)	Total (m)	120,00	120,00								
Comprimento (m)	Total (m)												
120,00	120,00												
2 S 03 991 02	Dreno de PVC D=100 mm												
	Q1 = 16,00 m												
	<table border="1"> <tr> <td>Quantidade</td> </tr> <tr> <td>16,00</td> </tr> </table>	Quantidade	16,00										
Quantidade													
16,00													
2 S 03 930 00	Junta de cantoneira Junta de dilatação e vedação em perfil elastomérico com												
	<table border="1"> <tr> <td>Quantidade</td> <td>Largura (m)</td> <td>Total (m)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>25,62</td> <td>51,24</td> </tr> </table>	Quantidade	Largura (m)	Total (m)	2	25,62	51,24						
Quantidade	Largura (m)	Total (m)											
2	25,62	51,24											
2 S 03 119 01	Escoramento com madeira de OAE												
	Q = 356,40 m3												
	<table border="1"> <tr> <td>-</td> <td>Volume (m³)</td> </tr> <tr> <td>Viga travessa</td> <td>356,40</td> </tr> <tr> <td>TOTAL (m³)</td> <td>356,40</td> </tr> </table>	-	Volume (m³)	Viga travessa	356,40	TOTAL (m³)	356,40						
-	Volume (m³)												
Viga travessa	356,40												
TOTAL (m³)	356,40												
CONTENÇÃO													
5 S 05 303 02	Terra armada - ECE - greide 6,0<h<9,00												
	Q = 844,00 m2												
	<table border="1"> <tr> <td>Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m</td> <td>Total (m²)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>844,00</td> </tr> </table>	Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m	Total (m²)		844,00								
Terra Armada - ECE - Greide 6,0<h<9,0m	Total (m²)												
	844,00												
5 S 05 303 05	Terra armada - ECE - pé de talude 6,0<h<9,00m												
	Q = 31,00 m2												
	<table border="1"> <tr> <td>Terra Armada - ECE -Pé de Talude - 6,0<h<9,0m</td> <td>Total (m²)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>31,00</td> </tr> </table>	Terra Armada - ECE -Pé de Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m²)		31,00								
Terra Armada - ECE -Pé de Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m²)												
	31,00												
5 S 05 303 09	Escamas de concreto armado para terra armada												
	Q = 127,00 m3												
	<table border="1"> <tr> <td>Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC</td> <td>Total (m³)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>127,00</td> </tr> </table>	Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m³)		127,00								
Escamas de concr.armado para Terra armada AC/BC	Total (m³)												
	127,00												
2 S 05 303 11	Montagem de maciço terra armada												
	Q = 844,00 m3												
	<table border="1"> <tr> <td>Montagem de maciço de Terra armada</td> <td>Total (m³)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>844,00</td> </tr> </table>	Montagem de maciço de Terra armada	Total (m³)		844,00								
Montagem de maciço de Terra armada	Total (m³)												
	844,00												

3.18 – Memória de Cálculo Contenções

3.18.1 – Introdução

A contenção na estaca 793, numerada conforme projeto, é composta por 3 trechos em muro de concreto armado à flexão, denominados muro 1, muro 2 e muro 3.

O muro 1 é localizado entre a estaca 792+16,00 e 794+6,00, com altura variável e comprimento de 30,00m.

O muro 2 da estaca 794+6,00 a 802+4,00, é em muro de concreto armado a flexão com altura de 3,00m e comprimento de 158,00m.

O muro 3 está na estaca 802+4,00 a 802+10,00, com altura variável, 3,00m a 1,065m, e comprimento de 6,00m.

A contenção na estaca 818, numerada conforme projeto, é composta por 3 trechos em muro de concreto armado à flexão.

O muro 1 é de concreto armado e está localizado entre a estaca 819+6,00 e 820+6,00, com altura variando de 2,0m a 3,50m e comprimento de 20,00m.

O muro 2 da estaca 820+6,00 a 823+6,00, é em muro de concreto armado a flexão com altura de 3,50m e comprimento de 60,00m.

O muro 3 é concreto armado à flexão, referente ao trecho da estaca 823+6,00 a 823+14,00, com altura variável 3,50m a 2,00m e comprimento de 8,00m.

A contenção na estaca 995, numerada conforme projeto, é composta por 5 trechos em muro de concreto armado à flexão e 1 trecho em muro de terra armada.

O muro 1 é de concreto armado a flexão e está localizado entre a estaca 0+0,00 e 1+16,00, com altura variando de 1,20m a 4,87m e comprimento de 36,00m.

O muro 2 da estaca 1+16,00 a 2+16,00, é em muro de concreto armado a flexão com altura de 1,65m e comprimento de 20,00m.

O muro 3 é concreto armado à flexão, referente ao trecho da estaca 2+16,00 a 3+18,00, com altura variável de 1,65m a 4,65m e comprimento de 22,00m.

O muro 4 é concreto armado à flexão, referente ao trecho da estaca 3+18,00 a 5+11,00, com altura de 4,65m e comprimento de 33,00m.

O muro seguinte é de terra armada, referente ao trecho da estaca 5+11,00 a 8+14,00, com altura variável e comprimento de 63,00m.

O muro 5 é em concreto armado à flexão, referente ao trecho da estaca 8+14,00 a 9+6,00, com altura variável de 4,165m a 1,185 e comprimento de 12,00m.

3.18.2 – Ficha Técnica

Generalidades

Obra de contenção de terra, soluções em terra armada e em muros de concreto armado à flexão.

Definição da Obra

Estaca 793:

Muro 1: Muro em concreto armado, est.792+16,00 a 794+6,00, altura variável (1,60m a 3,00m), e 30,00m de comprimento.

Muro 2: Muro em concreto armado, est. 794+6,00 a 802+4,00, altura constante de 3,00m e 158,00m de comprimento.

Muro 3: Muro em concreto armado, est.802+4,00 a 802+10,00, altura variável (3,00m a 1,065m) e 6,00m de comprimento.

Estaca 818:

Muro 1: Muro em concreto armado, est.819+6,00 a 820+6,00, altura variável (2,00m a 3,50m), e 20,00m de comprimento.

Muro 2: Muro em concreto armado, est.820+6,00 a 823+6,00, altura constante de 3,50m, e 60,00m de comprimento.

Muro 3: Muro em concreto armado, est.823+6,00 a 823+14,00, altura variável (3,50m a 2,00m), e 20,00m de comprimento.

Contenção Estaca 995:

Muro 1: Muro em concreto armado, est.0+0,00 a 1+16,00, altura variável (1,20m a 4,82m) e 36,0m de comprimento.

Muro 2: Muro em concreto armado, est. 1+16,00 a 2+16,00, altura constante de 1,65m e 20,00m de comprimento.

Muro 3: Muro em concreto armado, est. 2+16,00 a 3+18,00, altura variável (1,65m a 4,65m) e 22,00m de comprimento.

Muro 4: Muro em concreto armado, est. 3+18,00 a 5+11,00, altura constante de 4,65m e 33,00m de comprimento.

Terra Armada: Muro em solo armado, est. 5+11,00 a 8+14,00, altura variável e 63,00m de comprimento.

Muro 5: Muro em concreto armado, est. 8+14,00 a 9+16,00, altura variável (4,165m a 1,185) e 12,00m de comprimento.

Materiais

Concreto

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

Estrutural – $f_{ck} = 30\text{MPa}$

Aço

Concreto armado : CA-50.

Pesos Específicos

Concreto Estrutural: 2,50t/m³

Terra: 1,80t/m³

Normas e Bibliografia

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

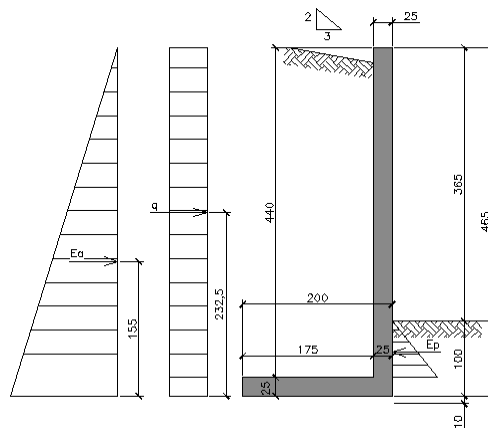
NBR-6118 - “Projeto de Estruturas de Concreto.”

NBR-6122 - “Projeto e execução de fundações.”

3.18.3 - Dimensionamento e Verificações dos Muros

Estaca 995:

Muro de arrimo altura 4,65m



Verificação ao tombamento:

- Empuxo Ativo

$$E_a = \gamma_{\text{terra}} \times k_a \times h^2 / 2$$

$$E_a = 1,8 \times 0,33 \times 4,65^2 / 2 = 6,42 \text{ t/m}$$

- Carga distribuída devido a cunha de solo acima do nível do topo do muro:

$$q' = \gamma_{\text{terra}} \times A$$

$$q' = 1,8 \times (1,16 \times 1,75) / 2 = 1,83 \text{ t}$$

$$q' = 1,83 / 1,75 = 1,05 \text{ t/m}$$

$$q_1 = q' \times k_a$$

$$q_1 = 1,05 \times 0,333 = 0,35 \text{ t/m}$$

- Foi considerada uma sobrecarga igual à:

$$sc = 0,75 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = sc \times k_a \times h$$

$$q_2 = 0,75 \times 0,333 = 0,25 \text{ t/m}$$

- Empuxo passivo

$$E_p = \gamma_{\text{terra}} \times k_p \times h^2 / 2$$

$$E_p = 1,8 \times 3,0 \times 1,0^2 / 2 = 2,7 \text{ t/m}$$

$$FS = M_{\text{res}} / M_{\text{tomb}} \geq 1,5$$

$$P_{\text{muro}} = A \times \gamma_{\text{conc}}$$

$$P_1 = 0,25 \times 2,0 \times 2,5 = 1,25 \text{ t/m}$$

$$P_2 = 0,25 \times 4,40 \times 2,5 = 2,75 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{muro}} = 4,0 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{terra}} = A \times \gamma_{\text{terra}}$$

$$P_{\text{terra}} = (7,70+1,96) \times 1,8 = 17,39 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{res}} = M_{\text{muro}} + M_{\text{empuxo passivo}} + M_{\text{peso terra}}$$

$$M_{\text{muro}} = 1,25 \times 1,00 + 2,75 \times 0,125 = 1,59 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{emp pass}} = 2,7 \times 0,33 = 0,90 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{peso terra}} = 3,53 \times 1,42 + 13,86 \times 1,125 = 20,60 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{res}} = 1,59+0,90+20,60 = 23,1 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{tomb}} = M_{\text{emp ativo}} + M_q$$

$$M_{\text{tomb}} = [6,42 \times 1,55 + (0,60 \times 2,325)] = 11,35 \text{ t.m/m}$$

$$FS = 23,1 / 11,35 = 2,04 \geq 1,5 \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação ao deslizamento:

$$FS = \mu \Sigma F_v / \Sigma F_{\text{sol}} \geq 1,5$$

$$\mu \Sigma F_v = 0,5 \times (2,75+1,25+3,53+13,86) = 10,70 \text{ t/m}$$

$$\Sigma F_{\text{sol}} = E_a + q - E_p = 6,42 + 0,60 - 2,7 = 4,32 \text{ t/m}$$

$$FS = 10,74 / 4,32 = 2,49 \geq 1,5 \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da tensão sobre o solo

$$P = P_{\text{muro}} + P_{\text{terra}}$$

$$P = 4 + 17,39 = 21,4 \text{ t/m}$$

$$e = b/2 - e'$$

$$e' = \Sigma M / \Sigma F_v$$

$$e' = (23,1 - 11,35) / 21,4 = 0,55 \text{ m}$$

$$e = 2/2 - 0,55 = 0,45 \text{ m}$$

$$A/6 = 2/6 = 0,33 \text{ m}$$

Como $e > A/6$ o ponto de aplicação da força está fora do núcleo central de inércia da base, sendo assim, temos:

$$\sigma_{\text{máx}} = (2P / 3B(A/2-e)) \leq \sigma_{\text{adm}} = 2,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = (2 \times 21,4) / (3 \times 1,0 \times (2/2 - 0,45)) = 25,4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 2,5 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 0$$

Dimensionamento do Muro

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

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

Aço CA-50

Obs.: Para o cálculo do momento fletor dimensionante será considerado apenas o trecho livre do muro. Portanto teremos uma altura de 3,65m.

$$Ea = (\gamma_{\text{terra}} \times ka \times h^2)/2$$

$$Ea = (1,8 \times 0,333 \times 3,65^2)/2 = 4,0 \text{ t/m}$$

$$q = 0,60 \text{ t/m}$$

$$M_k = \gamma_f \times (Ea \times e_1) + (q \times e_2)$$

$$M_d = 1,4 \times [(4,0 \times 3,65/3) + (0,60 \times 3,65/2)] = 8,35 \text{ t.m/m}$$

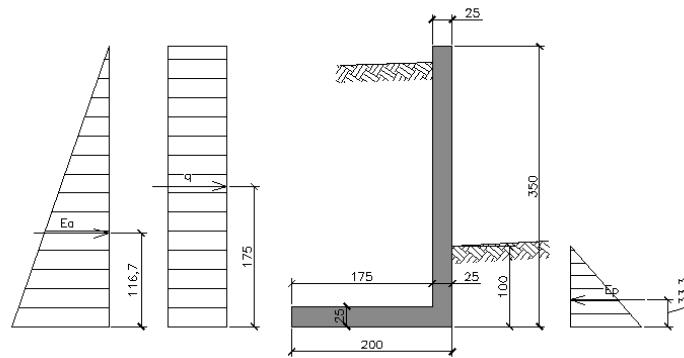
Dados de Entrada		
M_d	8,35	tf.m
V_d	10,00	tf
b_w	100	cm
h	25	cm
Dimensionamento à Flexão		
d	21	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,088	-
k_x	0,138	-
k_z	0,945	-
x	2,89	cm
z	19,84	cm
ϵ_c	0,159	-
ϵ_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{sd}	4,35	tf/cm ²
$A_{s,min}$	4,33	cm ²
$A_{s,max}$	100,00	cm ²
A_s	9,68	cm ²

$$A_s = 9,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obs: Devido ao sistema de drenagem adotado nas contenções por meio de drenos de pvc com diâmetro de 100 mm, associados a camada drenante no paramento posterior das contenções temos uma situação onde os mesmos aliviam a pressão hidráulica do maço terroso fazendo com que o efeito poro-pressão seja atenuado de forma que possamos desconsiderá-lo no dimensionamento.

Estaca 818:

Muro de arrimo altura 3,50m



Verificação ao tombamento:

- Empuxo Ativo

$$E_a = \gamma_{\text{terra}} \times k_a \times h^2 / 2$$

$$E_a = 1,8 \times 0,33 \times 3,50^2 / 2 = 3,64 \text{ t/m}$$

- Carga distribuída devido a cunha de solo acima do nível do topo do muro:

$$q' = \gamma_{\text{terra}} \times A$$

$$q' = 1,8 \times (1,15 \times 1,75) / 2 = 1,81 \text{ t/m}$$

$$q' = 1,83 / 1,75 = 1,05 \text{ t}$$

$$q_1 = q' \times k_a$$

$$q_1 = 1,05 \times 0,333 = 0,35 \text{ t/m}$$

- Foi considerada uma sobrecarga igual à:

$$sc = 0,75 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = sc \times k_a \times h$$

$$q_2 = 0,75 \times 0,333 = 0,25 \text{ t/m}$$

- Empuxo Passivo

$$E_p = \gamma_{\text{terra}} \times k_p \times h^2 / 2$$

$$E_p = 1,8 \times 3,0 \times 1,0^2 / 2 = 2,7 \text{ t/m}$$

$$FS = M_{\text{res}} / M_{\text{tomb}} \geq 1,5$$

$$P_{\text{muro}} = A \times \gamma_{\text{conc}}$$

$$P_1 = 0,25 \times 2,0 \times 2,5 = 1,25 \text{ t/m}$$

$$P_2 = 0,25 \times 3,25 \times 2,5 = 2,04 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{muro}} = 3,29 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{terra}} = A \times \gamma_{\text{terra}}$$

$$P_{\text{terra}} = (5,69+2,01) \times 1,8 = 13,86 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{res}} = M_{\text{muro}} + M_{\text{empuxo passivo}} + M_{\text{peso terra}}$$

$$M_{\text{muro}} = 1,25 \times 1,00 + 2,04 \times 0,125 = 1,51 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{emp pass}} = 2,7 \times 0,33 = 0,90 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{peso terra}} = 3,62 \times 1,42 + 10,24 \times 1,125 = 16,66 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{res}} = 1,51+0,90+16,66 = 19,07 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{tomb}} = M_{\text{emp ativo}} + M_q$$
$$M_{\text{tomb}} = [3,64 \times 1,166 + (0,60 \times 1,75)] = 5,29 \text{ t.m/m}$$
$$FS = 19,07 / 5,29 = 3,60 \geq 1,5 \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação ao deslizamento:

$$FS = \mu \Sigma F_v / \Sigma F_{\text{sol}} \geq 1,5$$
$$\mu \Sigma F_v = 0,5 \times (1,25 + 2,04 + 10,24 + 3,62) = 8,58 \text{ t/m}$$
$$\Sigma F_{\text{sol}} = E_a + q - E_p = 3,64 + 0,60 - 2,7 = 1,54 \text{ t/m}$$
$$FS = 8,58 / 1,54 = 5,57 \geq 1,5 \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da tensão sobre o solo

$$\sigma = (P / A) \times (1 \pm 6e/2) \leq \sigma_{\text{adm}} = 2,5 \text{ kg/m}^2$$
$$A = 2,0 \times 1,0 = 2,0 \text{ m}^2/\text{m}$$
$$P = P_{\text{muro}} + P_{\text{terra}}$$
$$N = 3,29 + 13,86 = 17,15 \text{ t/m}$$
$$e = b/2 - e'$$
$$e' = \Sigma M / \Sigma F_v$$
$$e' = (19,07 - 5,29) / 17,15 = 0,80 \text{ m}$$
$$e = 2/2 - 0,80 = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = (17,15 / 2) \times (1 + 6 \times 0,20/2) = 13,72 \text{ t/m}^2$$
$$\sigma_{\text{máx}} = 1,37 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} \rightarrow \text{OK!}$$
$$\sigma_{\text{mín}} = (17,15 / 2) \times (1 - 6 \times 0,20/2) = 3,43 \text{ t/m}^2$$
$$\sigma_{\text{mín}} = 0,34 \text{ kg/m}^2 \geq 0 \rightarrow \text{OK!}$$

Dimensionamento do Muro

$$b = 100 \text{ cm}$$
$$d = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$
$$F_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$
$$\text{Aço CA-50}$$

Obs.: Para o cálculo do momento fletor dimensionante será considerado apenas o trecho livre do muro. Portanto teremos uma altura de 2,50m.

$$E_a = (\gamma_{\text{terra}} \times k_a \times h^2)/2$$
$$E_a = (1,8 \times 0,333 \times 2,50^2)/2 = 1,87 \text{ t/m}$$
$$q = 0,60 \text{ t/m}$$

$$M_k = \gamma_f \times (E_a \times e_1) + (q \times e_2)$$
$$M_d = 1,4 \times [(1,87 \times 2,50/3) + (0,60 \times 2,50/2)] = 3,23 \text{ t.m/m}$$

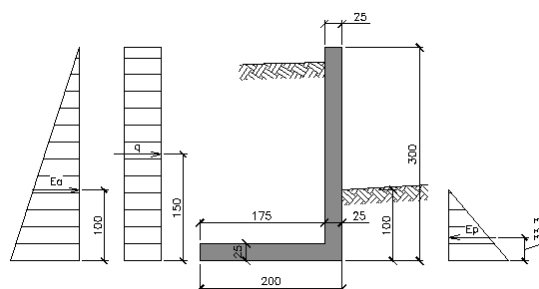
Dados de Entrada		
M_d	3,23	tf.m
V_d	10,00	tf
b_w	100	cm
h	25	cm
Dimensionamento à Flexão		
d	21	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,034	-
k_x	0,051	-
k_z	0,979	-
x	1,08	cm
z	20,57	cm
ε_c	0,054	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{sd}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	4,33	cm ²
A_{s,max}	100,00	cm ²
A_s	3,61	cm ²

$$A_{Smin} = 4,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obs: Devido ao sistema de drenagem adotado nas contenções por meio de drenos de pvc com diâmetro de 100 mm, associados a camada drenante no paramento posterior das contenções temos uma situação onde os mesmos aliviam a pressão hidráulica do maço terroso fazendo com que o efeito poro-pressão seja atenuado de forma que possamos desconsiderá-lo no dimensionamento.

Estaca 793:

Muro de arrimo altura 3,0m



Verificação ao tombamento:

- Empuxo Ativo:

$$E_a = \gamma_{\text{terra}} \times k_a \times h^2 / 2$$

$$E_a = 1,8 \times 0,33 \times 3,00^2 / 2 = 2,67 \text{ t/m}$$

- Carga distribuída devido a cunha de solo acima do nível do topo do muro:

$$q' = \gamma_{\text{terra}} \times A$$

$$q' = 1,8 \times (1,15 \times 1,75) / 2 = 1,81 \text{ t/m}$$

$$q' = 1,83 / 1,75 = 1,05 \text{ t}$$

$$q_1 = q' \times k_a$$

$$q_1 = 1,05 \times 0,333 = 0,35 \text{ t/m}$$

- Foi considerada uma sobrecarga igual à:

$$sc = 0,75 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = sc \times k_a \times h$$

$$q_2 = 0,75 \times 0,333 = 0,25 \text{ t/m}$$

- Empuxo Passivo:

$$E_p = \gamma_{\text{terra}} \times k_p \times h^2 / 2$$

$$E_p = 1,8 \times 3,0 \times 1,0^2 / 2 = 2,7 \text{ t/m}$$

$$FS = M_{\text{res}} / M_{\text{tomb}} \geq 1,5$$

$$P_{\text{muro}} = A \times \gamma_{\text{conc}}$$

$$P_1 = 0,25 \times 2,0 \times 2,5 = 1,25 \text{ t/m}$$

$$P_2 = 0,25 \times 2,75 \times 2,5 = 1,72 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{muro}} = 2,97 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{terra}} = A \times \gamma_{\text{terra}}$$

$$P_{\text{terra}} = (4,81+2,01) \times 1,8 = 12,28 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{res}} = M_{\text{muro}} + M_{\text{empuxo passivo}} + M_{\text{peso terra}}$$

$$M_{\text{muro}} = 1,25 \times 1,00 + 1,72 \times 0,125 = 1,47 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{emp pass}} = 2,7 \times 0,33 = 0,90 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{peso terra}} = 3,62 \times 1,42 + 8,66 \times 1,125 = 14,88 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{res}} = 1,47+0,90+14,88 = 17,25 \text{ t.m/m}$$

$$M_{\text{tomb}} = M_{\text{emp ativo}} + M_q$$

$$M_{\text{tomb}} = [2,67 \times 1,0 + (0,60 \times 1,50)] = 3,57 \text{ t.m/m}$$

$$FS = 17,25 / 3,57 = 4,83 \geq 1,5 \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação ao deslizamento:

$$FS = \mu \Sigma F_v / \Sigma F_{\text{sol}} \geq 1,5$$

$$\mu \Sigma F_v = 0,5 \times (1,25+1,72+8,66+3,62) = 7,63 \text{ t/m}$$

$$\Sigma F_{\text{sol}} = E_a + q - E_p = 2,67 + 0,60 - 2,7 = 0,57 \text{ t/m}$$

$$FS = 7,63 / 0,57 = 13,4 \geq 1,5 \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da tensão sobre o solo

$$\sigma = (P / A) \times (1 \pm 6e/2) \leq \sigma_{\text{adm}} = 2,5 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 2,0 \times 1,0 = 2,0 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$P = P_{\text{muro}} + P_{\text{terra}}$$

$$N = 2,97 + 12,28 = 15,25 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = (12,25 / 2) \times (1 + 6 \times 0,10 / 2) = 7,96 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0,80 \text{ kg/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = (12,25 / 2) \times (1 - 6 \times 0,10 / 2) = 4,29 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 0,43 \text{ kg/m}^2 \geq 0 \rightarrow \text{OK!}$$

$$e = b/2 - e'$$

$$e' = \Sigma M / \Sigma F_v$$

$$e' = (17,25 - 3,57) / 15,26 = 0,90 \text{ m}$$

$$e = 2/2 - 0,90 = 0,10 \text{ m}$$

Dimensionamento do Muro

b = 100 cm
d = 25 - 4 = 21 cm
Fck = 30 Mpa
Aço CA-50

Obs.: Para o cálculo do momento fletor dimensionante será considerado apenas o trecho livre do muro. Portanto teremos uma altura de 2,00m.

$$Ea = (\gamma_{terra} \times ka \times h^2)/2$$

$$Ea = (1,8 \times 0,333 \times 2,0^2)/2 = 1,20 \text{ t/m}$$

$$q = 0,60 \text{ t/m}$$

$$M_k = \gamma_f \times (Ea \times e_1) + (q \times e_2)$$

$$M_d = 1,4 \times [(1,20 \times 2,0/3) + (0,60 \times 1,0/2)] = 1,54 \text{ t.m/m}$$

Dados de Entrada		
M_d	1,54	tf.m
V_d	0,00	tf
b_w	100	cm
h	25	cm
Dimensionamento à Flexão		
d	21	cm
f_{cd}	21,43	MPa
k_{md}	0,016	-
k_x	0,024	-
k_z	0,990	-
x	0,51	cm
z	20,80	cm
ε_c	0,025	-
ε_s	1,000	-
Domínio	2	-
σ_{sd}	4,35	tf/cm ²
A_{s,min}	4,33	cm ²
A_{s,max}	100,00	cm ²
A_s	1,70	cm ²

$$A_{smin} = 4,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obs: Devido ao sistema de drenagem adotado nas contenções por meio de drenos de pvc com diâmetro de 100 mm, associados a camada drenante no paramento posterior das contenções temos uma situação onde os mesmos aliviam a pressão hidráulica do maço terroso fazendo com que o efeito poro-pressão seja atenuado de forma que possamos desconsiderá-lo no dimensionamento.

Memória de Cálculo das Quantidades
Estaca 793

MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS CONTENÇÕES									
ESTACA 793									
Muro 1									
2 S 01 102 07 Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m									
Q escav. =		105,30 m ³							
No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.									
	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)					
Muro 1	0,60	-	1,0	21,00					
Total				21,00					
Compactação de aterros a 95% procto normal									
Q compact =		13,75 m ³							
	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)						
Muro 1	105,30	21,00	13,75						
TOTAL (m³)			13,75						
Ve – Volume de escavação Vme – Volume do muro enterrado enterrada Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura									
2 S 03 322 00 Concr.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç									
Q compact =		8,80 m ³							
	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)				
Muro 1	-	2,00	0,10	1,00	8,80				
TOTAL (m³)									
2 S 03 329 51 Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC									
Q compact =		41,31 m ³							
	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)				
Muro 1 - pé	-	2,00	0,25	1,00	15,01				
Muro 1	-	0,25	-	1,00	26,30				
TOTAL (m³)									
2 S 03 370 00 Forma comum de madeira									
Q =		239,00 m ²							
	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)					
Muro 1	-	-	1	239,00					
TOTAL (m²)									
4 S 03 353 00 Forneçimento, preparo colocação aço CA-50									
	Peso (kg)								
Muro 1	2.889,00								
Obs: Valor retirado do desenho de armação									
2 S 03 991 02 Dreno de PVC D=100 mm									
Q1 =		0,00 m							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Quantidade</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-</td> <td></td> </tr> </table>						Quantidade		-	
Quantidade									
-									
MACDRAIN ou similar									
Q =		57,00 m ²							
	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)					
Muro 1	-	2,00	1	57,00					
TOTAL (m²)									

Muro 2

2 S 01 102 07 Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m

Q escav. = 528,43 m³

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

-	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 2	0,60	-	1,0	95,00
Total				95,00

Compactação de aterros a 95% procto normal

Q compact = 49,38 m³

-	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)
Muro 2	528,43	95,00	49,38
TOTAL (m³)			49,38

Ve – Volume de escavação

Vme – Volume do muro enterrado enterrada

Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura

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

Q compact = 31,60 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 2	-	2,00	0,10	1,00	31,60
TOTAL (m³)					

2 S 03 329 51 Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC

Q compact = 200,52 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 2 - pé	-	2,00	0,25	1,00	79,62
Muro 2	-	0,25	-	1,00	120,90
TOTAL (m³)					200,52

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 1.289,00 m²

-	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)
Muro 2	-	-	1	1289,00
TOTAL (m²)				1289,00

4 S 03 353 00 Fornecimento, preparo colocação aço CA-50

-	Peso (kg)
Muro 2	17.076,40

Obs: Valor retirado do desenho de armação

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

Q1 = 25,00 m

Quantidade	Comprimento
25,00	25,00

MACDRAIN ou similar

Q = 311,60 m²

-	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)
Muro 2	-	2,00	1	311,60
TOTAL (m²)				311,60

Muro 3

2 S 01 102 07 Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m

Q escav. = 3,60 m³

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

-	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 3	0,60	-	1,0	3,60
Total	-	-	-	3,60

Compactação de aterros a 95% procto normal

Q compact = 1,90 m³

-	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)
Muro 3	16,08	3,60	1,90
TOTAL (m³)	-	-	1,90

Ve – Volume de escavação

Vme – Volume do muro enterrado enterrada

Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura

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

Q compact = 1,21 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 3	-	2,00	0,10	1,00	1,21
TOTAL (m³)	-	-	-	-	1,21

2 S 03 329 51 Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC

Q compact = 17,00 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 3 - pé	-	2,00	0,25	1,00	15,00
Muro 3	-	0,25	-	1,00	2,00
TOTAL (m³)	-	-	-	-	17,00

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 99,00 m²

-	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)
Muro 3	-	-	1	99,00
TOTAL (m²)	-	-	-	99,00

4 S 03 353 00 Fornecimento, preparo colocação aço CA-50

-	Peso (kg)
Muro 3	554,48

Obs: Valor retirado do desenho de armação

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

Q1 = 0,00 m

Quantidade
0,00

MACDRAIN ou similar

Q = 11,65 m²

-	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)
Muro 3	-	2,00	1	11,65
TOTAL (m²)	-	-	-	11,65

Estaca 818

MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS CONTENÇÕES							
ESTACA 818							
Muro 1							
2 S 01 102 07	Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m						
	Q escav. = 65,91 m ³						
	No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.						
	-	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)		
	Muro 1	1,30	-	1,0	10,00		
	Total	-					
	Compactação de aterros a 95% procto normal						
	Q compact = 46,27 m ³						
	-	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)			
	Muro 1	65,91	10,00	46,27			
	TOTAL (m ³)	-		46,27			
	Ve – Volume de escavação Vme – Volume do muro enterrado enterrada Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura						
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç						
	Q = 4,00 m ³						
	-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)	
	Muro 1	-	2,00	0,10	1,00	4,00	
	TOTAL (m ³)	-			1,00	4,00	
2 S 03 329 51	Conc.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC						
	Q = 26,27 m ³						
	-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)	
	Muro 1 - pé	-	2,00	0,25	1,00	10,00	
	Muro 1	-	0,25	-	1,00	13,07	
	TOTAL (m ³)	-			1,00	26,27	
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira						
	Q = 131,94 m ²						
	-	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)		
	Muro 1	-	-	1	131,94		
	TOTAL (m ²)	-			1		131,94
4 S 03 353 00	Fornecimento, preparo colocação aço CA-50						
	-	Peso (kg)					
	Muro 1	2.530,60					
	Obs: Valor retirado do desenho de armação						
2 S 03 991 02	Dreno de PVC D=100 mm						
	Q1 = 2,50 m						
	Quantidade	Comprimento					
	5,00	2,50					
Falta o código	MACDRAIN ou similar						
	Q = 38,00 m ²						
	-	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)		
	Muro 1	-	2,00	1	38,00		
	TOTAL (m ²)	-			1		38,00

Muro 2

2 S 01 102 07 Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m

Q escav. = 234,51 m³

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

-	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 2	1,30	-	1,0	50,00
Total		-		

Compactação de aterros a 95% procto normal

Q compact = 185,70 m³

-	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)
Muro 2	234,51	50,00	185,70
TOTAL (m³)		-	185,70

Ve – Volume de escavação

Vme – Volume do muro enterrado enterrada

Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura

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

Q = 13,21 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 2	-	2,00	0,10	1,00	13,21
TOTAL (m³)		-			13,21

2 S 03 329 51 Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC

Q = 98,63 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 2 - pé	-	2,00	0,25	1,00	33,00
Muro 2	-	0,25	-	1,00	65,63
TOTAL (m³)		-			98,63

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 527,06 m²

-	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)
Muro 2	-	-	1	527,06
TOTAL (m²)		-		527,06

4 S 03 353 00 Fornecimento, preparo colocação aço CA-50

-	Peso (kg)
Muro 2	7.037,28

Obs: Valor retirado do desenho de armação

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

Q = 10,00 m

Quantidade	Comprimento
20,00	10,00

Falta o código MACDRAIN ou similar

Q = 125,52 m²

-	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)
Muro 2	-	2,00	1	125,52
TOTAL (m²)		-		125,52

Muro 3						
2 S 01 102 07	Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m					
	Q escav. = 28,62 m ³					
	No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.					
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)	
	Muro 3	1,30	-	1,0	5,00	
	Total		-			
	Compactação de aterros a 95% procto normal					
	Q compact = 22,67 m ³					
		Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)		
	Muro 3	28,62	5,00	22,67		
	TOTAL (m ³)		-	22,67		
	Ve - Volume de escavação Vme - Volume do muro enterrado enterrada Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura					
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
	Q = 1,61 m ³					
		X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
	Muro 3	-	2,00	0,10	1,00	1,61
	TOTAL (m ³)		-			1,61
2 S 03 329 51	Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC					
	Q = 10,19 m ³					
		X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
	Muro 3 - pé	-	2,00	0,25	1,00	4,00
	Muro 3	-	0,25	-	1,00	6,19
	TOTAL (m ³)		-			10,19
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
	Q = 51,84 m ²					
		Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)	
	Muro 3	-	-	1	51,84	
	TOTAL (m ²)		-		51,84	
4 S 03 353 00	Fornecimento, preparo colocação aço CA-50					
		Peso (kg)				
	Muro 3	2.025,48				
	Obs: Valor retirado do desenho de armação					
2 S 03 991 02	Dreno de PVC D=100 mm					
	Q1 = 1,00 m					
		Quantidade	Comprimento			
		2,00	1,00			
	MACDRAIN ou similar					
	Q = 15,31 m ²					
		Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)	
	Muro 3	-	2,00	1	15,31	
	TOTAL (m ²)		-		15,31	

Estaca 995

MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS CONTENÇÕES						
ESTACA 995						
Muro 1						
2 S 01 102 07	Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m					
	Q escav. = 119,61 m ³					
	No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.					
		Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)	
	Muro 1	1,60	-	1,0	60,00	
	Total		-			
	Compactação de aterros a 95% procto normal					
	Q compact = 11,50 m ³					
		Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)		
	Muro 1	119,61	60,00	11,50		
	TOTAL (m ³)		-	11,50		
	Ve – Volume de escavação Vme – Volume do muro enterrado enterrada Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura					
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç					
	Q = 7,36 m ³					
		X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
	Muro 1	-	2,00	0,10	1,00	7,36
	TOTAL (m ³)					7,36
2 S 03 329 51	Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC					
	Q = 48,20 m ³					
		X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
	Muro 1 - pé	-	2,00	0,25	1,00	20,00
	Muro 1	-	0,25	-	1,00	28,20
	TOTAL (m ³)					48,20
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira					
	Q = 303,80 m ²					
		Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)	
	Muro 1	-	-	1	303,80	
	TOTAL (m ²)				303,80	
4 S 03 353 00	Fornecimento, preparo colocação aço CA-50					
		Peso (kg)				
	Muro 1	5.458,80				
	Obs: Valor retirado do desenho de armação					
2 S 03 991 02	Dreno de PVC D=100 mm					
	Q1 = 5,50 m					
		Quantidade	Comprimento			
		11,00	5,50			
Falta o código	MACDRAIN ou similar					
	Q = 70,00 m ²					
		Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)	
	Muro 1	-	2,00	1	70,00	
	TOTAL (m ²)				70,00	

Muro 2

2 S 01 102 07 Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m

Q escav. = 38,00 m³

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

-	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 2	1,60	-	1,0	38,00
Total		-		38,00

Compactação de aterros a 95% procto normal

Q compact = 6,25 m³

-	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)
Muro 2	59,88	38,00	6,25
TOTAL (m³)		-	6,25

Ve – Volume de escavação

Vme – Volume do muro enterrado enterrada

Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura

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

Q = 4,00 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 2	-	2,00	0,10	1,00	4,00
TOTAL (m³)		-			4,00

2 S 03 329 51 Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC

Q = 20,17 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 2 - pé	-	2,00	0,25	1,00	10,00
Muro 2	-	0,25	-	1,00	10,17
TOTAL (m³)		-			20,17

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 81,72 m²

-	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)
Muro 2	-	-	1	81,72
TOTAL (m²)		-		81,72

4 S 03 353 00 Fornecedor, preparo colocação aço CA-50

-	Peso (kg)
Muro 2	2.072,60

Obs: Valor retirado do desenho de armação

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

Q1 = 0,00 m

Quantidade	Comprimento
0,00	0,00

Falta o código MACDRAIN ou similar

Q = 38,00 m²

-	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)
Muro 2	-	2,00	1	38,00
TOTAL (m²)		-		38,00

Muro 3

2 S 01 102 07 Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m

Q escav. = 72,21 m³

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

-	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 3	1,60	-	1,0	32,00
Total				

Compactação de aterros a 95% procto normal

Q compact = 6,94 m³

-	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)
Muro 3	72,21	32,00	6,94
TOTAL (m³)			6,94

Ve – Volume de escavação

Vme – Volume do muro enterrado enterrada

Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura

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

Q = 4,44 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 3	-	2,00	0,10	1,00	4,44
TOTAL (m³)					4,44

2 S 03 329 51 Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC

Q = 32,32 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 3 - pé	-	2,00	0,25	1,00	10,00
Muro 3	-	0,25	-	1,00	22,32
TOTAL (m³)					32,32

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 203,87 m²

-	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)
Muro 3	-	-	1	203,87
TOTAL (m²)				203,87

4 S 03 353 00 Forneimento, preparo colocação aço CA-50

-	Peso (kg)
Muro 3	3.308,64

Obs: Valor retirado do desenho de armação

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

Q1 = 2,00 m

Quantidade	Comprimento
4,00	2,00

Falta o código MACDRAIN ou similar

Q = 42,18 m²

-	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)
Muro 3	-	2,00	1	42,18
TOTAL (m²)				42,18

Muro 4

2 S 01 102 07 Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m

Q escav. = 144,41 m³

No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°).

O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.

-	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 4	1,60	-	1,0	32,00
Total		-		32,00

Compactação de aterros a 95% procto normal

Q compact = 76,31 m³

-	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)
Muro 4	144,41	32,00	76,31
TOTAL (m³)		-	76,31

Ve – Volume de escavação

Vme – Volume do muro enterrado enterrada

Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura

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

Q = 6,60 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 4	-	2,00	0,10	1,00	6,60
TOTAL (m³)			-		6,60

2 S 03 329 51 Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC

Q = 57,05 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 4 - pé	-	2,00	0,25	1,00	16,50
Muro 4	-	0,25	-	1,00	40,55
TOTAL (m³)			-		57,05

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 325,86 m²

-	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)
Muro 4	-	-	1	325,86
TOTAL (m²)				325,86

4 S 03 353 00 Fornecedor, preparo colocação aço CA-50

-	Peso (kg)
Muro 4	6.321,88

Obs: Valor retirado do desenho de armação

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

Q1 = 11,00 m

Quantidade	Comprimento
22,00	11,00

Falta o código MACDRAIN ou similar

Q = 62,57 m²

-	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)
Muro 4	-	2,00	1	62,57
TOTAL (m²)				62,57

Terra Armada				
2 S 01 102 07	Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m			
	Q escav. = 229,37 m ³			
	No volume de escavação foi considerado um acréscimo de 1,00 m na horizontal em cada direção. As laterais foram consideradas escavadas em diagonal (45°). O volume foi aproximado ao volume de um tronco de pirâmide para o cálculo.			
	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)
	1,60	-	1,0	70,00
Total				70,00
	Compactação de aterros a 95% procto normal			
	Q compact = 25,60 m ³			
	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)	
	229,37	70,00	25,60	
TOTAL (m ³)			25,60	
	Ve – Volume de escavação Vme – Volume do muro enterrado enterrada Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura			
2 S 03 322 00	Conc.estr.fck=10 MPa-contr.raz.uso ger.conf.e lanç			
	Q = 5,08 m ³			
	X	Y	Z	Quantidade
	-	2,00	0,10	1,00
TOTAL (m ³)				5,08
2 S 03 329 51	Conc.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC			
	Q = 7,20 m ³			
	X	Y	Z	Quantidade
	-	-	-	-
TOTAL (m ³)				7,20
2 S 03 370 00	Forma comum de madeira			
	Q = 36,00 m ²			
	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)
Muro 3	-	-	1	0,00
TOTAL (m ²)				36,00
4 S 03 353 00	Fornecimento, preparo colocação aço CA-50			
	Peso (kg)			
	319,00			
2 S 05 303 02	Terra armada - ECE - greide 6,0<h<9,00m			
	Q = 408,30 m ²			
6,0<h<9,0m	Total (m ²)			
	408,30			
2 S 05 303 05	Terra armada - ECE - pé de talude 6,0<h<9,00m			
	Q = 12,73 m ²			
Talude - 6,0<h<9,0m	Total (m ²)			
	12,73			
2 S 05 303 09	Escamas de concreto armado para terra armada			
	Q = 40,00 m ³			
para Terra armada AC/BC	Total (m ³)			
	40,00			

Muro 5

2 S 01 102 07 Esc. carga transp. mat 3a cat DMT 1000 a 1200m

Q escav. = 43,44 m³

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

-	Área em corte	Comprimento (m)	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 5	1,60	-	1,0	19,00
Total				19,00

Compactação de aterros a 95% procto normal

Q compact = 28,79 m³

-	Ve (m ³)	Vme (m ³)	Compactação (m ³)
Muro 5	43,44	19,00	28,79
TOTAL (m³)			28,79

Ve – Volume de escavação

Vme – Volume do muro enterrado enterrada

Vc - Volume de compactação: A compactação será realizada apenas até uma determinada altura

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

Q = 2,49 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 5	-	2,00	0,10	1,00	2,49
TOTAL (m³)					2,49

2 S 03 329 51 Concr.estr.fck=30MPa-c.raz.uso ger.conf.lanc.AC/BC

Q = 18,27 m³

-	X	Y	Z	Quantidade	Volume (m ³)
Muro 5 - pé	-	2,00	0,25	1,00	6,00
Muro 5	-	0,25	-	1,00	12,27
TOTAL (m³)					18,27

2 S 03 370 00 Forma comum de madeira

Q = 88,93 m²

-	Perímetro (m)	Altura (m)	Quantidade	Forma (m ²)
Muro 5	-	-	1	88,93
TOTAL (m²)				88,93

4 S 03 353 00 Fornecimento, preparo colocação aço CA-50

-	Peso (kg)
Muro 5	1.322,40

Obs: Valor retirado do desenho de armação

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

Q1 = 0,50 m

Quantidade	Comprimento
1,00	0,50

MACDRAIN ou similar

Q = 23,52 m²

-	Comprimento (m)	Altura (m)	Quantidade	Área (m ²)
Muro 5	-	2,00	1	23,52
TOTAL (m²)				23,52

3.19 – Memória de Cálculo das Passarelas

3.19.1 – Passarela Estaca 35+18,99

3.19.1.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.1.2 – Normas Especificações

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
NBR6122 – Projeto e execução de fundações
NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.1.3 – Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.1.4 – Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma. Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.1.5 - Cargas

1. Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ $PP = 0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$.

Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ $PP = 0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2

Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5 \text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

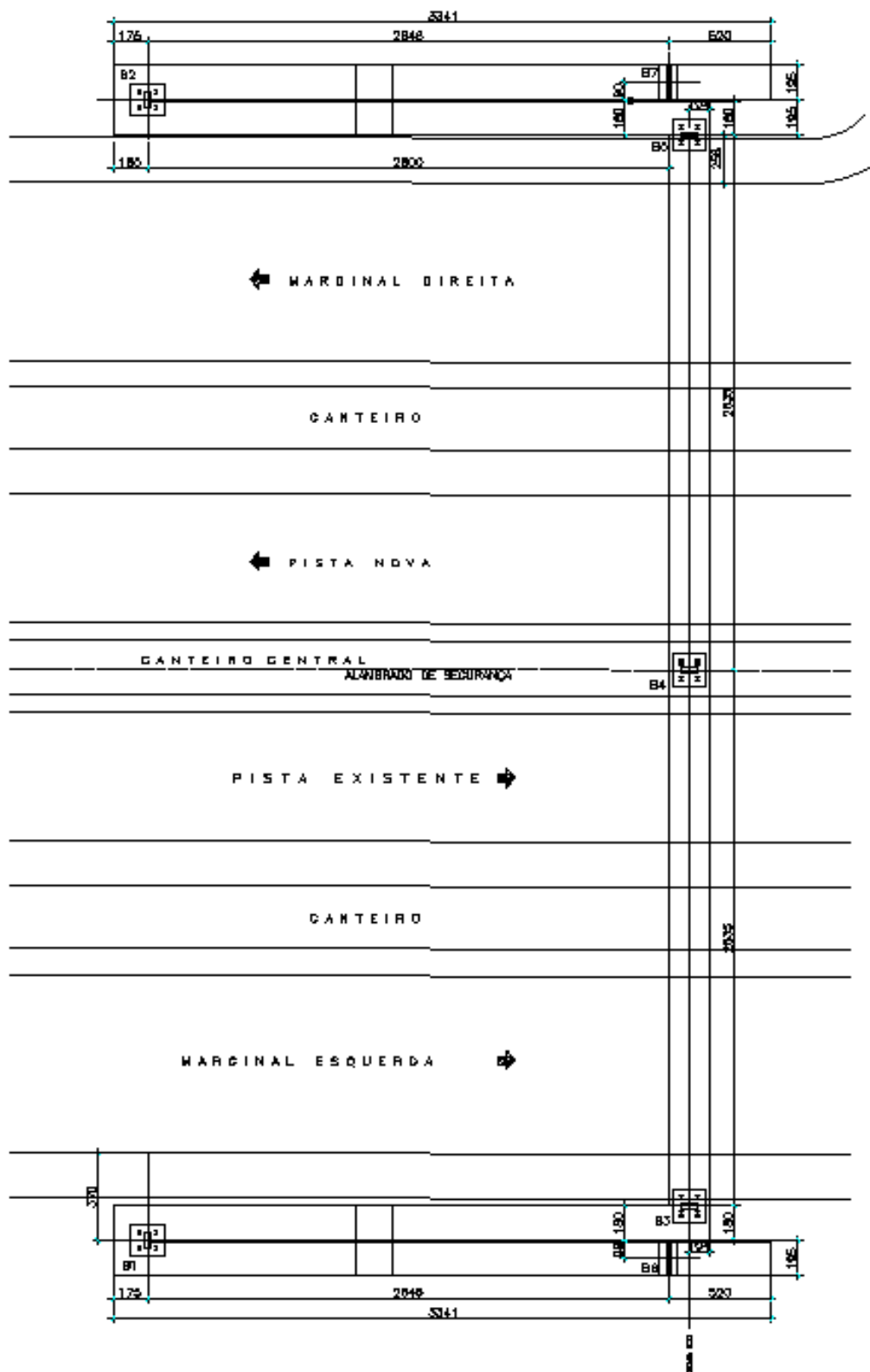
2. Peso próprio da estrutura metálica:

Peso total da estrutura: 22.0 t

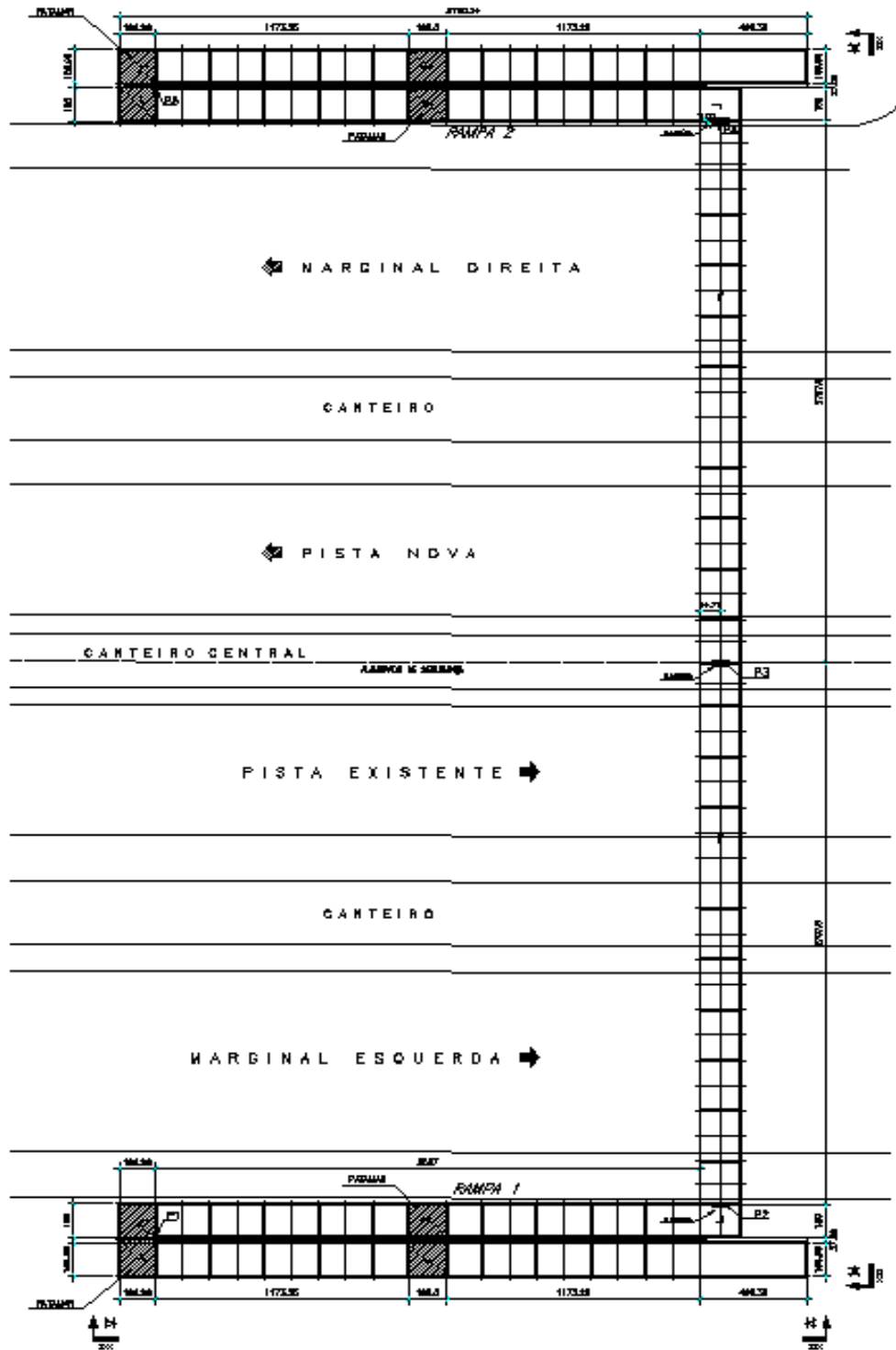
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.1.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.1.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

Piso:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$

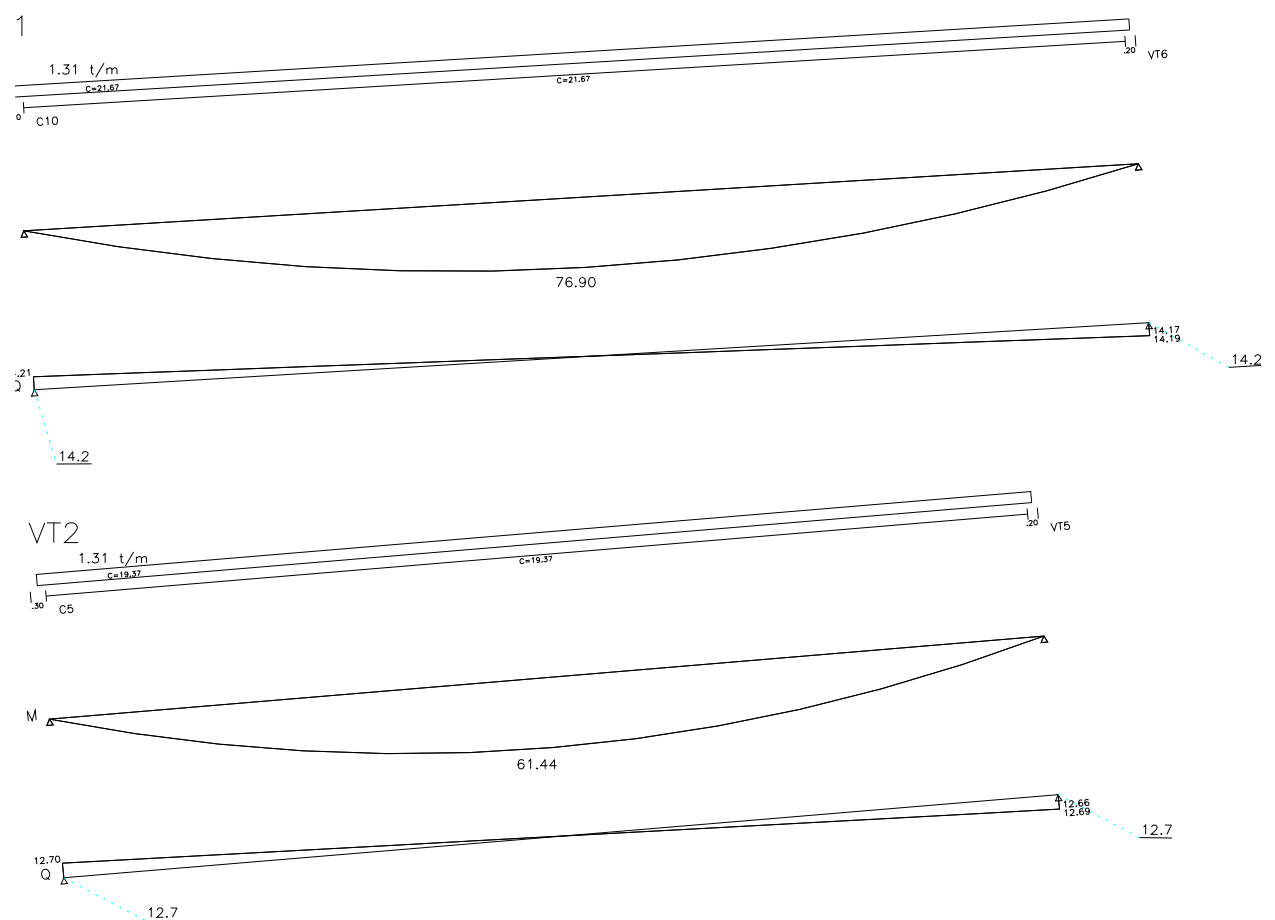
$R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.8 \text{ t/m}$ $M = 0.4 \text{ tm}$ $A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

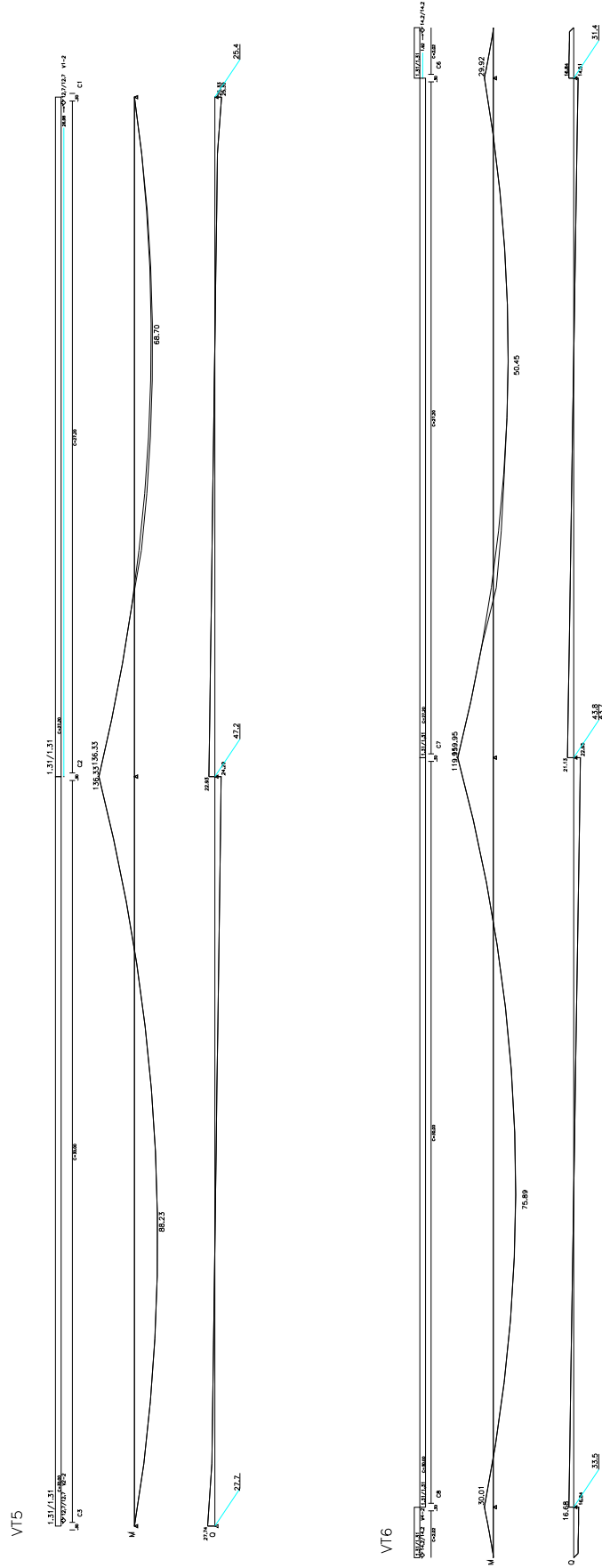
coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$

$R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.4 \text{ t/m}$ $M = 0.2 \text{ tm}$ $A_s = 1.10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :





Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;

B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA Metodo Aoki-Velloso (Geral)

1) DADOS DA ESTACA

Estaca RAIZ

Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm²

Cota Arrasamento: 0.000 m

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP01

Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 4.10	Areia Siltosa
4.10 A 20.00	Silte Arenoso
20.00 A 22.00	Argila Silto Arenosa
22.00 A 28.10	Silte Areno Argiloso

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	
(+) PP	(*) PR				
1.00	3.00	7	46	53	+
2.00	4.00	24	61	84	+*
3.00	4.00	42	61	103	+ *
4.00	5.00	64	55	118	+ *
5.00	6.00	84	63	146	+ *
6.00	7.00	107	73	180	+ *
7.00	6.00	130	63	193	+ *
8.00	7.00	153	73	226	+ *
9.00	6.00	176	63	239	+ *
10.00	4.00	194	42	236	+ *
11.00	3.00	207	31	238	+ *
12.00	4.00	219	42	261	+ *
13.00	5.00	235	52	287	+ *
14.00	4.00	251	42	293	+ *
15.00	5.00	267	52	319	+ *
16.00	5.00	285	52	337	+ *
17.00	6.00	305	63	367	+ *
18.00	8.00	329	83	413	+ *
19.00	10.00	362	104	466	+ *
20.00	8.00	394	50	444	+ *
21.00	6.00	414	38	452	+ *
22.00	7.00	433	60	493	+ *
23.00	8.00	461	68	529	+ *
24.00	9.00	492	77	569	+ *
25.00	6.00	520	51	571	+ *
26.00	4.00	539	34	573	+ *
27.00	9.00	563	77	640	+ *
28.00	40.00	654	341	995	+ *

Furo SP-02

PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA
Metodo Aoki-Velloso (Geral)

1) DADOS DA ESTACA

Estaca METALICA

Perimetro.....: 103.00 cm Area da Base...: 332.00 cm²
Cota Arrasamento: 0.000 m

2) DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 3.90	Areia Siltosa
3.90 A 19.00	Silte Arenoso
19.00 A 26.20	Argila Silto Arenosa

3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	3.00	7	46	53		+
2.00	4.00	24	61	84		+*
3.00	5.00	45	74	118		+ *
4.00	5.00	68	52	120		+ *
5.00	5.00	86	52	138		+ *
6.00	5.00	103	52	155		+ *
7.00	4.00	119	42	161		+ *
8.00	6.00	137	63	200		+ *
9.00	6.00	159	63	221		+ *
10.00	5.00	178	52	230		+ *
11.00	6.00	198	63	260		+ *
12.00	2.00	212	21	233		+ *
13.00	3.00	221	31	252		+ *
14.00	5.00	235	52	287		+ *
15.00	4.00	251	42	293		+ *
16.00	4.00	265	42	307		+ *
17.00	5.00	281	52	334		+ *
18.00	7.00	303	73	376		+ *
19.00	8.00	329	50	380		+ *
20.00	6.00	350	38	387		+ *
21.00	10.00	373	63	436		+ *
22.00	10.00	402	63	465		+ *
23.00	11.00	433	69	502		+ *
24.00	11.00	465	69	534		+ *
25.00	10.00	495	63	558		+ *
26.00	40.00	568	250	819		+ *

----- ----- ----- -----
0 25 50 75 100

Foram adotadas estacas do tipo metálica utilizando estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf, todavia as mesmas foram paralizadas para carga de trabalho de 30 tf, em atendimento aos esforços atuantes. O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto

deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 27,0 m. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 27,0m.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm²)..300

Coef. de minoração da resistência característica do concreto...1.4

Aço

Coefficiente de minoração da resistência característica do aço..1.15

Critérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)..... 3

Cobrimento do pilar (cm).....3

Considerar seção do pilar.....Retangular

Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U)..40

Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento...16

Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....15

Lastro de concreto magro (cm).....5

Coefficientes

Coefficiente de majoração de cargas.....1.4

Coefficiente adicional de majoração de cargas..... 1.2

Coefficiente de efeito Rüsç.....9

Coefficiente de redução para altura útil.....9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm²/m).....1.5

Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm²/m)....1.5

Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm²/m)..... 1.5

Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm²/m)..... 1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....Dobra 90°

Armadura lateral ou de pele.....Fechada

Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....20

Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....20

Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....15

Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto...1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída..... Dobra 90°

Armadura secundária (suspensão ou malha)..... Duplo U

Armadura lateral ou de pele..... Duplo U

Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada 100
 Porcentagem para As da armadura de suspensão..... 50
 Porcentagem para As da armadura lateral..... 15
 Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto... 2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento; AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver); Ascin: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5
 Retang. (2x)

GEOMETRIA [cm,m3]	CARGAS [tf,m]	TENSOES [kgf/cm ²]	VERIF. [cm, graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****

ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0		
P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos: 1 N Mx My [tf,m]
 Caso 1: 25.00 .00 1.00

BLOCO: 3 - BP3 Retang. (1x)

GEOMETRIA [cm,m3]	CARGAS [tf,m]	TENSOES [kgf/cm ²]	VERIF. [cm, graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****

ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0		
SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0	SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		
Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5			

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos: 1 N Mx My [tf,m]
 Caso 1: 75.00 5.00 5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
 Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm)	3
Diâmetro do agregado (brita)	2.5
- Unidades de saída	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm]	3
Módulo de elasticidade - E	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm]	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm]	3

Dim. de Armaduras

Gama s	1.15
Gama c	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção	8
Porcentagem de armadura mínima na seção	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB)	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada)	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo	5
- Red da flex comp oblíq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Momento 2ª Ordem seção retângulo $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Momento 2ª Ordem seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar	10
Condições de vínculo no topo e na base	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes	Reta

Lambda limite para o cálculo pelo método geral	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m)	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m)	1
Número máximo de iterações	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140	1.4

Fluência

Cálculo de fluência	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata	10
Tolerância para As exata (%)	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos	005

Carregamentos

<i>Excentricidades</i>	
Excentricidade acidental mínima	2
Excentricidade acidental máxima	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0	
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36						
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34						
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P3

num. 2 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2	
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P2=P4

num. 3 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9	
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45						
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

Cálculo dos Consolos.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral.....Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral Com salto de página

Concreto

- Cobrimento de armaduras 3
- F c k.....300
- Módulo de elasticidade – E260.7
- Coefficiente para cálculo do E.....9
- Coefficiente de minoração do concreto 1.4
- K53 - Cálculo da bitola de fissuração Conforme a NBR-6118
- Abertura de fissuras admissível..... 3

Esforços

- Coefficiente de majoração 1.4
- Cálculo de esforços solicitantes Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação) Flechas
 c/ def lenta
 Fator entre carga permanente e total 85

Aço

Coefficiente de minoração do aço 1.15
 Comprimento da barra da usina 11.4
 - Corte de barras maiores que da usina Corta barras maiores
 Valor de Psi5 para cálculo de traspasse 0
 Comprimento para seleção de critério de emenda 18

```

console= C2                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
=====
    
```

```

console= Cl=3                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
=====
    
```

```

console=C4=5                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

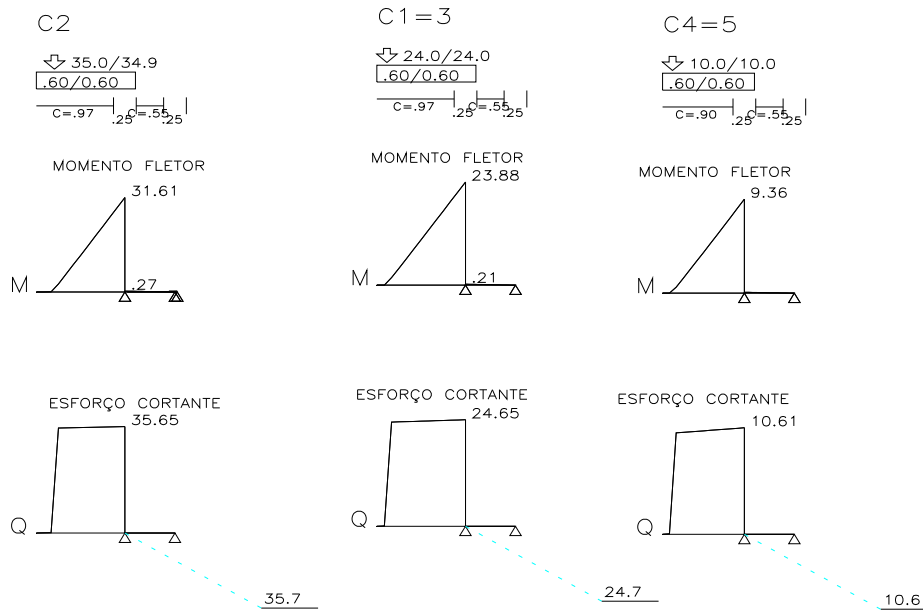
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
=====
    
```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

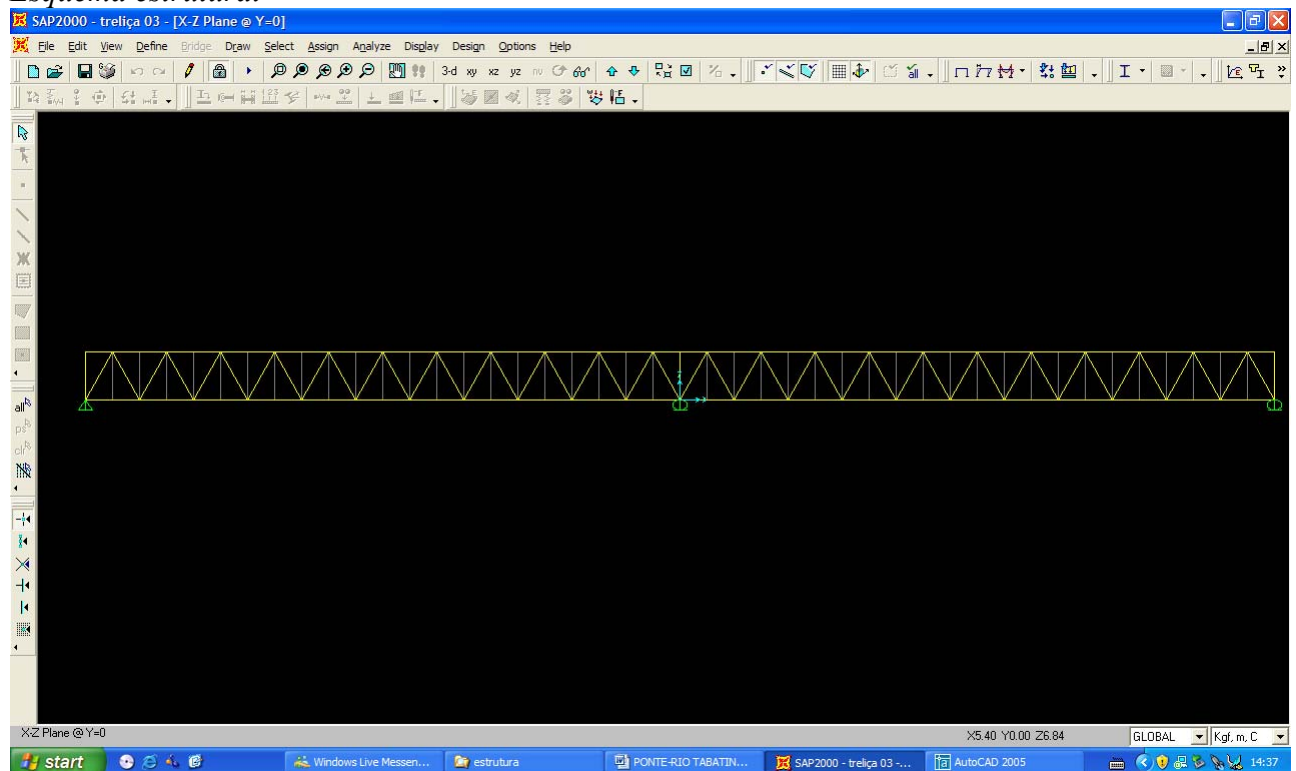


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

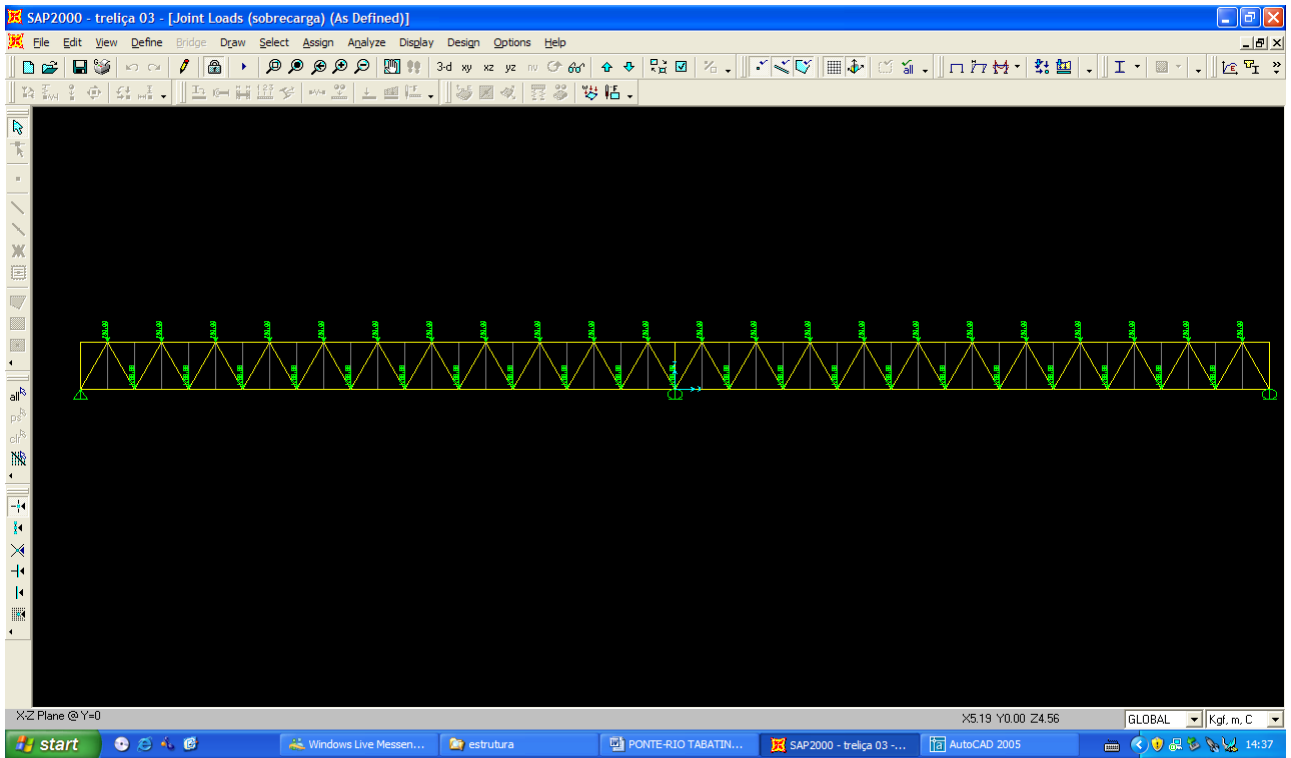
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

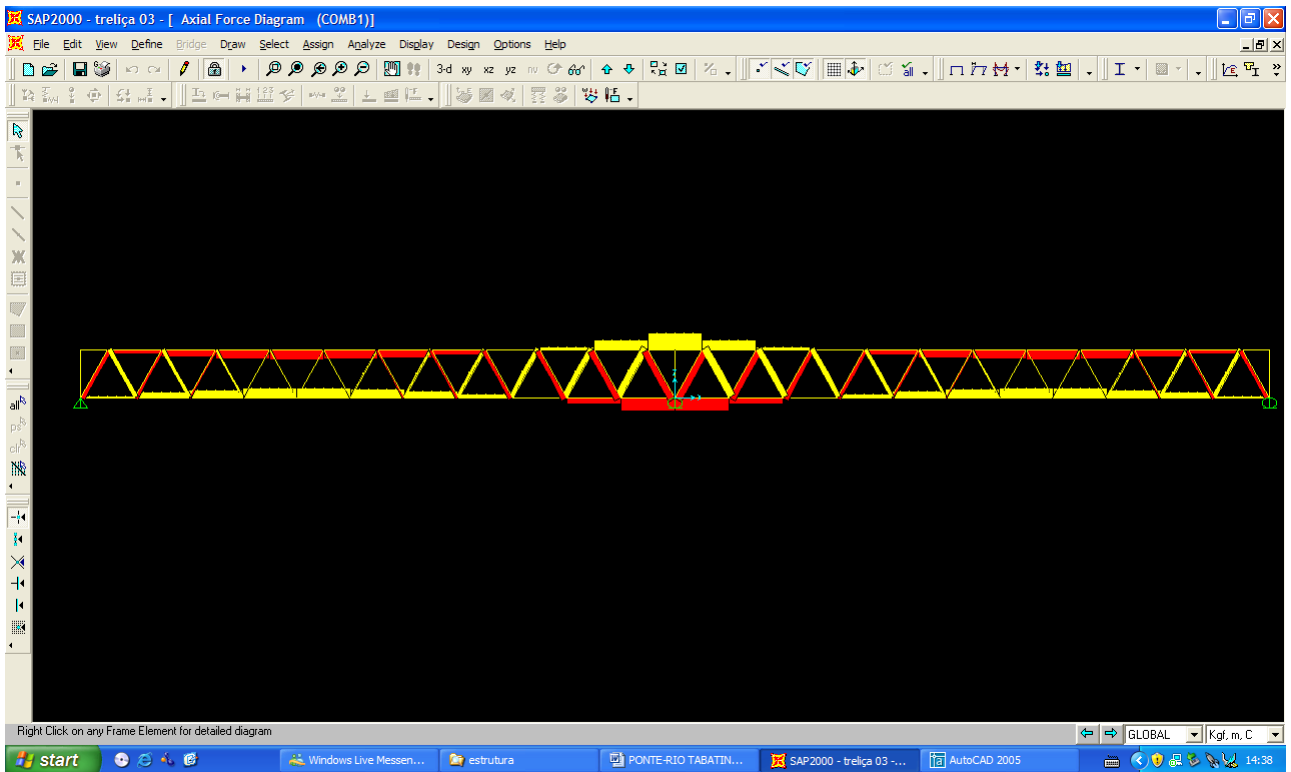
Esquema estrutural



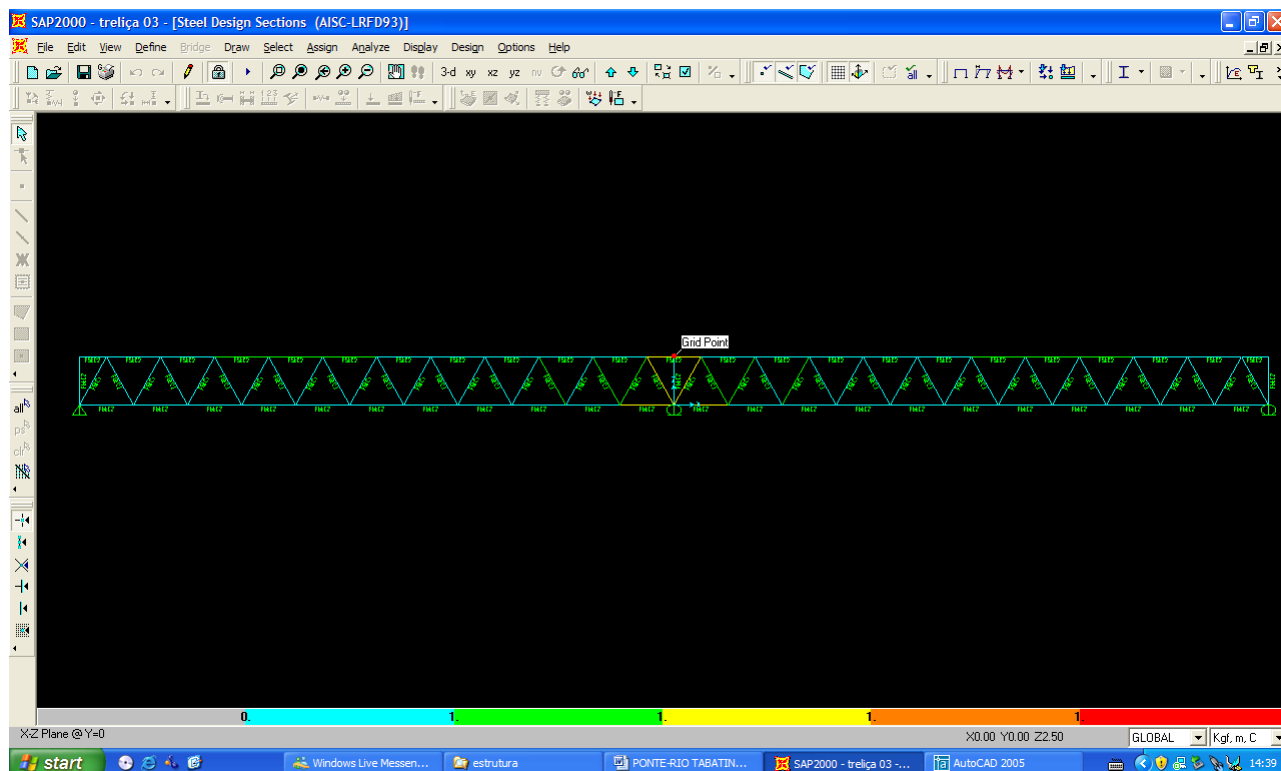
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.2 – Passarela Estaca 51+4,0

3.19.2.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.2.2 - Normas Especificações

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado

NBR6122 – Projeto e execução de fundações

NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações

NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado

NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.2.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.2.4 – Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.2.5 – Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

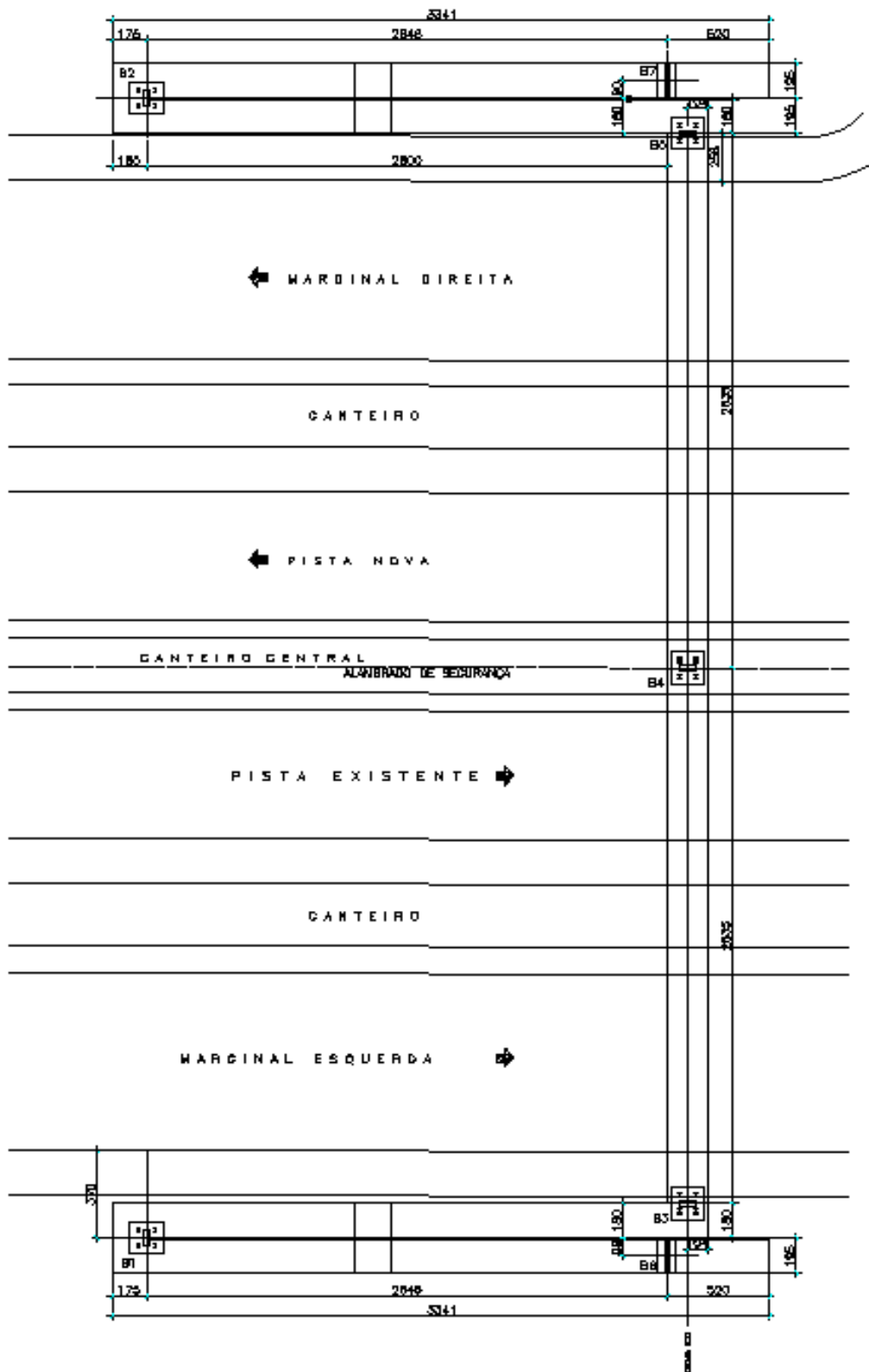
Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ $PP = 0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ $PP = 0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$
Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2
Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5\text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

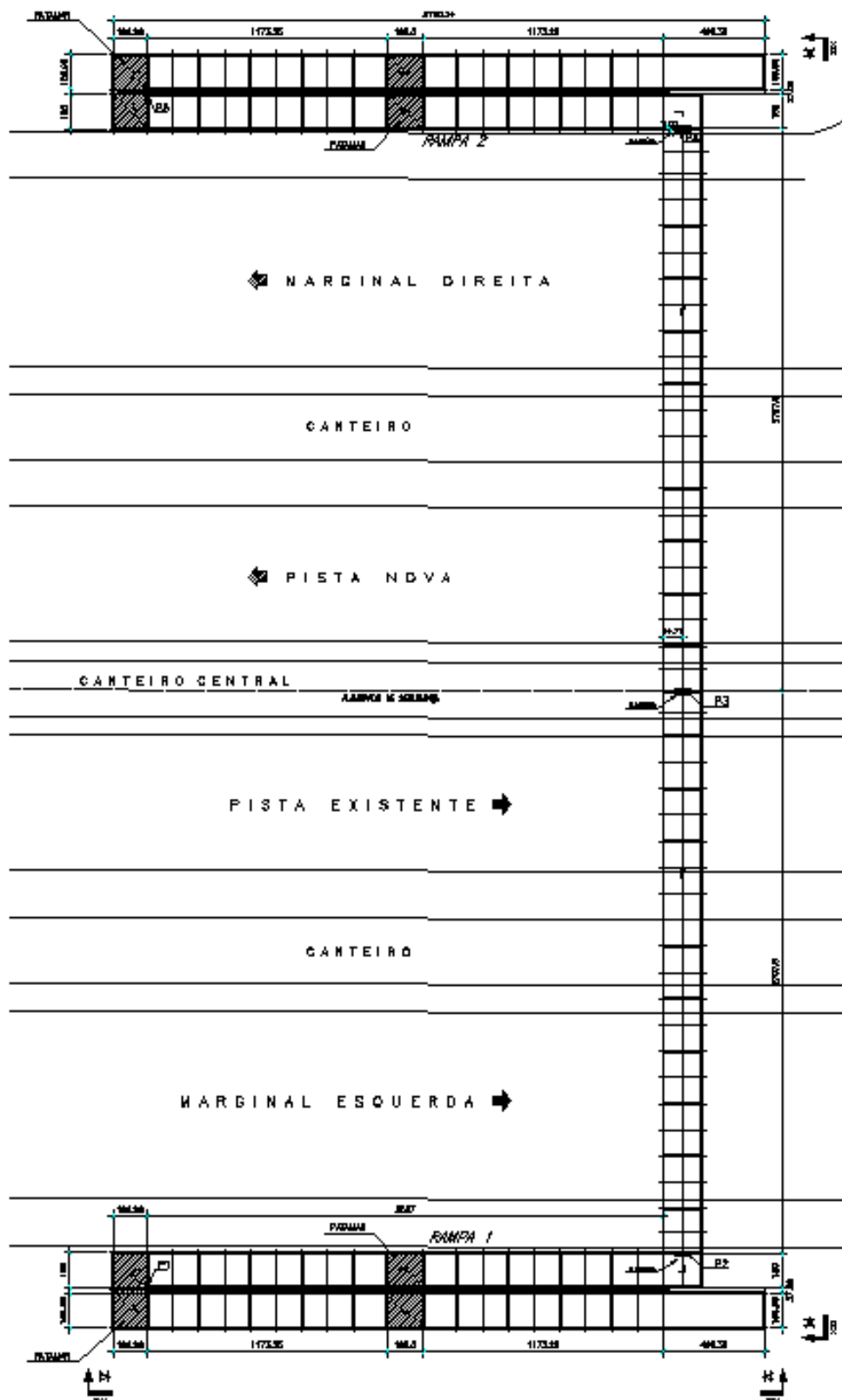
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.2.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.20.2.5 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

Piso:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$

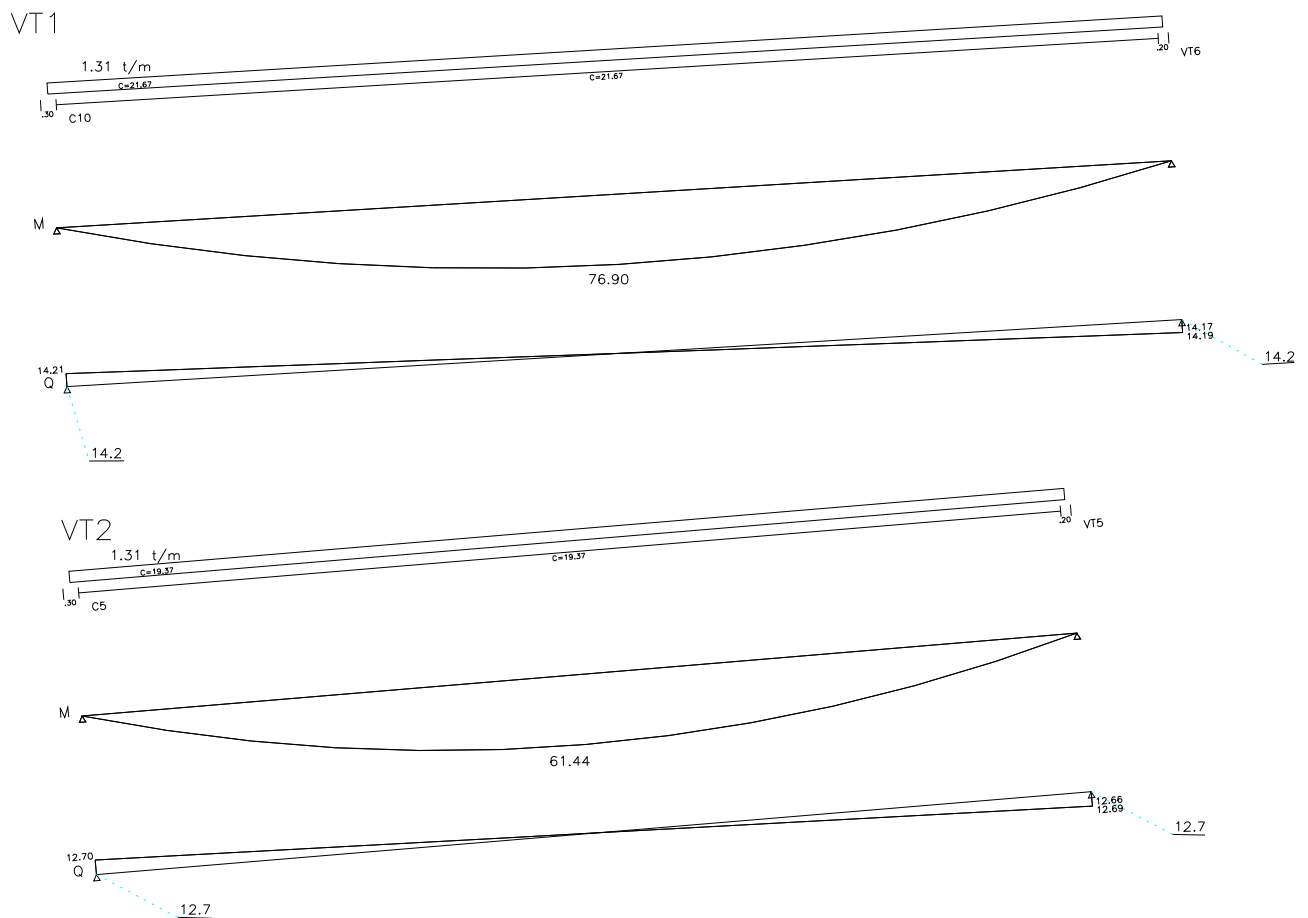
$R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.8 \text{ t/m}$ $M = 0.4 \text{ tm}$ $A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

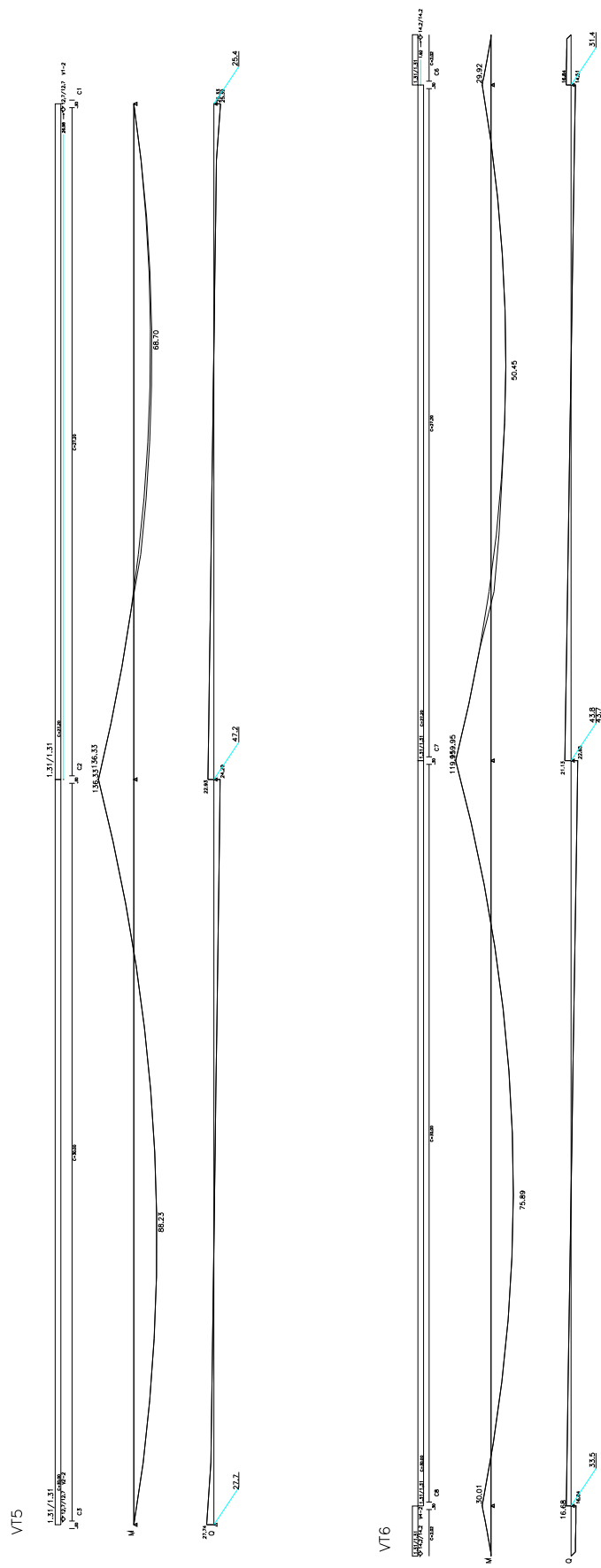
coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$

$R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.4 \text{ t/m}$ $M = 0.2 \text{ tm}$ $A_s = 1.10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :





Resumo De Cargas Normais Acumuladas (T, Tm) – Esforços Máximos Para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
 B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
 [[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

 []
 []
 []
 [[NUMERO :]] [[DATA : 21/10/13

[1) DADOS DA ESTACA]

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
 Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base..: 1320.25 cm2
 Cota Arrasamento: 0.000 m

[2) DADOS DO TERRENO]

Sondagem.....: SP01
 Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 3.90	Areia Siltosa
3.90 A 17.80	Silte Arenoso
17.80 A 21.10	Argila Silto Arenosa
21.10 A 24.16	Silte Areno Argiloso

[3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	2.00	5	30	35	+*	
2.00	4.00	19	61	80	+	
3.00	4.00	38	59	96	+*	
4.00	4.00	56	42	98	+ *	
5.00	4.00	70	42	112	+ *	
6.00	5.00	86	52	138	+ *	
7.00	4.00	102	42	144	+ *	
8.00	3.00	115	31	146	+ *	
9.00	6.00	131	63	193	+ *	
10.00	2.00	145	21	166	+ *	
11.00	3.00	154	31	185	+ *	
12.00	3.00	165	31	196	+ *	
13.00	5.00	179	52	231	+ *	
14.00	5.00	197	52	249	+ *	
15.00	6.00	216	63	279	+ *	
16.00	8.00	241	83	325	+ *	
17.00	9.00	271	86	358	+ *	
18.00	10.00	304	63	367	+ *	
19.00	10.00	333	63	396	+ *	
20.00	11.00	364	69	433	+ *	
21.00	10.00	394	83	477	+ *	
22.00	9.00	429	77	506	+ *	
23.00	8.00	460	68	529	+ *	
24.00	40.00	549	341	891		

Furo SP-02

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]

[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[
[[
[[
[[NUMERO : [[DATA : 21/10/13

[1) DADOS DA ESTACA]

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base..: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[2) DADOS DO TERRENO]

Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m) CLASSIFICACAO

0.00 A 3.50 Areia Siltosa
3.50 A 18.20 Silte Arenoso
18.20 A 25.20 Argila Silto Arenosa

[3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	2.00	5	30	35	+*	
2.00	3.00	16	46	62	+*	
3.00	4.00	33	51	84	+*	
4.00	5.00	52	52	104	+*	
5.00	3.00	66	31	97	+*	
6.00	3.00	76	31	108	+*	
7.00	2.00	85	21	106	+*	
8.00	6.00	100	63	162	+*	
9.00	6.00	121	63	184	+*	
10.00	4.00	139	42	181	+*	
11.00	4.00	153	42	195	+*	
12.00	2.00	164	21	185	+*	
13.00	3.00	173	31	204	+*	
14.00	5.00	187	52	239	+*	
15.00	4.00	203	42	245	+*	
16.00	4.00	217	42	259	+*	
17.00	5.00	233	52	285	+*	
18.00	7.00	255	50	304	+*	
19.00	7.00	276	44	320	+*	
20.00	9.00	299	56	355	+*	
21.00	9.00	325	56	382	+*	
22.00	11.00	354	69	423	+*	
23.00	10.00	385	63	448	+*	
24.00	12.00	417	75	492	+*	
25.00	40.00	493	250	743	+*	

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf , todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf , em atendimento aos esforços atuantes . O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 25,0 m. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 25,0m.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm ²)	300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto	1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço	1.15
---	------

Critérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)	3
Cobrimento do pilar (cm)	3
Considerar seção do pilar	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U)	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm)	15
Lastro de concreto magro (cm)	5

Coeficientes

Coeficiente de majoração de cargas	1.4
Coeficiente adicional de majoração de cargas	1.2
Coeficiente de efeito Rüsç	9
Coeficiente de redução para altura útil	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m)	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m)	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m)	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m)	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal > Distribuída	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha)	Duplo U

Armadura lateral ou de pele	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão	50
Porcentagem para As da armadura lateral	15
Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ, AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascint: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA [cm,m3]	CARGAS [tf,m]	TENSOES [kgf/cm2]	VERIF. [cm, graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****

ARMADURAS [cm2, cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0		
P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos: 1	N	Mx	My [tf,m]
Caso 1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA [cm,m3]	CARGAS [tf,m]	TENSOES [kgf/cm2]	VERIF. [cm, graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****

ARMADURAS [cm2, cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0		
SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0	SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		
Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5			

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos: 1	N	Mx	My [tf,m]
Caso 1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm)	3
Diâmetro do agregado (brita)	2.5
- Unidades de saída	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm]	3
Módulo de elasticidade - E	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm]	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm]	3

Dim. de Armaduras

Gama s	1.15
Gama c	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção	8
Porcentagem de armadura mínima na seção	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB)	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada)	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência	0
Cálculo do comprimento equivalente LE	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo	5
- Red da flex comp obliq em normal	Não se alteram os esforços
- Opções para aplicação de M1d,mín	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo de Momento 2ª Ordem seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo de Momento 2ª Ordem seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar	10
Condições de vínculo no topo e na base	Bi-articulado girado

Tipo de correção das rigidezes	Reta
Lambda limite para o cálculo pelo método geral	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m)	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m)	1
Número máximo de iterações	20

Coeficiente de ponderação das ações

Coeficiente de ponderação GamaF	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto	1.1
Coeficiente adicional para lambda > 140	1.4

Fluência

Cálculo de fluência	Segue NBR6118:2003
Coeficiente de fluência	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata	10
Tolerância para As exata (%)	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos	005

Carregamentos

Excentricidades

Excentricidade acidental mínima	2
Excentricidade acidental máxima	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36			**VER NOTA (A)**		
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34					
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

PILAR:P3

num. 2														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90			**VER NOTA (A)**		
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

PILAR:P2=P4

num. 3														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			**VER NOTA (A)**		
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

Cálculo dos Consolos.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral.....Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral Com salto de página

Concreto

Cobrimento de armaduras	3
F c k.....	300
Módulo de elasticidade – E	260.7
Coefficiente para cálculo do E.....	9
Coefficiente de minoração do concreto	1.4
K53 - Cálculo da bitola de fissuração	Conforme a NBR-6118
Abertura de fissuras admissível.....	3

Esforços

Coefficiente de majoração	1.4
- Cálculo de esforços solicitantes	Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação) Flechas c/ def lenta
 Fator entre carga permanente e total 85

Aço

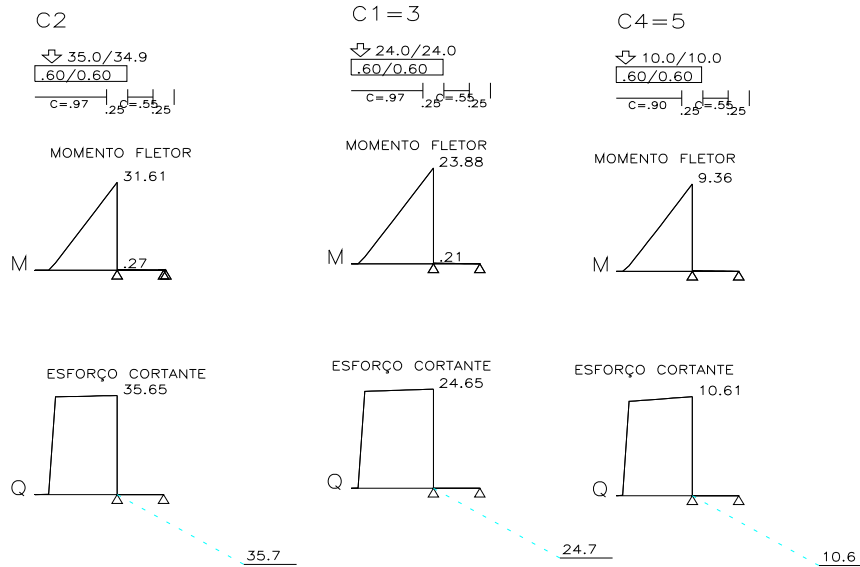
Coefficiente de minoração do aço 1.15
 Comprimento da barra da usina 11.4
 - Corte de barras maiores que da usina Corta barras maiores
 Valor de Psi5 para cálculo de traspasse 0
 Comprimento para seleção de critério de emenda 18

```
comsole= C2                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
```

```
console= C1=3                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
```

```
console=C4=5                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

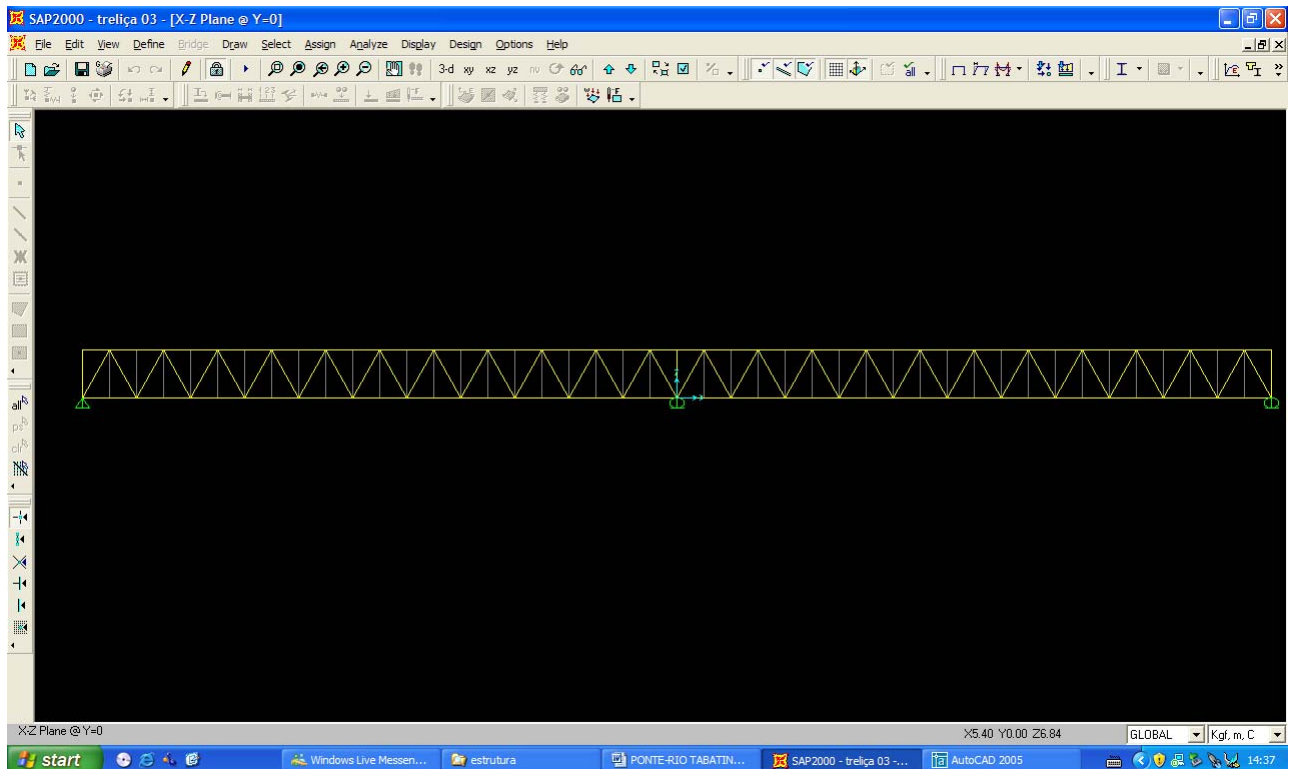


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

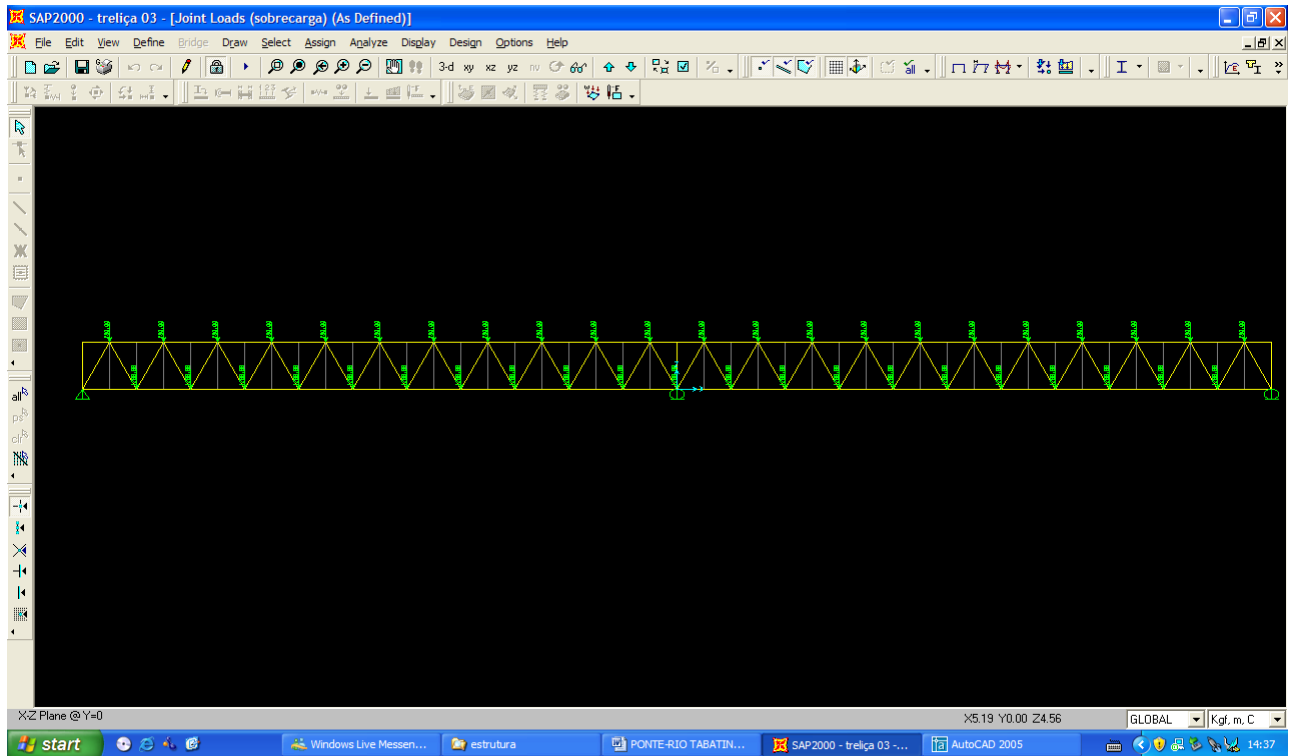
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

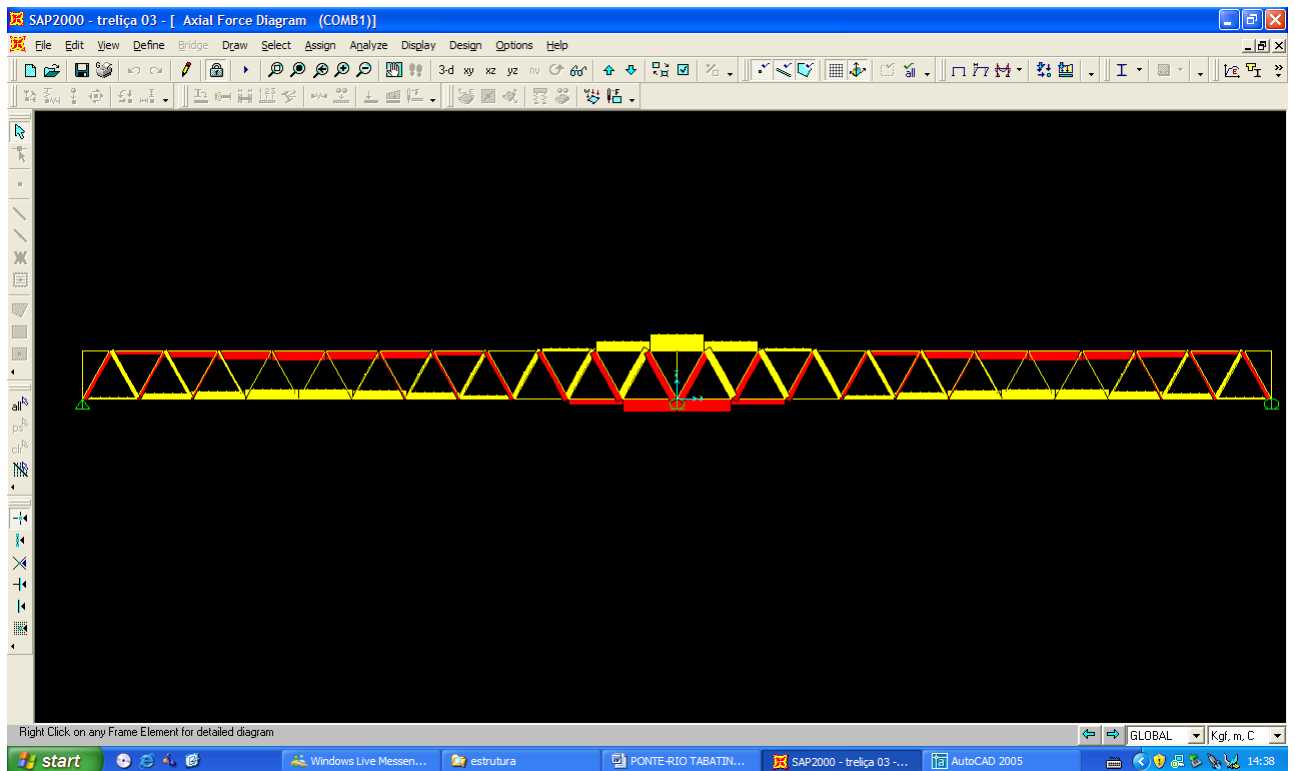
Esquema estrutural



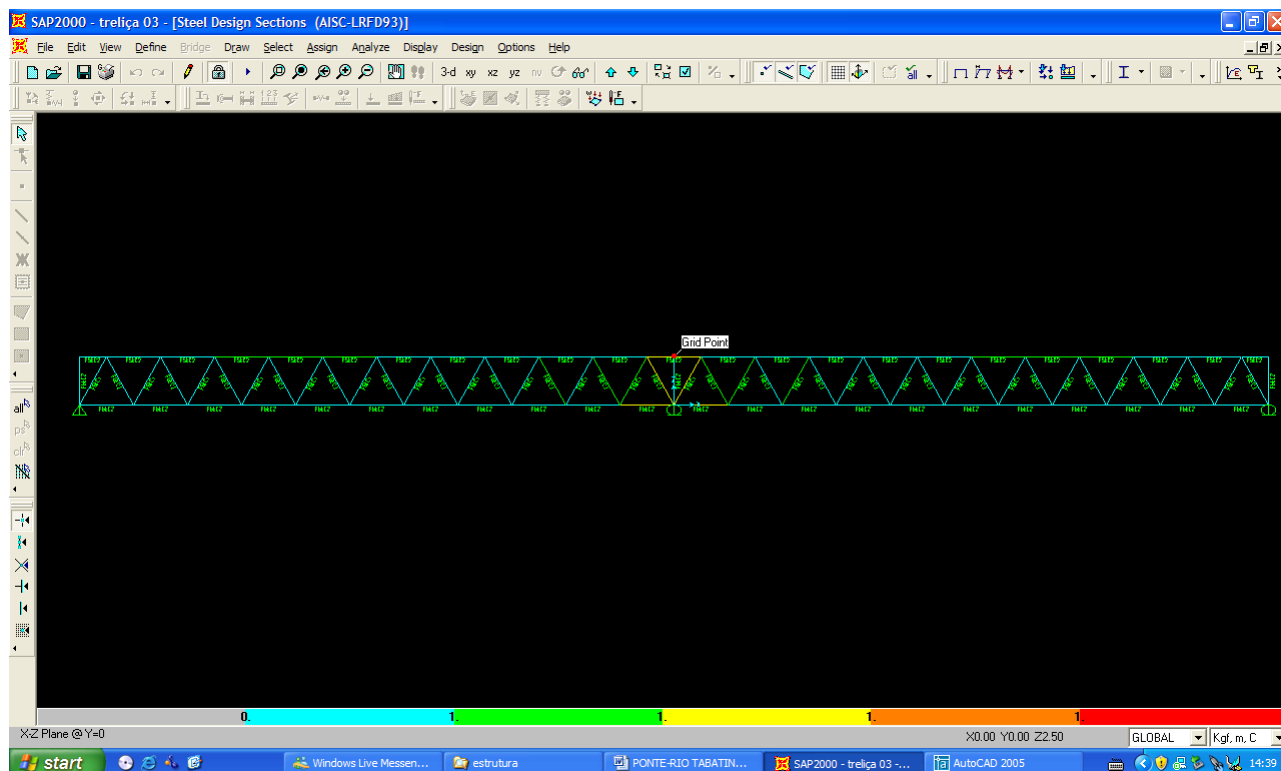
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.3 – Passarela Estaca 116+0,00

3.20.3.1 - Objetivos

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.3.2 - Normas Especificações

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
 NBR6122 – Projeto e execução de fundações
 NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
 NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
 NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.3.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.3.4 – Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.3.5 – Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ $PP = 0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$.

Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ $PP = 0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2

Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5\text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

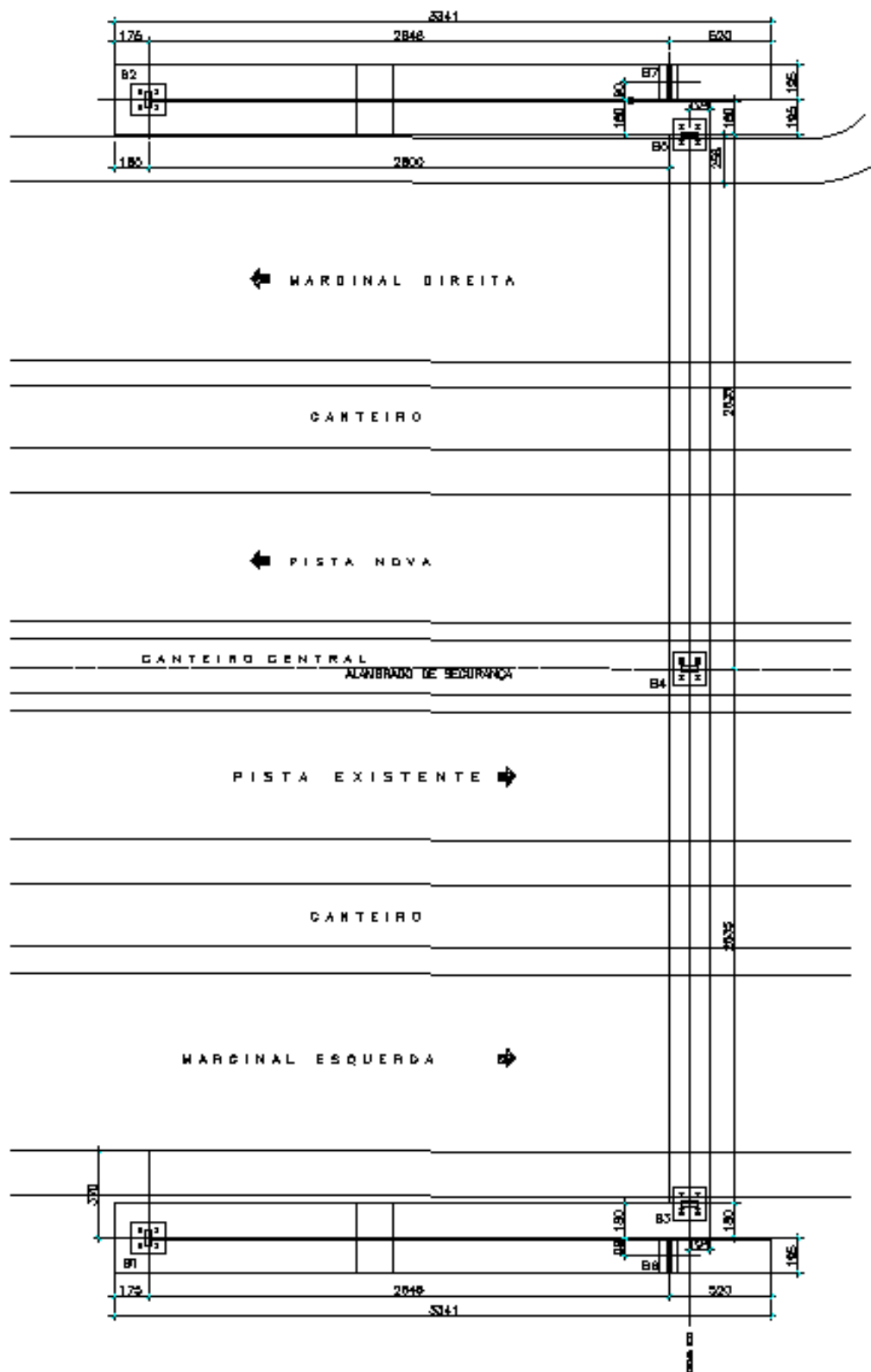
Peso próprio da estrutura metálica:

Peso total da estrutura: 22.0 t

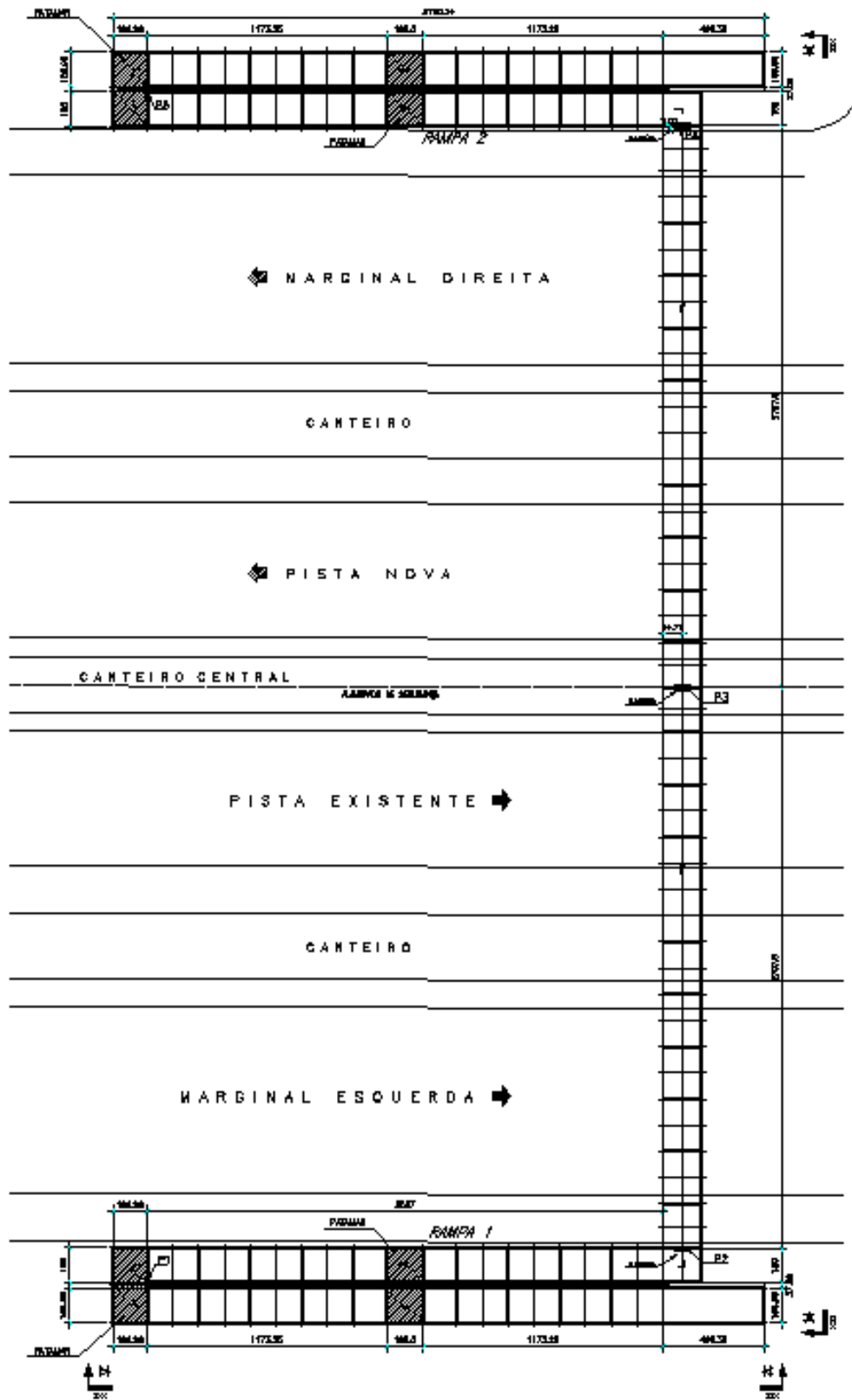
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.3.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.3.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

Piso:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$

$R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = \mathbf{0.8 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.4 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2/\text{m}}$

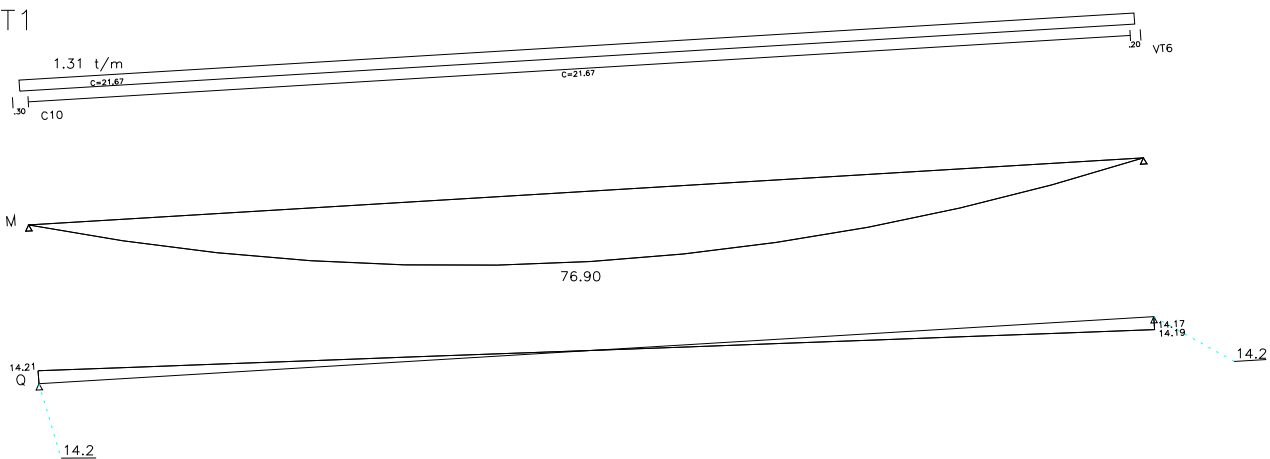
coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$

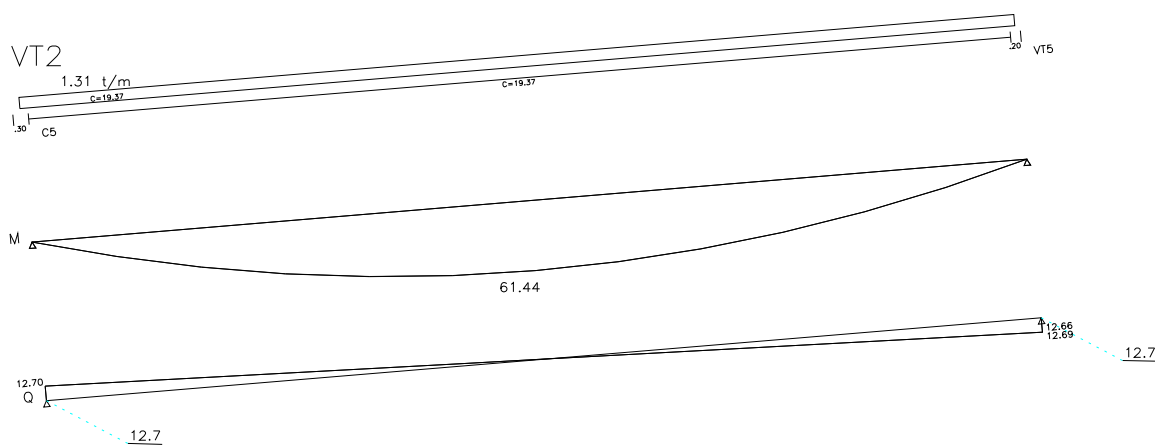
$R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = \mathbf{0.4 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.2 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2/\text{m}}$

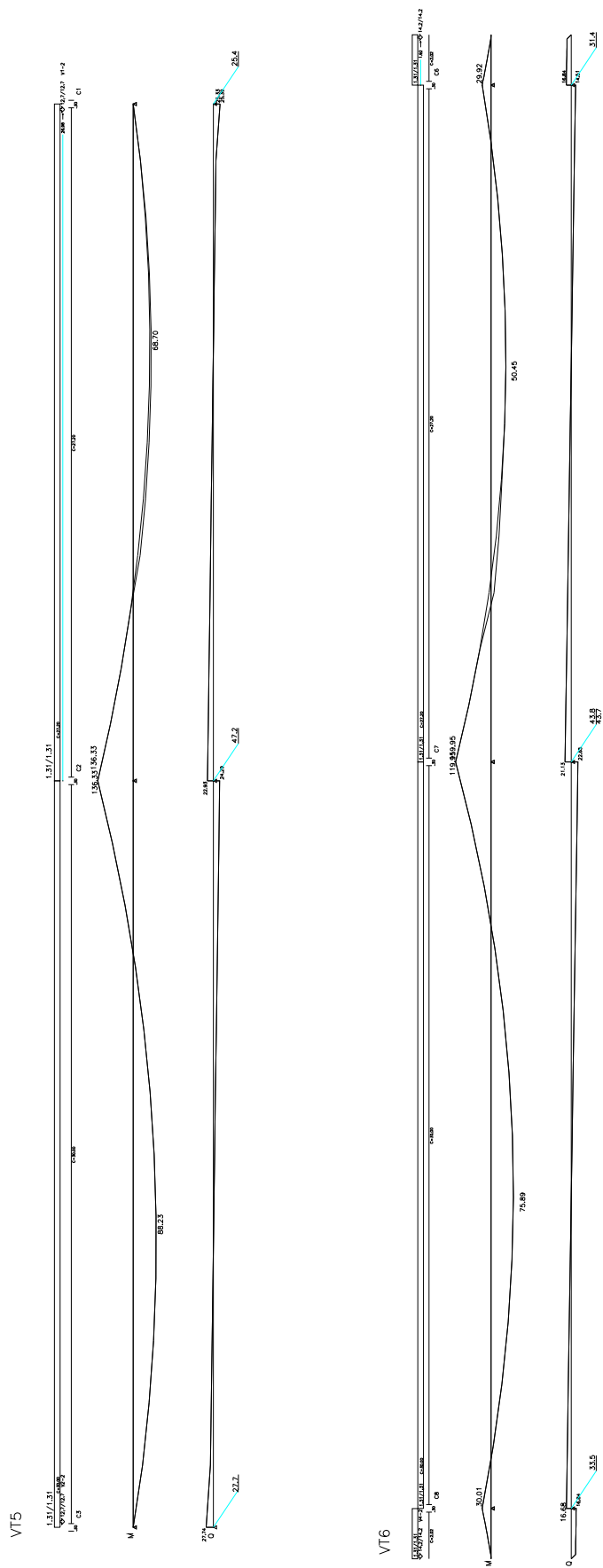
Esquema estrutural das vigas treliçadas :

VT1



VT2



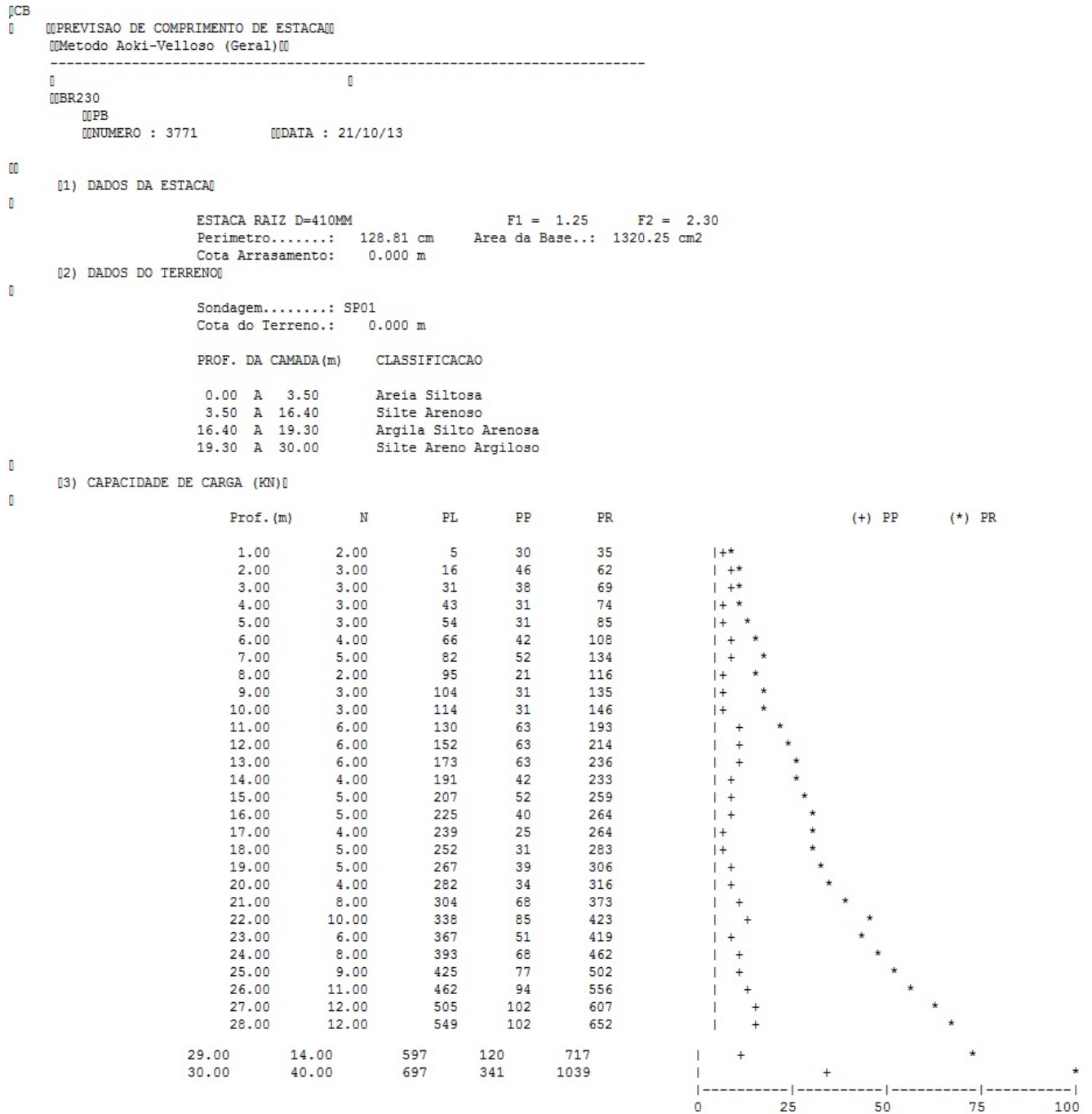


Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01



Furo SP-02

0
 00BR230
 00PB
 00NUMERO : 3771 00DATA : 21/10/13

[1] DADOS DA ESTACA

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
 Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm²
 Cota Arrasamento: 0.000 m

[2] DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP02
 Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 3.50	Areia Siltosa
3.50 A 18.00	Silte Arenoso
18.00 A 29.40	Argila Silto Arenosa

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	2.00	5	30	35	+*	
2.00	2.00	14	30	44	+*	
3.00	2.00	24	26	49	+*	
4.00	3.00	34	31	65	+*	
5.00	3.00	45	31	76	+*	
6.00	3.00	55	31	87	+*	
7.00	4.00	68	42	109	+*	
8.00	4.00	82	42	124	+*	
9.00	5.00	98	52	150	+*	
10.00	5.00	116	52	168	+*	
11.00	6.00	135	63	198	+*	
12.00	6.00	157	63	219	+*	
13.00	5.00	176	52	228	+*	
14.00	6.00	196	63	259	+*	
15.00	7.00	219	73	292	+*	
16.00	7.00	244	73	317	+*	
17.00	8.00	271	83	354	+*	
18.00	7.00	297	44	341	+*	
19.00	6.00	316	38	354	+*	
20.00	9.00	338	56	395	+*	
21.00	7.00	361	44	405	+*	
22.00	7.00	382	44	426	+*	
23.00	10.00	407	63	469	+*	
24.00	10.00	436	63	498	+*	
25.00	9.00	463	56	520	+*	
26.00	11.00	493	69	561	+*	
27.00	12.00	526	75	601	+*	
28.00	12.00	561	75	636	+*	
29.00	40.00	637	250	887		

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 64tf , todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf , em atendimento aos esforços atuantes . O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 27,0 m. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 25,0m.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm ²)	300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto	1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço	1.15
---	------

Critérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)	3
Cobrimento do pilar (cm)	3
Considerar seção do pilar	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U)	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm)	15
Lastro de concreto magro (cm)	5

Coeficientes

Coeficiente de majoração de cargas	1.4
Coeficiente adicional de majoração de cargas	1.2
Coeficiente de efeito Rüsç	9
Coeficiente de redução para altura útil	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m)	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m)	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m)	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m)	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha)	Duplo U

Armadura lateral ou de pele	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/ P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0 Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My	[tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00	

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA [cm, m3]	CARGAS [tf, m]	TENSOES [kgf/cm2]	VERIF. [cm, graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2, cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5 SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0 Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5		Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0 SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5	

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos: 1 N Mx My [tf, m]
Caso 1: 75.00 5.00 5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm)	3
Diâmetro do agregado (brita)	2.5
- Unidades de saída	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm]	3
Módulo de elasticidade – E	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm]	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm]	3

Dim. de Armaduras

Gama s	1.15
Gama c	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção	8
Porcentagem de armadura mínima na seção	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB)	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada)	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo	5
Red da flex comp oblíq em normal	Não se alteram os esforços
- Opções para aplicação de M1d,mín	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Mom 2ª Ord seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Mom 2ª Ord seç qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes	Reta
Lambda limite para o cálculo pelo método geral	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m)	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação γ_{aF}	1.4
Parcela de γ_{aF} que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para $\lambda > 140$	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%)	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos	005

Carregamentos

Excentricidades	
Excentricidade acidental mínima	2

Excentricidade acidental máxima..... 15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

- SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
- Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
- NbH = Numero de Barras lado H
- NbB = Numero de Barras lado B

PILAR: P1=P5

num. 1												Esforço de Cálculo do Dimensionamento					
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36			**VER NOTA (A)**		
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34					
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

PILAR: P3

num. 2												Esforço de Cálculo do Dimensionamento					
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2
L. 1	30.0	80.03	.7	18	25.0	10.0	18	7	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					20.0	8.0	26	11	2	88.36	3.7	83.90			**VER NOTA (A)**		
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

PILAR: P2=P4

num. 3												Esforço de Cálculo do Dimensionamento					
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9
L. 1	30.0	80.02	.1	16	20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70			**VER NOTA (A)**		
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

Cálculo dos Consoles.

Crítérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral..... Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral Com salto de página

Cobrimento de armaduras	3
F c k.....	300
Módulo de elasticidade – E	260.7
Coefficiente para cálculo do E.....	9
Coefficiente de minoração do concreto	1.4

K53 - Cálculo da bitola de fissuração Conforme a NBR-6118
 Abertura de fissuras admissível..... 3

Esforços

Coefficiente de majoração 1.4
 - Cálculo de esforços solicitantes Regime elástico
 Flechas

- Cálculo de flechas (deformação) Flechas c/ def lenta
 Fator entre carga permanente e total 85

Aço

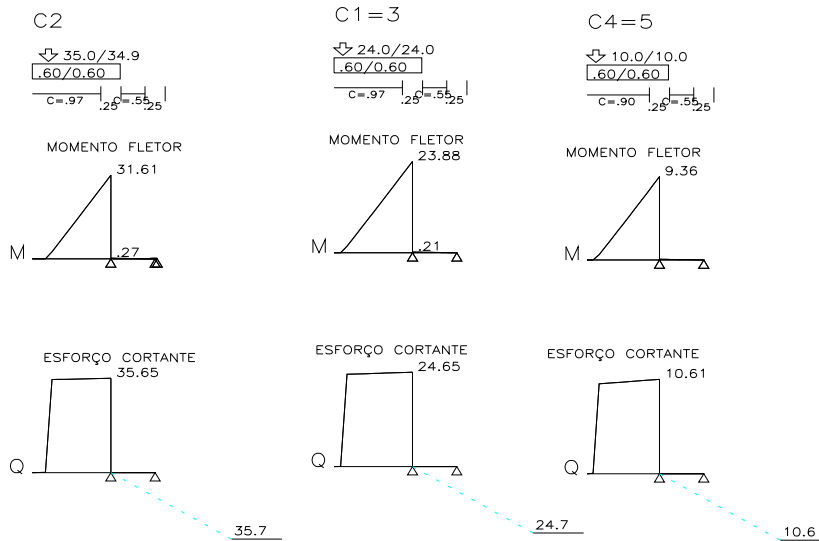
Coefficiente de minoração do aço 1.15
 Comprimento da barra da usina 11.4
 - Corte de barras maiores que da usina Corta barras maiores
 Valor de Psi5 para cálculo de traspasse 0
 Comprimento para seleção de critério de emenda 18

```
console= C2                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MEsq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MEsq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 | x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
```

```
console= C1=3                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MEsq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MEsq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 | x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
```

```
console=C4=5                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MEsq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MEsq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 | x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

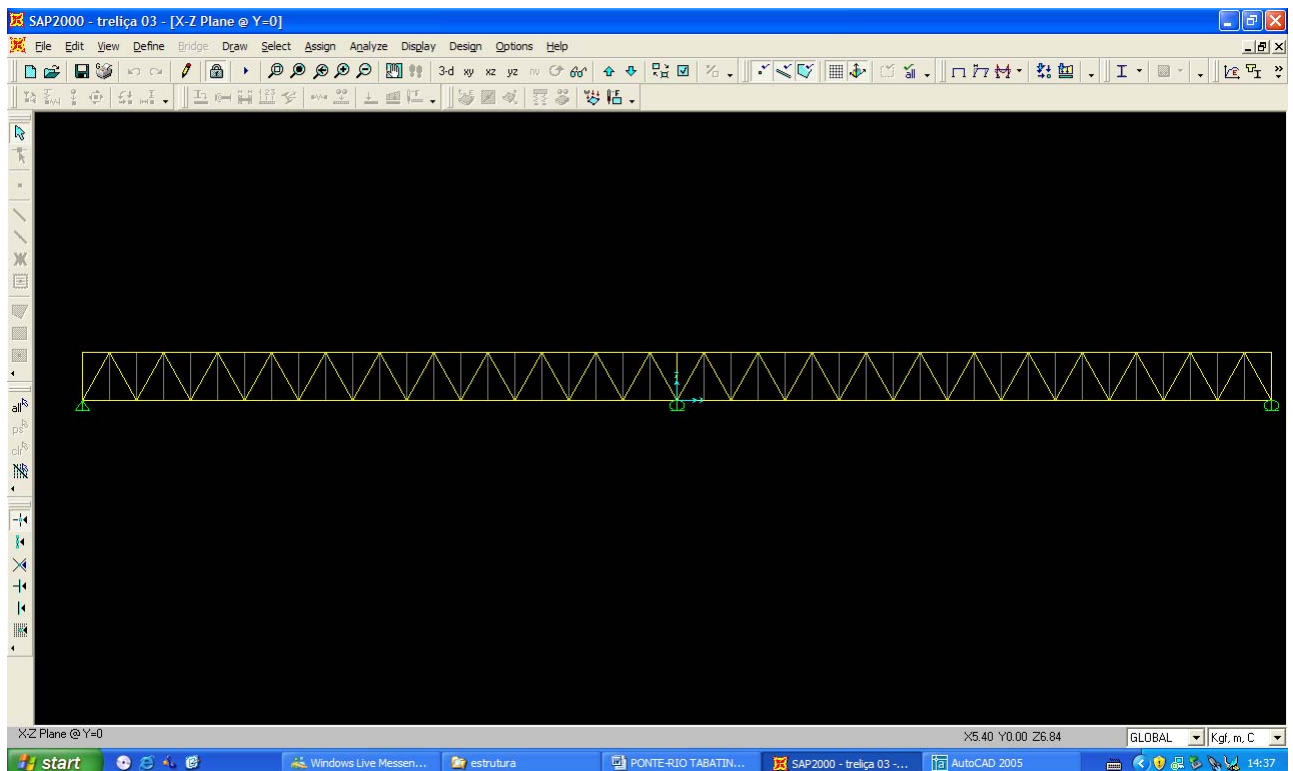


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

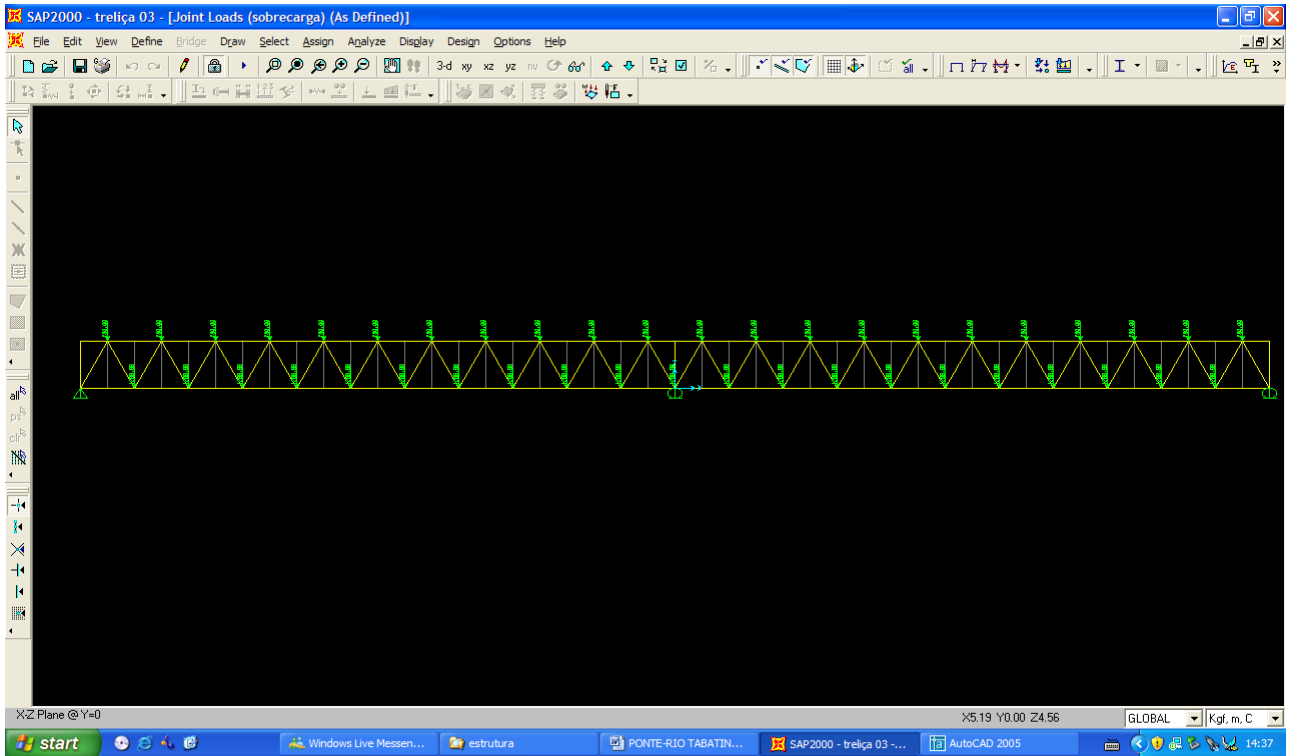
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

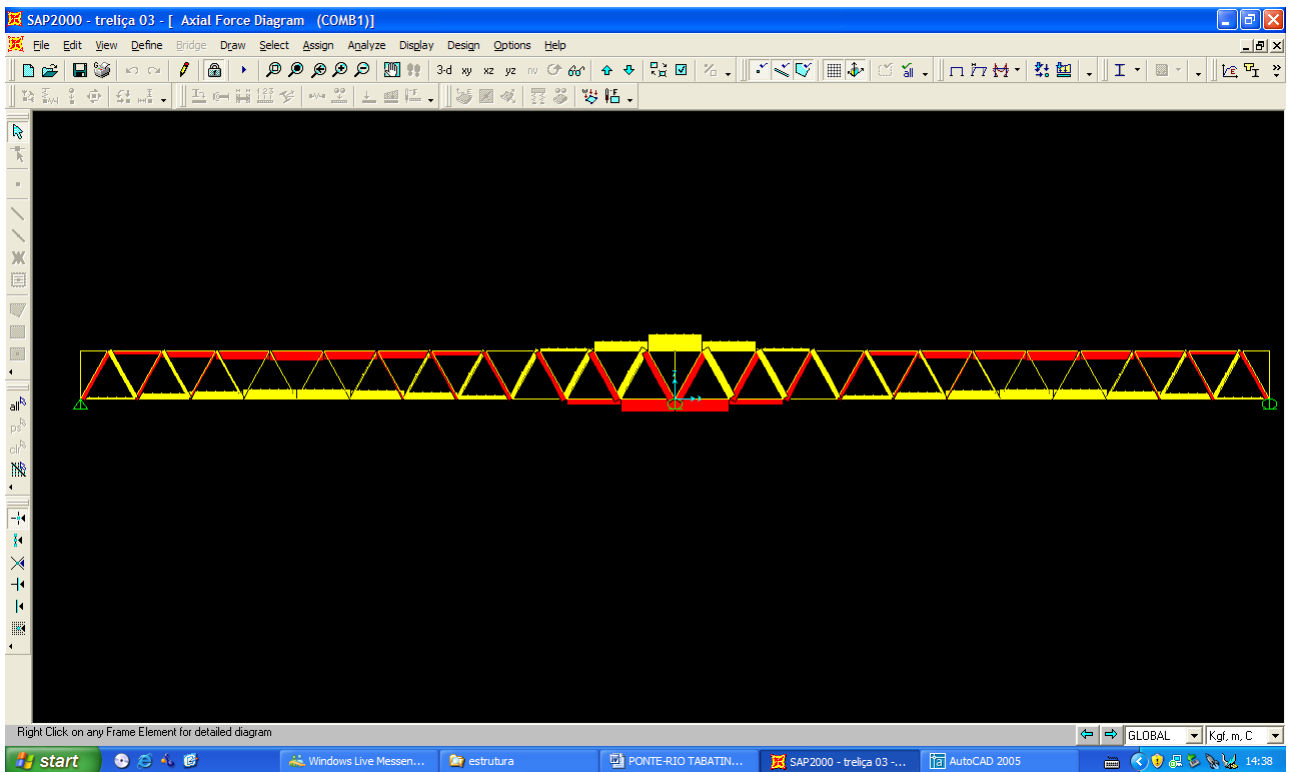
Esquema estrutural



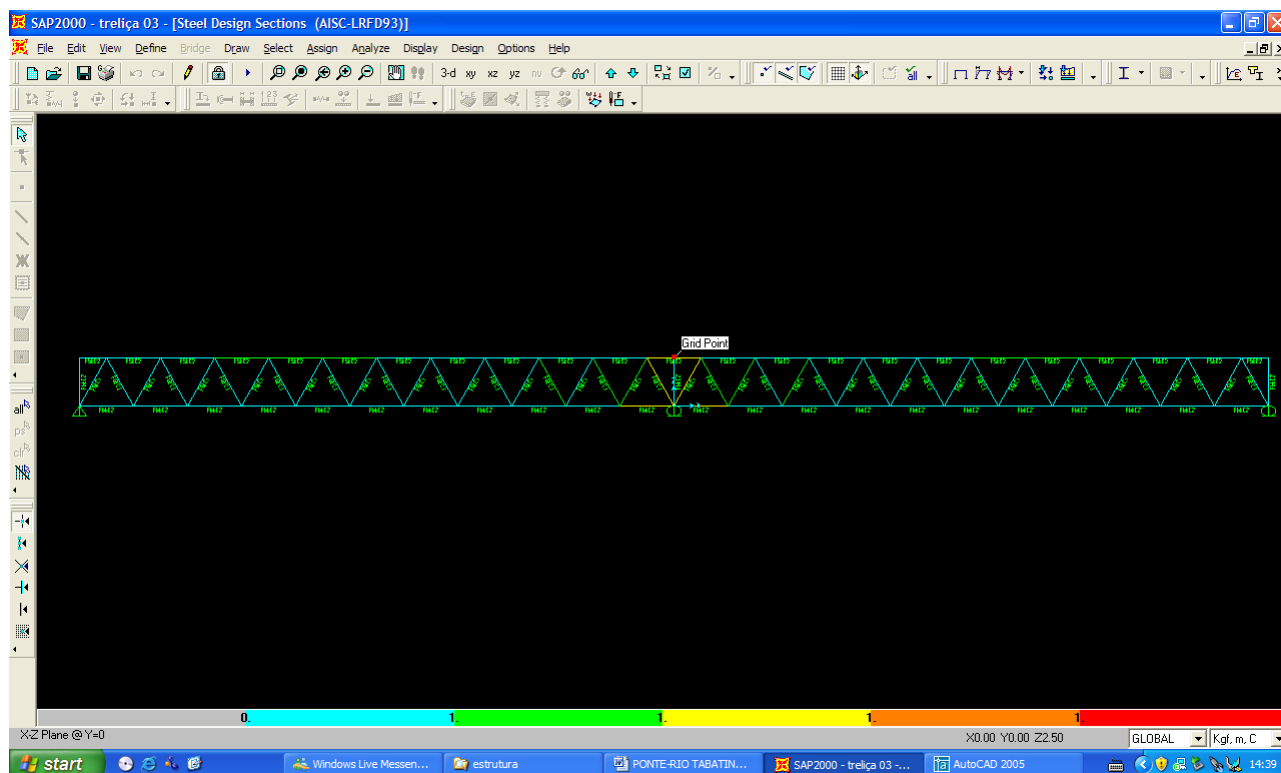
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.4 – Passarela Estaca 133+5,00

3.19.6.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial

3.19.6.2 - Normas Especificações

- NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
- NBR6122 – Projeto e execução de fundações
- NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
- NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.7.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.7.4 - Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.6.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

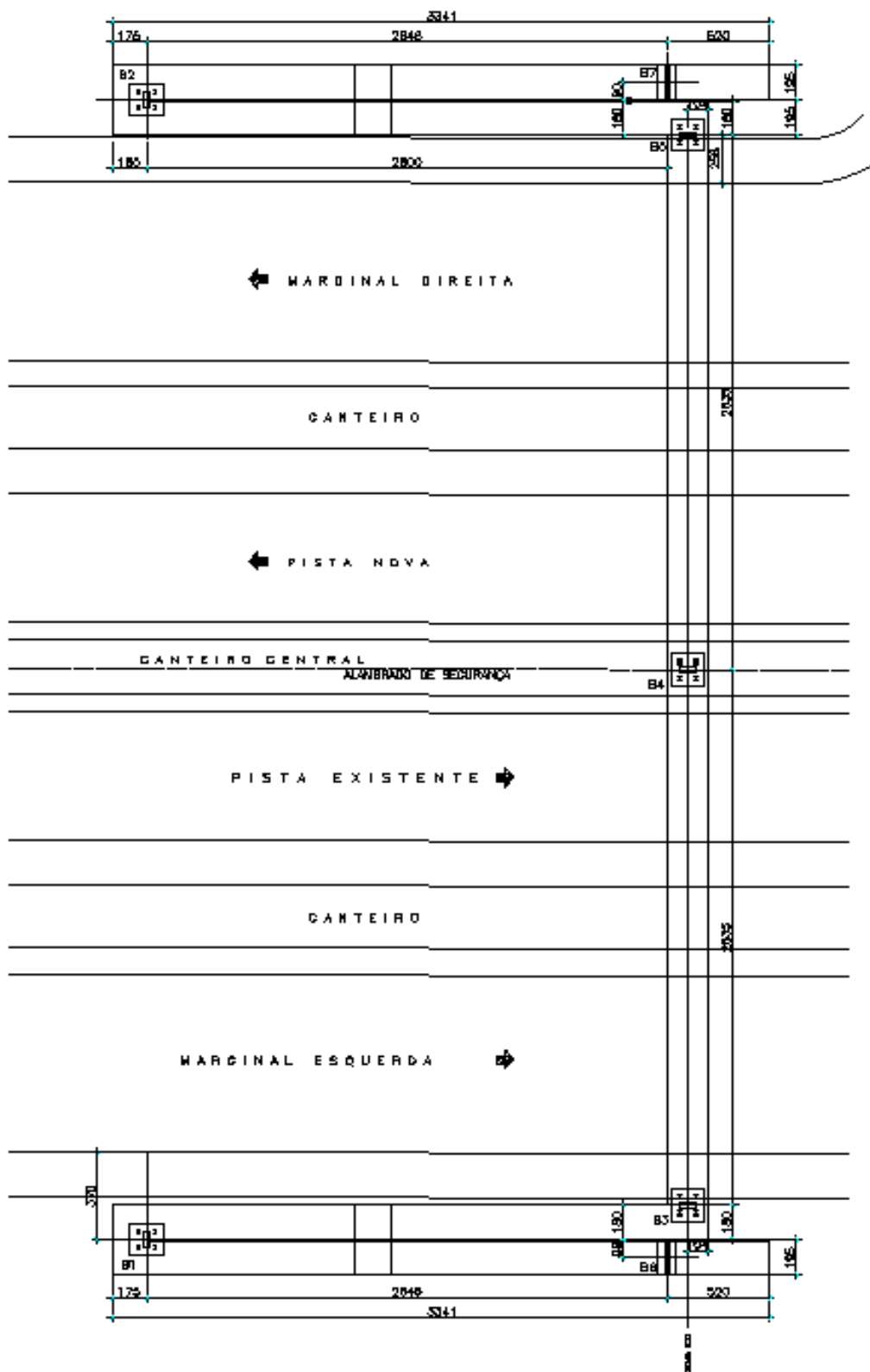
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5 \text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

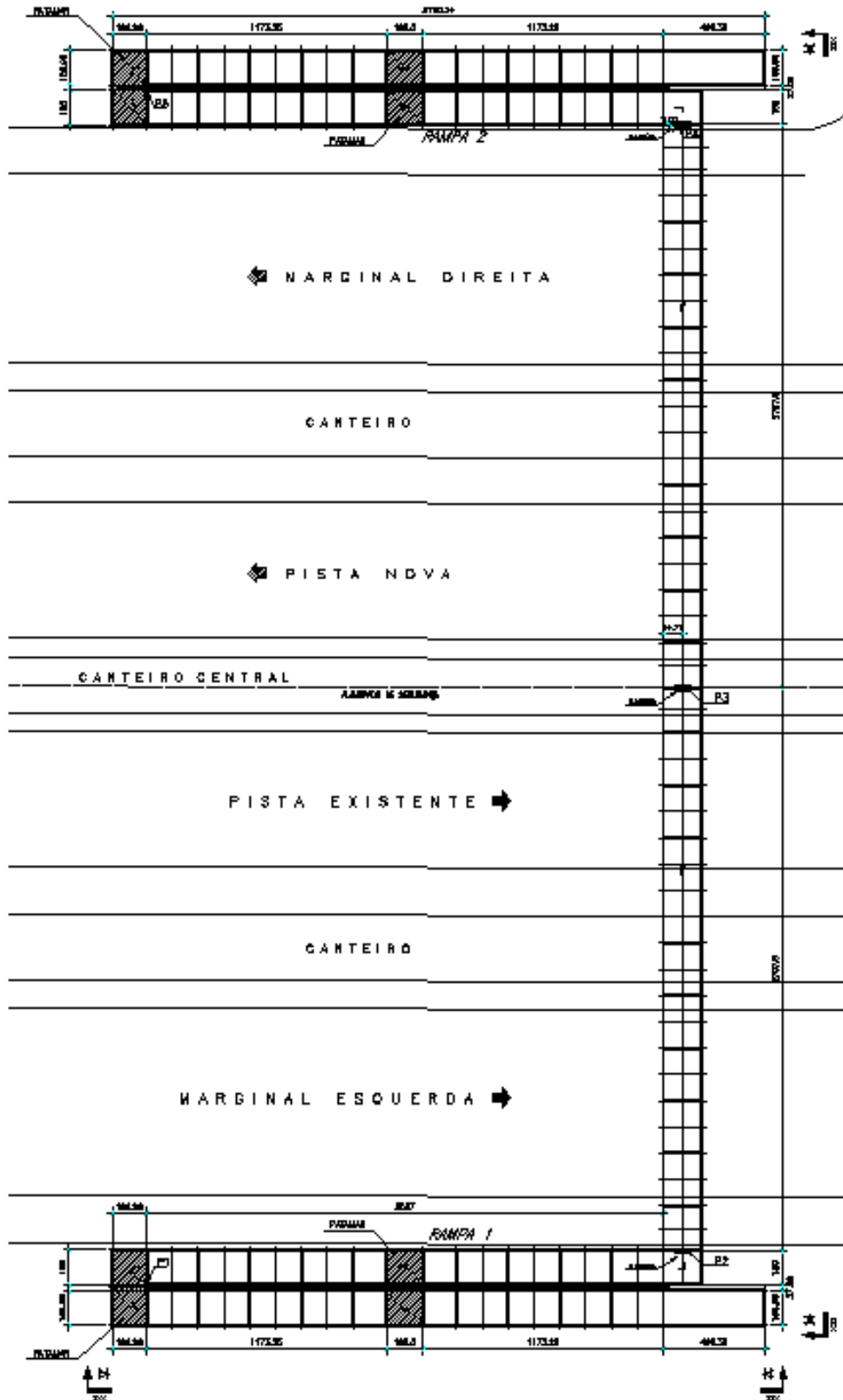
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.6.4 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.4.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

Piso:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$

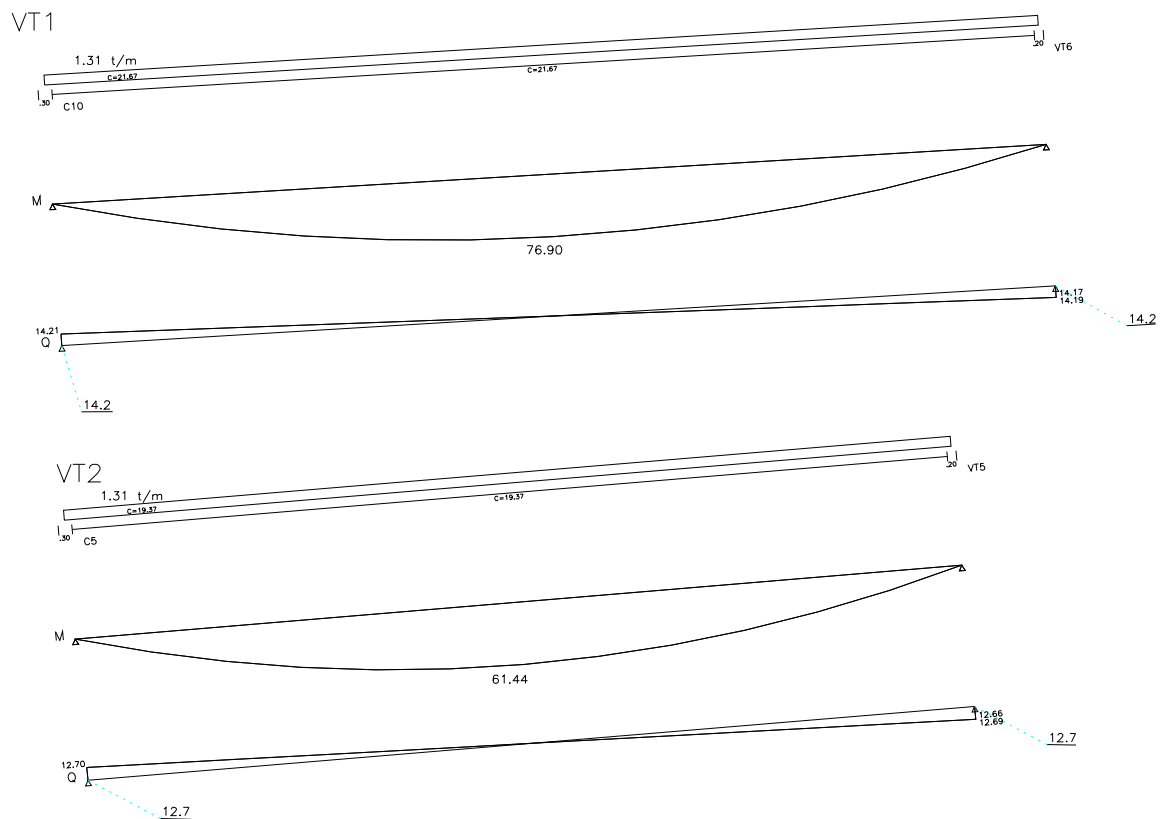
$R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.8 \text{ t/m}$ $M = 0.4 \text{ tm}$ $A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

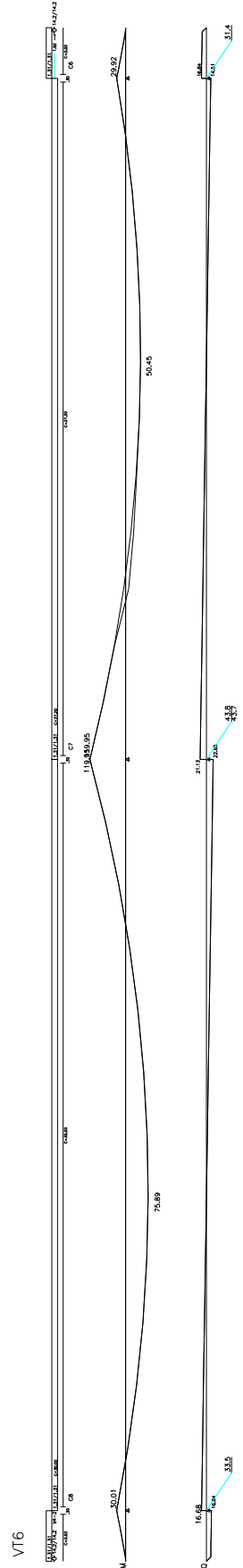
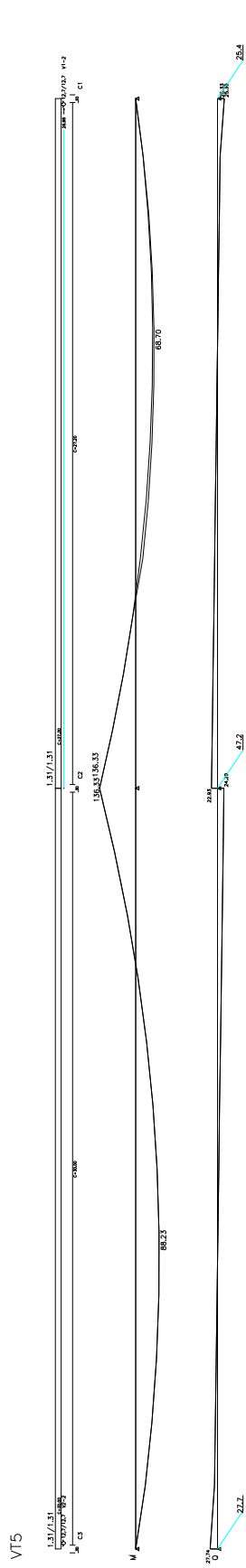
coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$

$R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.4 \text{ t/m}$ $M = 0.2 \text{ tm}$ $A_s = 1.10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :





Resumo de Cargas Normais Acumuladas (T, Tm) – Esforços Máximos Para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
 B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01

BR230
 PB
 NUMERO : 3771 DATA : 21/10/13

[1] DADOS DA ESTACA

ESTACA RAZI D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
 Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
 Cota Arrasamento: 0.000 m

[2] DADOS DO TERRENO

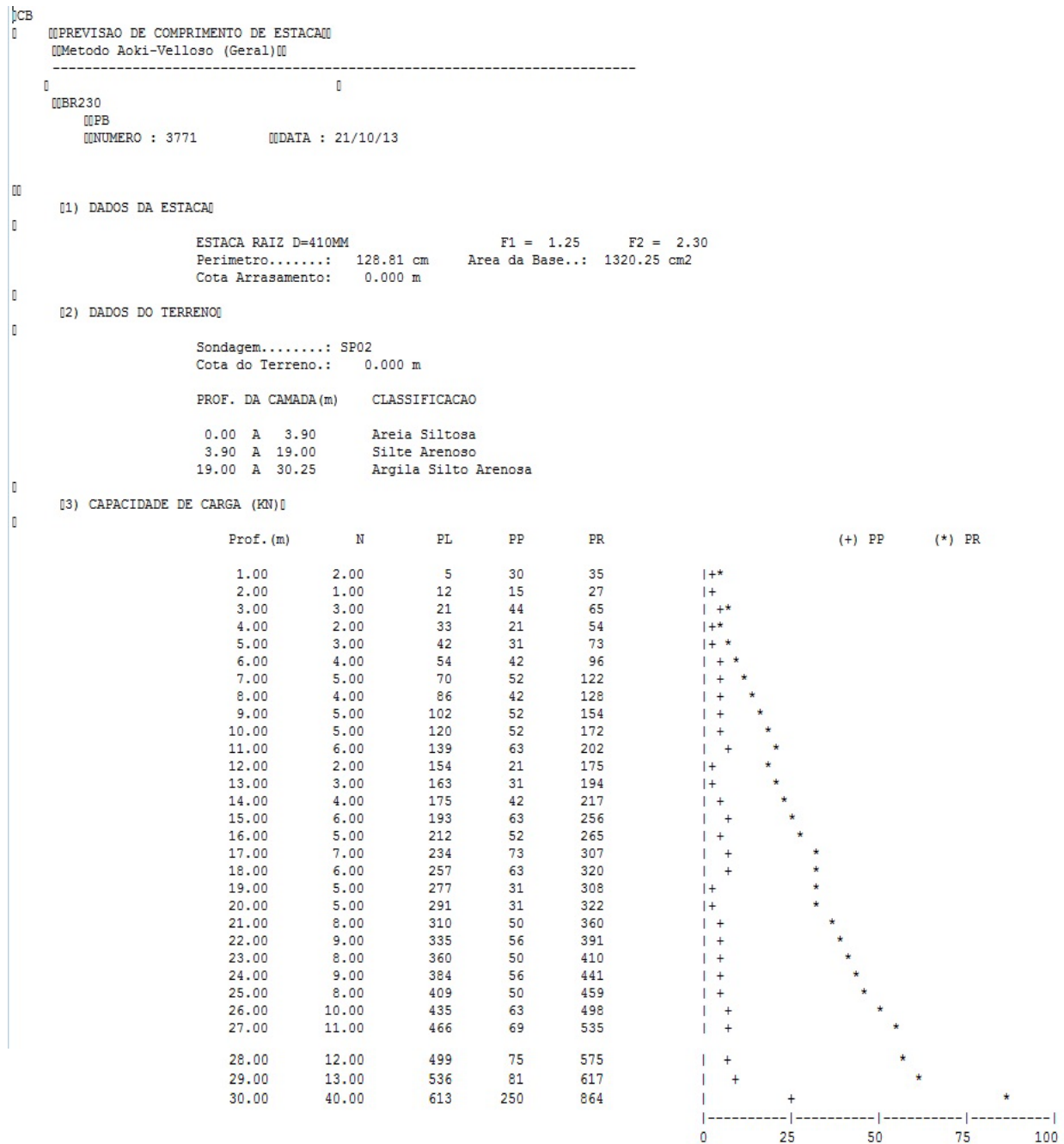
Sondagem.....: SP01
 Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 5.90	Areia Siltosa
5.90 A 18.80	Silte Arenoso
18.80 A 29.35	Silte Areno Argiloso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	2.00	5	30	35	++	
2.00	3.00	16	46	62	++	
3.00	3.00	31	46	76	++	
4.00	4.00	47	61	108	++*	
5.00	4.00	66	59	125	++*	
6.00	4.00	84	42	126	+*	
7.00	5.00	100	52	152	+*	
8.00	6.00	120	63	183	+*	
9.00	6.00	141	63	204	+*	
10.00	5.00	161	52	213	+*	
11.00	4.00	177	42	219	+*	
12.00	4.00	191	42	233	+*	
13.00	5.00	207	52	259	+*	
14.00	7.00	229	73	302	+*	
15.00	5.00	250	52	302	+*	
16.00	6.00	269	63	332	+*	
17.00	5.00	289	52	341	+*	
18.00	6.00	309	60	369	+*	
19.00	7.00	332	60	392	+*	
20.00	6.00	356	51	407	+*	
21.00	6.00	378	51	430	+*	
22.00	5.00	399	43	441	+*	
23.00	6.00	419	51	470	+*	
24.00	6.00	441	51	493	+*	
25.00	3.00	458	26	484	+	
26.00	5.00	473	43	516	+	
27.00	4.00	490	34	524	+	
28.00	14.00	523	120	642	+	
29.00	40.00	623	341	965		

Furo SP-02



Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf , todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf , em atendimento aos esforços atuantes . O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 29,0 m. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 29,0m.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm ²).....	300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto.....	1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço.....	1.15
--	------

Critérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)	3
Cobrimento do pilar (cm)	3
Considerar seção do pilar.....	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U)	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm)	15
Lastro de concreto magro (cm)	5

Coeficientes

Coeficiente de majoração de cargas.....	1.4
Coeficiente adicional de majoração de cargas.....	1.2
Coeficiente de efeito Rüsç.....	9
Coeficiente de redução para altura útil.....	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m)	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m)	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m)	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m).....	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele.....	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha)	Duplo U
Armadura lateral ou de pele.....	Duplo U

Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascin: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****

ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X:	2.0 = 6 {12.5 C/	SecndY:	.9 = 7 { 5.0 C/ 25.0
P.Estr:	.9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	Laterl:	.3 = 3 { 5.0 C/ 25.0

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My	[tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00	

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA [cm, m3]	CARGAS [tf, m]	TENSOES [kgf/cm2]	VERIF. [cm, graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****

ARMADURAS [cm2, cm]
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5 SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0 Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5 Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0 SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My	[tf, m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00	

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm) 3
Diâmetro do agregado (brita) 2.5

- Unidades de saída.....tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm]3
Módulo de elasticidade - E.....30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm]3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm]3

Dim. de Armaduras

Gama s..... 1.15
Gama c..... 1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção..... 8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB)5

Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada)90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r..... 0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....0
- Cálculo do comprimento equivalente LE..... Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp oblíq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Mom 2ª Ord seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada	
- Cálculo Mom 2ª Ord seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada	

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes.....	Reta
Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m)	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m)	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para $\lambda > 140$	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

Excentricidades	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR: P1=P5 num. 1 Esforço de Calculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)		
teto																			
							10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87							
							16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36					
							20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34					
							25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																			
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		GmavM	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37									
50		A		2.0		15.0		1		1									
Fundacao																			

PILAR: P3 num. 2 Esforço de Calculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)		
teto																			
							16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90							
							20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42					
							25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																			
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		GmavM	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37									
50		A		2.0		15.0		1		1									
Fundacao																			

PILAR: P2=P4 num. 3 Esforço de Calculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)		
teto																			
							12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45							
							20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45					
							25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																			
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		GmavM	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37									
50		A		2.0		15.0		1		1									
Fundacao																			

Cálculo dos Consoles.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral..... Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral..... Com salto de página

Concreto

Cobrimento de armaduras.....	3
F c k.....	300
Módulo de elasticidade – E.....	260.7
Coefficiente para cálculo do E.....	9
Coefficiente de minoração do concreto.....	1.4
K53 - Cálculo da bitola de fissuração.....	Conforme a NBR-6118
Abertura de fissuras admissível.....	3

Esforços

Coefficiente de majoração.....1.4
 - Cálculo de esforços solicitantes..... Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação)Flechas c/ def lenta
 Fator entre carga permanente e total.....85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
 Comprimento da barra da usina.....11.4
 - Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
 Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
 Comprimento para seleção de critério de emenda..... 18

```

console= C2                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[TF,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
----- A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) -----
FLEXAO M[-]= 31.61 Tf* m As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] Flecha = .1
BAL.ESQ x/d = .19 AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] Flecha Adm.= .7
[TF,cm] M[-]Min= 694.9 x/dMx = .50 Bit.de Fiss.= 2.2 % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[TF,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
=====
    
```

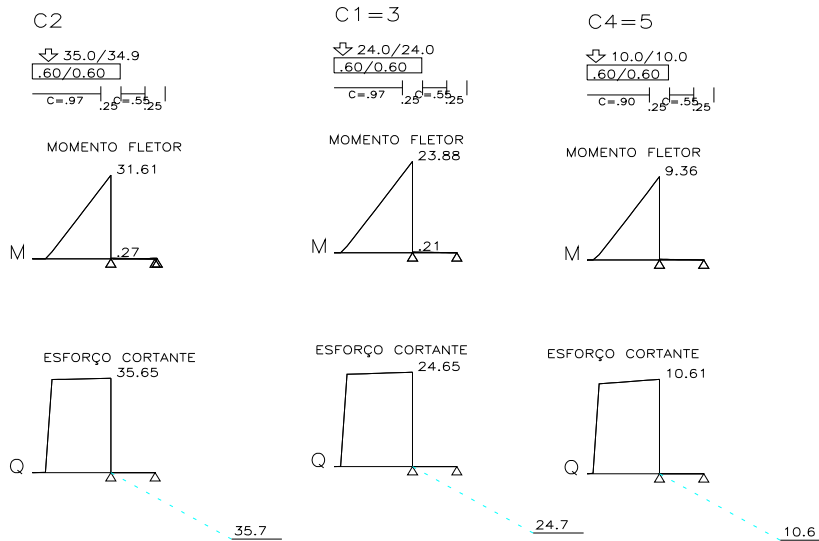
```

console= C1=3                             Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[TF,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
----- A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) -----
FLEXAO M[-]= 23.88 Tf* m As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] Flecha = .1
BAL.ESQ x/d = .14 AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] Flecha Adm.= .7
[TF,cm] M[-]Min= 694.9 x/dMx = .50 Bit.de Fiss.= 1.7 % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[TF,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
=====
    
```

```

console=C4=5                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[TF,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
----- A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) -----
FLEXAO M[-]= 9.36 Tf* m As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] Flecha = .1
BAL.ESQ x/d = .05 AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] Flecha Adm.= .6
[TF,cm] M[-]Min= 694.9 x/dMx = .50 Bit.de Fiss.= 1.1 % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[TF,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
=====
    
```


Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

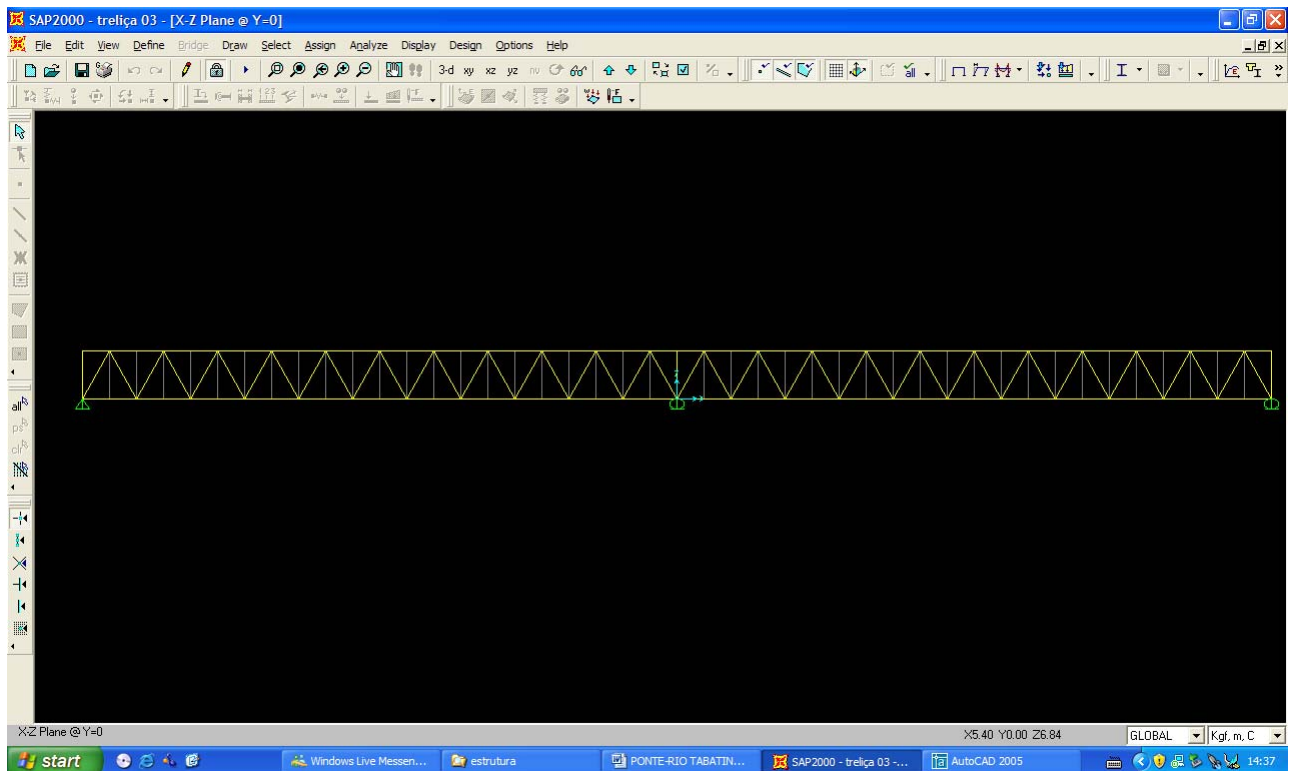


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

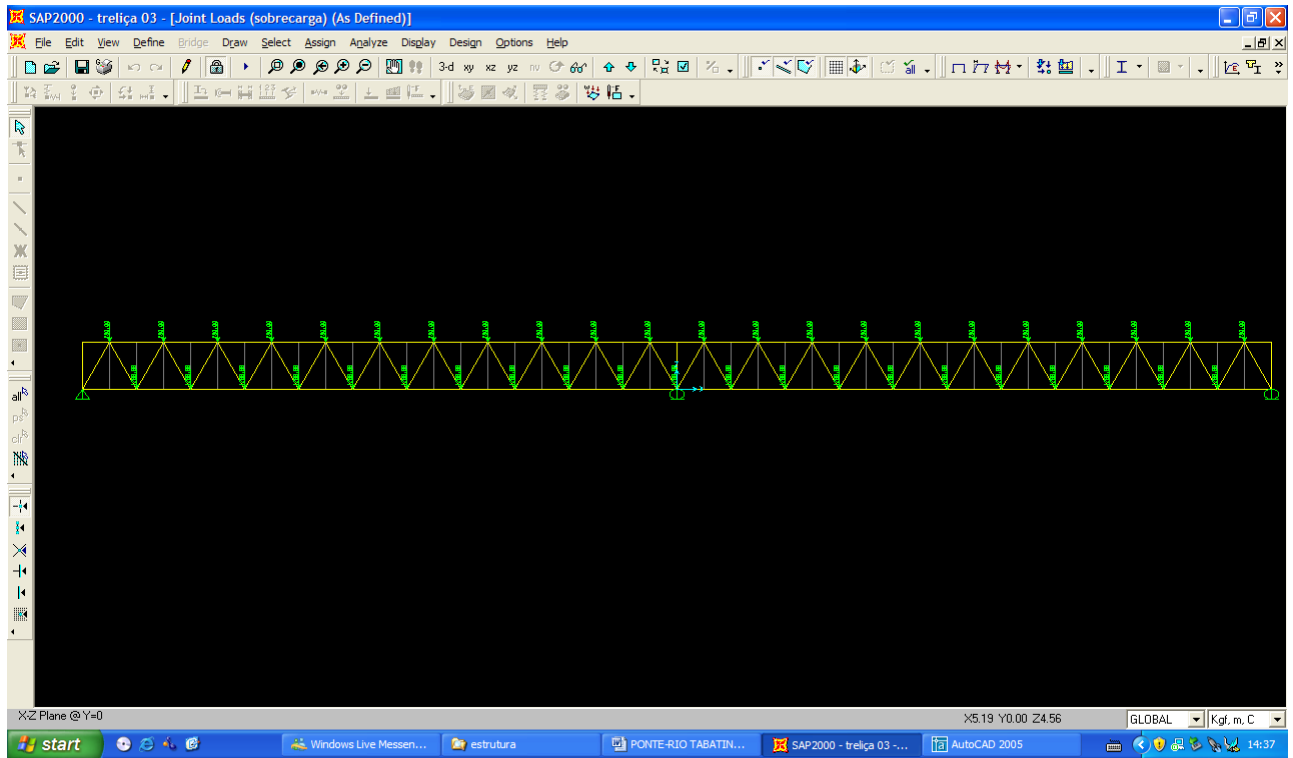
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

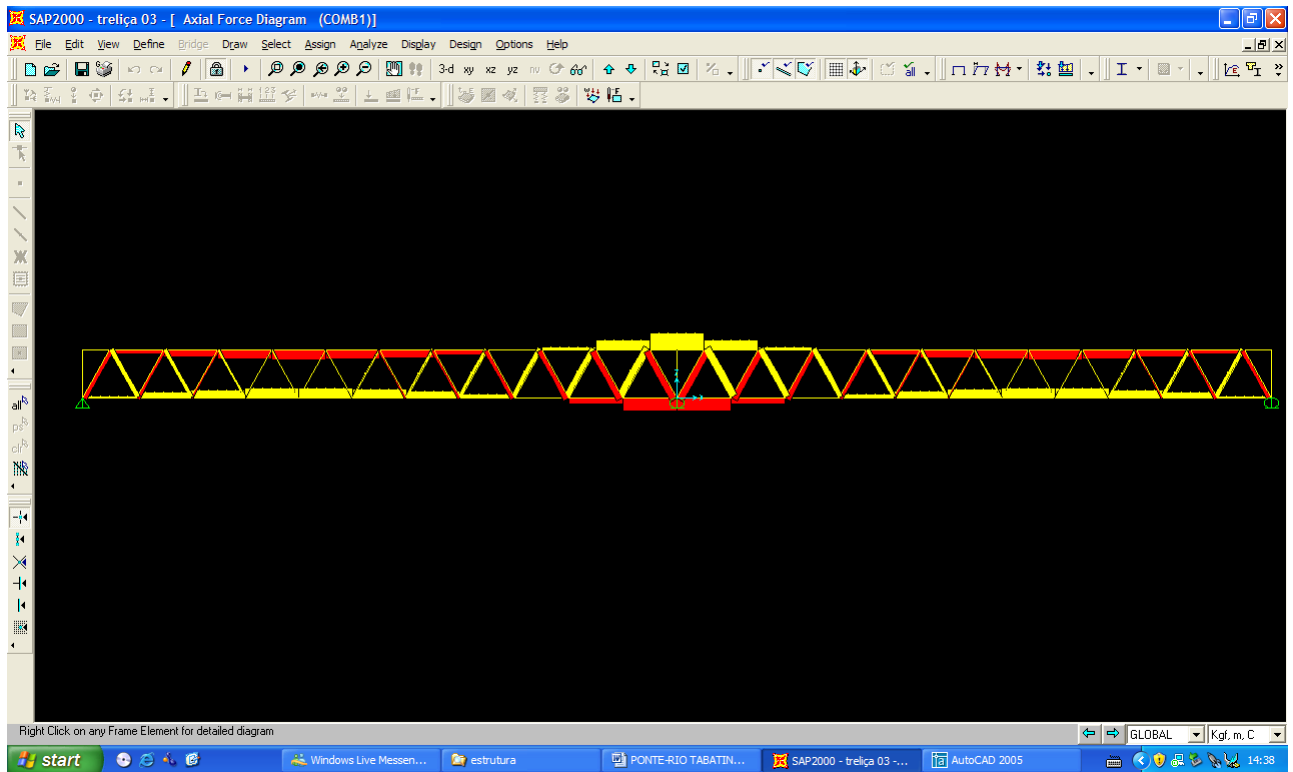
Esquema estrutural



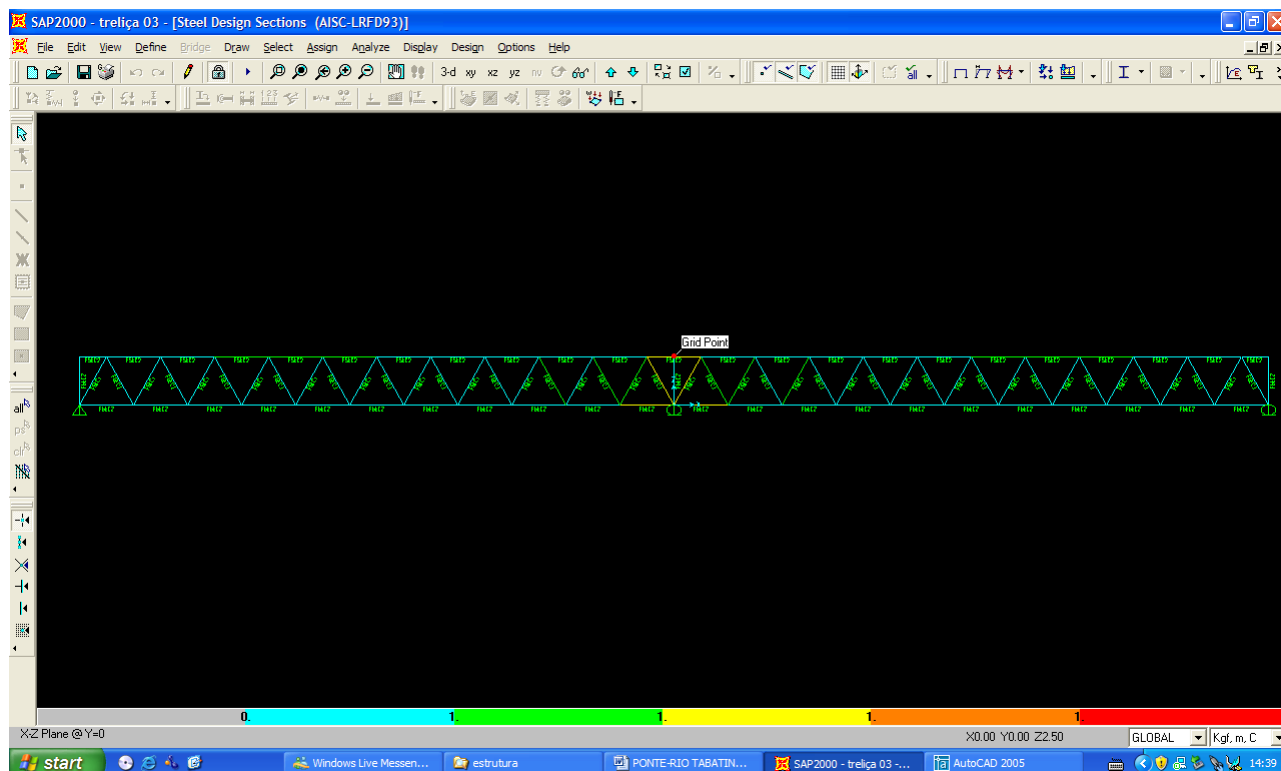
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.5 – Passarela Estaca 176+18,00

3.19.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial

3.19.6.2 - Normas Especificações

- NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
- NBR6122 – Projeto e execução de fundações
- NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
- NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.7.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.7.4 - Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.75 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

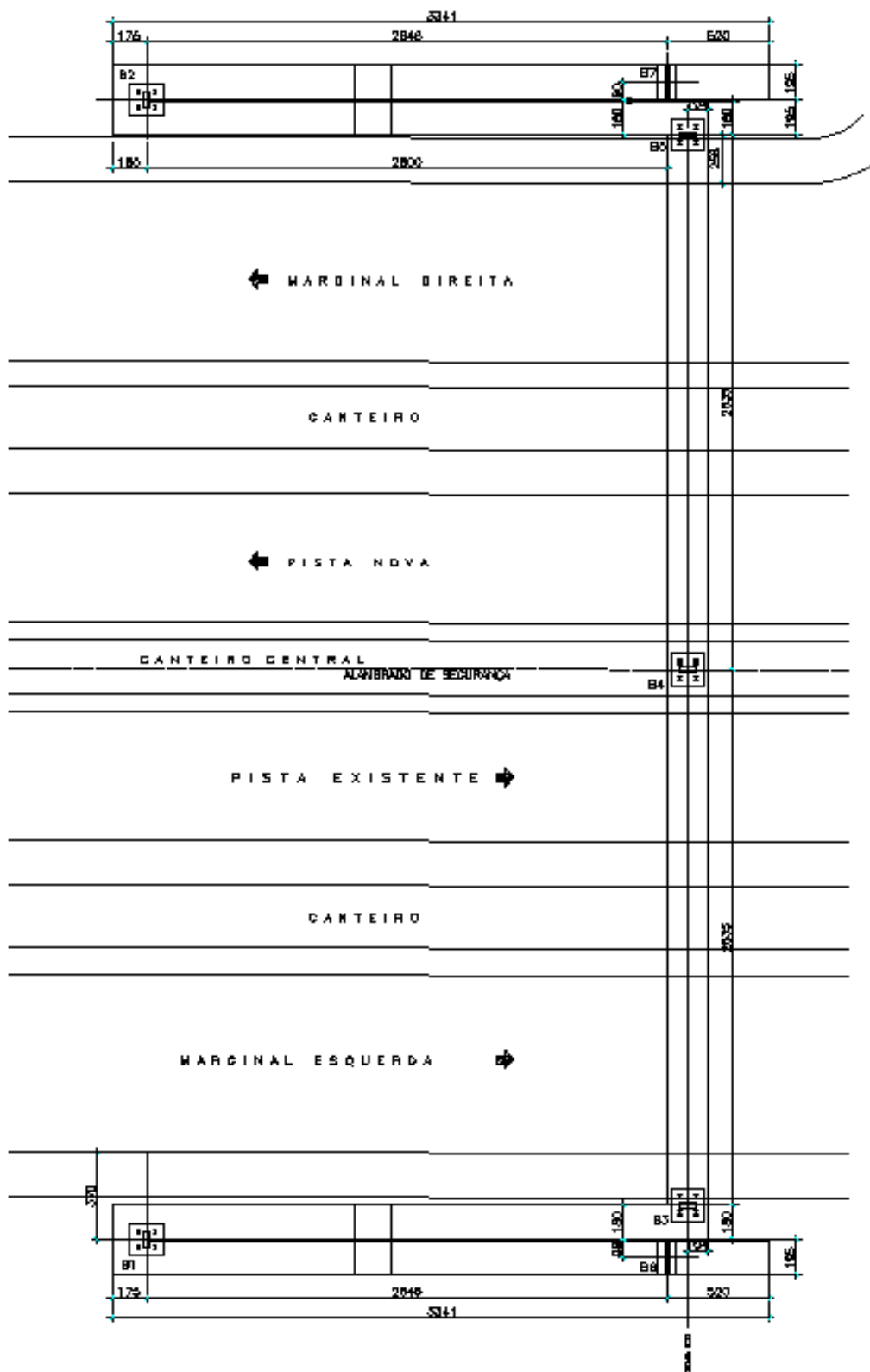
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5 \text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

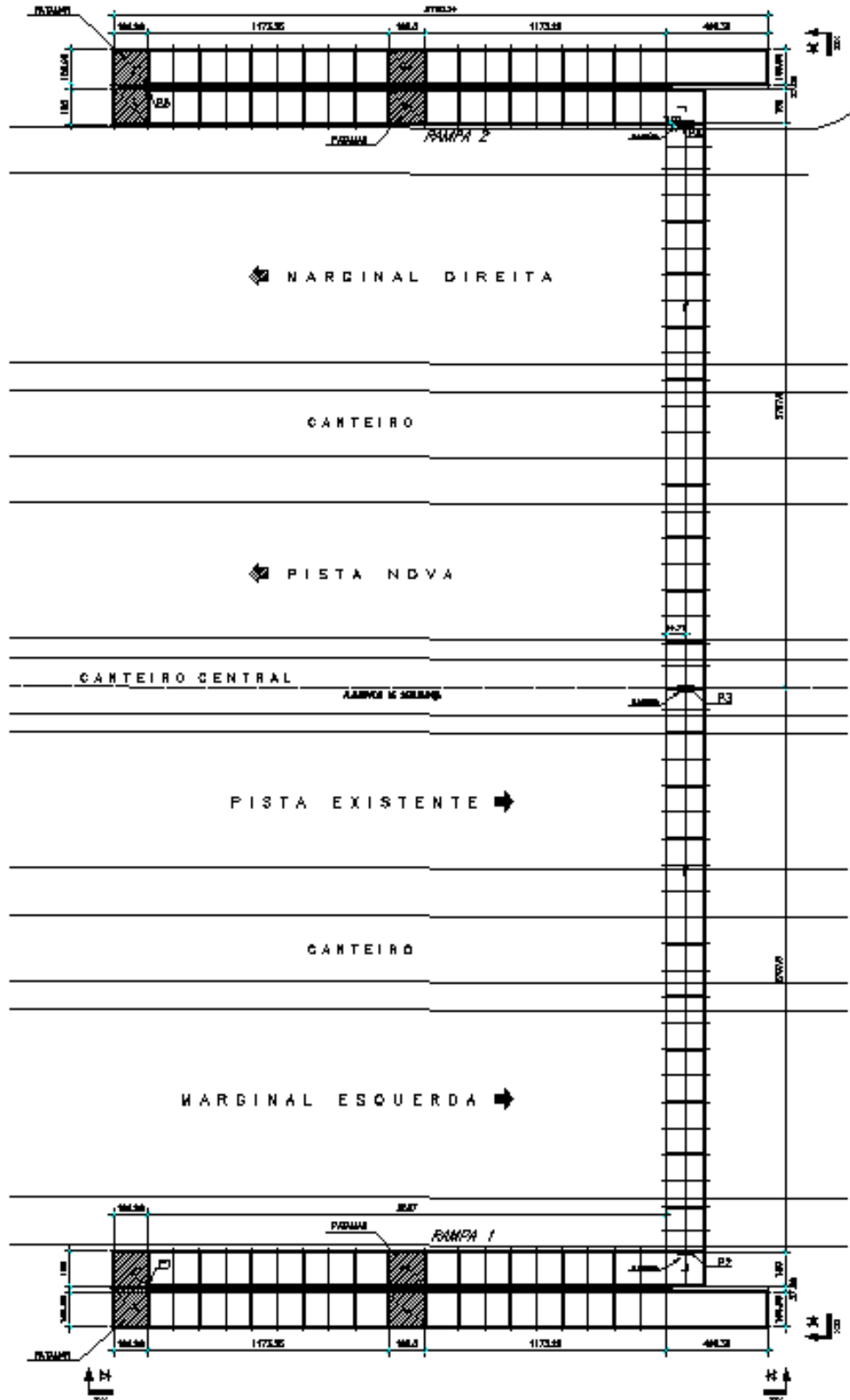
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.7.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.7.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

Piso:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$

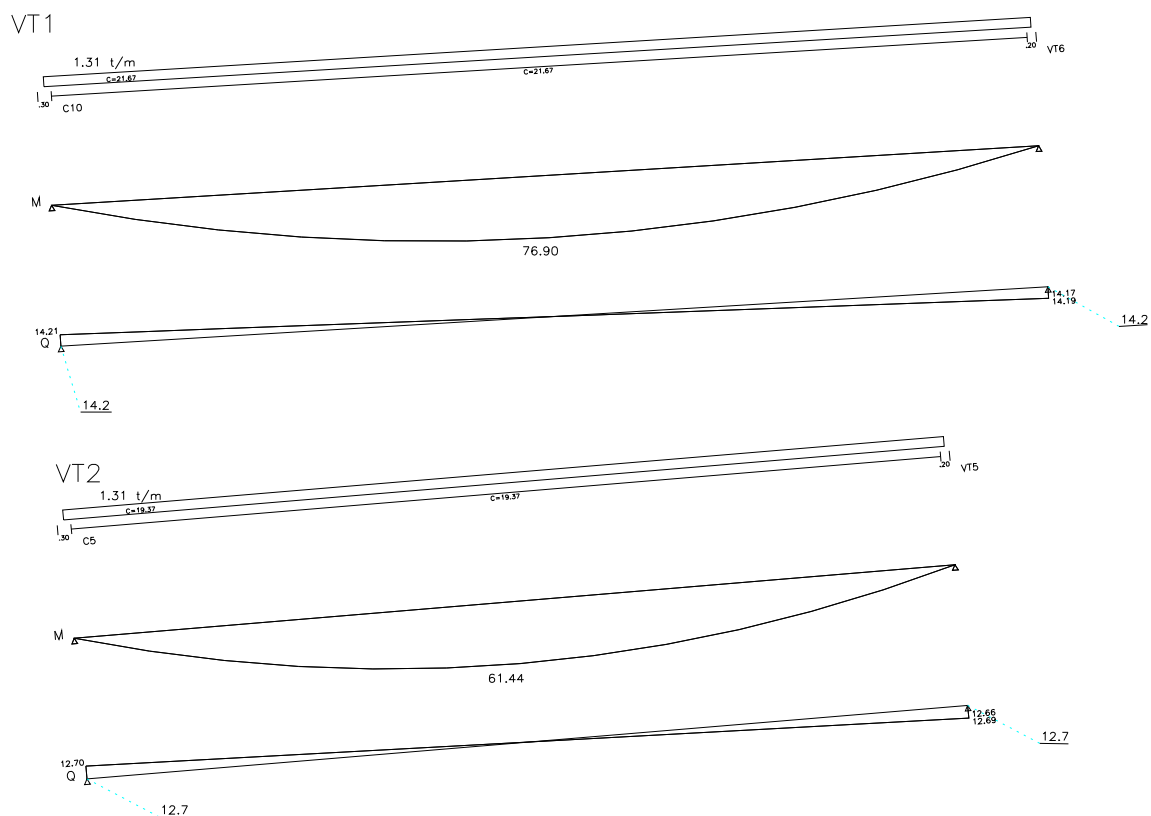
$R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.8 \text{ t/m}$ $M = 0.4 \text{ tm}$ $A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

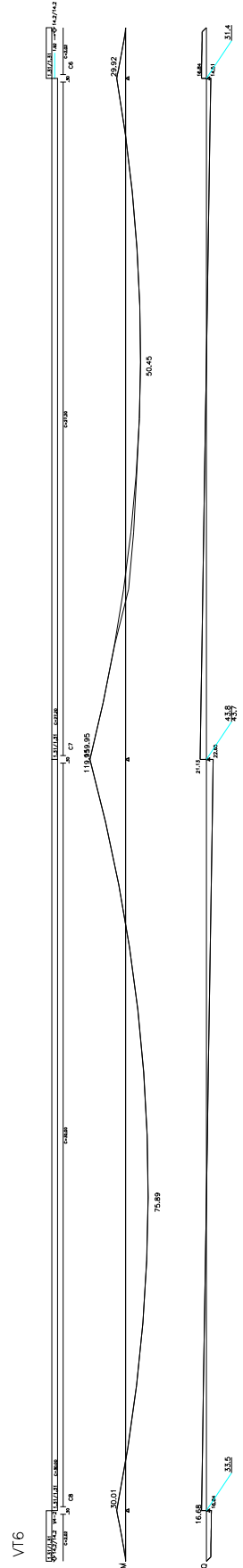
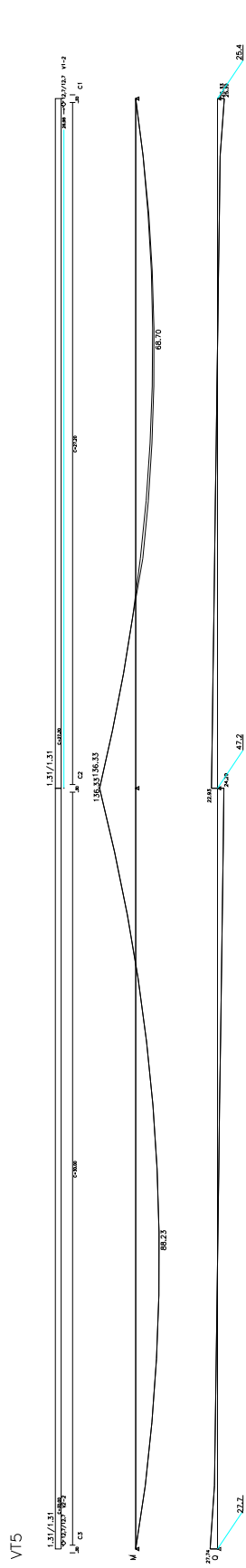
coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$

$R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.4 \text{ t/m}$ $M = 0.2 \text{ tm}$ $A_s = 1.10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :





Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01

```

[[BR230
[[PB
[[NUMERO : 3771      [[DATA : 21/10/13
]

[1) DADOS DA ESTACA]

ESTACA RAIZ D=410MM      F1 = 1.25      F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm      Area da Base...: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[2) DADOS DO TERRENO]

Sondagem.....: SP01
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)      CLASSIFICACAO

0.00 A 3.80      Areia Siltosa
3.80 A 18.40      Silte Arenoso
18.40 A 20.80      Argila Silto Arenosa
20.80 A 28.10      Silte Areno Argiloso

[3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]

Prof. (m)      N      PL      PP      PR      (+) PP      (*) PR
1.00      3.00      7      46      53      | +
2.00      4.00      24      61      84      | ++
3.00      4.00      42      57      99      | ++
4.00      5.00      63      52      115     | + *
5.00      6.00      82      63      145     | + *
6.00      7.00      105     73      178     | + *
7.00      6.00      128     63      191     | + *
8.00      7.00      152     73      225     | + *
9.00      6.00      175     63      237     | + *
10.00     4.00      193     42      234     | + *
11.00     3.00      205     31      236     | + *
12.00     4.00      217     42      259     | + *
13.00     5.00      233     52      286     | + *
14.00     4.00      249     42      291     | + *
15.00     5.00      266     52      318     | + *
16.00     5.00      283     52      335     | + *
17.00     6.00      303     63      365     | + *
18.00     8.00      328     63      391     | + *
19.00     10.00     356     63      419     | + *
20.00     8.00      383     54      436     | + *
21.00     6.00      404     51      455     | + *
22.00     7.00      428     60      488     | + *
23.00     8.00      456     68      524     | + *
24.00     9.00      488     77      564     | + *
25.00     6.00      515     51      567     | + *
26.00     4.00      534     34      568     | + *
27.00     9.00      558     77      635     | + *
28.00     40.00     649     341     990     | +
|-----|-----|-----|-----|
0      25      50      75      100

```

Furo SP-02

[[BR230
[[FPB
[[NUMERO : 3771 [[DATA : 21/10/13

[1] DADOS DA ESTACA

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[2] DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP01
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 3.80	Areia Siltosa
3.80 A 18.40	Silte Arenoso
18.40 A 20.80	Argila Silto Arenosa
20.80 A 28.10	Silte Areno Argiloso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	3.00	7	46	53	+	
2.00	4.00	24	61	84	++	
3.00	4.00	42	57	99	++	
4.00	5.00	63	52	115	+ *	
5.00	6.00	82	63	145	+ *	
6.00	7.00	105	73	178	+ *	
7.00	6.00	128	63	191	+ *	
8.00	7.00	152	73	225	+ *	
9.00	6.00	175	63	237	+ *	
10.00	4.00	193	42	234	+ *	
11.00	3.00	205	31	236	+ *	
12.00	4.00	217	42	259	+ *	
13.00	5.00	233	52	286	+ *	
14.00	4.00	249	42	291	+ *	
15.00	5.00	266	52	318	+ *	
16.00	5.00	283	52	335	+ *	
17.00	6.00	303	63	365	+ *	
18.00	8.00	328	63	391	+ *	
19.00	10.00	356	63	419	+ *	
20.00	8.00	383	54	436	+ *	
21.00	6.00	404	51	455	+ *	
22.00	7.00	428	60	488	+ *	
23.00	8.00	456	68	524	+ *	
24.00	9.00	488	77	564	+ *	
25.00	6.00	515	51	567	+ *	
26.00	4.00	534	34	568	+ *	
27.00	9.00	558	77	635	+ *	
28.00	40.00	649	341	990	+ *	

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf , todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf , em atendimento aos esforços atuantes . O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 27,0 m. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 27,0m.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm ²).....	300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto... ..	1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço.. ..	1.15
--	------

Crítérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm).....	3
Cobrimento do pilar (cm).....	3
Considerar seção do pilar.....	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U).....	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....	15
Lastro de concreto magro (cm).....	5

Coeficientes

Coeficiente de majoração de cargas.....	1.4
Coeficiente adicional de majoração de cargas.....	1.2
Coeficiente de efeito Rüsç.....	9
Coeficiente de redução para altura útil.....	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m)....	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m).....	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele.....	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha)	Duplo U
Armadura lateral ou de pele.....	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada.....	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/ P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0 Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5 SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0 Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0 SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5
- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm]	3
Módulo de elasticidade - E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm]	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm]	3

Dim. de Armaduras

Gama s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB)	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada)	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N, 1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N, 1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp oblíq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Momento 2ª Ordem seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Momento 2ª Ordem seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes.....	Reta

Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados..	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140.....	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

<i>Excentricidades</i>	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5																	
num. 1																	
Esforço de Cálculo do Dimensionamento																	
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36			**VER NOTA (A)**		
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34					
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]			fck[MPa]	GamaAço	GamaConcreto			AsMax[%]	AsMin[%]	GmapN	GmapM	GmavN	Gmavm				
3.0			30.0	1.15	1.40			8.00	.50	1.40	1.40	1.40	1.40				
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37												
50	A	2.0	15.0	1	1												
Fundacao																	

PILAR:P3																	
num. 2																	
Esforço de Cálculo do Dimensionamento																	
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90			**VER NOTA (A)**		
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]			fck[MPa]	GamaAço	GamaConcreto			AsMax[%]	AsMin[%]	GmapN	GmapM	GmavN	Gmavm				
3.0			30.0	1.15	1.40			8.00	.50	1.40	1.40	1.40	1.40				
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37												
50	A	2.0	15.0	1	1												
Fundacao																	

PILAR:P2=P4																	
num. 3																	
Esforço de Cálculo do Dimensionamento																	
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			**VER NOTA (A)**		
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]			fck[MPa]	GamaAço	GamaConcreto			AsMax[%]	AsMin[%]	GmapN	GmapM	GmavN	Gmavm				
3.0			30.0	1.15	1.40			8.00	.50	1.40	1.40	1.40	1.40				
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37												
50	A	2.0	15.0	1	1												
Fundacao																	

Cálculo dos Consolos.
Crítérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral..... Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral..... Com salto de página

Concreto

Cobrimento de armaduras.....	3
F c k.....	300
Módulo de elasticidade - E.....	260.7
Coefficiente para cálculo do E.....	9
Coefficiente de minoração do concreto.....	1.4
K53 - Cálculo da bitola de fissuração.....	Conforme a NBR-6118
Abertura de fissuras admissível.....	3

Esforços

Coefficiente de majoração.....	1.4
- Cálculo de esforços solicitantes.....	Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total.....85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
Comprimento da barra da usina.....11.4
- Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```
comsole= C2                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 | | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
```

```
console= C1=3                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 | | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
```

```
console=C4=5                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

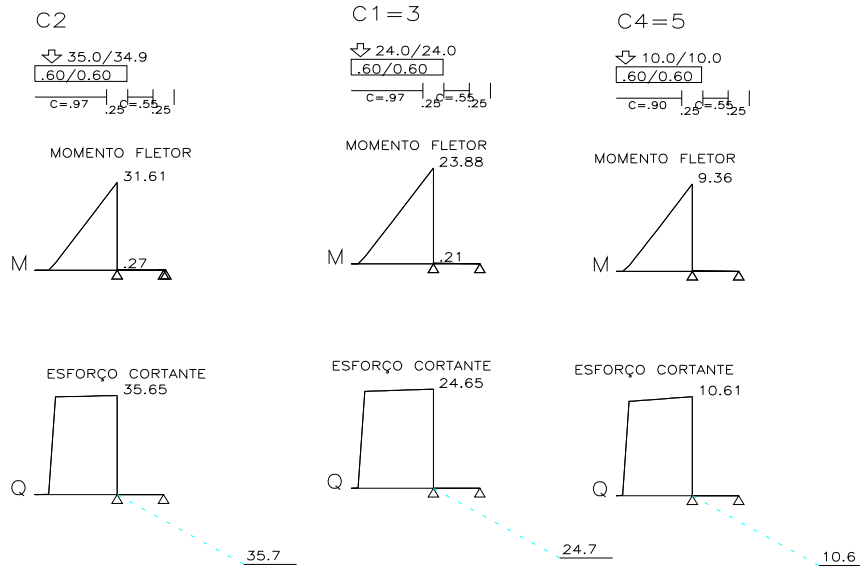
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 | | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

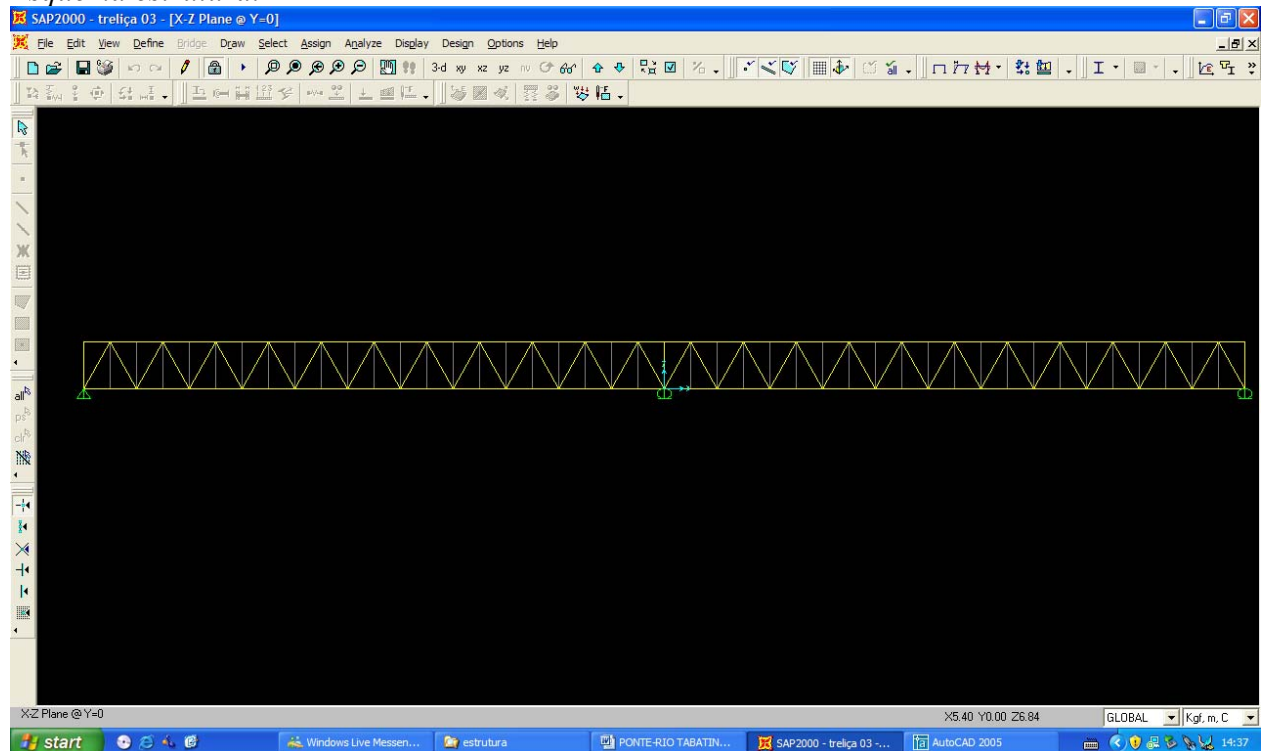


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

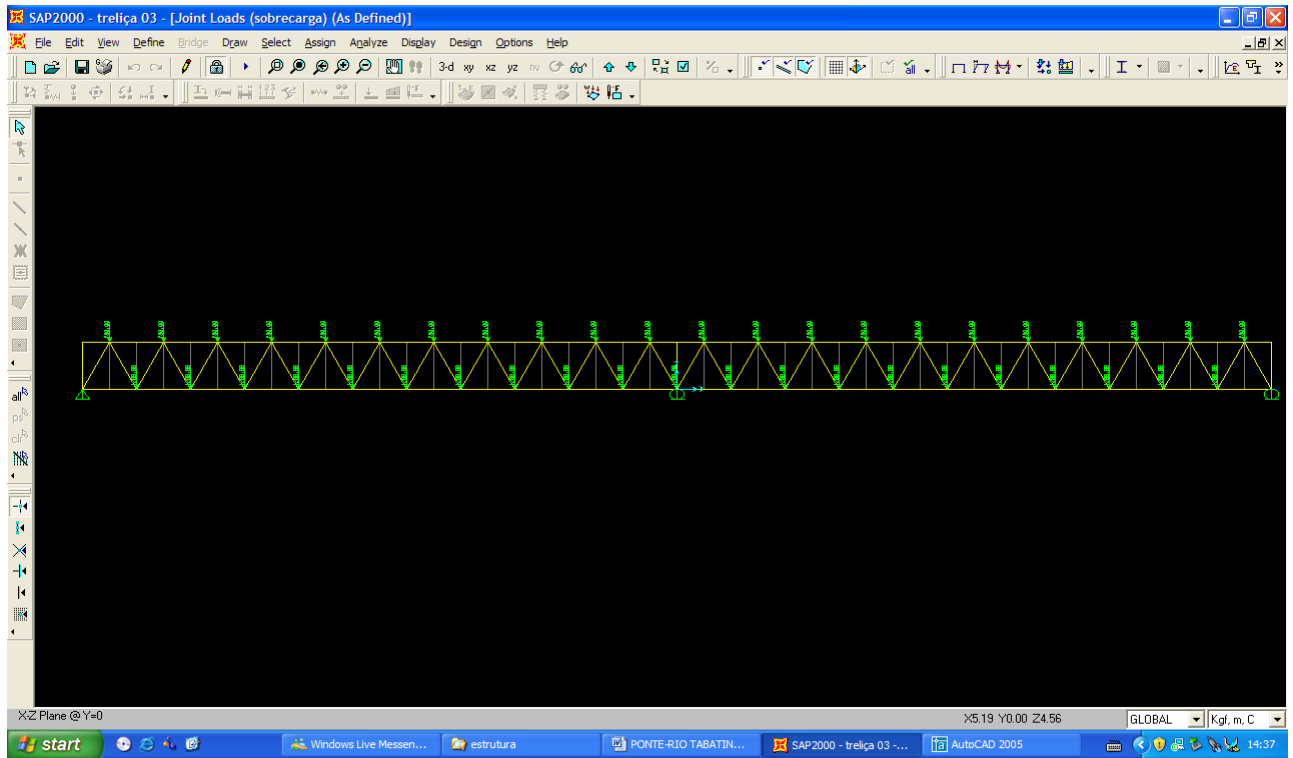
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

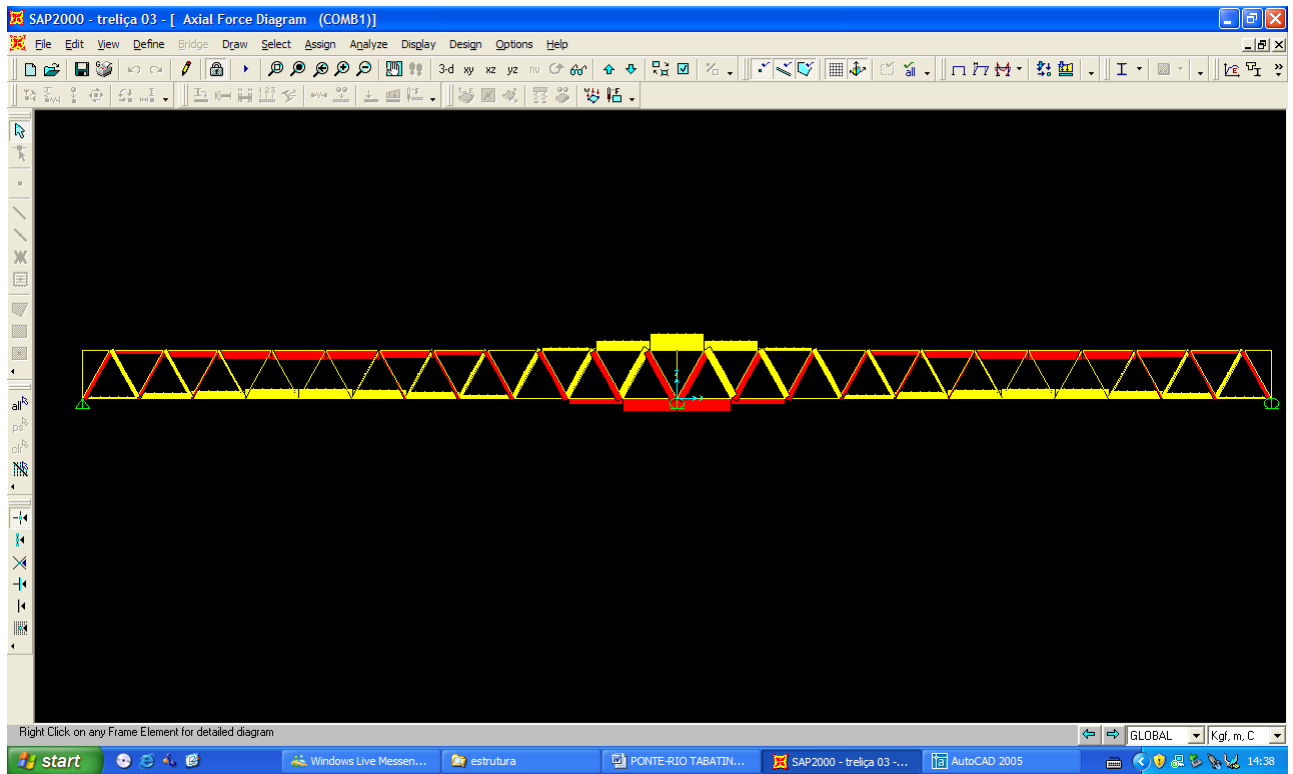
Esquema estrutural



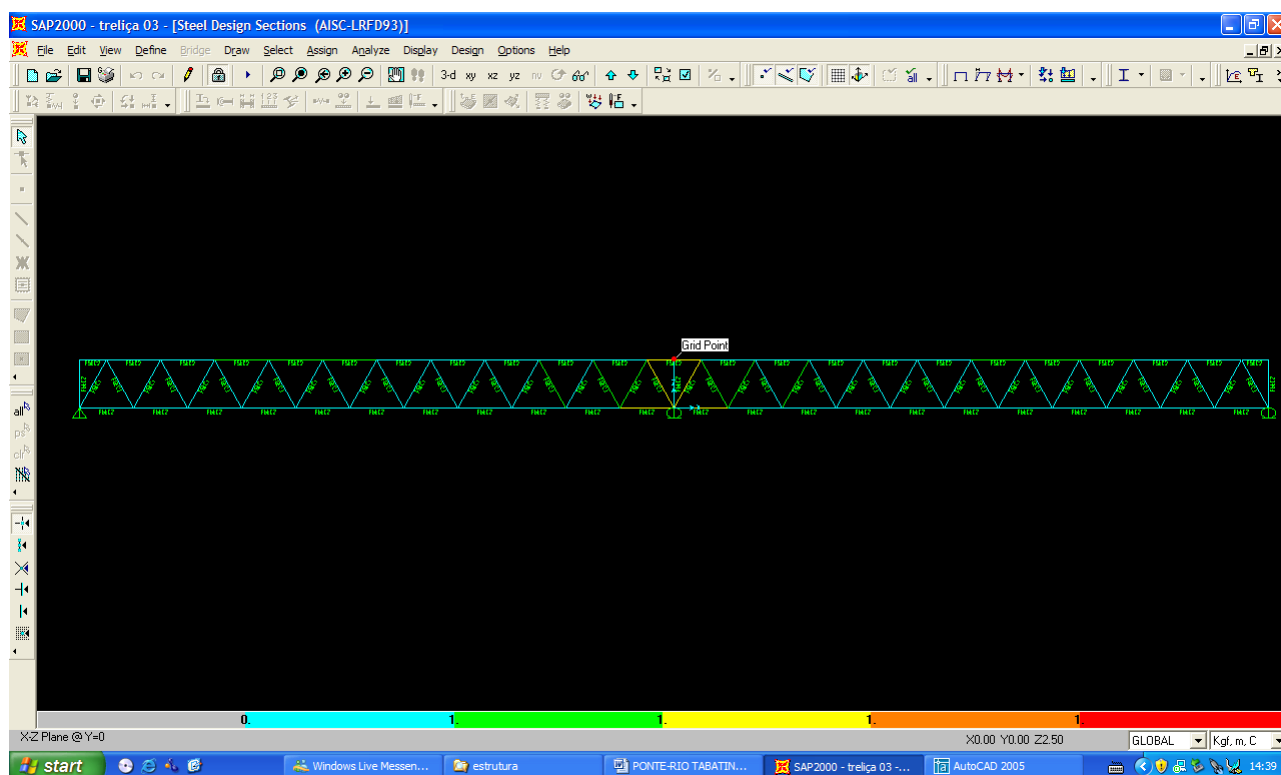
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.6 – Passarela Estaca 261+5,0

3.19.6.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial

3.19.6.2 - Normas Especificações

- NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
- NBR6122 – Projeto e execução de fundações
- NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
- NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.7.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.7.4 - Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.6.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

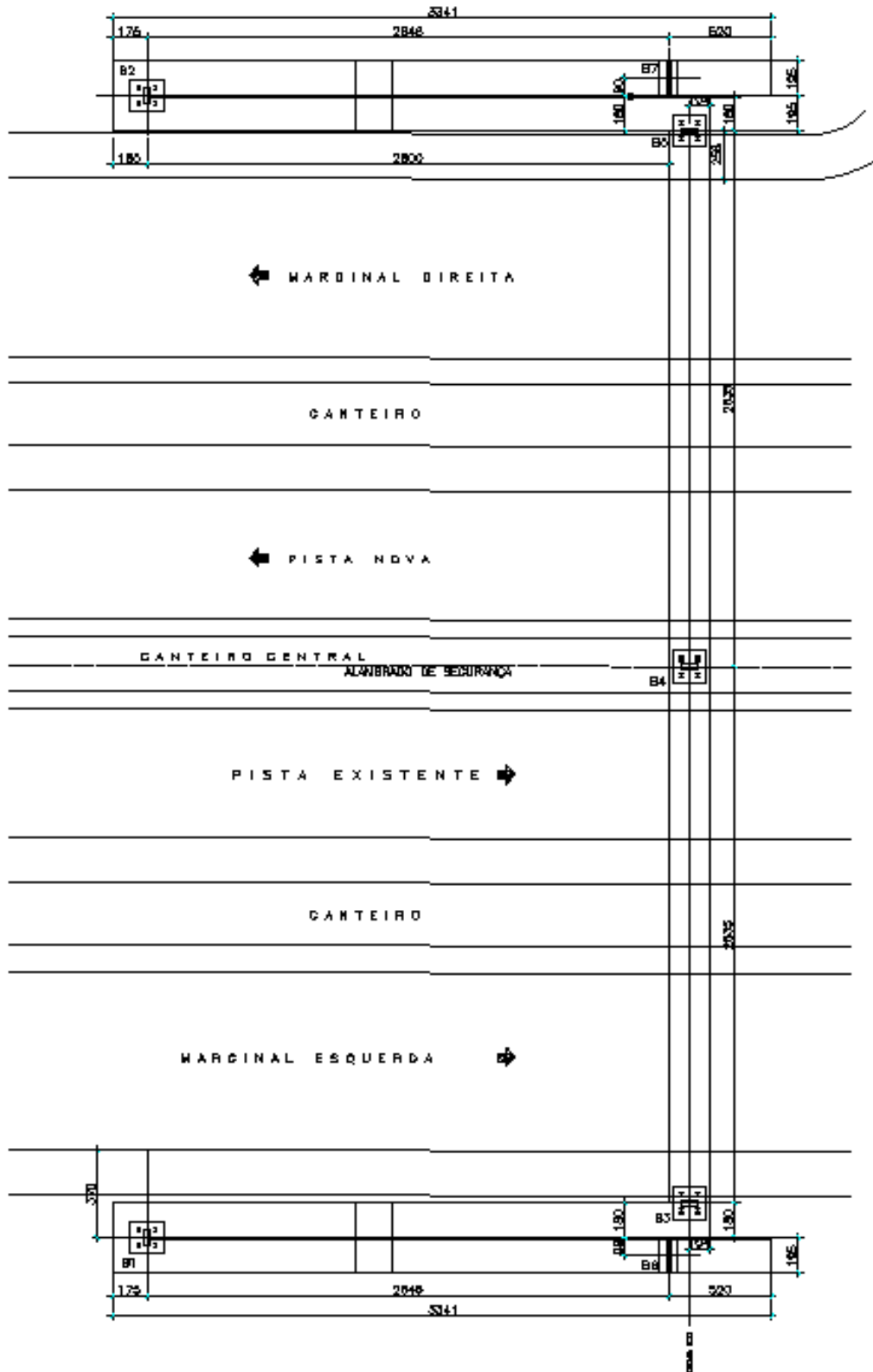
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5 \text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

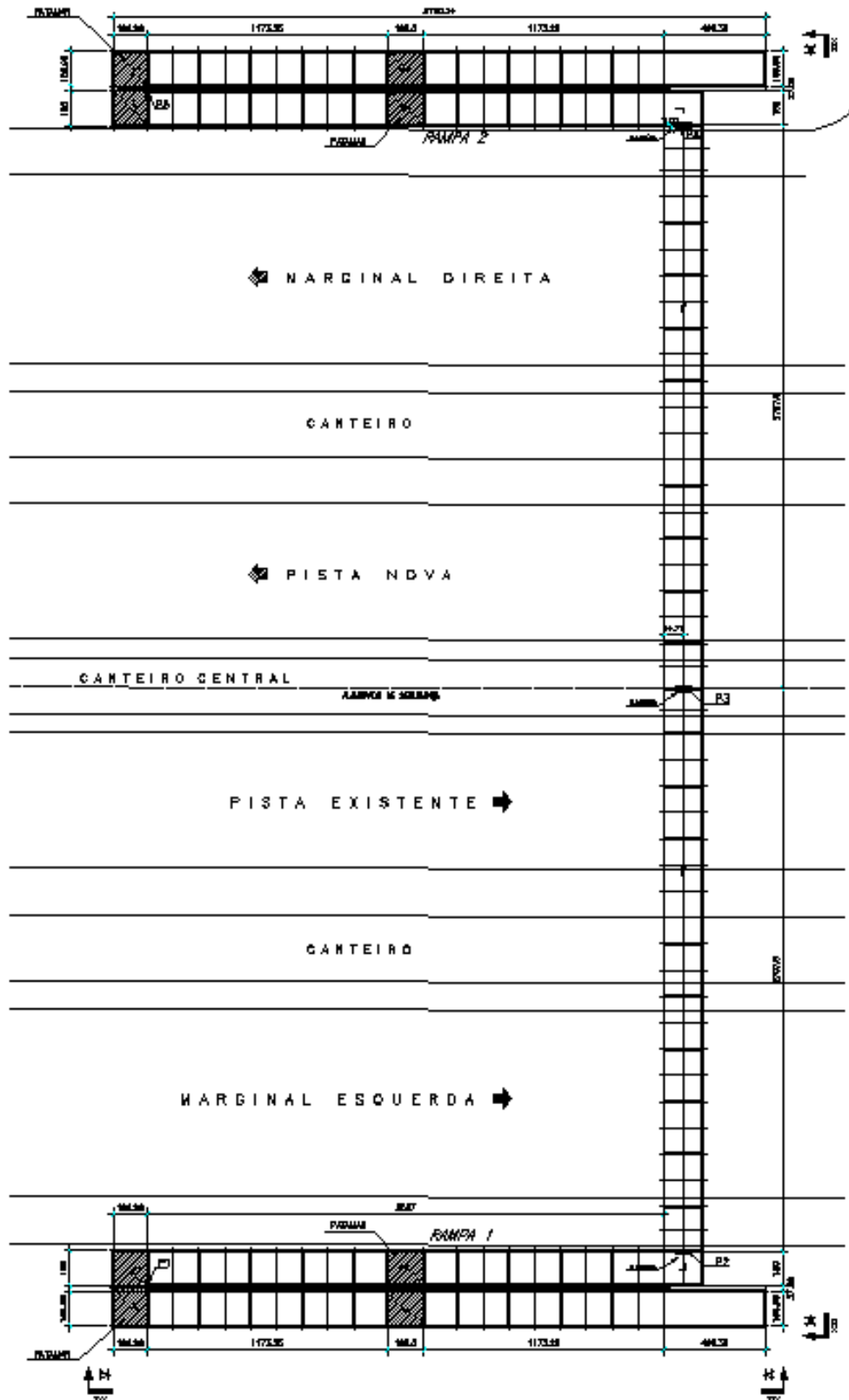
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.20.6.4 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.6.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

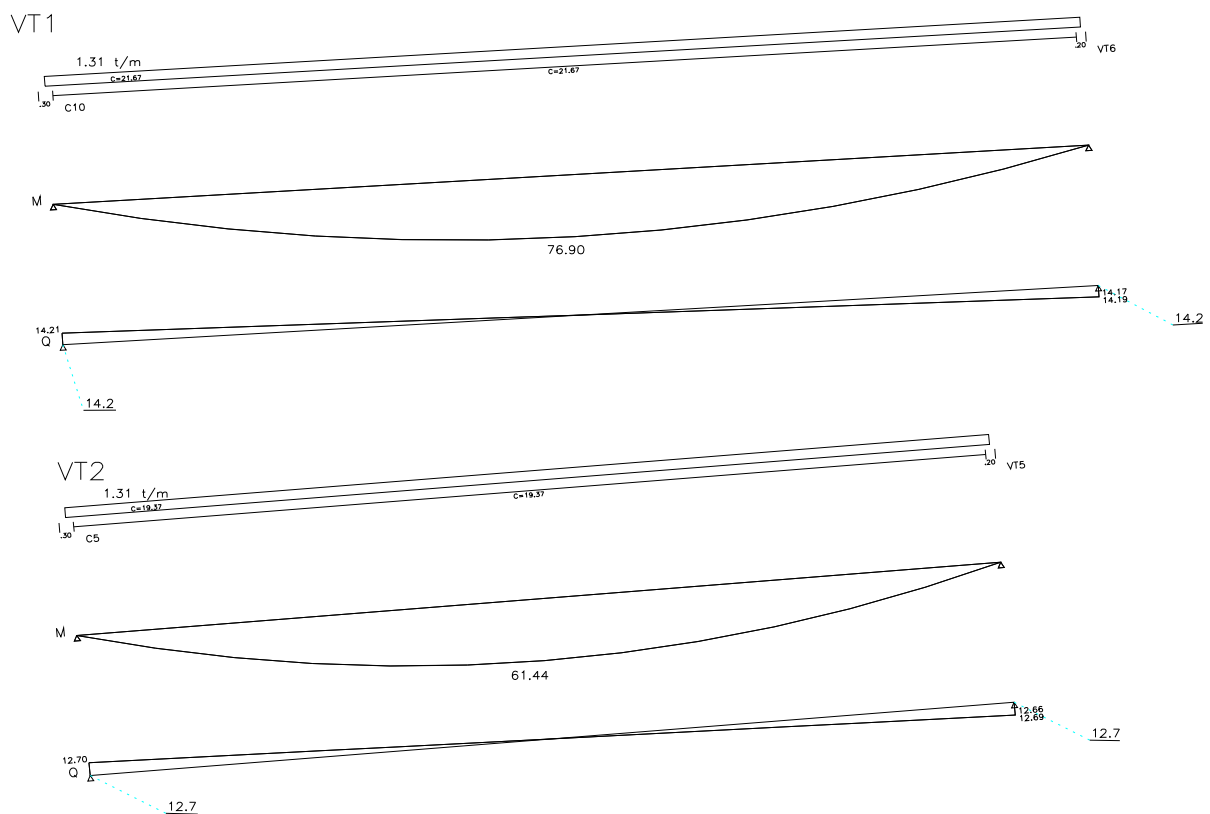
Piso:

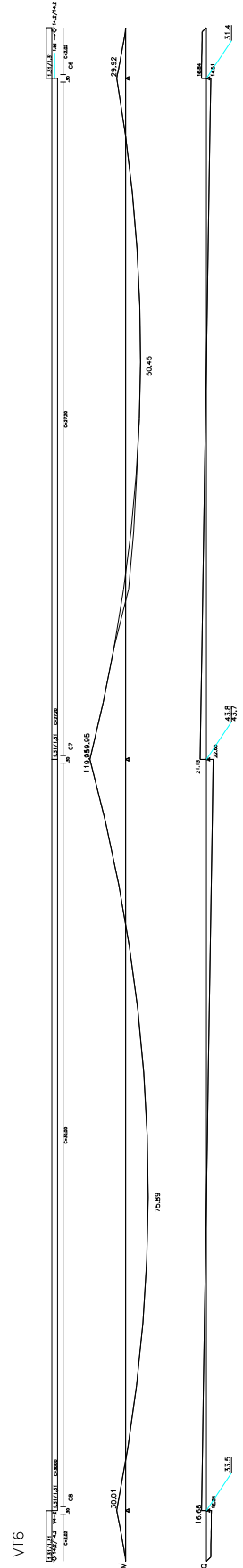
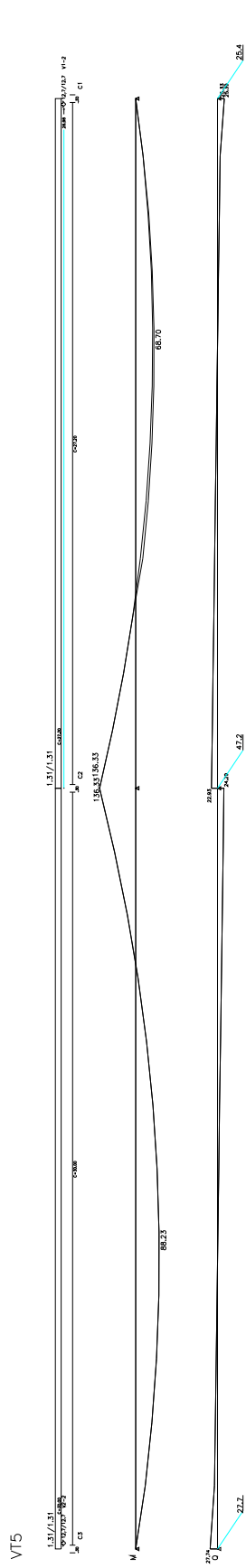
Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.8 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.4 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2/\text{m}}$

coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.4 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.2 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :



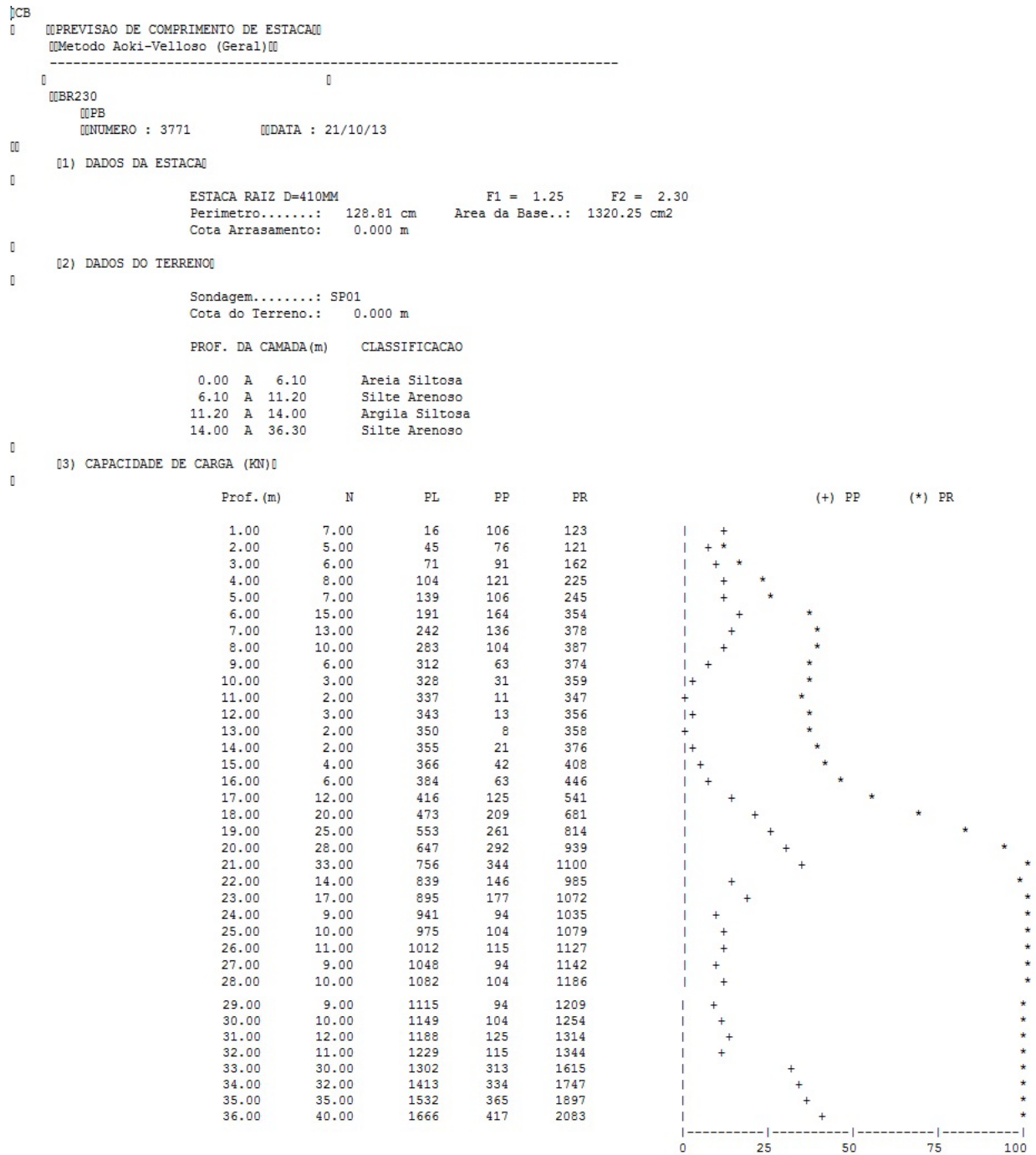


Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
 B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01



Furo SP-02

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230]]
[[UPB]]
[[NUMERO : 3771]] [[DATA : 21/10/13]]
[[1) DADOS DA ESTACA]]

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base..: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[[2) DADOS DO TERRENO]]

Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 5.80	Areia Siltosa
5.80 A 10.80	Silte Arenoso
10.80 A 13.60	Argila Siltosa
13.60 A 35.25	Silte Arenoso

[[3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]]

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	3.00	7	46	53	+	
2.00	5.00	26	76	102	+*	
3.00	5.00	49	76	125	+ *	
4.00	7.00	78	106	184	+ + *	
5.00	7.00	111	100	210	+ + *	
6.00	7.00	142	73	215	+ + *	
7.00	9.00	170	94	264	+ + *	
8.00	10.00	204	104	309	+ + *	
9.00	6.00	233	63	295	+ + *	
10.00	4.00	251	37	287	+ + *	
11.00	2.00	261	8	269	+ + *	
12.00	2.00	266	8	274	+ + *	
13.00	3.00	272	20	292	+ + *	
14.00	3.00	281	31	313	+ + *	
15.00	4.00	294	42	335	+ + *	
16.00	4.00	308	42	350	+ + *	
17.00	9.00	331	94	425	+ + *	
18.00	12.00	369	125	494	+ + *	
19.00	14.00	415	146	561	+ + *	
20.00	22.00	479	230	708	+ + *	
21.00	29.00	570	303	872	+ + *	
22.00	13.00	645	136	780	+ + *	
23.00	10.00	685	104	790	+ + *	
24.00	11.00	723	115	838	+ + *	
25.00	12.00	764	125	889	+ + *	
26.00	10.00	803	104	907	+ + *	
27.00	8.00	835	83	918	+ + *	
28.00	11.00	869	115	984	+ + *	
29.00	11.00	908	115	1023	+ + *	
30.00	13.00	951	136	1086	+ + *	
31.00	15.00	1001	157	1157	+ + *	
32.00	18.00	1059	188	1247	+ + *	
33.00	28.00	1141	292	1433	+ + *	
34.00	39.00	1261	407	1667	+ + *	
35.00	40.00	1401	417	1819	+ + *	

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf, todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf, em atendimento aos esforços atuantes. O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 20,0 m. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 20,0m.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm ²).....	300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto.....	1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço.....	1.15
--	------

Crítérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm).....	3
Cobrimento do pilar (cm).....	3
Considerar seção do pilar.....	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U).....	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....	15
Lastro de concreto magro (cm).....	5

Coeficientes

Coeficiente de majoração de cargas.....	1.4
Coeficiente adicional de majoração de cargas.....	1.2
Coeficiente de efeito Rüsç.....	9
Coeficiente de redução para altura útil.....	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m).....	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele.....	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha).....	Duplo U
Armadura lateral ou de pele.....	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada.....	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0		
P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0		
SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0	SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		
Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5			

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5
- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm].....	3
Módulo de elasticidade - E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm].....	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm].....	3

Dim. de Armaduras

Gama s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB).....	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada).....	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp obliq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Mom 2ª Ord seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Mom 2ª Ord seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado

Tipo de correção das rigidezes.....	Reta
Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140.....	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

Excentricidades	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5											num. 1		Esforço de Calculo do Dimensionamento					
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0	
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36						
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34						
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimto[cm]			fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0			30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P3											num. 2		Esforço de Calculo do Dimensionamento					
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2	
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimto[cm]			fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0			30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P2=P4											num. 3		Esforço de Calculo do Dimensionamento					
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9	
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44						
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimto[cm]			fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0			30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

Cálculo dos Consoles.

Crítérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral.....Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral.....Com salto de página

Concreto

Cobrimto de armaduras.....	3
F c k.....	300
Módulo de elasticidade - E.....	260.7
Coefficiente para cálculo do E.....	9
Coefficiente de minoração do concreto.....	1.4
K53 - Cálculo da bitola de fissuração.....	Conforme a NBR-6118
Abertura de fissuras admissível.....	3

Esforços

Coefficiente de majoração.....	1.4
- Cálculo de esforços solicitantes.....	Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....	Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total.....	85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
 Comprimento da barra da usina.....11.4
 - Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
 Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
 Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```

console= C2                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
=====
    
```

```

console= C1=3                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
=====
    
```

```

console=C4=5                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

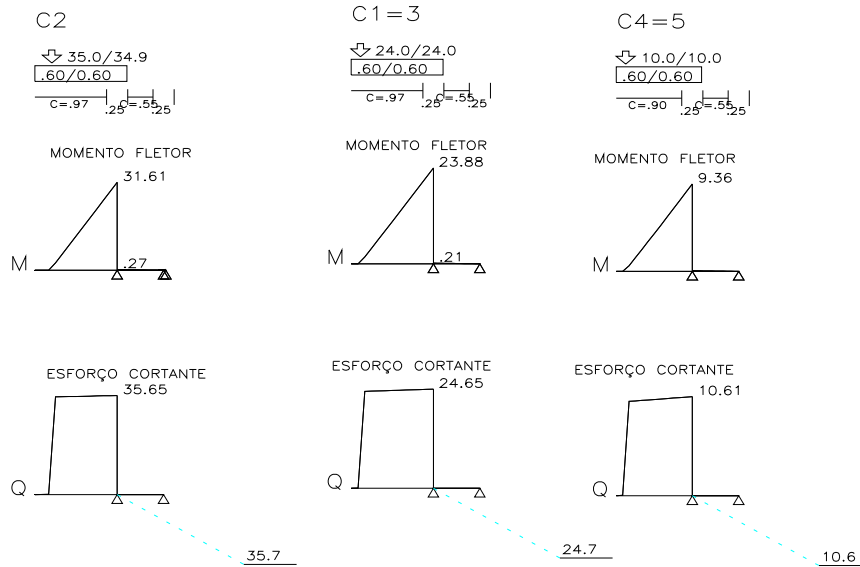
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
=====
    
```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

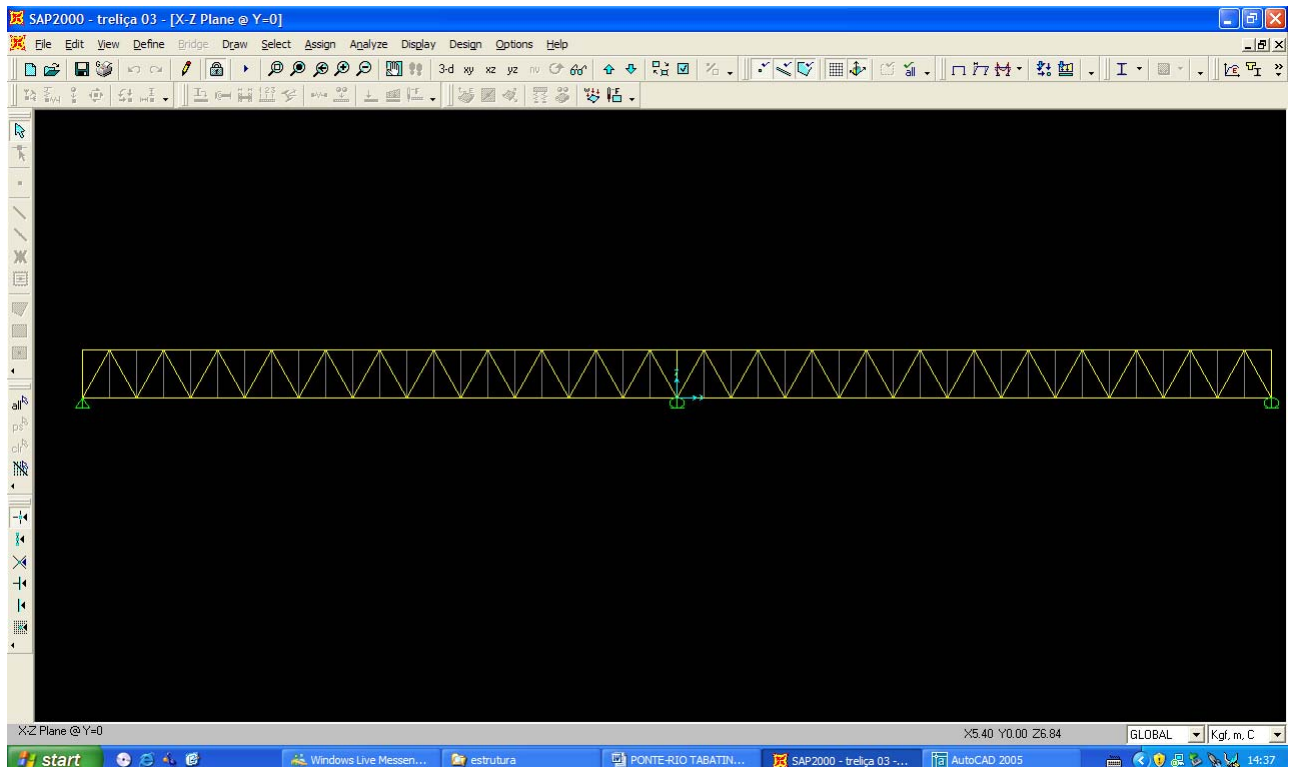


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

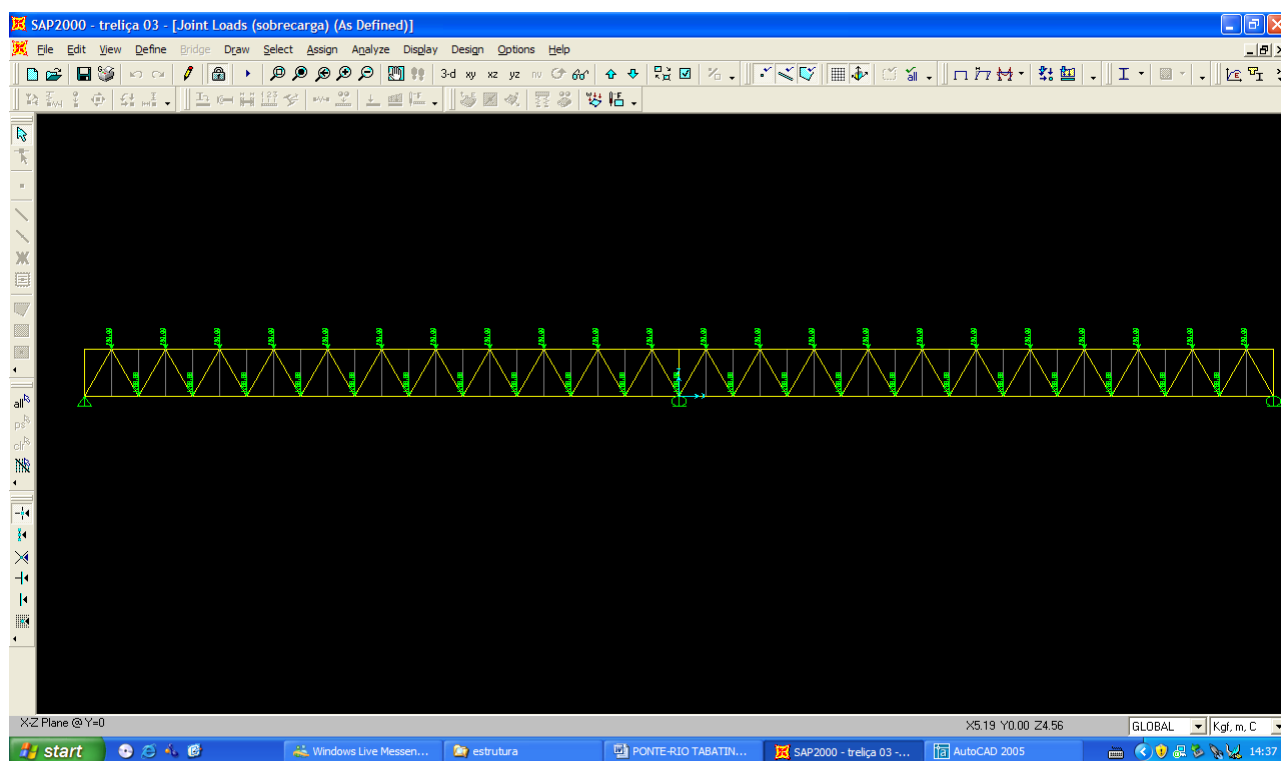
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

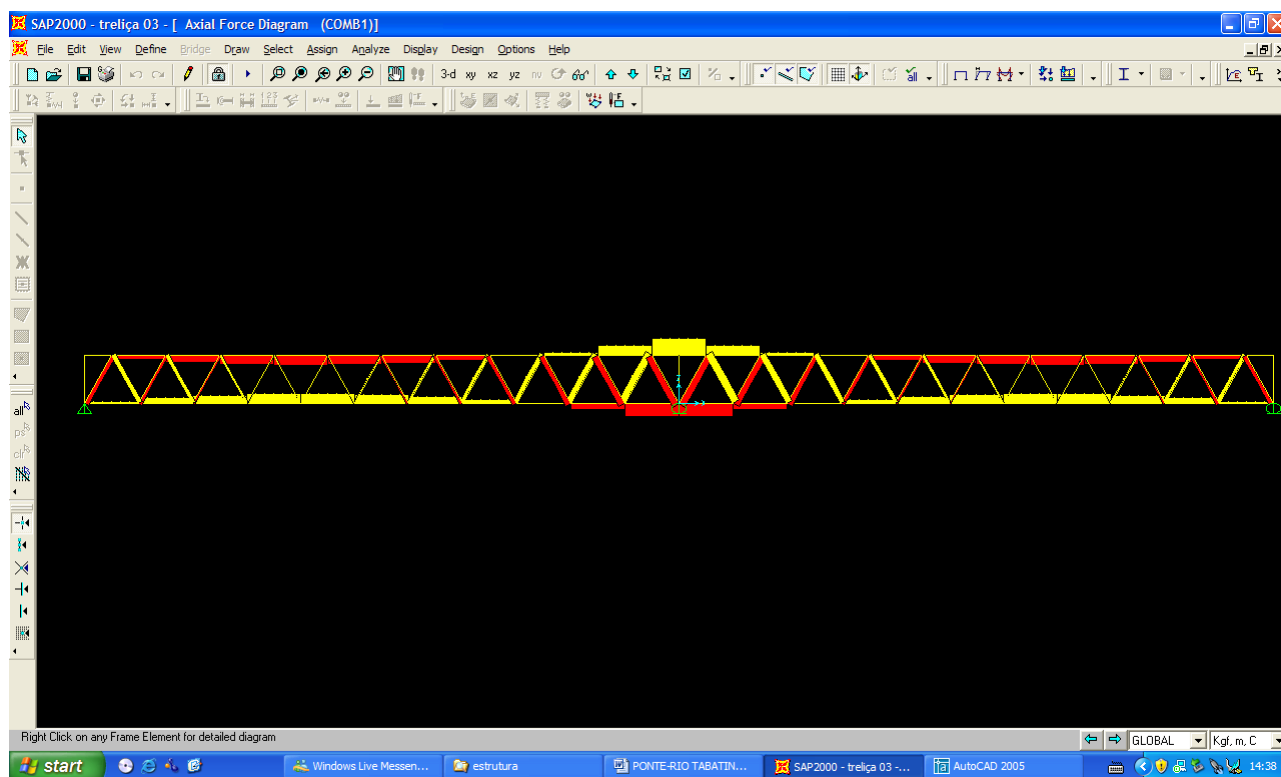
Esquema estrutural



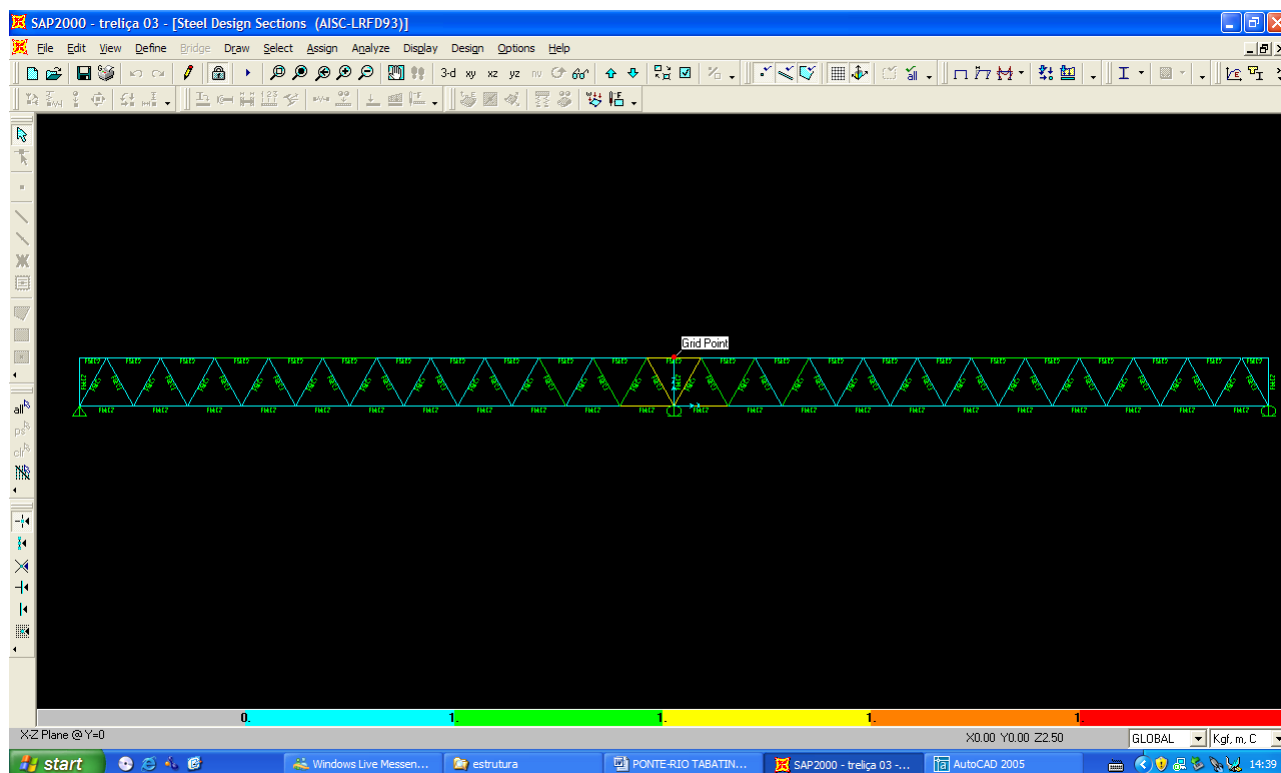
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.7 – Passarela Estaca 355+17,5

3.19.7.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.7.2 - Normas Especificações

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
 NBR6122 – Projeto e execução de fundações
 NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
 NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
 NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.7.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.7.4 - Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.7.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

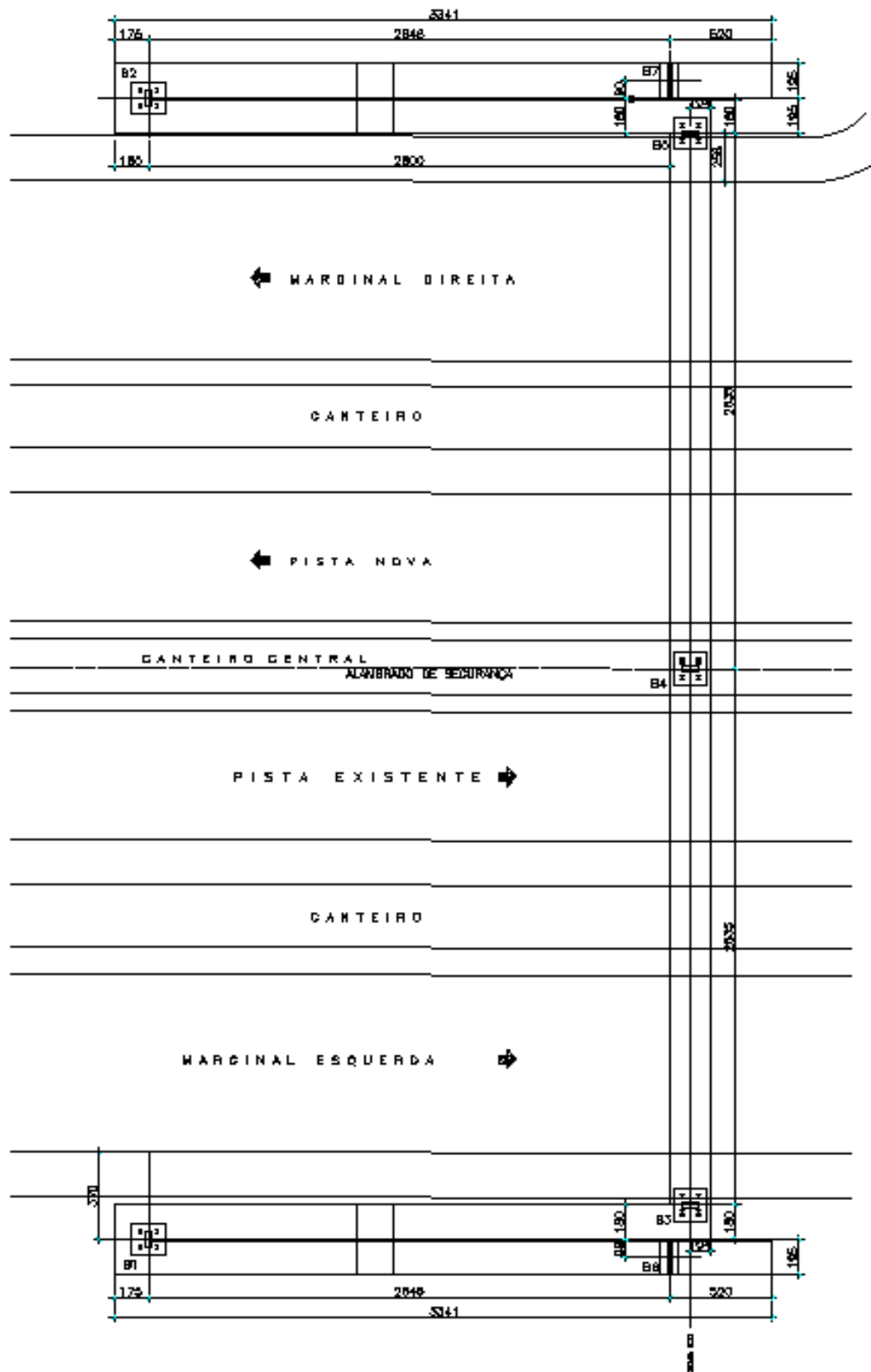
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5\text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

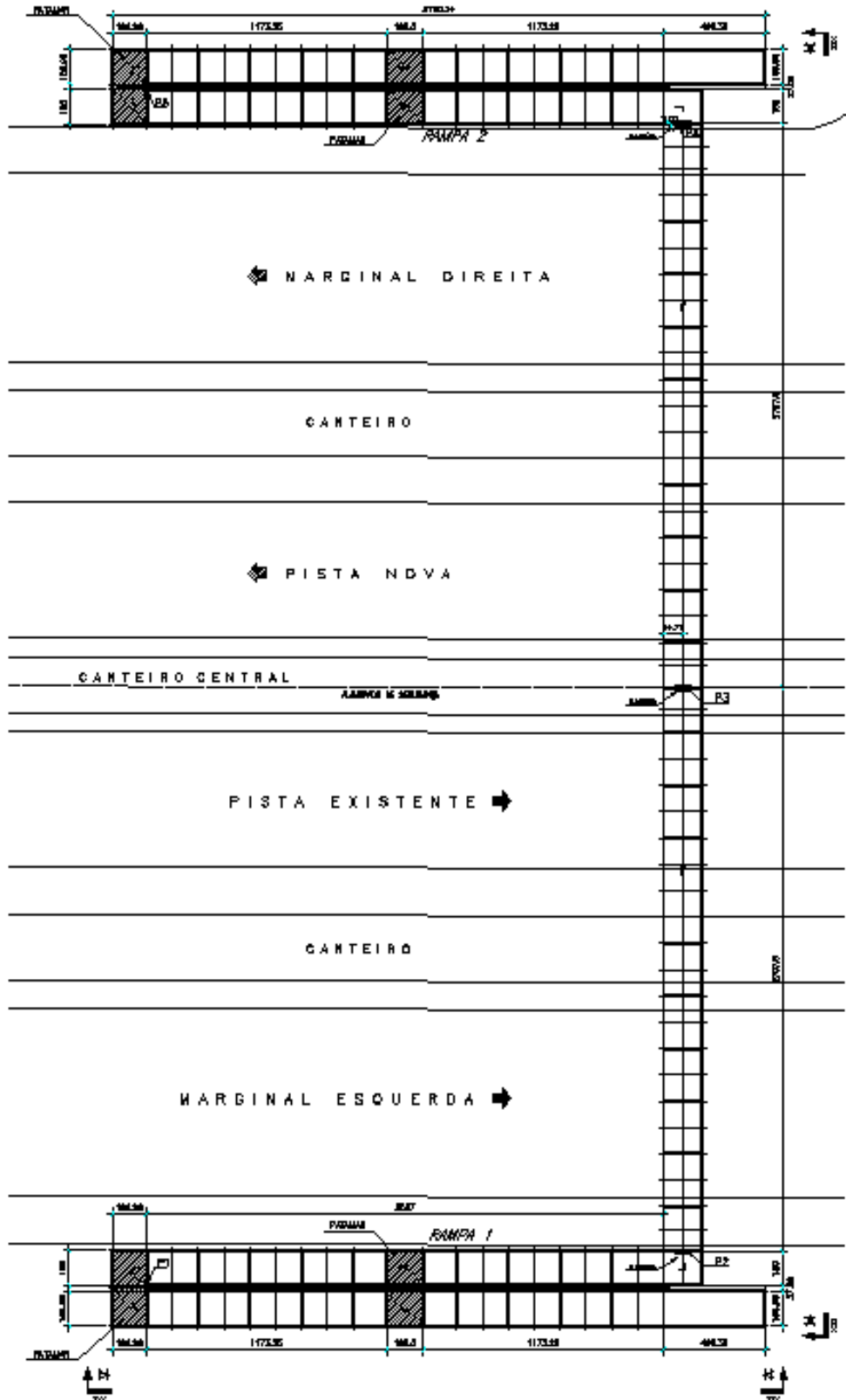
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.7.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.7.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

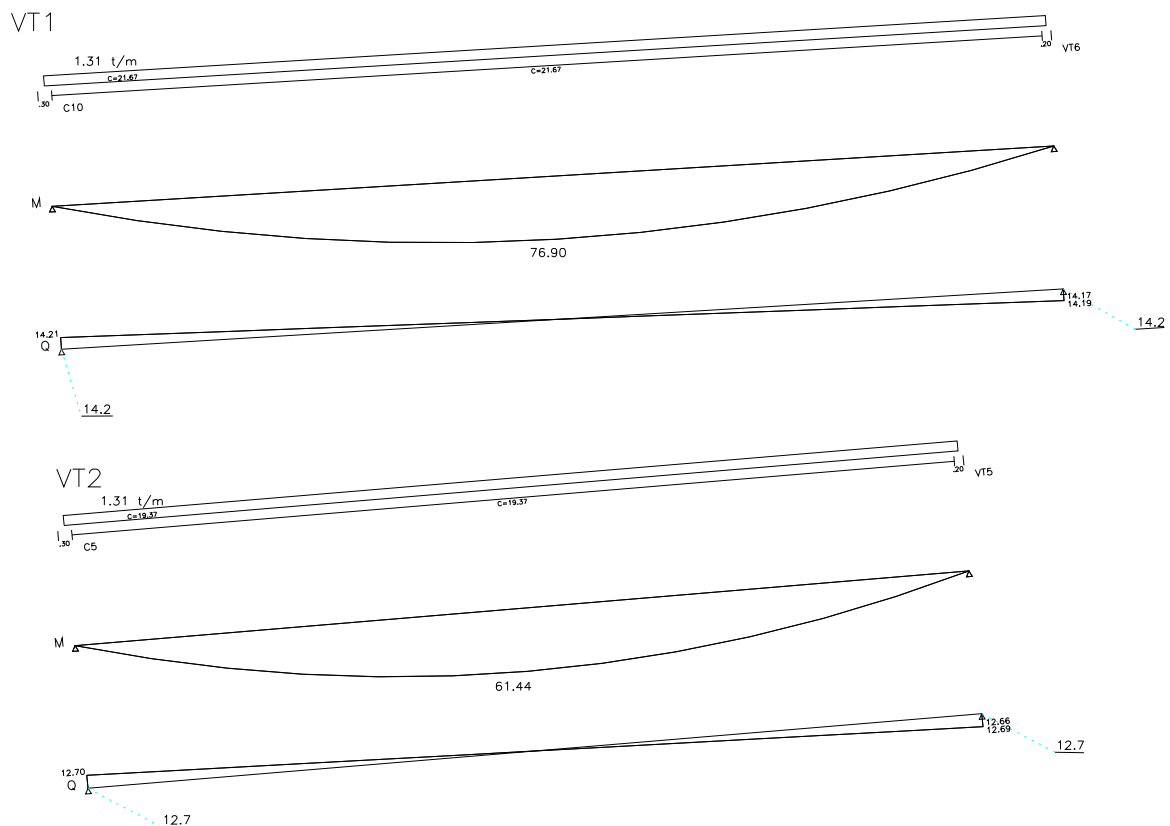
Piso:

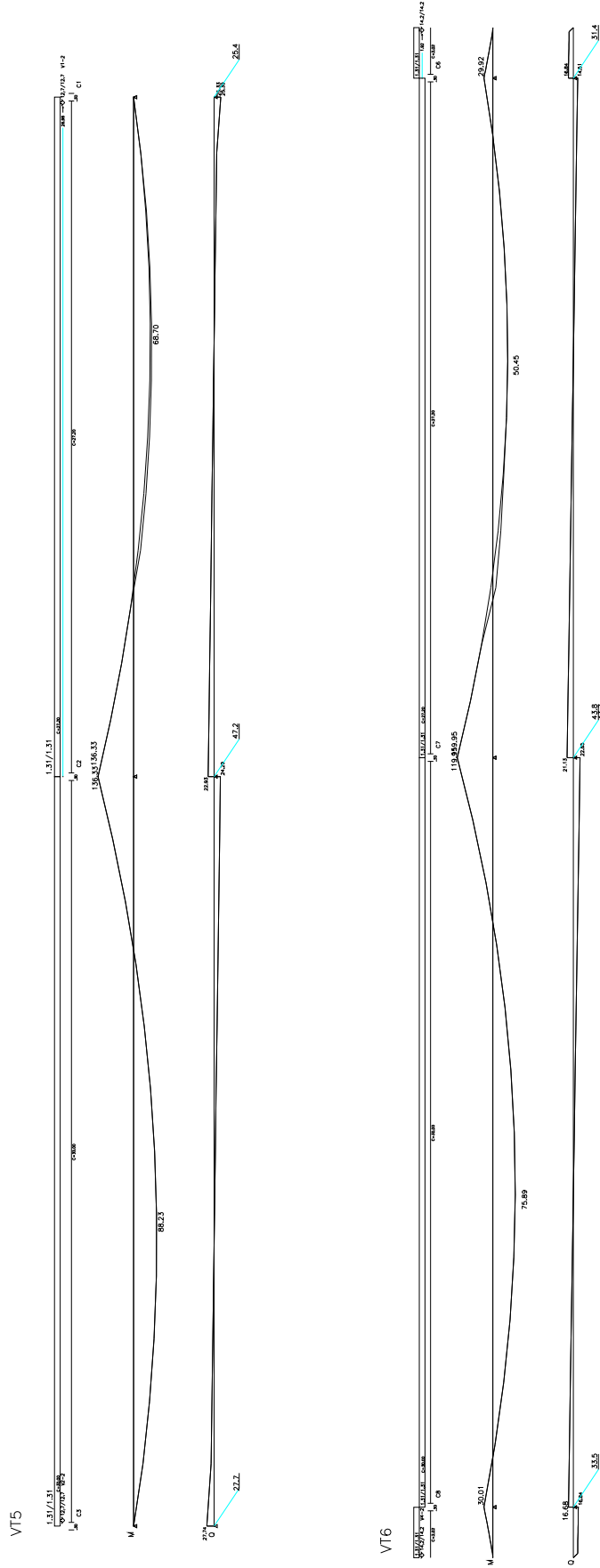
Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.8 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.4 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2/\text{m}}$

coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.4 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.2 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :





Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
 B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01

```

[CB
[] [[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
  [[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]
-----
  []
  [[BR230
  [[PB
  [[NUMERO : 3771      [[DATA : 21/10/13
  [1) DADOS DA ESTACA]

[]
  [1) DADOS DA ESTACA]

[]
      ESTACA RAIZ D=410MM          F1 = 1.25      F2 = 2.30
      Perimetro.....: 128.81 cm   Area da Base...: 1320.25 cm2
      Cota Arrasamento: 0.000 m

  [2) DADOS DO TERRENO]

      Sondagem.....: SP01
      Cota do Terreno.: 0.000 m

      PROF. DA CAMADA(m)   CLASSIFICACAO

      0.00 A 2.00         Aterro
      2.00 A 9.60         Areia Siltosa
      9.60 A 18.00        Silte Argiloso
      18.00 A 23.15       Areia Siltosa

[]
  [3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]

[]
      Prof. (m)      N      PL      PP      PR      (+) PP      (*) PR

      1.00      6.00      15      80      95      | +
      2.00      8.00      49      121     171     | + *
      3.00      8.00      87      121     209     | + *
      4.00      9.00      127     137     264     | + *
      5.00      10.00     172     152     324     | + *
      6.00      11.00     221     167     388     | + *
      7.00      9.00      268     137     405     | + *
      8.00      11.00     315     167     482     | + *
      9.00      12.00     370     130     500     | + *
      10.00     3.00      398     13      411     |+ *
      11.00     5.00      407     22      429     |+ *
      12.00     6.00      420     26      446     |+ *
      13.00     5.00      432     22      454     |+ *
      14.00     6.00      445     26      471     |+ *
      15.00     2.00      454     9       463     + *
      16.00     3.00      460     13      473     |+ *
      17.00     5.00      469     22      491     |+ *
      18.00     6.00      482     91      573     | + *
      19.00     0.00      496     0       496     + *
      20.00     0.00      496     0       496     + *
      21.00     0.00      496     0       496     + *
      22.00     0.00      496     0       496     + *
      23.00     40.00     590     607     1197    | + *

      |-----|-----|-----|-----|
      0      25      50      75      100
  
```

Furo SP-02

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230
[[PB
[[NUMERO : 3771 [[DATA : 21/10/13
[[1) DADOS DA ESTACA]]

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[[2) DADOS DO TERRENO]]

Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 2.15	Aterro
2.15 A 9.90	Areia Siltosa
9.90 A 17.80	Silte Argiloso
17.80 A 22.10	Areia Siltosa

[[3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]]

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	3.00	7	40	47	+	
2.00	4.00	25	60	84	+*	
3.00	5.00	46	76	122	+ *	
4.00	5.00	70	76	145	+ *	
5.00	9.00	103	137	239	+ *	
6.00	8.00	143	121	264	+ *	
7.00	11.00	187	167	354	+ *	
8.00	12.00	241	182	424	+ *	
9.00	14.00	303	197	500	+ *	
10.00	15.00	367	65	433	+ *	
11.00	5.00	390	22	412	+ *	
12.00	3.00	400	13	413	+ *	
13.00	2.00	405	9	414	+ *	
14.00	2.00	410	9	419	+ *	
15.00	3.00	416	13	429	+ *	
16.00	6.00	426	26	452	+ *	
17.00	9.00	443	59	502	+ *	
18.00	25.00	491	379	870	+	
19.00	40.00	644	607	1251		+ *
20.00	40.00	832	607	1439		+ *
21.00	40.00	1020	607	1628		+ *
22.00	40.00	1209	607	1816		+ *

0 25 50 75 100

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf , todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf , em atendimento aos esforços atuantes . O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 18,00m. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 18,00m.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm ²)	300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto	1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço	1.15
---	------

Crítérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)	3
Cobrimento do pilar (cm).....	3
Considerar seção do pilar.....	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U).....	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....	15
Lastro de concreto magro (cm).....	5

Coeficientes

Coeficiente de majoração de cargas.....	1.4
Coeficiente adicional de majoração de cargas.....	1.2
Coeficiente de efeito Rüsç.....	9
Coeficiente de redução para altura útil.....	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m).....	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele.....	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha).....	Duplo U
Armadura lateral ou de pele.....	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada.....	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0		
P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0		
SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0	SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		
Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5			

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5
- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm].....	3
Módulo de elasticidade - E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm].....	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm].....	3

Dim. de Armaduras

Gama s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede ($H > 5 \times B$).....	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada).....	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N, 1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N, 1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp oblíq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Momento 2ª Ordem seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Momento 2ª Ordem seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes.....	Reta

Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140.....	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

<i>Excentricidades</i>	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0	
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36			**VER NOTA (A)**			
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34						
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P3

num. 2 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2	
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90			**VER NOTA (A)**			
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P2=P4

num. 3 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9	
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			**VER NOTA (A)**			
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

Cálculo dos Consolos.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral.....Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral.....Com salto de página

Concreto

- Cobrimento de armaduras.....3
- F c k.....300
- Módulo de elasticidade - E.....260.7
- Coefficiente para cálculo do E.....9
- Coefficiente de minoração do concreto.....1.4
- K53 - Cálculo da bitola de fissuração.....Conforme a NBR-6118
- Abertura de fissuras admissível.....3

Esforços

- Coefficiente de majoração.....1.4
- Cálculo de esforços solicitantes.....Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total.....85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
Comprimento da barra da usina.....11.4
- Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```

console= C2                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
=====

```

```

console= C1=3                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
=====

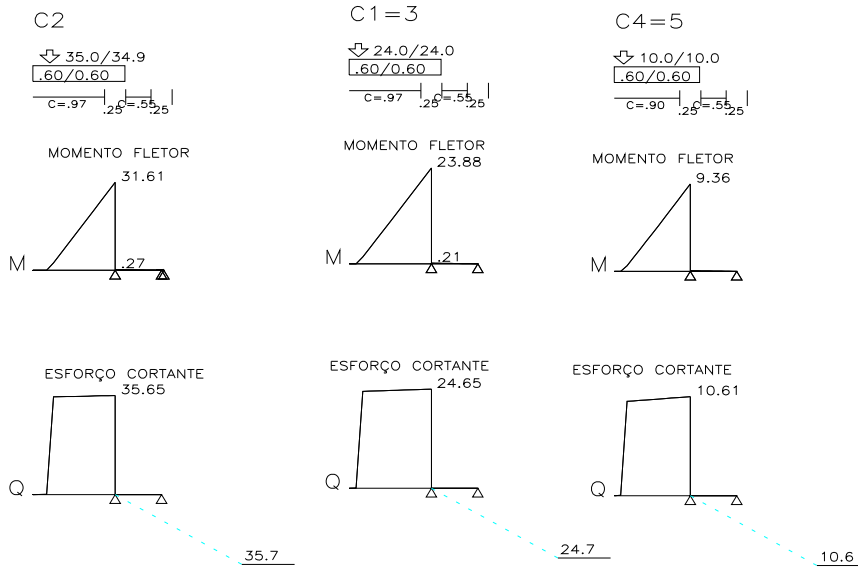
```

```

console=C4=5                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
=====

```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

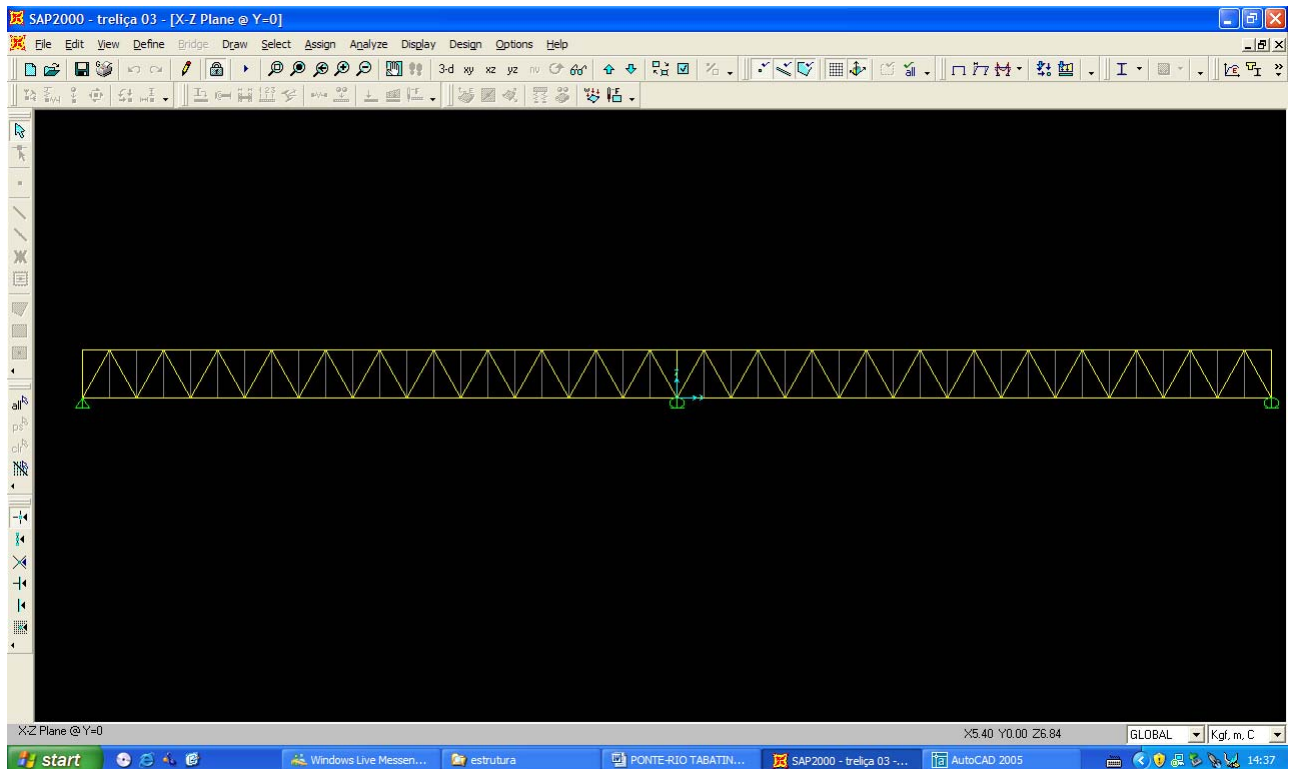


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

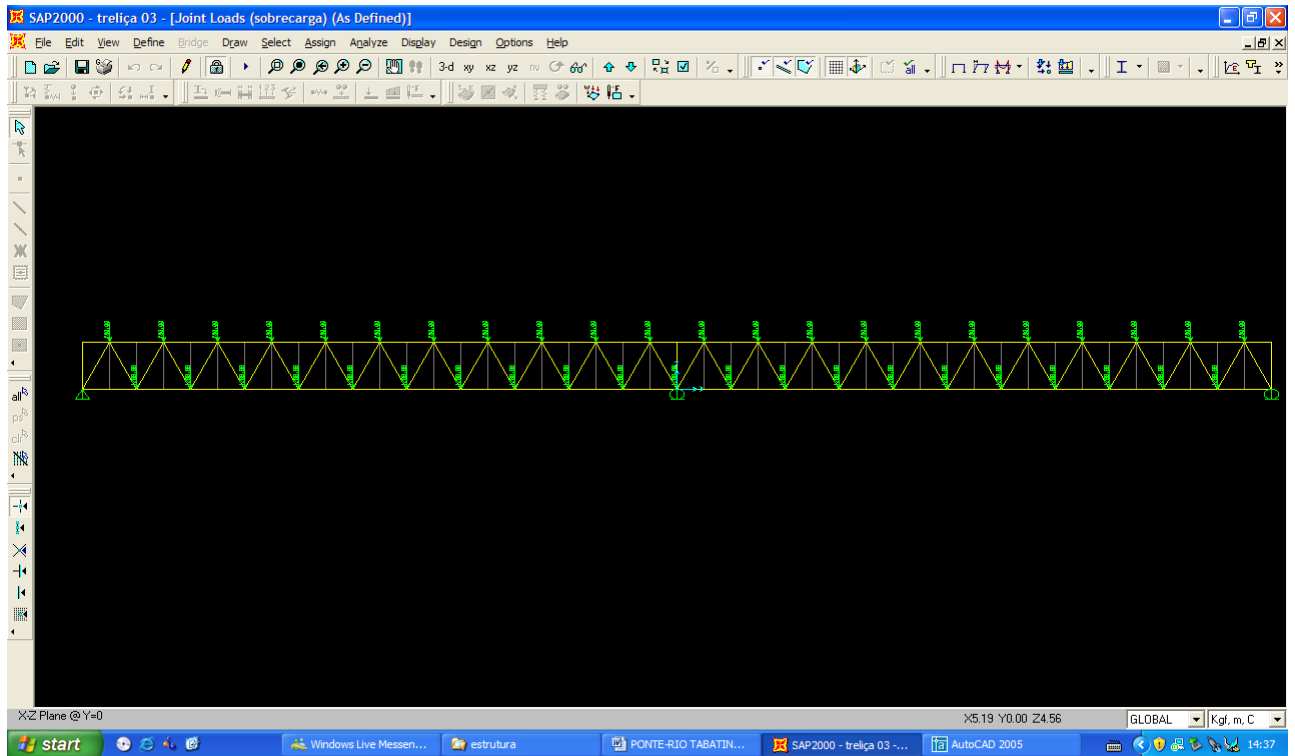
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

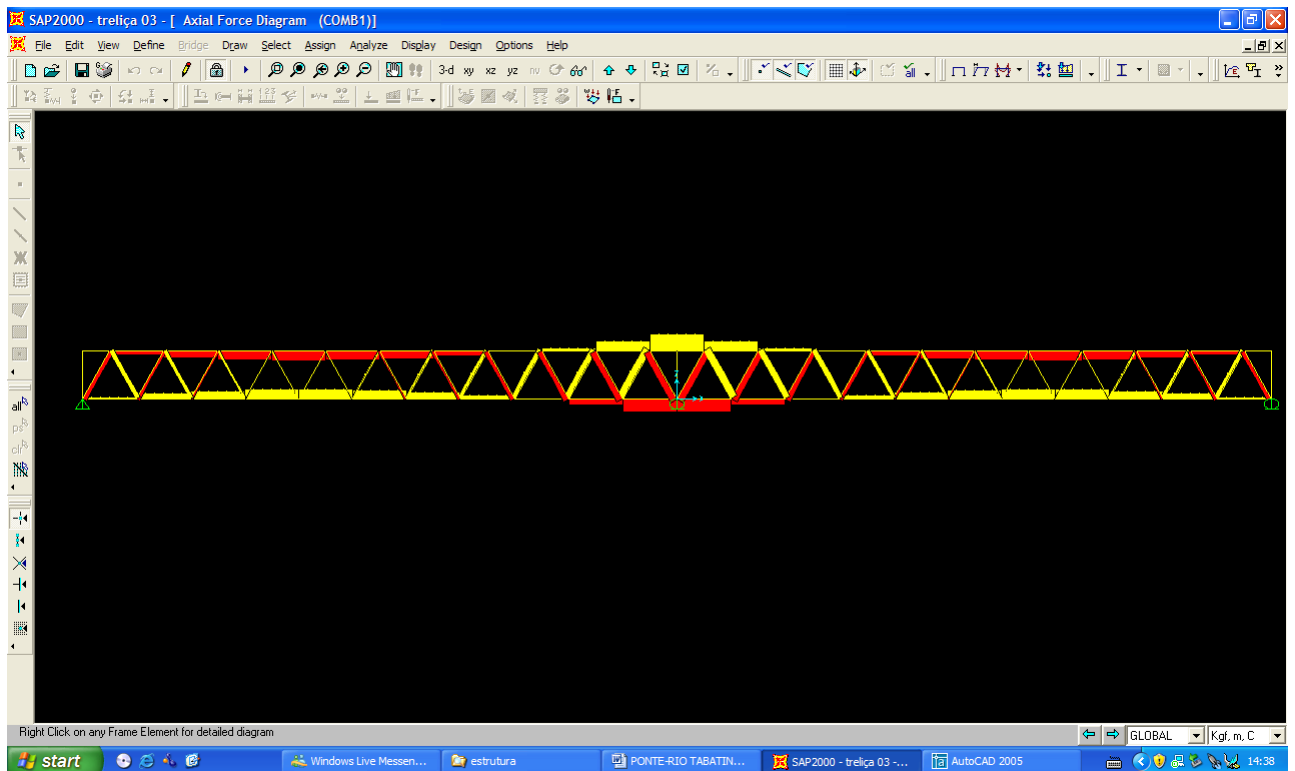
Esquema estrutural



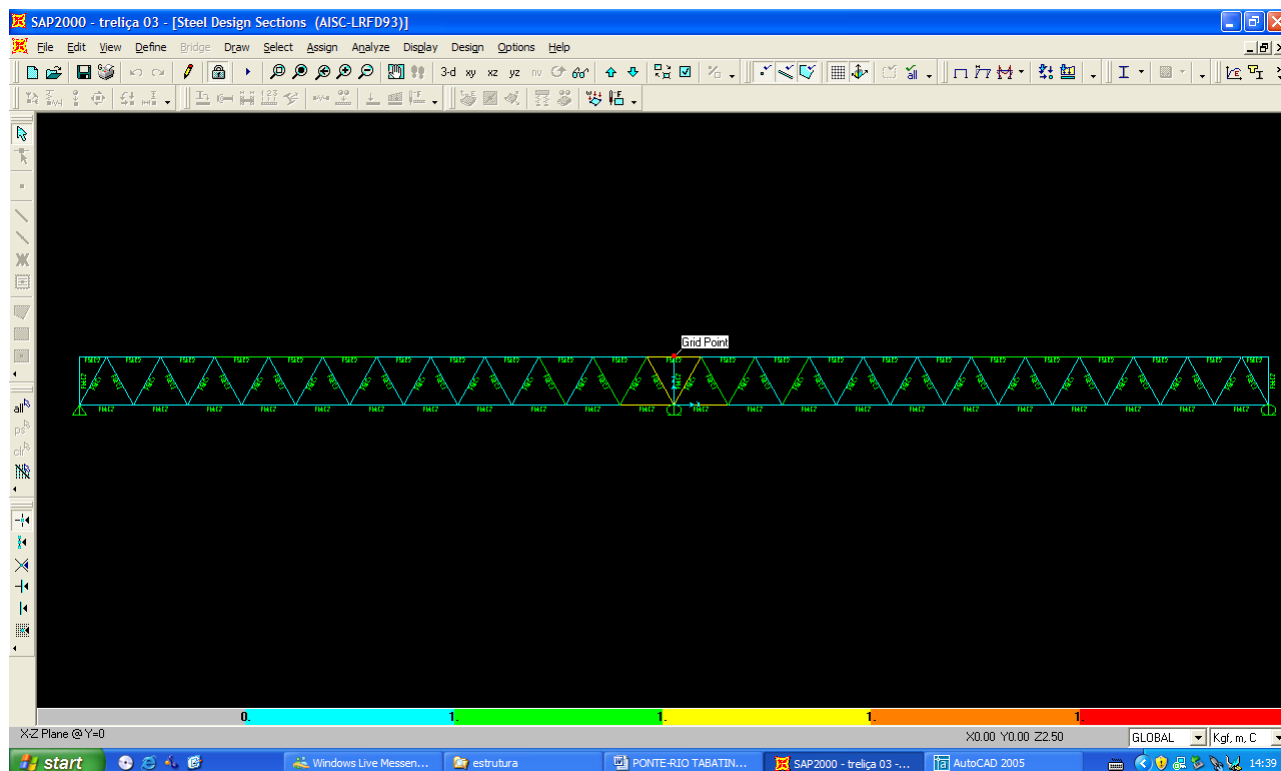
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.8 – Passarela Estaca 404+17,5

3.19.8.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.8.2 - Normas Adotadas

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
 NBR6122 – Projeto e execução de fundações
 NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
 NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
 NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.8.3 - Descrição Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.8.4 - Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.8.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

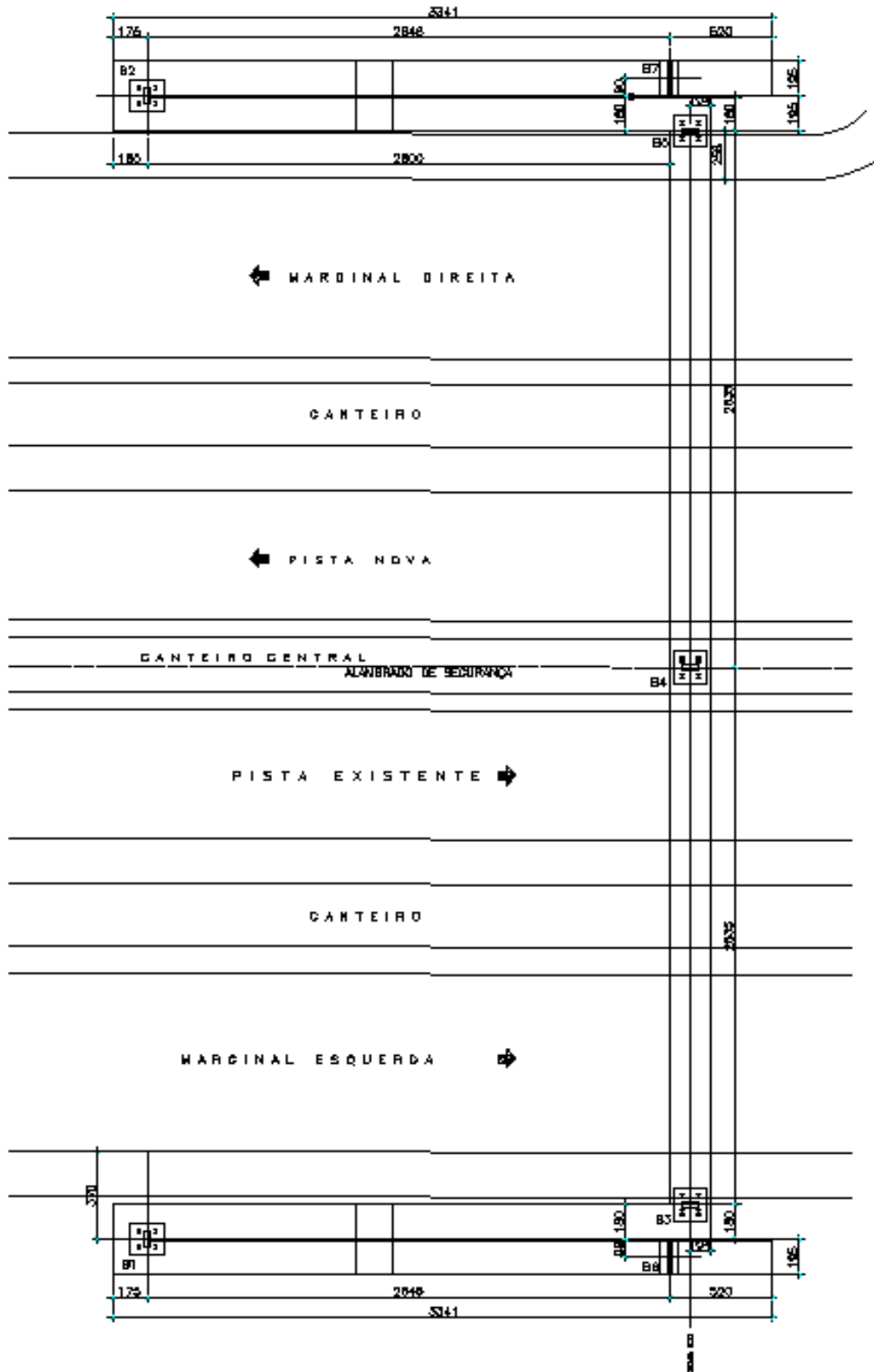
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5\text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

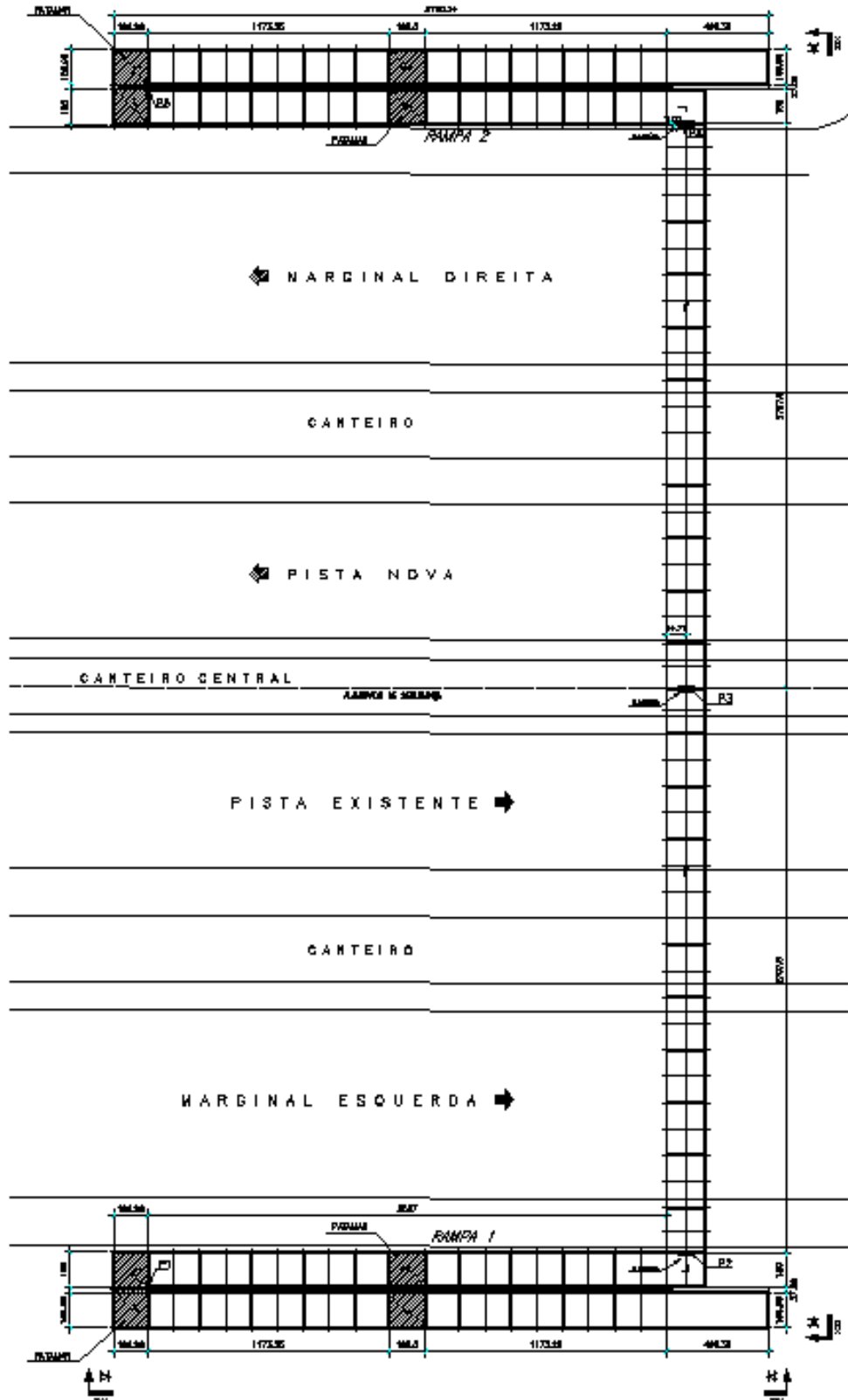
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.8.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.8.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

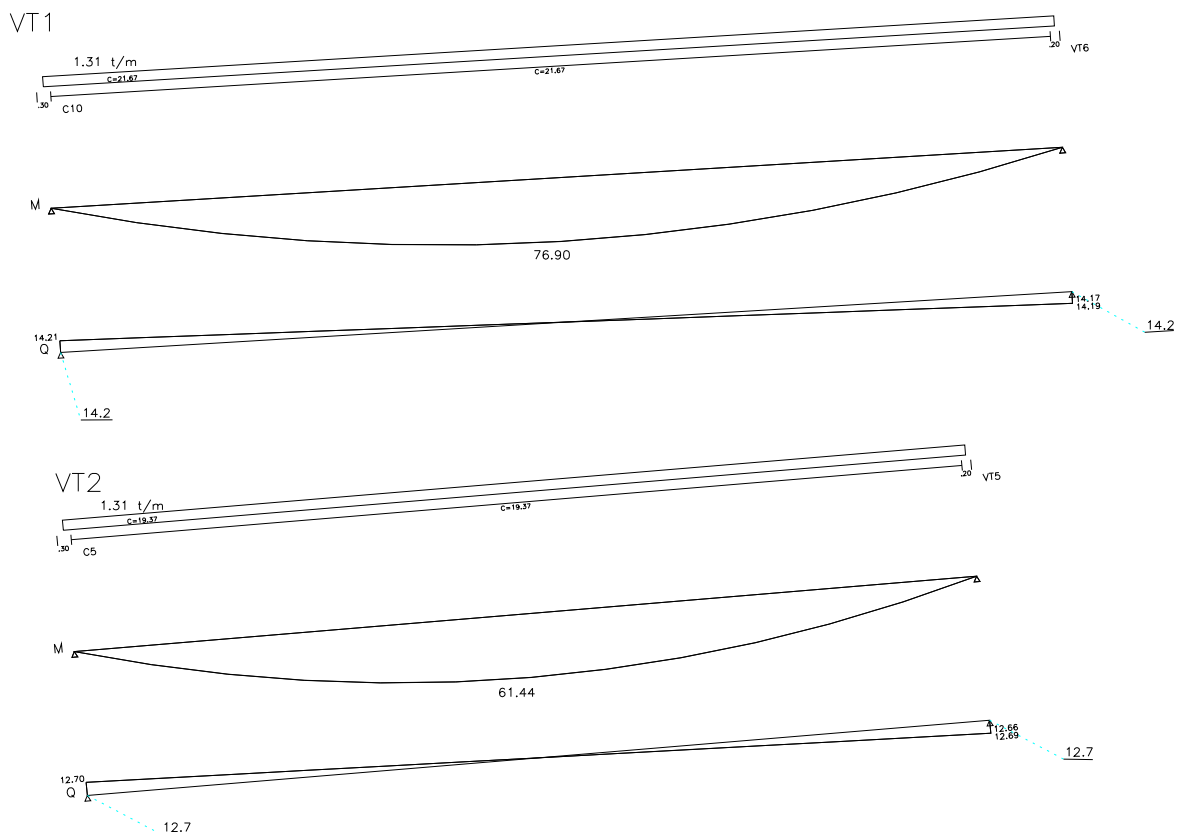
Piso:

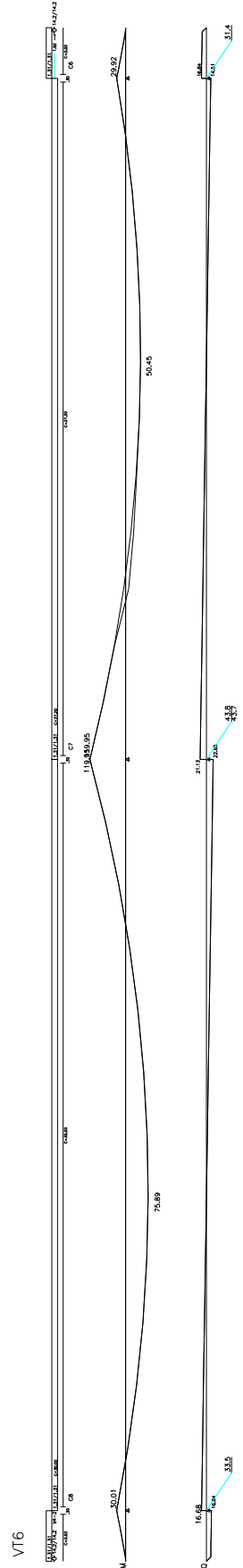
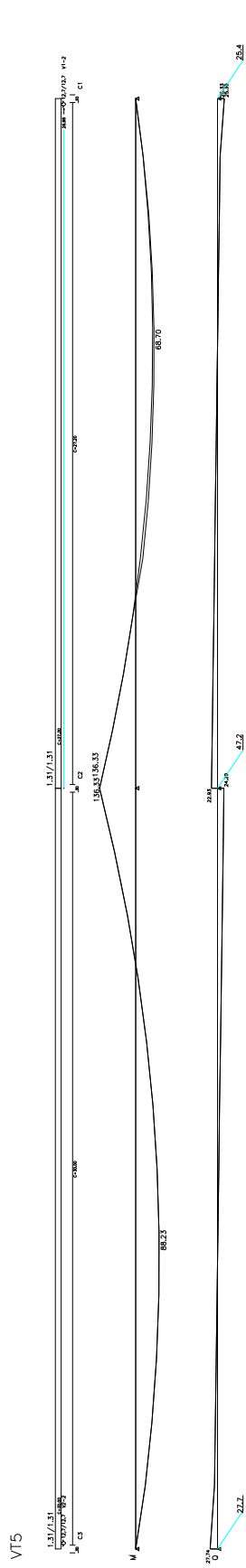
Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.8 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.4 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2/\text{m}}$

coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.4 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.2 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :





Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01

[[BR230
[[PB
[[NUMERO : 3771 [[DATA : 21/10/13

[1] DADOS DA ESTACA

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[2] DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP01
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 7.00	Areia Siltosa
7.00 A 17.00	Silte Arenoso
17.00 A 21.30	Argila Silto Arenosa
21.30 A 29.10	Silte Arenoso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	3.00	7	46	53	+	
2.00	4.00	24	61	84	++	
3.00	4.00	42	61	103	+ *	
4.00	7.00	68	106	175	+ *	
5.00	18.00	127	273	400		+ *
6.00	22.00	221	334	555		+ *
7.00	28.00	339	292	631		+ *
8.00	4.00	396	42	438	+	+ *
9.00	7.00	416	73	489	+	+ *
10.00	7.00	441	73	514	+	+ *
11.00	6.00	464	63	526	+	+ *
12.00	8.00	489	83	572	+	+ *
13.00	9.00	519	94	613	+	+ *
14.00	8.00	549	83	633	+	+ *
15.00	9.00	579	94	673	+	+ *
16.00	9.00	611	94	705	+	+ *
17.00	10.00	645	63	708	+	+ *
18.00	8.00	671	50	722	+	+ *
19.00	7.00	693	44	737	+	+ *
20.00	6.00	712	38	750	+	+ *
21.00	6.00	730	55	785	+	+ *
22.00	8.00	753	83	837	+	+ *
23.00	9.00	784	94	877	+	+ *
24.00	9.00	816	94	910	+	+ *
25.00	10.00	849	104	954	+	+ *
26.00	23.00	908	240	1148		+ *
27.00	26.00	995	271	1267		+ *
28.00	40.00	1113	417	1530		+ *
29.00	40.00	1255	417	1673		+ *

Furo SP-02

ICB

] [[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
 [[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

 [[BR230
 [[PB
 [[NUMERO : 3771 [[DATA : 21/10/13

]]

[1) DADOS DA ESTACA]

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
 Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
 Cota Arrasamento: 0.000 m

[2) DADOS DO TERRENO]

Sondagem.....: SP02
 Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 7.20	Areia Siltosa
7.20 A 17.00	Silte Arenoso
17.00 A 21.00	Argila Silto Arenosa
21.00 A 31.13	Silte Arenoso

[3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	3.00	7	46	53	+	
2.00	4.00	24	61	84	++	
3.00	5.00	45	76	121	+ *	
4.00	6.00	71	91	162	+ *	
5.00	16.00	122	243	365		+ * *
6.00	20.00	207	304	511		+ * *
7.00	25.00	313	285	598		+ * *
8.00	4.00	368	42	410	+	+ * *
9.00	6.00	386	63	448	+	+ * *
10.00	6.00	407	63	470	+	+ * *
11.00	7.00	430	73	503	+	+ * *
12.00	8.00	457	83	541	+	+ * *
13.00	7.00	484	73	557	+	+ * *
14.00	9.00	512	94	606	+	+ * *
15.00	9.00	544	94	638	+	+ * *
16.00	9.00	576	94	670	+	+ * *
17.00	11.00	612	69	681	+	+ * *
18.00	7.00	638	44	682	+	+ * *
19.00	6.00	657	38	695	+	+ * *
20.00	5.00	673	31	704	+	+ * *
21.00	6.00	689	63	752	+	+ * *
22.00	7.00	712	73	785	+	+ * *
23.00	9.00	741	94	835	+	+ * *
24.00	9.00	773	94	867	+	+ * *
25.00	11.00	808	115	923	+	+ * *
26.00	22.00	867	230	1097		+ * *
27.00	26.00	953	271	1224		+ * *
28.00	23.00	1040	240	1280		+ * *
24.00	9.00	773	94	867	+	+ * *
25.00	11.00	808	115	923	+	+ * *
26.00	22.00	867	230	1097		+ * *
27.00	26.00	953	271	1224		+ * *
28.00	23.00	1040	240	1280		+ * *
29.00	24.00	1124	250	1374		+ * *
30.00	40.00	1238	417	1655		+ * *
31.00	40.00	1380	417	1797		+ * *

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 9*0tf , todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf , em atendimento aos esforços atuantes . O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 14,0 m. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 14,0m.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm ²)	300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto	1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço	1.15
---	------

Crítérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)	3
Cobrimento do pilar (cm).....	3
Considerar seção do pilar.....	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U).....	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....	15
Lastro de concreto magro (cm).....	5

Coeficientes

Coeficiente de majoração de cargas.....	1.4
Coeficiente adicional de majoração de cargas.....	1.2
Coeficiente de efeito Rüsç.....	9
Coeficiente de redução para altura útil.....	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m).....	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele.....	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha).....	Duplo U
Armadura lateral ou de pele.....	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascinc: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/ P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0		SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0 Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0	

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos: 1 N Mx My [tf,m]
Caso 1: 25.00 .00 1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5 SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0 Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5		Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0 SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5	

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos: 1 N Mx My [tf,m]
Caso 1: 75.00 5.00 5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5
- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm].....	3
Módulo de elasticidade - E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm].....	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm].....	3

Dim. de Armaduras

Gama s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB).....	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada).....	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N, 1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N, 1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp oblíq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Momento 2ª Ordem seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Momento 2ª Ordem seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes.....	Reta

Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140.....	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

<i>Excentricidades</i>	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74					
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			34.1	1022.8	1548.0
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34			**VER NOTA (A)**		
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

PILAR:P3

num. 2														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41					
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			104.2	3121.6	5224.2
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
															VER NOTA (A)		
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

PILAR:P2=P4

num. 3														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63					
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			73.4	2199.0	3894.9
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70			**VER NOTA (A)**		
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

Cálculo dos Consolos.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral.....Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral.....Com salto de página

Concreto

- Cobrimento de armaduras.....3
- F c k.....300
- Módulo de elasticidade - E.....260.7
- Coefficiente para cálculo do E.....9
- Coefficiente de minoração do concreto.....1.4
- K53 - Cálculo da bitola de fissuração.....Conforme a NBR-6118
- Abertura de fissuras admissível.....3

Esforços

- Coefficiente de majoração.....1.4
- Cálculo de esforços solicitantes.....Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total.....85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
Comprimento da barra da usina.....11.4
- Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```
comsole= C2                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
```

```
console= C1=3                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
```

```
console=C4=5                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

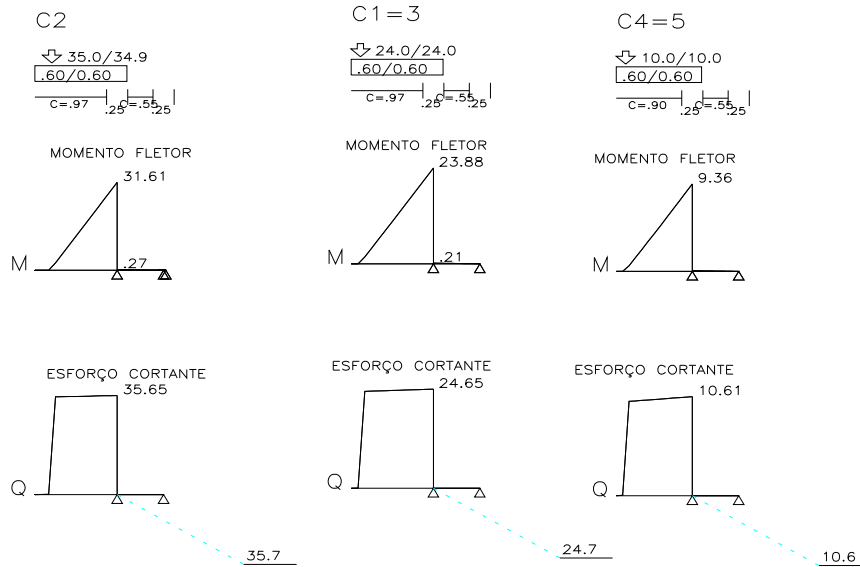
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
```


Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

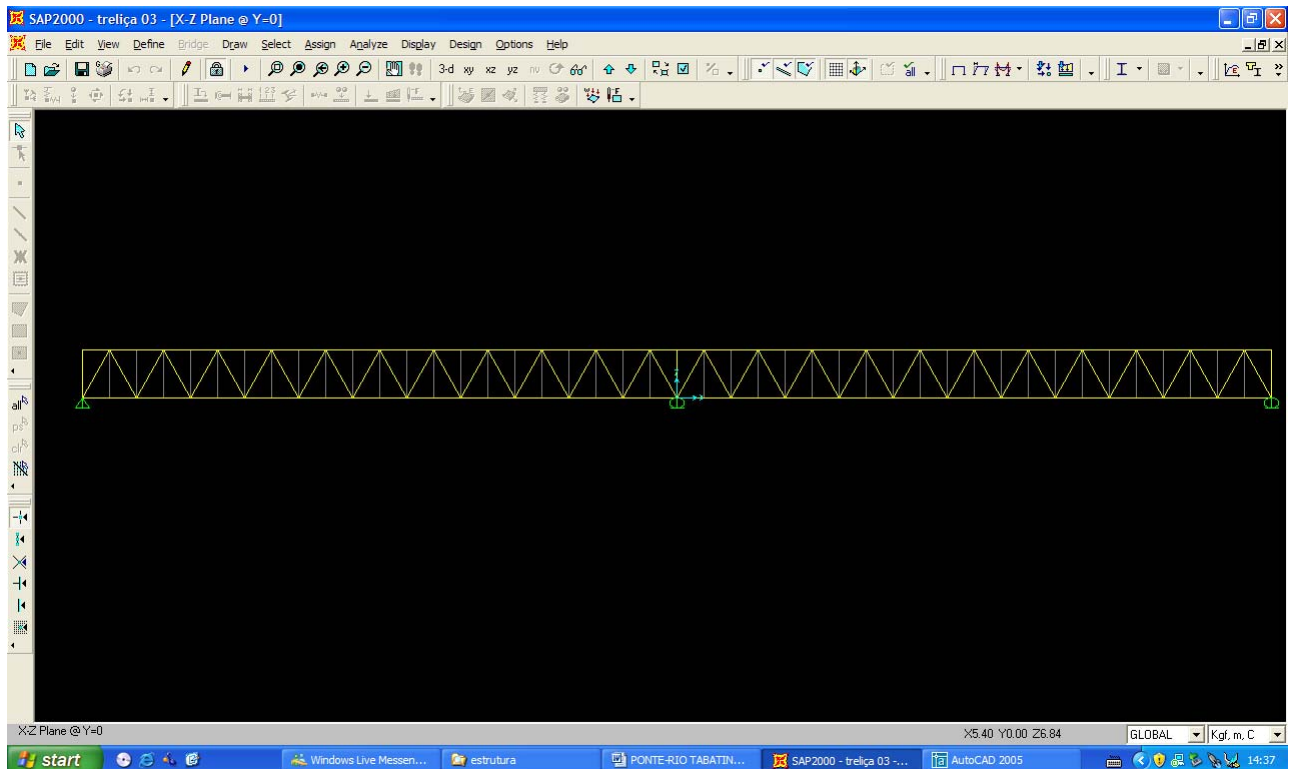


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

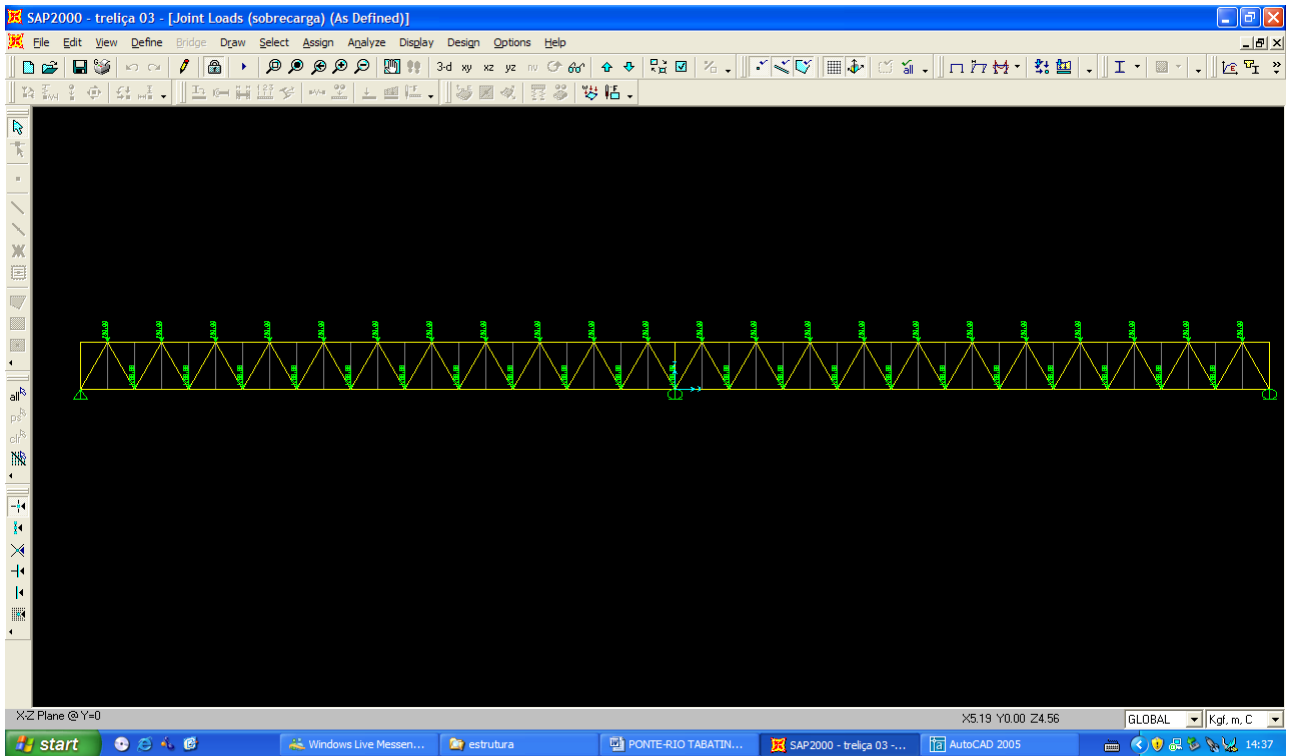
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

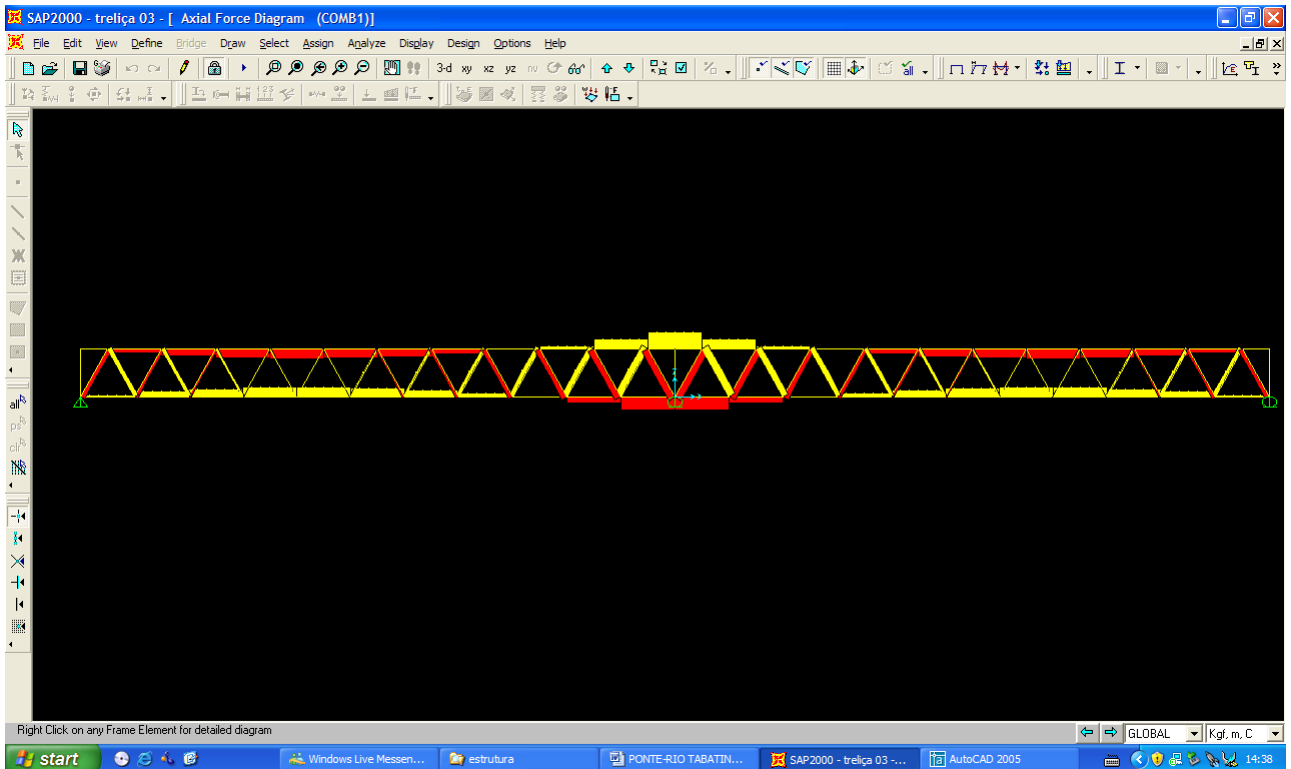
Esquema estrutural



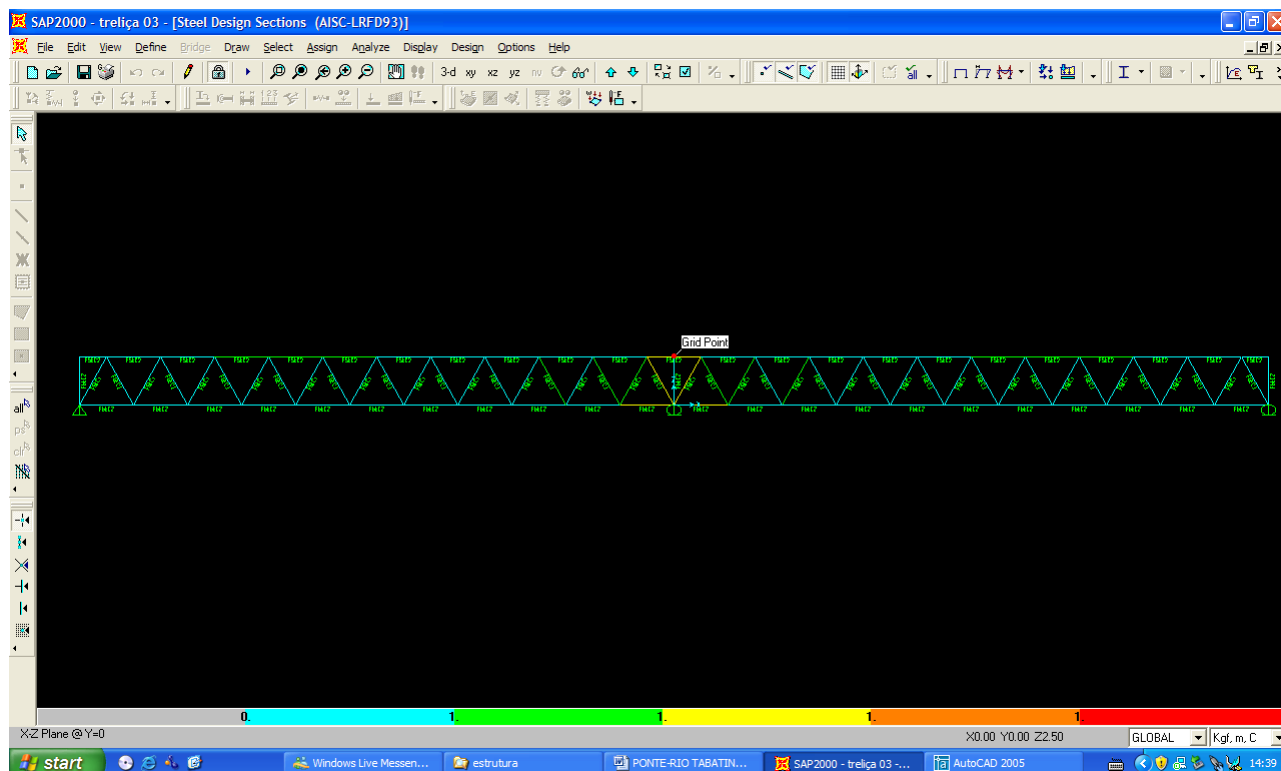
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.9 – Passarela Estaca 451+17,0

3.19.9.1 - Descrição da Estrutura

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.9.2 - Normas Especificações

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
 NBR6122 – Projeto e execução de fundações
 NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
 NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
 NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.9.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.9.4 - Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.9.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

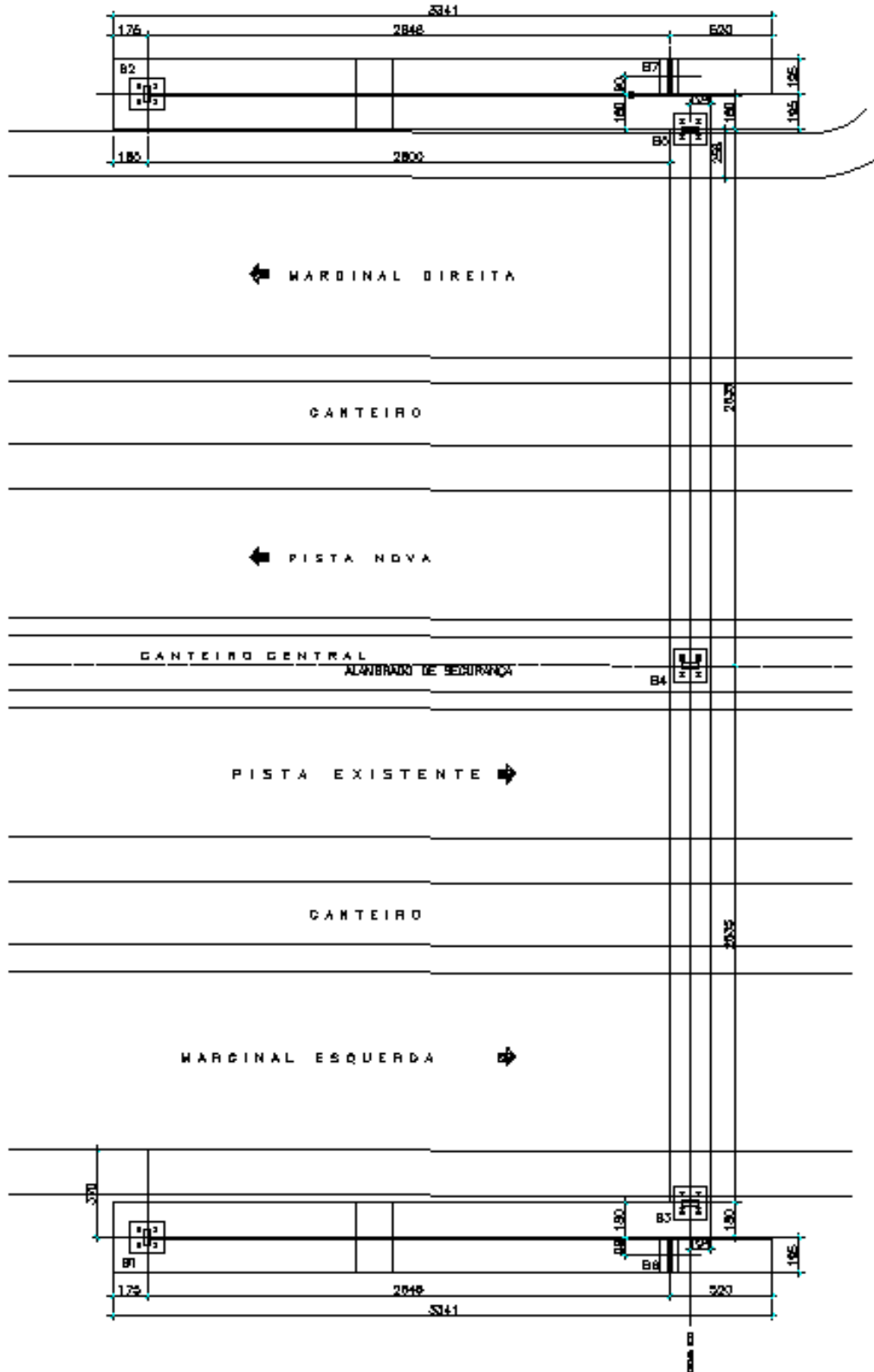
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5\text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

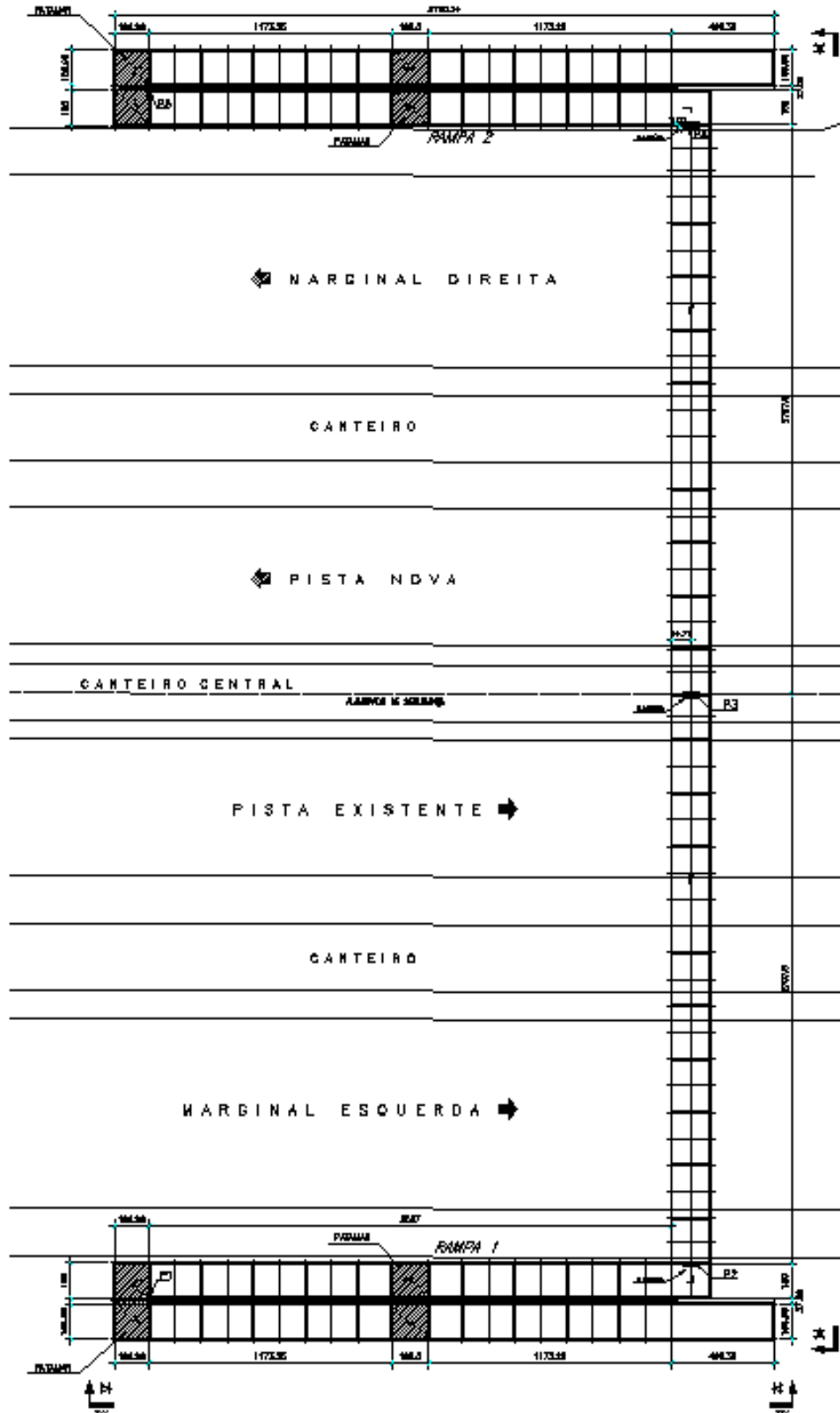
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.9.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.9.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

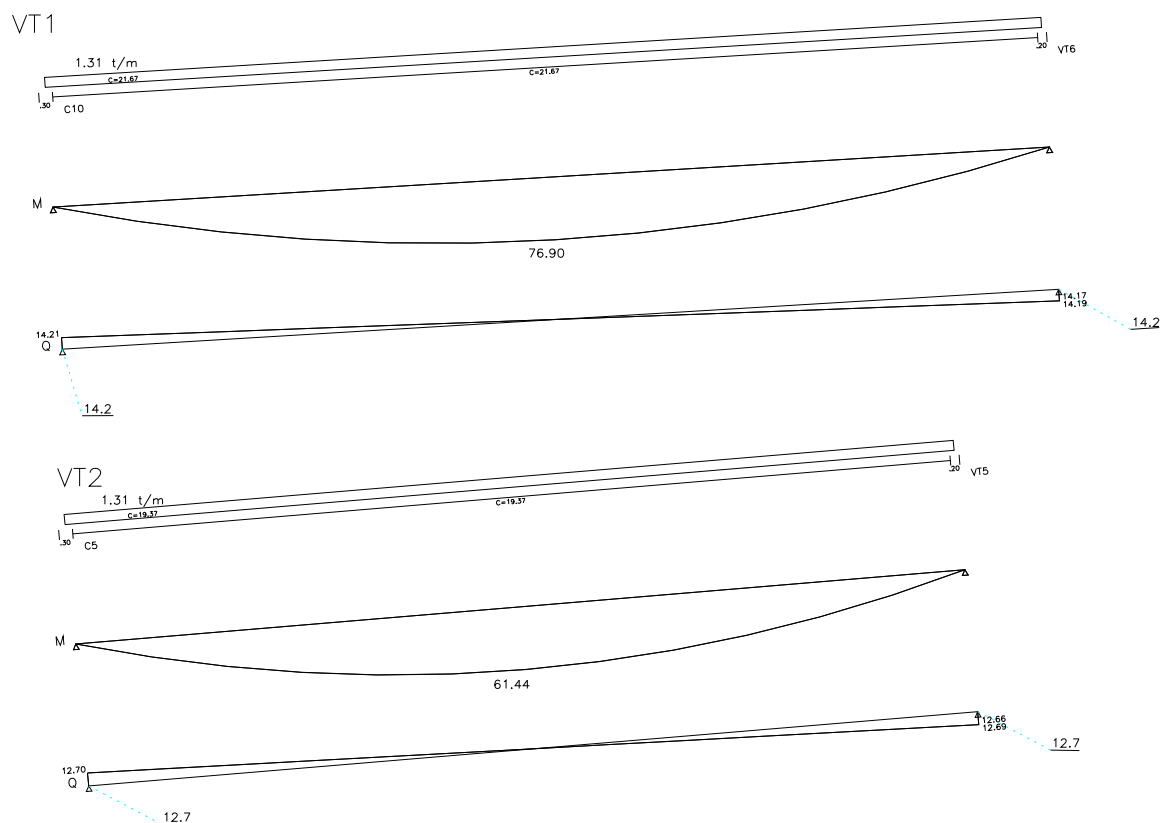
Piso:

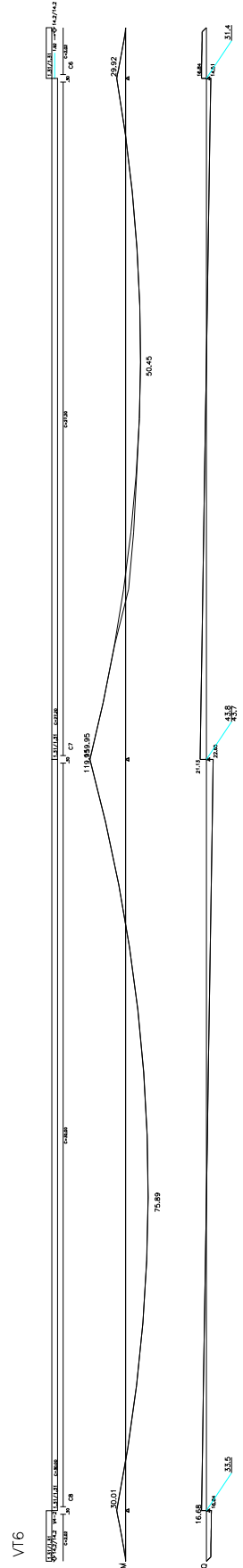
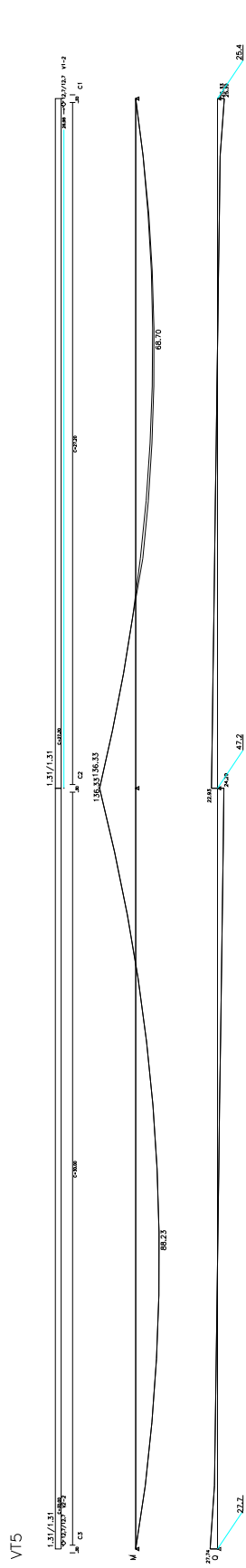
Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.8 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.4 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2/\text{m}}$

coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.4 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.2 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :



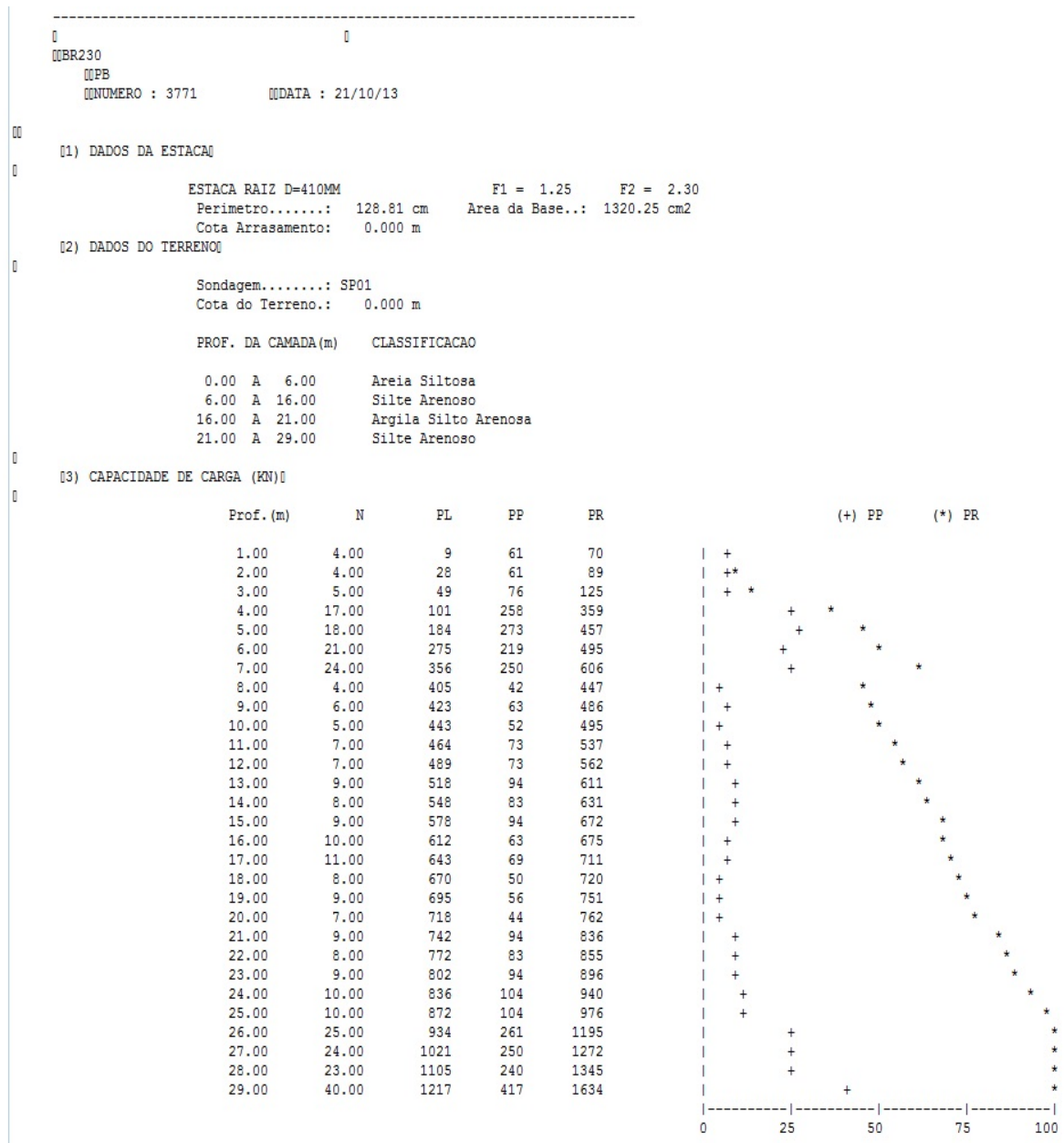


Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
 B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01



Furo SP-02

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230
[[PB
[[NUMERO : 3771 [[DATA : 21/10/13

[1) DADOS DA ESTACA]

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base..: 1320.25 cm²
Cota Arrasamento: 0.000 m

[2) DADOS DO TERRENO]

Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 6.30	Areia Siltosa
6.30 A 16.15	Silte Arenoso
16.15 A 20.50	Argila Silto Arenosa
20.50 A 32.10	Silte Arenoso

[3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	5.00	12	76	88	+*	
2.00	5.00	35	76	111	+ *	
3.00	4.00	57	61	117	+ *	
4.00	17.00	106	258	364		+ *
5.00	18.00	188	273	462		+ *
6.00	21.00	280	249	529		+ *
7.00	23.00	366	240	606		+ *
8.00	6.00	418	63	480	+	* *
9.00	6.00	439	63	502	+	* *
10.00	6.00	460	63	523	+	* *
11.00	8.00	485	83	569	+	* *
12.00	7.00	512	73	585	+	* *
13.00	8.00	539	83	622	+	* *
14.00	8.00	567	83	651	+	* *
15.00	9.00	598	94	691	+	* *
16.00	10.00	631	69	700	+	* *
17.00	11.00	663	69	732	+	* *
18.00	7.00	689	44	733	+	* *
19.00	6.00	708	38	746	+	* *
20.00	7.00	727	58	785	+	* *
21.00	6.00	748	63	811	+	* *
22.00	7.00	771	73	844	+	* *
23.00	9.00	800	94	894	+	* *
24.00	10.00	834	104	938	+	* *
25.00	11.00	871	115	986	+	* *
26.00	14.00	915	146	1062	+	* *

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf, todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf, em atendimento aos esforços atuantes. O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 17,00. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 17,00m.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm ²)	300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto	1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço	1.15
---	------

Crítérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)	3
Cobrimento do pilar (cm).....	3
Considerar seção do pilar.....	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U).....	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....	15
Lastro de concreto magro (cm).....	5

Coeficientes

Coeficiente de majoração de cargas.....	1.4
Coeficiente adicional de majoração de cargas.....	1.2
Coeficiente de efeito Rüsç.....	9
Coeficiente de redução para altura útil.....	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m).....	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele.....	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha).....	Duplo U
Armadura lateral ou de pele.....	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada.....	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/ P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0 Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5 SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0 Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0 SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5
- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm].....	3
Módulo de elasticidade - E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm].....	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm].....	3

Dim. de Armaduras

Gama s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB).....	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada).....	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N, 1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N, 1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp oblíq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Momento 2ª Ordem seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Momento 2ª Ordem seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes.....	Reta

Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140.....	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	.005

Carregamentos

<i>Excentricidades</i>	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0	
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36			**VER NOTA (A)**			
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34						
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P3

num. 2 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2	
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90			**VER NOTA (A)**			
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P2=P4

num. 3 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9	
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			**VER NOTA (A)**			
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

Cálculo dos Consolos.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral.....Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral.....Com salto de página

Concreto

- Cobrimento de armaduras.....3
- F c k.....300
- Módulo de elasticidade - E.....260.7
- Coefficiente para cálculo do E.....9
- Coefficiente de minoração do concreto.....1.4
- K53 - Cálculo da bitola de fissuração.....Conforme a NBR-6118
- Abertura de fissuras admissível.....3

Esforços

- Coefficiente de majoração.....1.4
- Cálculo de esforços solicitantes.....Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total.....85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
Comprimento da barra da usina.....11.4
- Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```

console= C2                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0 0
=====

```

```

console= C1=3                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0 0
=====

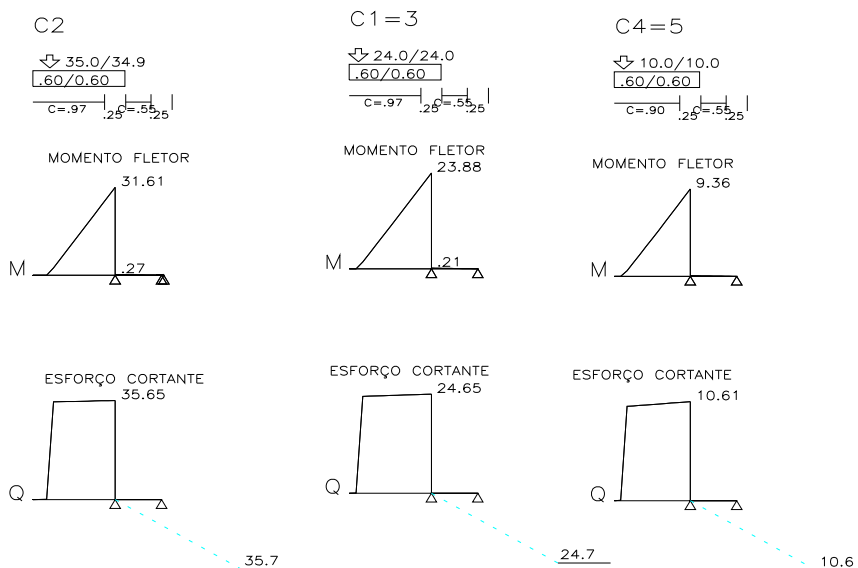
```

```

console=C4=5                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0 0
=====

```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

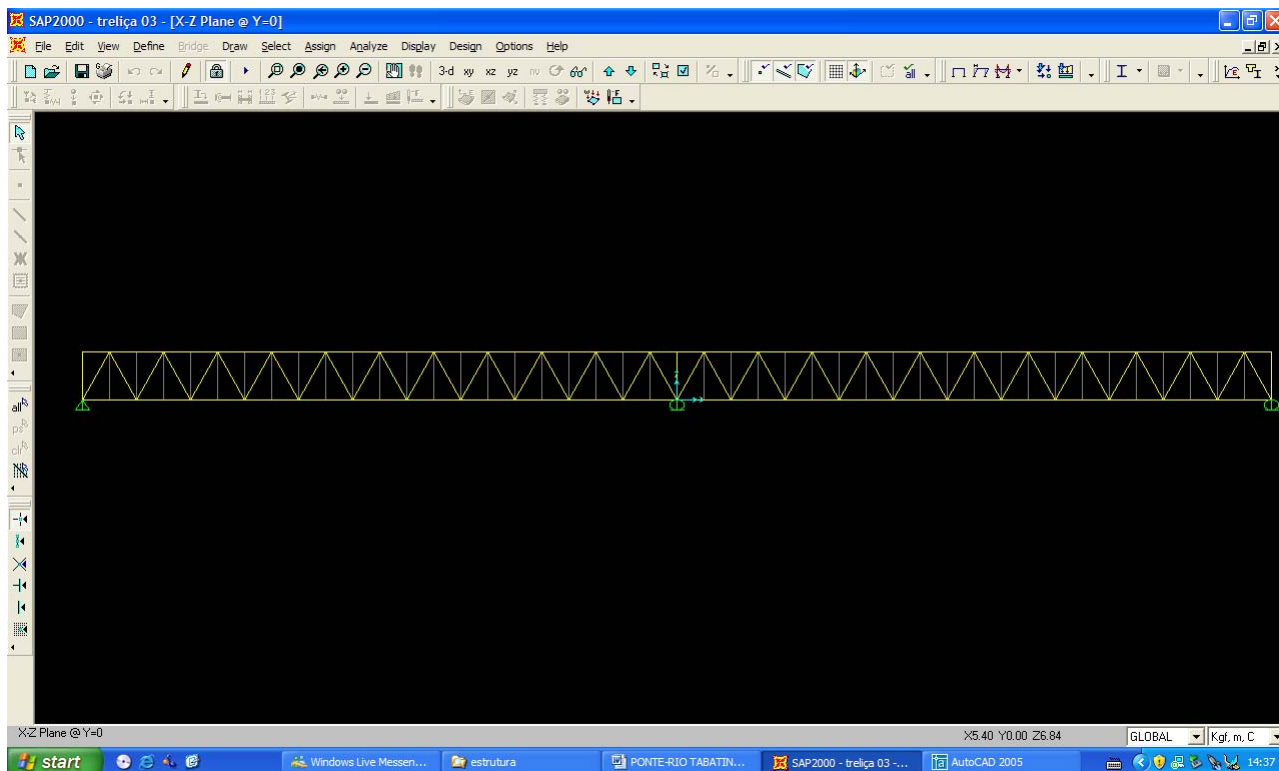


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

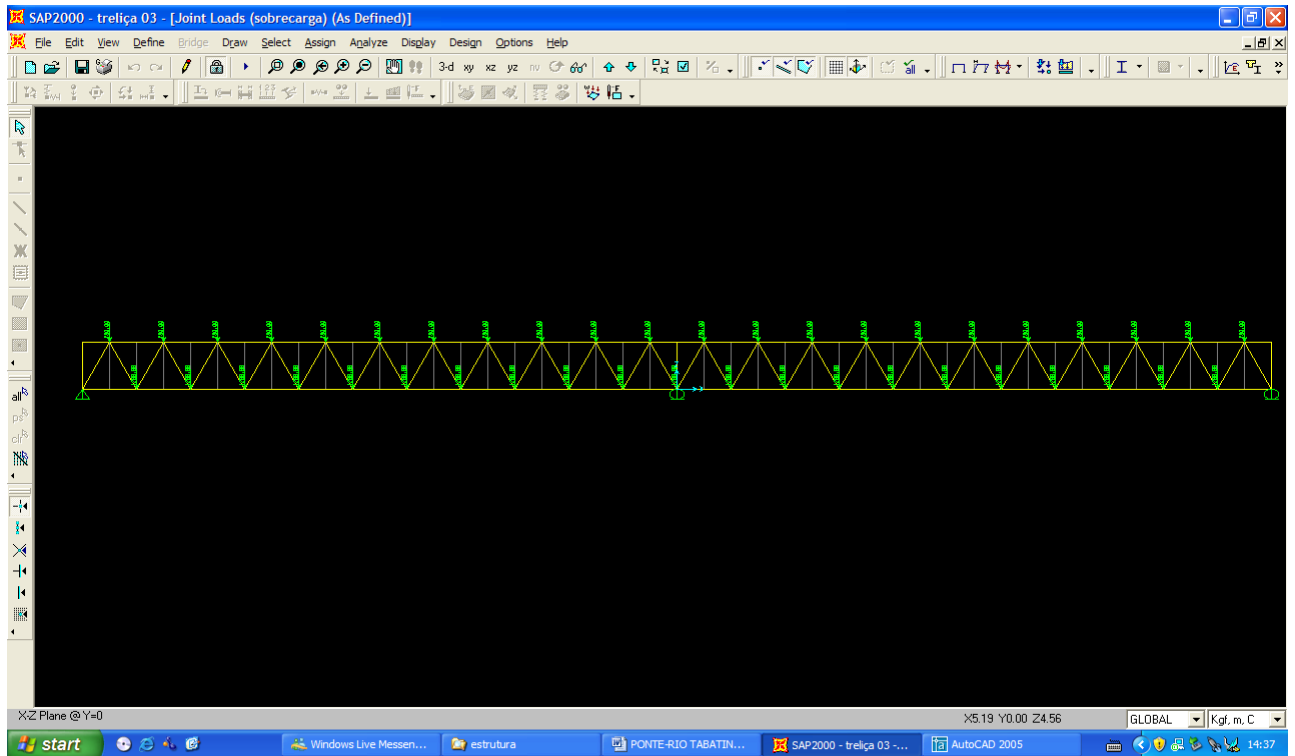
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

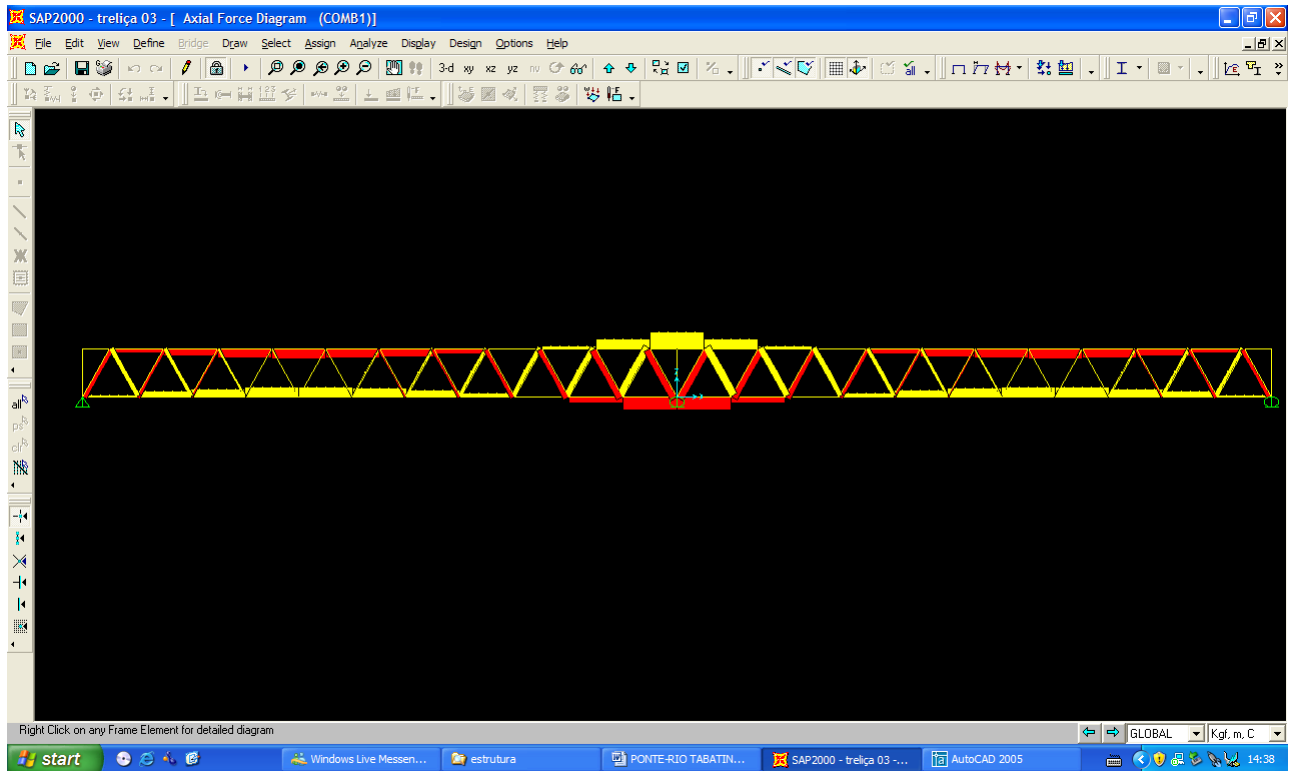
Esquema estrutural



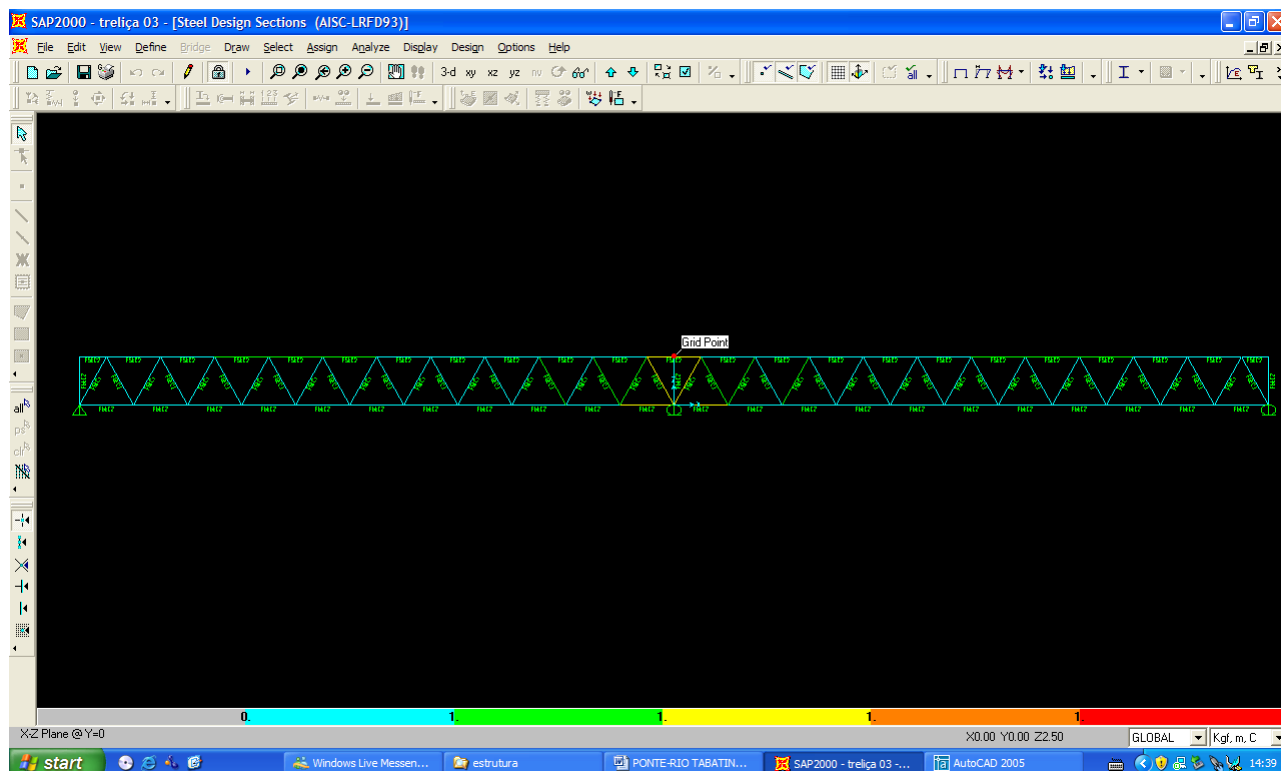
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.10 – Passarela Estaca 571+15,0

3.19.10.1 - Descrição da Estrutura

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.10.2 - Normas Adotadas

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
 NBR6122 – Projeto e execução de fundações
 NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
 NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
 NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.10.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.10.4 - Permissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.10.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

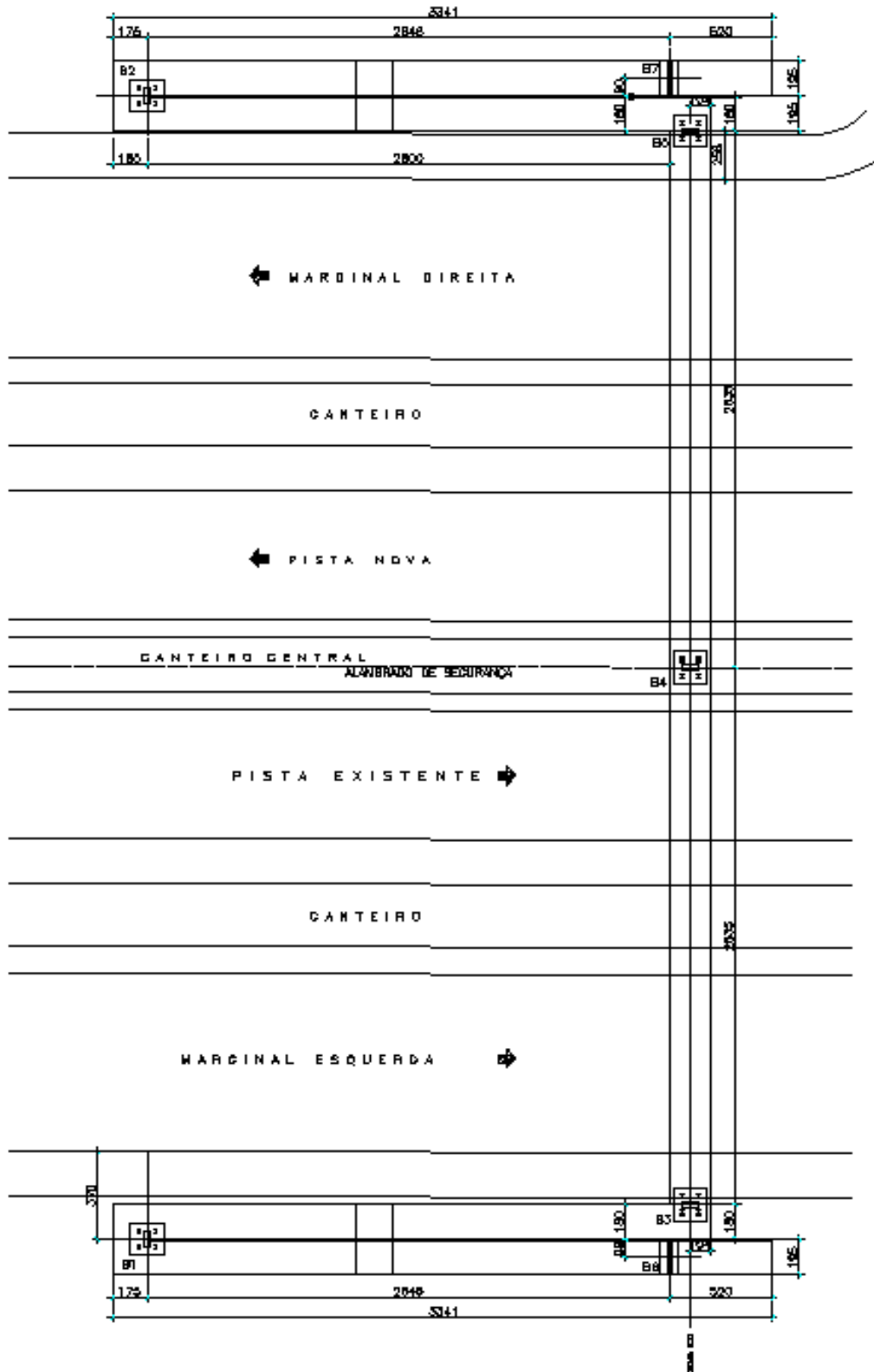
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5 \text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

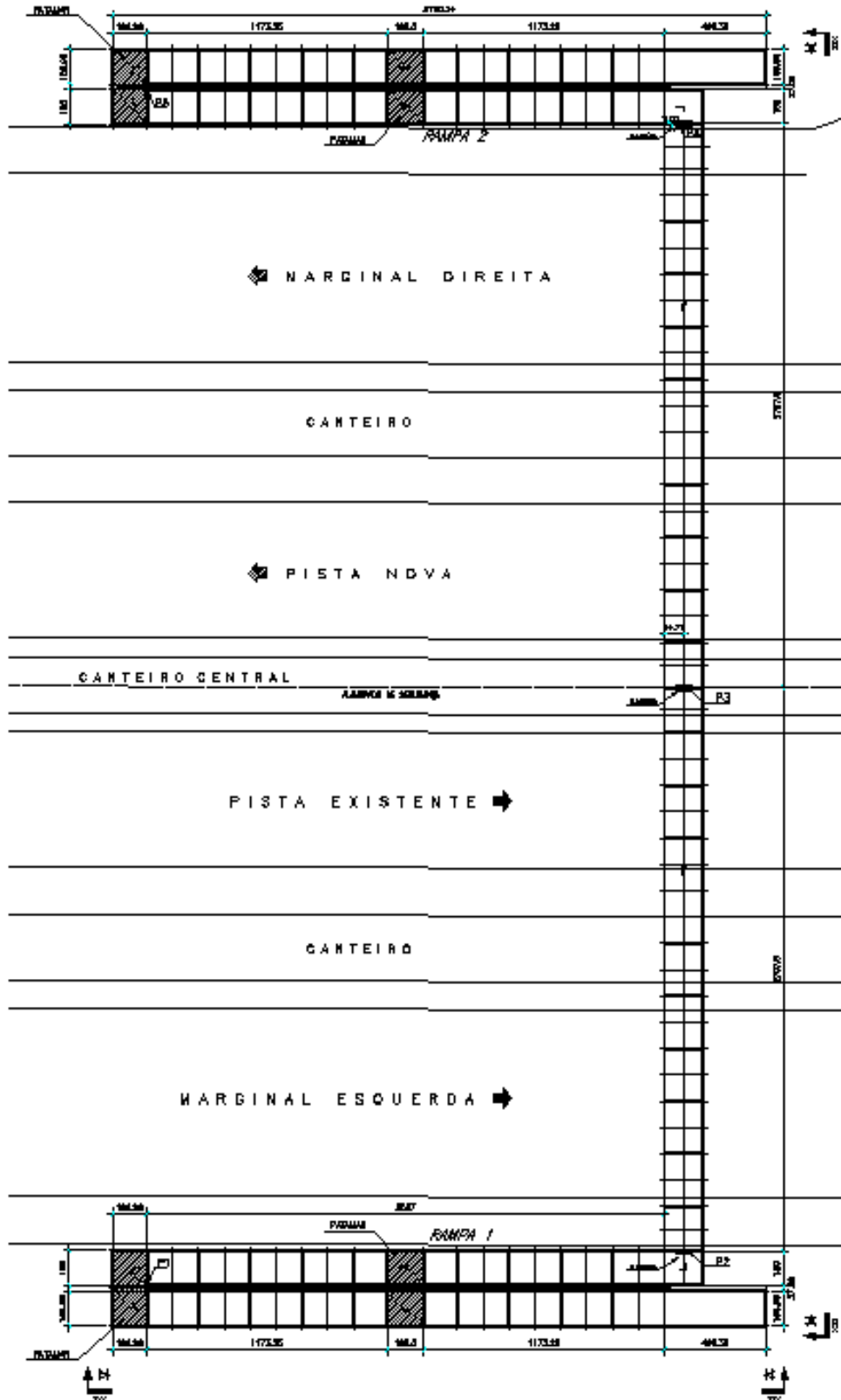
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.10.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.10.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

Piso:

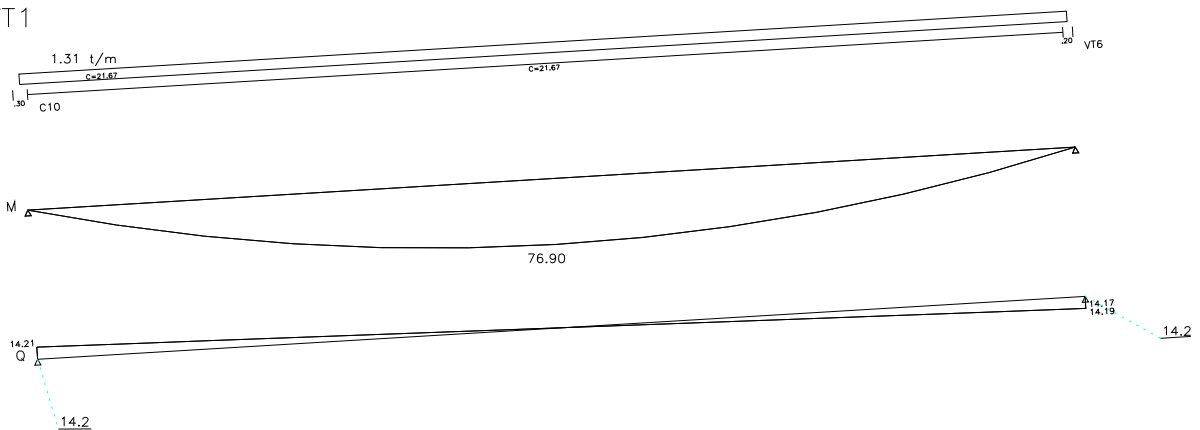
Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.8 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.4 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2/\text{m}}$

coberta:

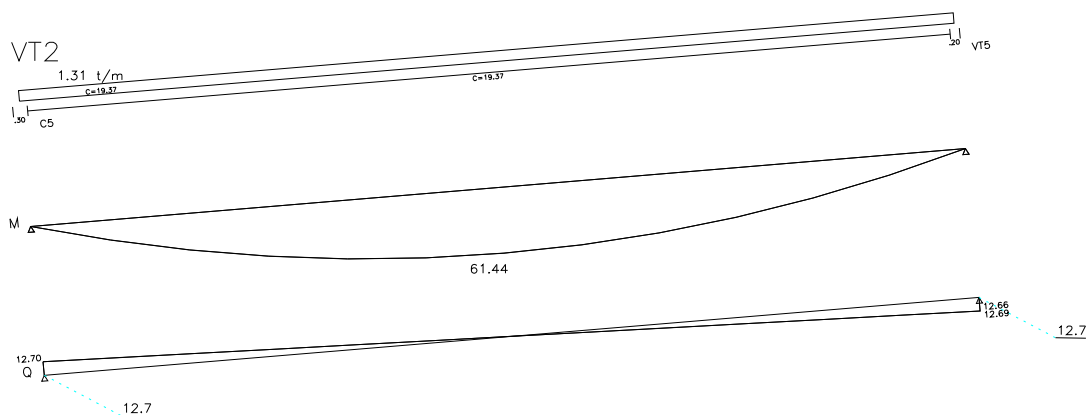
Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.4 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.2 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2/\text{m}}$

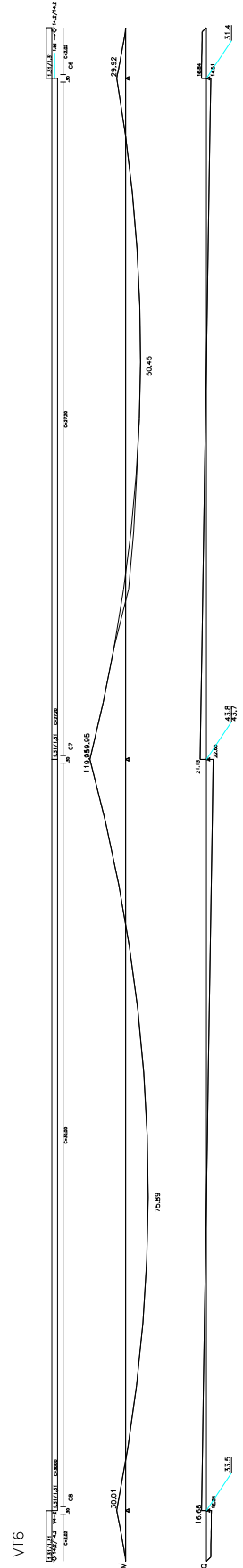
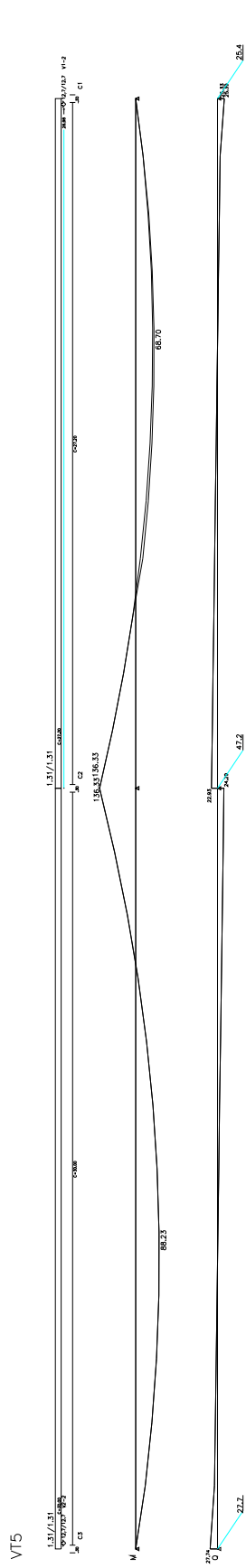
Esquema estrutural das vigas treliçadas :

VT1



VT2





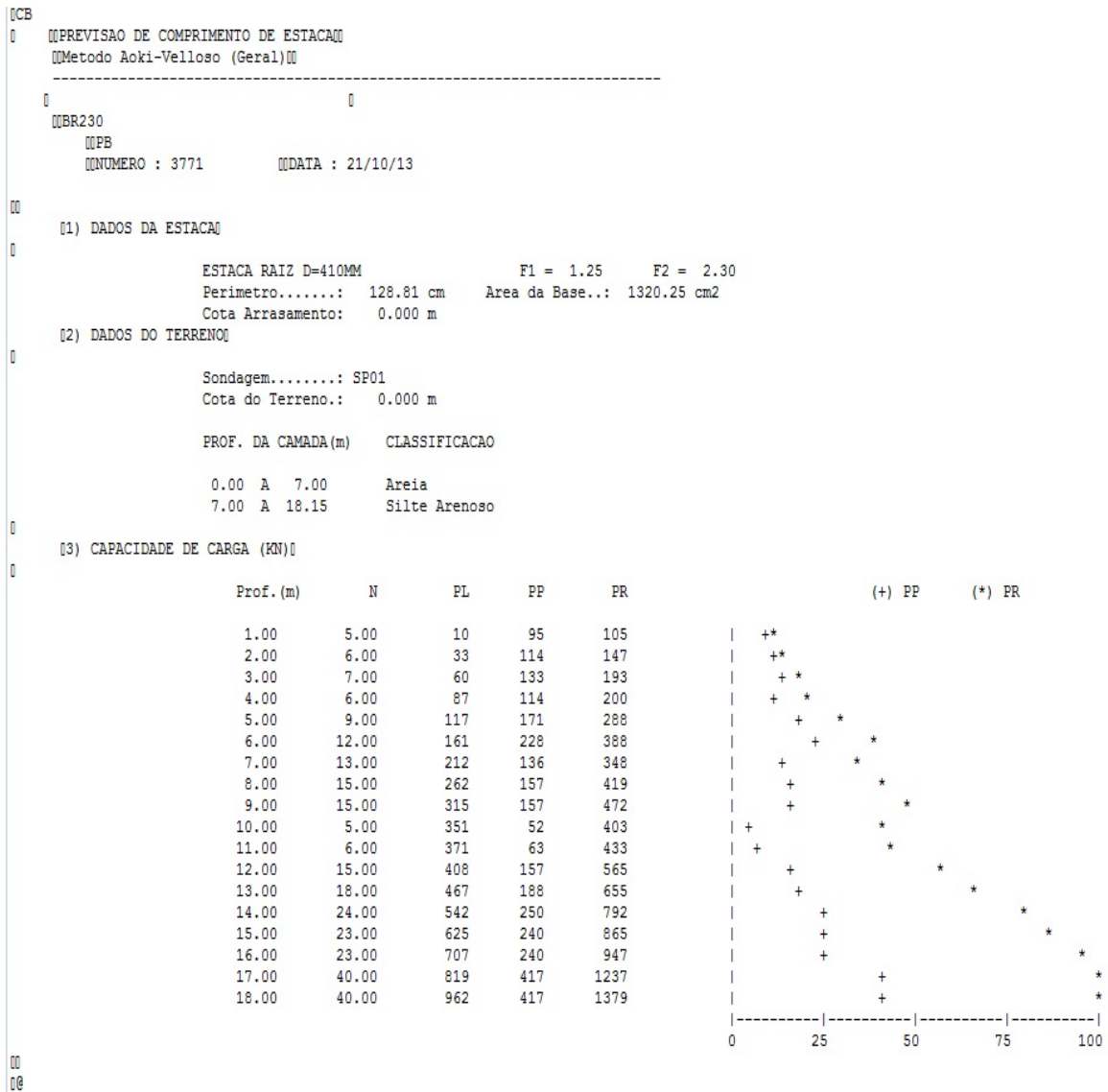
Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;

B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01



Furo SP-02

CB

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230]]
[[PB]]
[[NUMERO : 3771]] [[DATA : 21/10/13]]

[]

[1] DADOS DA ESTACA

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

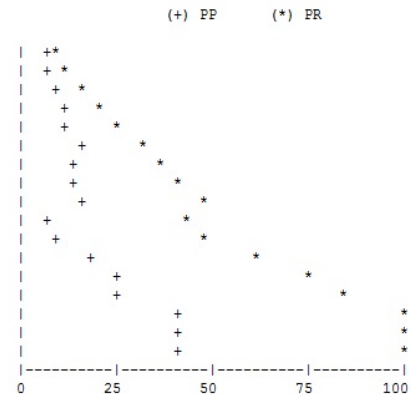
[2] DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 7.10	Areia Siltosa
7.10 A 17.10	Silte Arenoso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
1.00	5.00	12	76	88
2.00	5.00	35	76	111
3.00	6.00	61	91	152
4.00	8.00	94	121	216
5.00	8.00	132	121	253
6.00	10.00	174	152	326
7.00	12.00	226	131	357
8.00	13.00	272	136	408
9.00	15.00	322	157	478
10.00	7.00	361	73	434
11.00	8.00	388	83	471
12.00	17.00	432	177	610
13.00	23.00	503	240	743
14.00	25.00	589	261	850
15.00	40.00	705	417	1122
16.00	40.00	847	417	1264
17.00	40.00	989	417	1407



[]
@

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf, todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf, em atendimento aos esforços atuantes. O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveriam alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 13,00. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 13,00.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm²)300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto 1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço1.15

Critérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)	3
Cobrimento do pilar (cm).....	3
Considerar seção do pilar.....	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U).....	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....	15
Lastro de concreto magro (cm).....	5

Coefficientes

Coefficiente de majoração de cargas.....	1.4
Coefficiente adicional de majoração de cargas.....	1.2
Coefficiente de efeito Rüsç.....	9
Coefficiente de redução para altura útil.....	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m).....	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele.....	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....	15
Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha).....	Duplo U
Armadura lateral ou de pele.....	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada.....	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/ P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0 Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5 SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0 Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0 SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5
- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm].....	3
Módulo de elasticidade - E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm].....	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm].....	3

Dim. de Armaduras

Gama s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB).....	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada).....	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp oblíq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Momento 2ª Ordem seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Momento 2ª Ordem seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes.....	Reta

Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140.....	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

<i>Excentricidades</i>	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36			**VER NOTA (A)**		
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34					
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

PILAR:P3

num. 2														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90			**VER NOTA (A)**		
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

PILAR:P2=P4

num. 3														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
teto																	
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			**VER NOTA (A)**		
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																	
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40 1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37							
50		A		2.0		15.0		1		1							
Fundacao																	

Cálculo dos Consolos.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral.....Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral..... Com salto de página

Concreto

- Cobrimento de armaduras..... 3
- F c k.....300
- Módulo de elasticidade - E.....260.7
- Coefficiente para cálculo do E.....9
- Coefficiente de minoração do concreto.....1.4
- K53 - Cálculo da bitola de fissuração..... Conforme a NBR-6118
- Abertura de fissuras admissível.....3

Esforços

- Coefficiente de majoração.....1.4
- Cálculo de esforços solicitantes.....Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total.....85

Aço

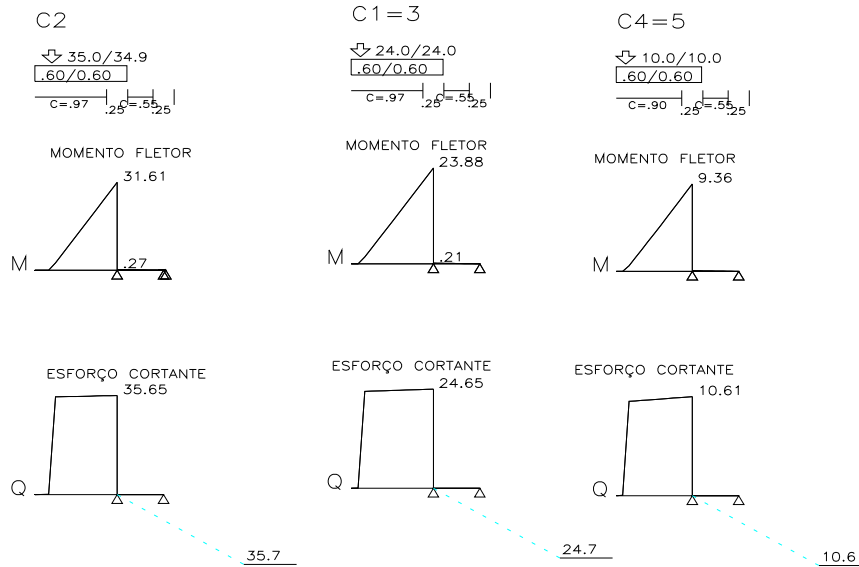
Coefficiente de minoração do aço.....1.15
Comprimento da barra da usina.....11.4
- Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```
comsole= C2 Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Conctr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
-----
```

```
console= C1=3 Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Conctr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
-----
```

```
console=C4=5 Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Conctr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00
- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
-----
```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

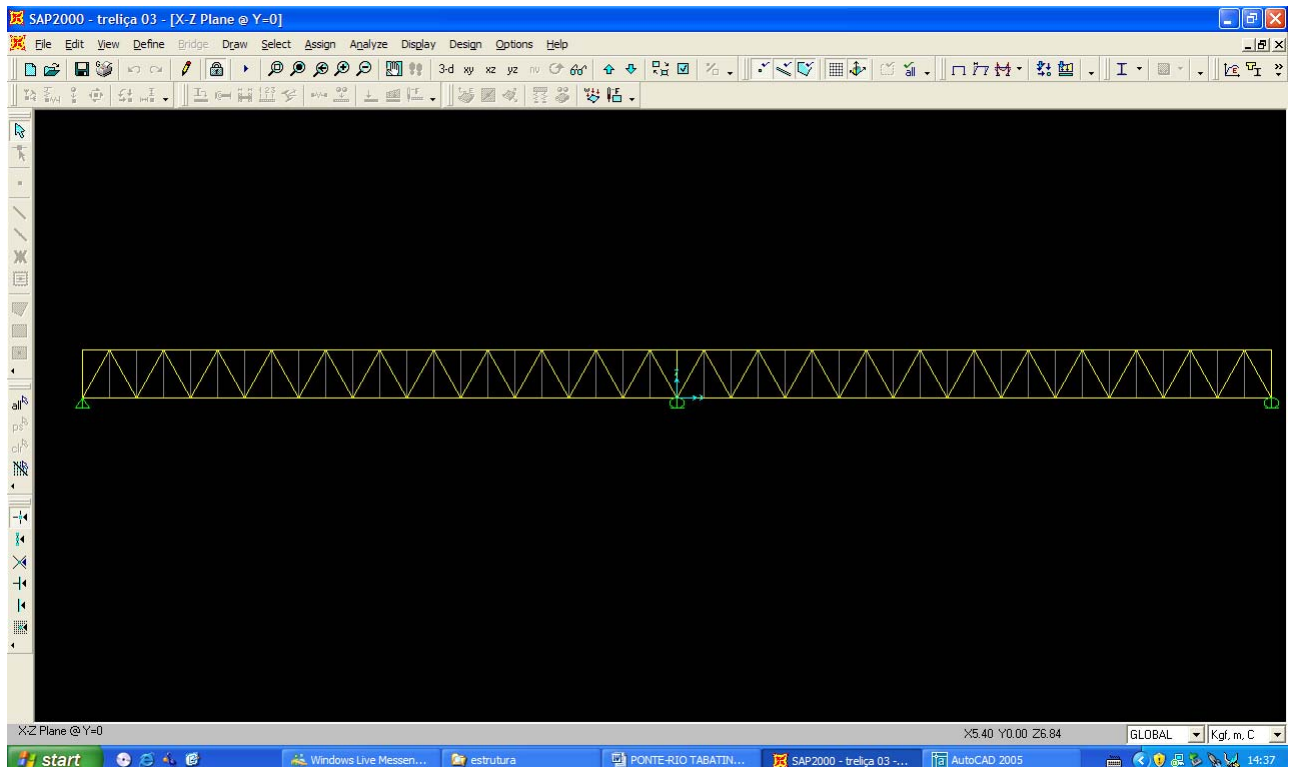


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

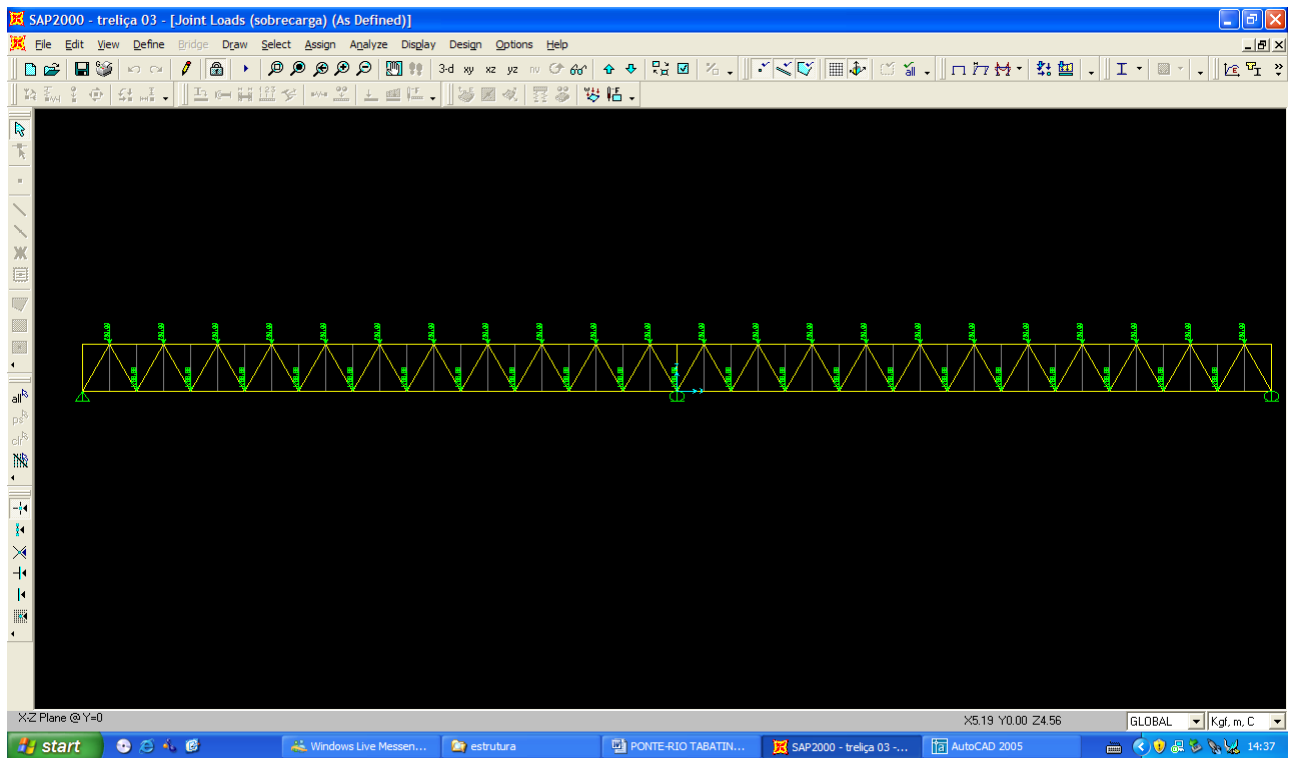
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

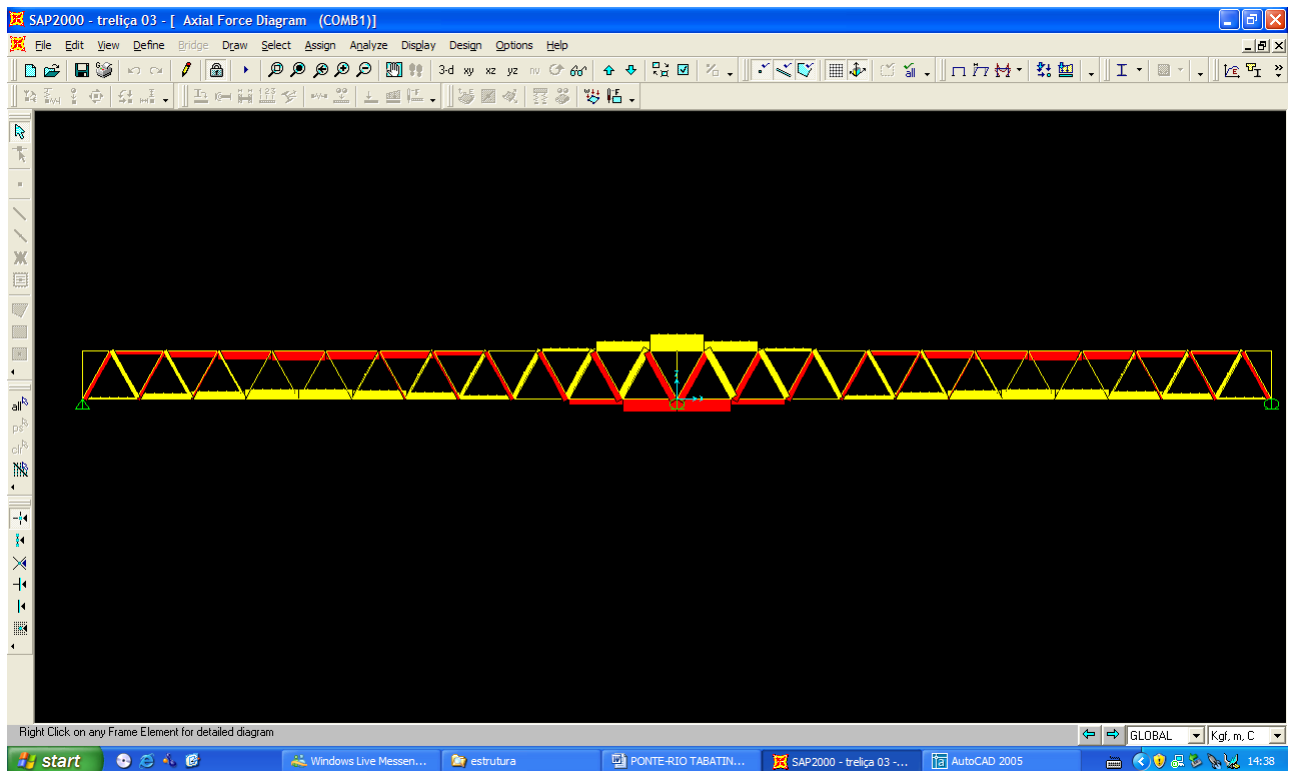
Esquema estrutural



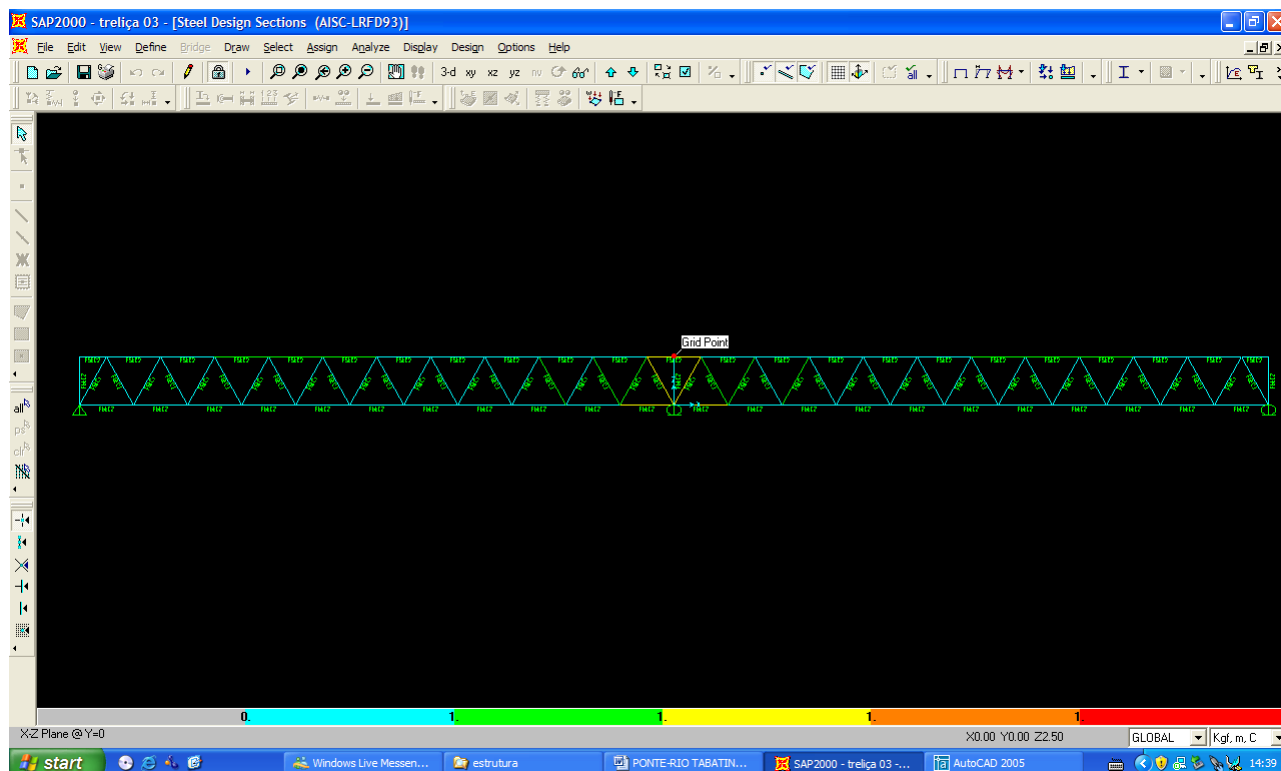
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.11 – Passarela Estaca 680+18,00

3.19.11.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.11.2 - Normas Especificações

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
NBR6122 – Projeto e execução de fundações
NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.11.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.11.4 - Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.1911.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2 \text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

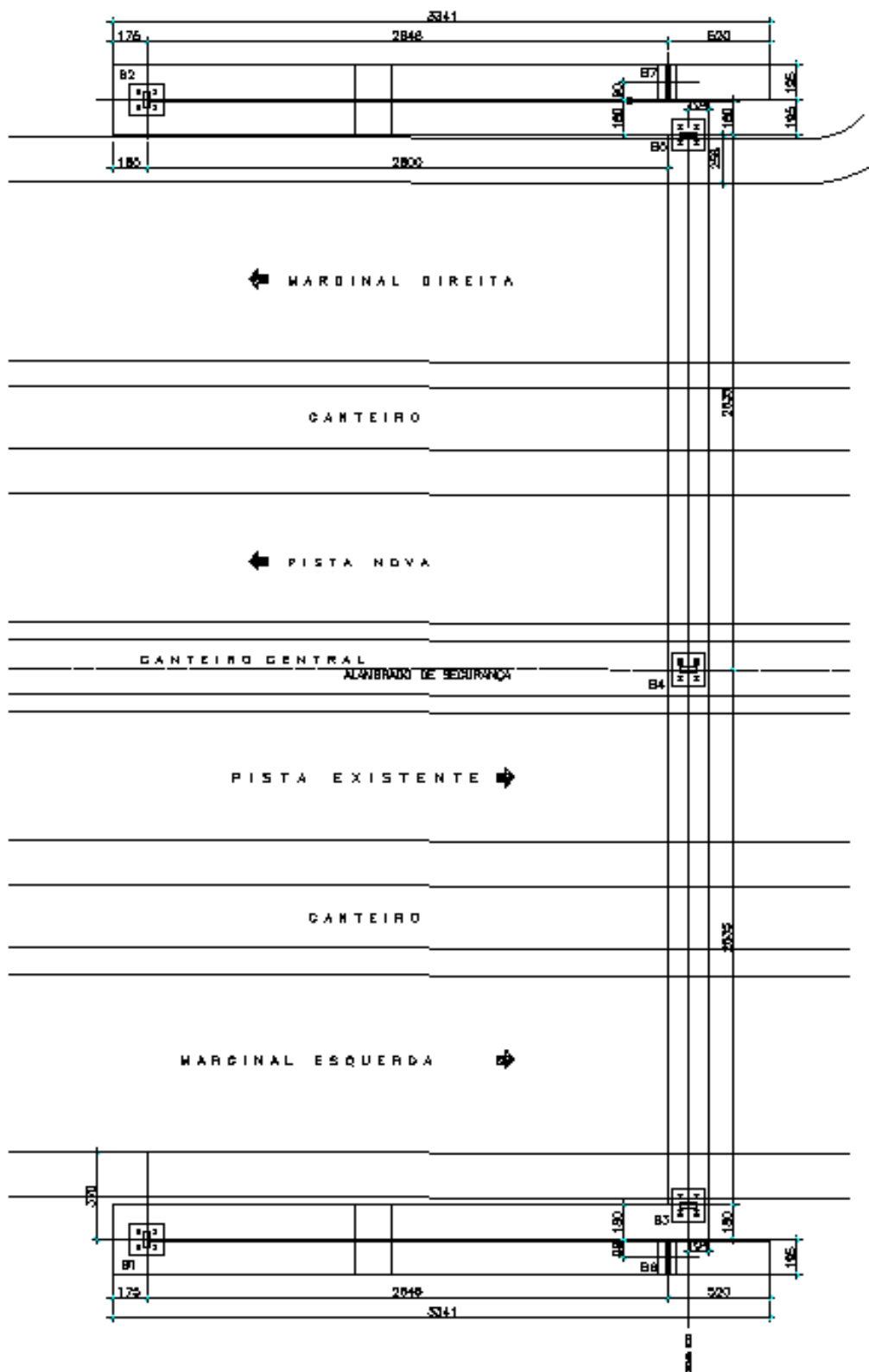
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5 \text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

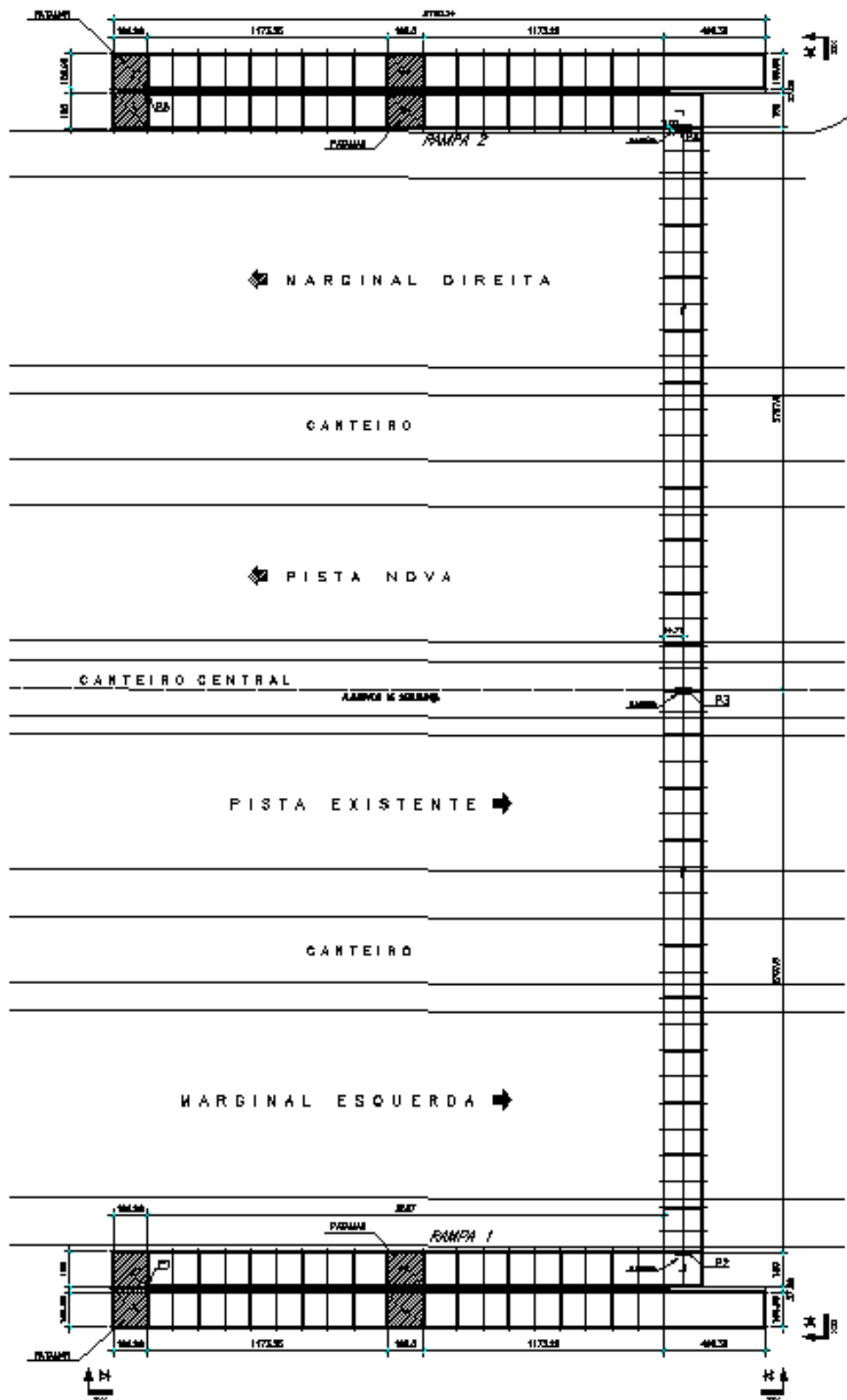
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.11.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.11.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

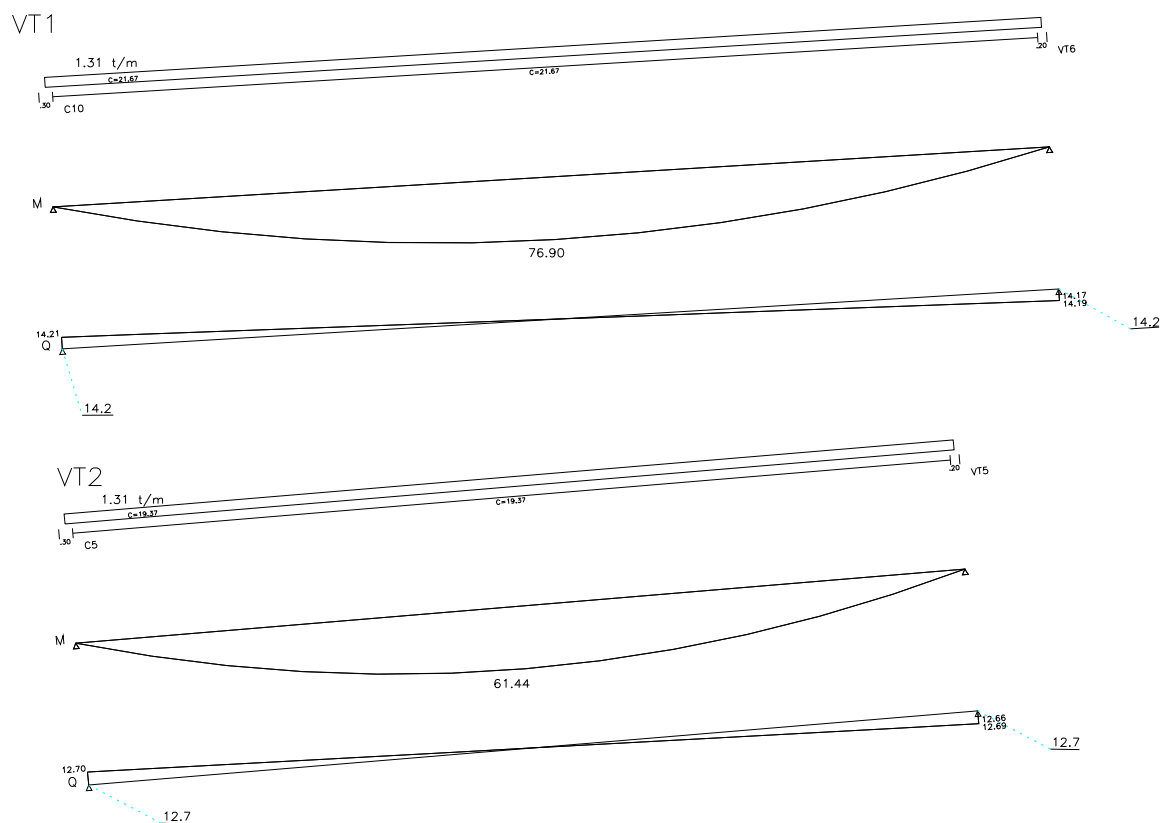
Piso:

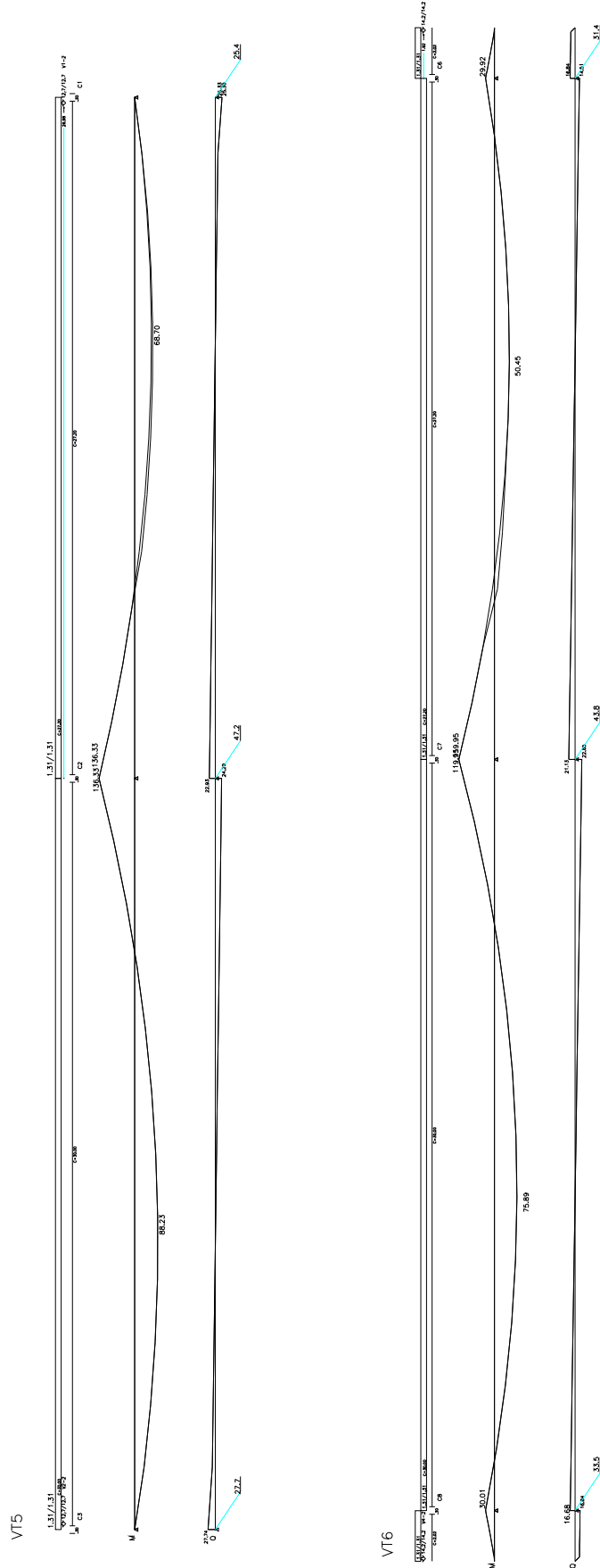
Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.8 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.4 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2/\text{m}}$

coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.4 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.2 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :





Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
 B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
 [[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

 [[BR230
 [[PB
 [[NUMERO : 3771 [[DATA : 21/10/13

[[1) DADOS DA ESTACA]]

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
 Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
 Cota Arrasamento: 0.000 m

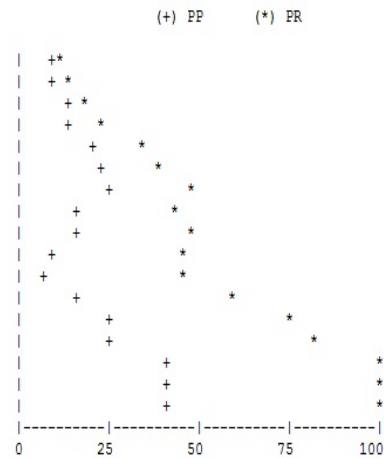
[[2) DADOS DO TERRENO]]

Sondagem.....: SP01
 Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 8.10	Areia
8.10 A 17.10	Silte Arenoso

[[3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]]

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
1.00	5.00	10	95	105
2.00	5.00	31	95	126
3.00	7.00	56	133	188
4.00	7.00	84	133	217
5.00	11.00	122	209	330
6.00	12.00	169	228	397
7.00	13.00	220	247	467
8.00	14.00	276	158	434
9.00	15.00	328	157	485
10.00	8.00	369	83	453
11.00	6.00	394	63	457
12.00	15.00	432	157	588
13.00	24.00	501	250	752
14.00	23.00	585	240	825
15.00	40.00	697	417	1114
16.00	40.00	839	417	1257
17.00	40.00	982	417	1399



Furo SP-02

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230]]
[[PB]]
[[NUMERO : 3771]] [[DATA : 21/10/13]]

[[1) DADOS DA ESTACA]]

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[[2) DADOS DO TERRENO]]

Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m) CLASSIFICACAO

0.00 A 17.15 Areia

[[3) CAPACIDADE DE CARGA (KN)]]

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	5.00	10	95	105	+*	
2.00	5.00	31	95	126	+ *	
3.00	6.00	54	114	167	+ *	
4.00	7.00	80	133	213	+ *	
5.00	10.00	115	190	305	+ *	
6.00	11.00	159	209	367	+ *	
7.00	14.00	210	266	476	+ *	
8.00	14.00	268	266	533	+ *	
9.00	14.00	325	266	591	+ *	
10.00	7.00	369	133	502	+ *	
11.00	14.00	412	266	678	+ *	
12.00	17.00	476	323	798	+ *	
13.00	24.00	560	455	1016	+ *	
14.00	25.00	661	474	1136	+ *	
15.00	23.00	760	436	1196	+ *	
16.00	40.00	890	759	1649	+ *	
17.00	40.00	1055	759	1814	+ *	

]]
]]

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf , todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf , em atendimento aos esforços atuantes . O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 13,00. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 13,00.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm²)300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto1.4

Aço

Coefficiente de minoração da resistência característica do aço 1.15

Crêterios de C culo e Detalhamento

Cobrimento (cm) 3
Cobrimento do pilar (cm)..... 3
Considerar se o do pilar..... Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U)..... 40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento..... 16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm)..... 15
Lastro de concreto magro (cm)..... 5

Coefficientes

Coefficiente de majora o de cargas..... 1.4
Coefficiente adicional de majora o de cargas..... 1.2
Coefficiente de efeito R sch..... 9
Coefficiente de redu o para altura útil..... 9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm²/m)..... 1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm²/m)..... 1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm²/m)..... 1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm²/m)..... 1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída..... Dobra 90 
Armadura lateral ou de pele..... Fechada
Porcentagem para cáculo do As da armadura transversal..... 20
Porcentagem para cáculo do As da armadura lateral..... 20
Porcentagem para cáculo do As do porta-estribos..... 15
Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto..... 1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída..... Dobra 90 
Armadura secundária (suspensão ou malha)..... Duplo U
Armadura lateral ou de pele..... Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada..... 100
Porcentagem para As da armadura de suspensão..... 50
Porcentagem para As da armadura lateral..... 15
Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto..... 2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/ P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0 Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5 SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0 Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0 SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5
- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm].....	3
Módulo de elasticidade - E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm].....	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm].....	3

Dim. de Armaduras

Gama s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB).....	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada).....	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp obliq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Mom 2ª Ord seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Mom 2ª Ord seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado

Tipo de correção das rigidezes.....	Reta
Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140.....	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

<i>Excentricidades</i>	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0	
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36			**VER NOTA (A)**			
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34						
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimto[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P3

num. 2 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2	
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90			**VER NOTA (A)**			
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimto[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P2=P4

num. 3 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9	
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			**VER NOTA (A)**			
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimto[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

Cálculo dos Consolos.

Crítérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral..... Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral..... Com salto de página

Concreto

- Cobrimto de armaduras.....3
- F c k.....300
- Módulo de elasticidade - E.....260.7
- Coefficiente para cálculo do E.....9
- Coefficiente de minoração do concreto.....1.4
- K53 - Cálculo da bitola de fissuração..... Conforme a NBR-6118
- Abertura de fissuras admissível.....3

Esforços

- Coefficiente de majoração.....1.4
- Cálculo de esforços solicitantes..... Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total.....85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
Comprimento da barra da usina.....11.4
- Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```
comsole= C2                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
```

```
console= C1=3                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
```

```
console=C4=5                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

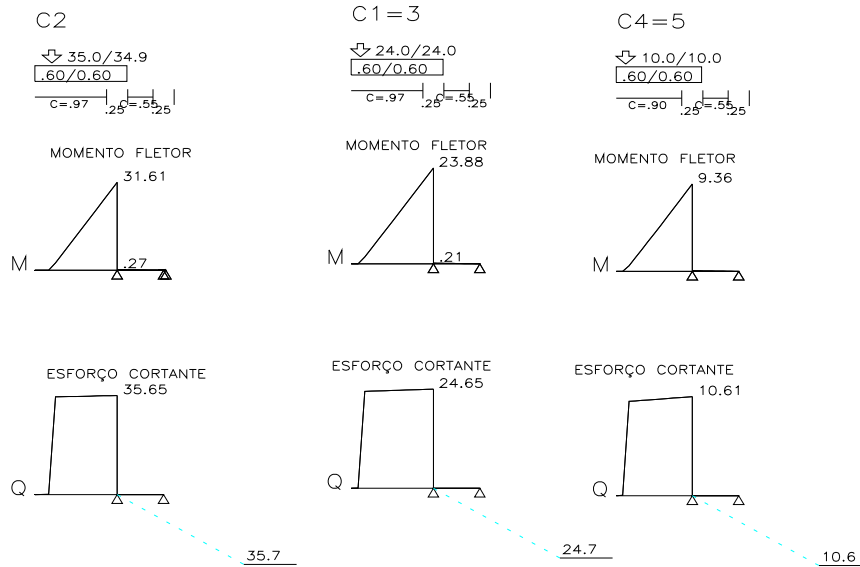
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

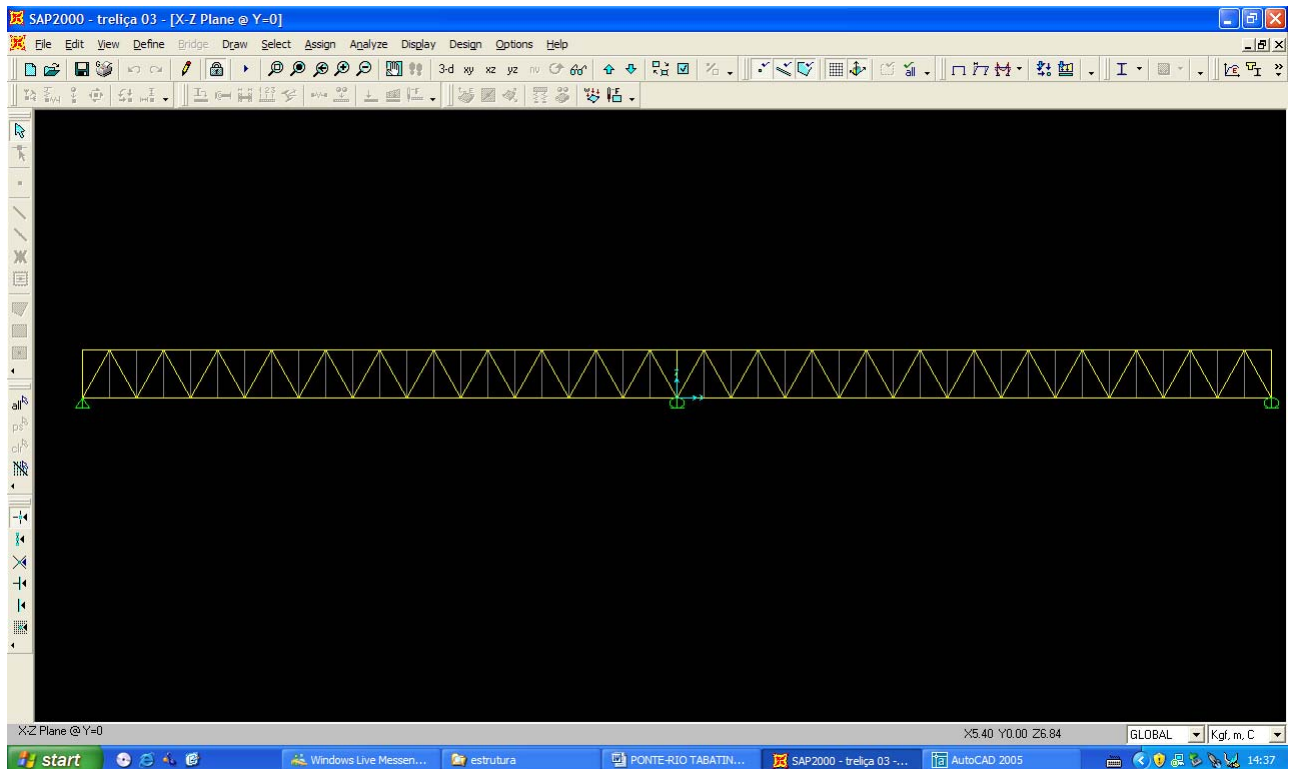


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

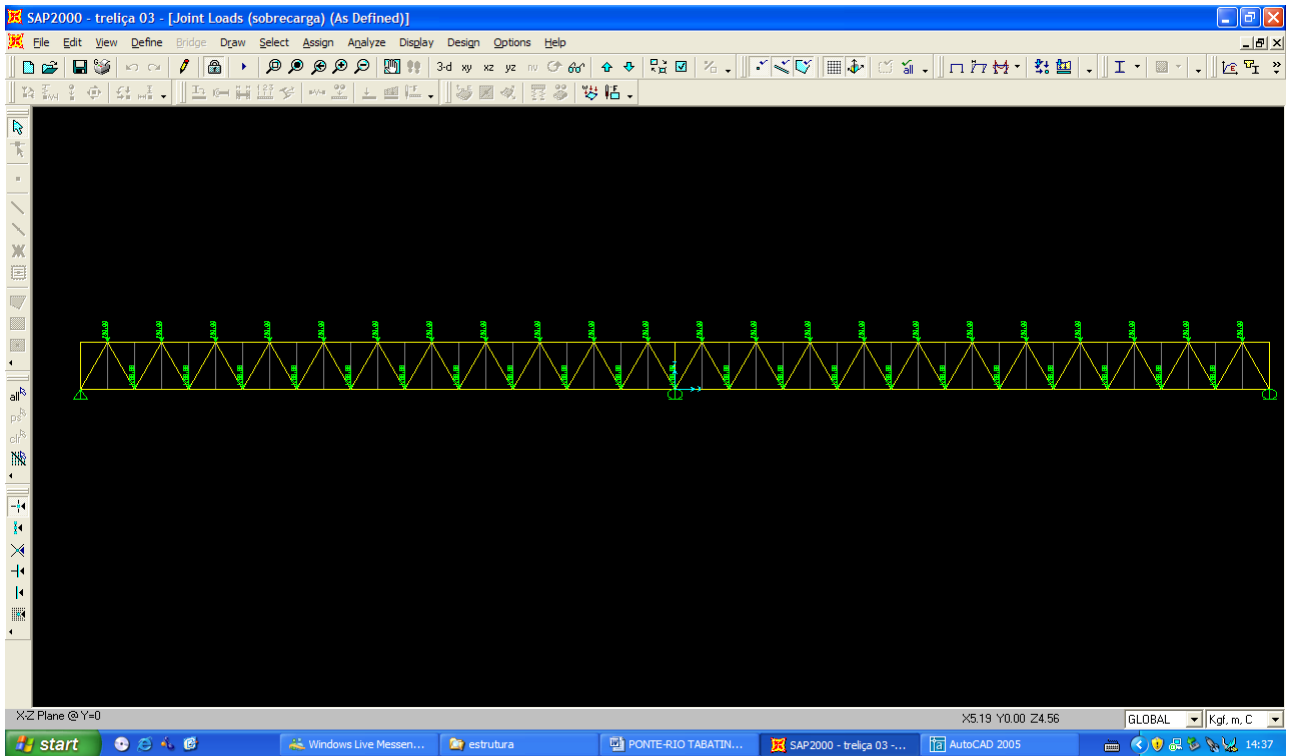
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

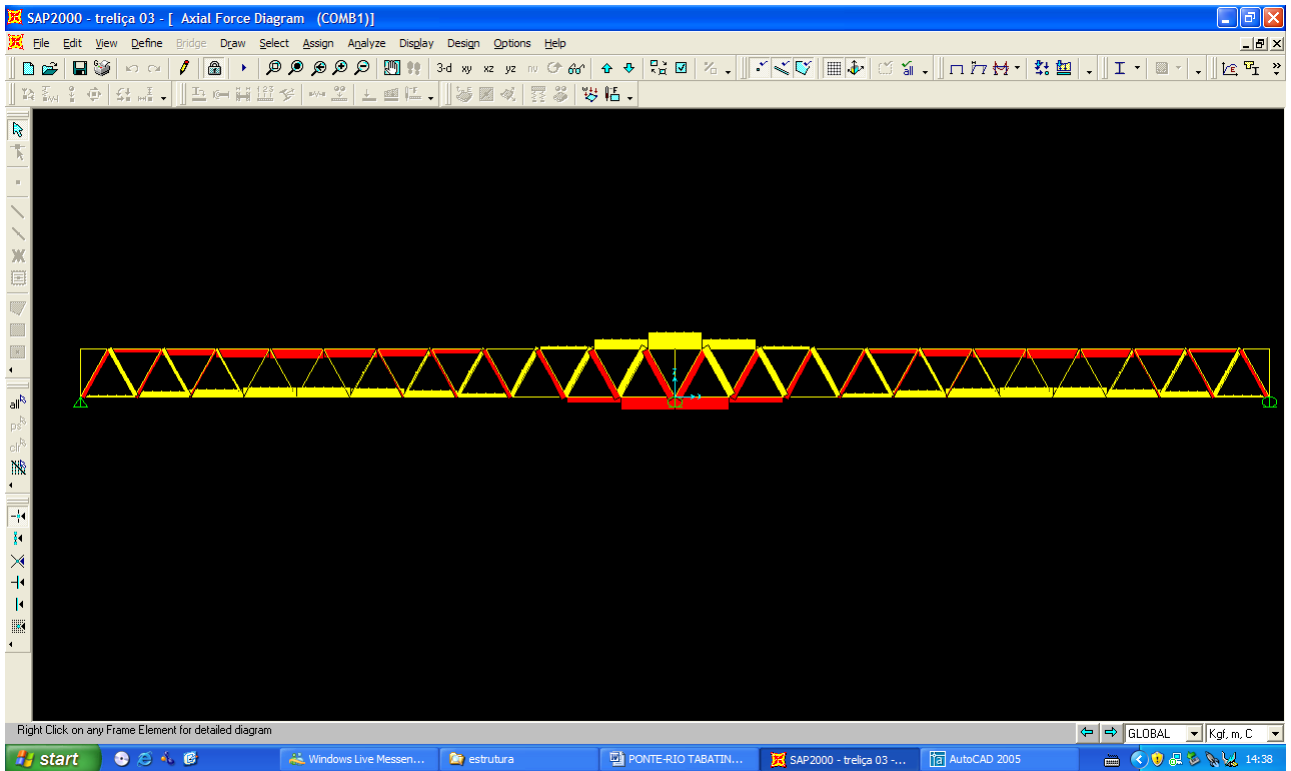
Esquema estrutural



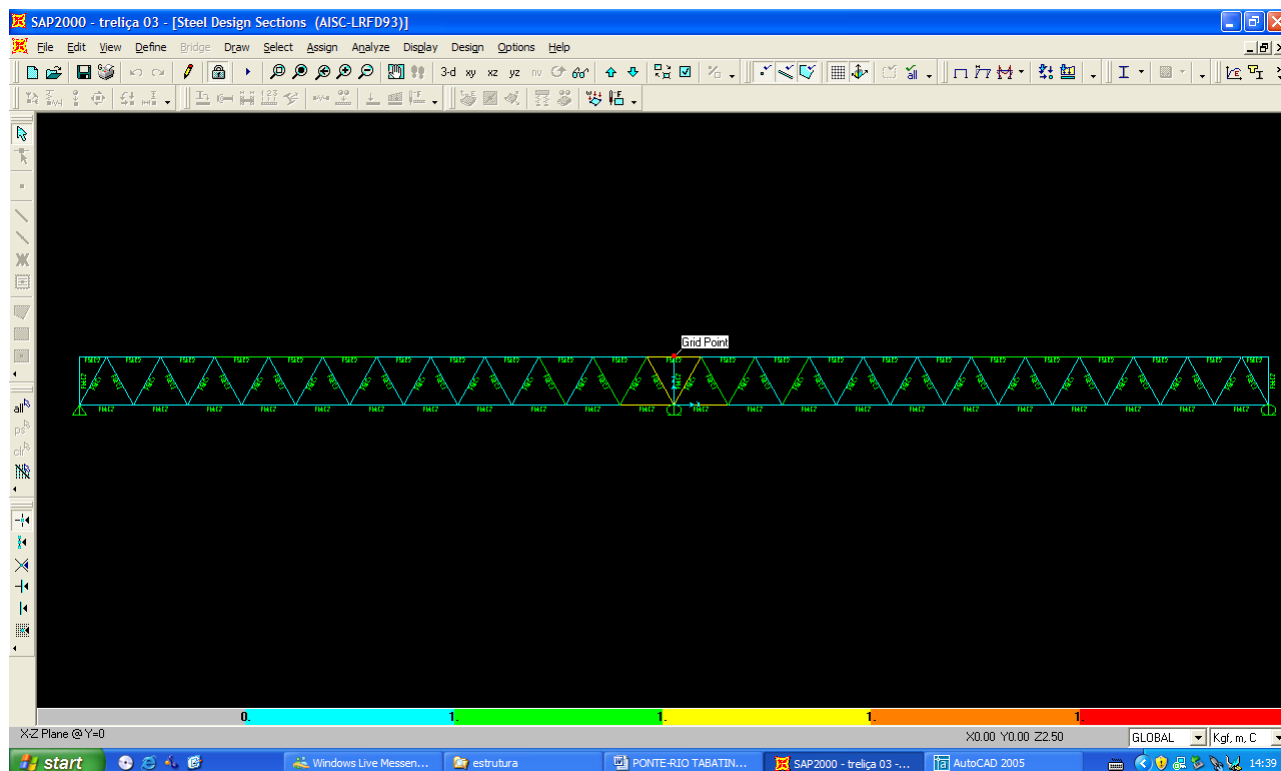
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.12 – Passarela Estaca 866+15,00

3.19.12.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.12.2 - Normas Especificações

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
NBR6122 – Projeto e execução de fundações
NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas

3.1912.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.12.4 - Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.12.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

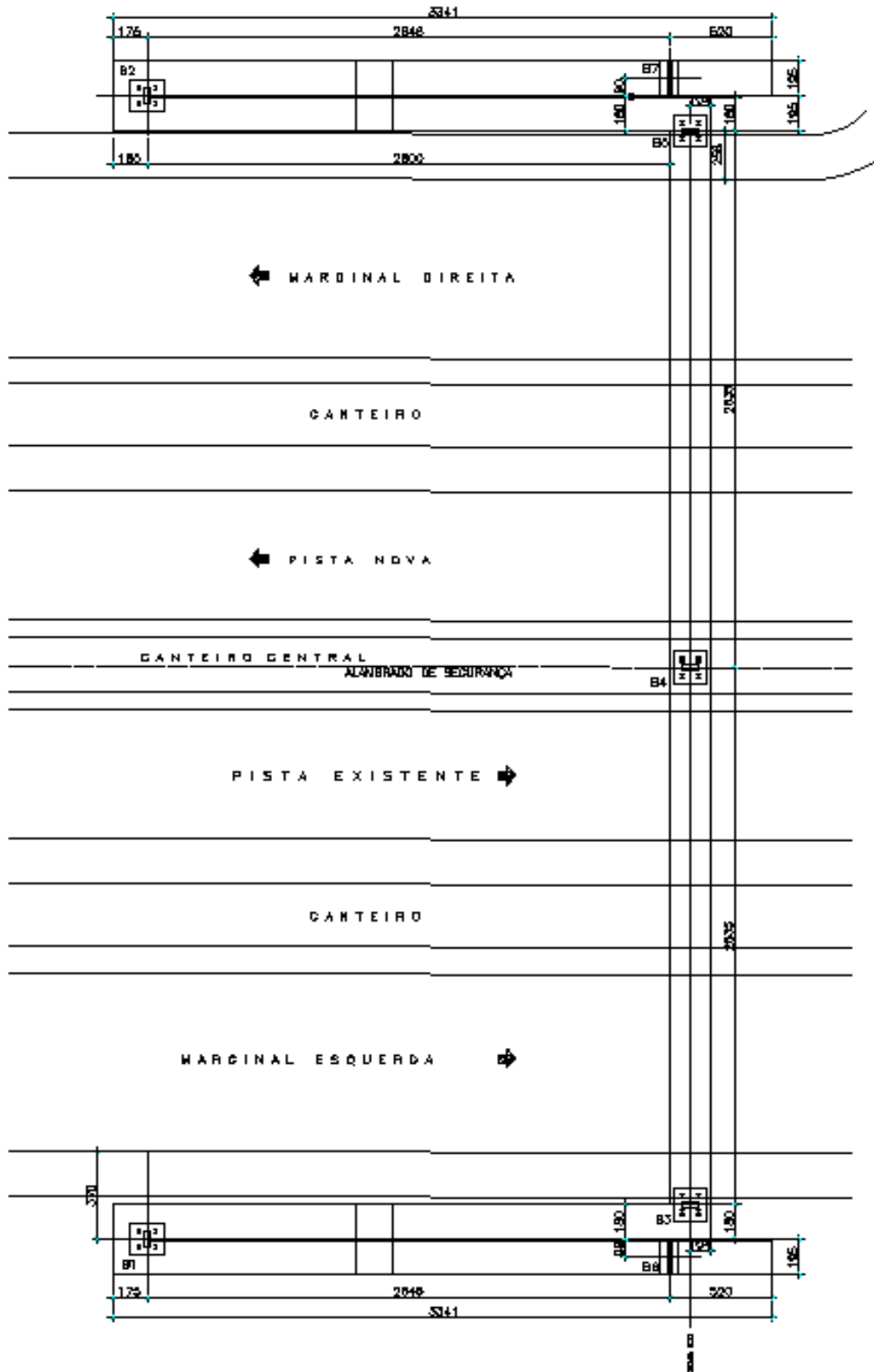
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5\text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

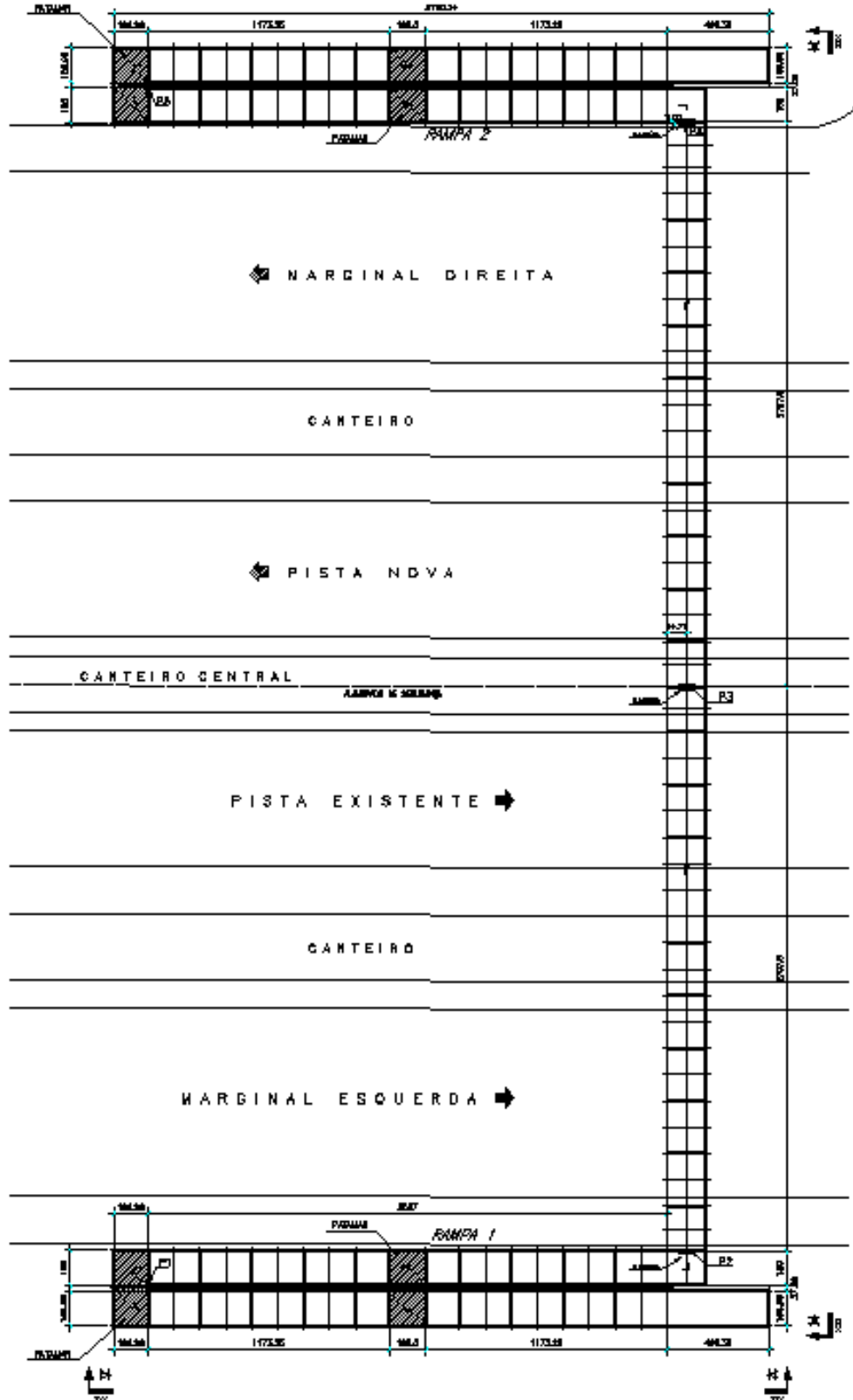
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.12.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.12.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

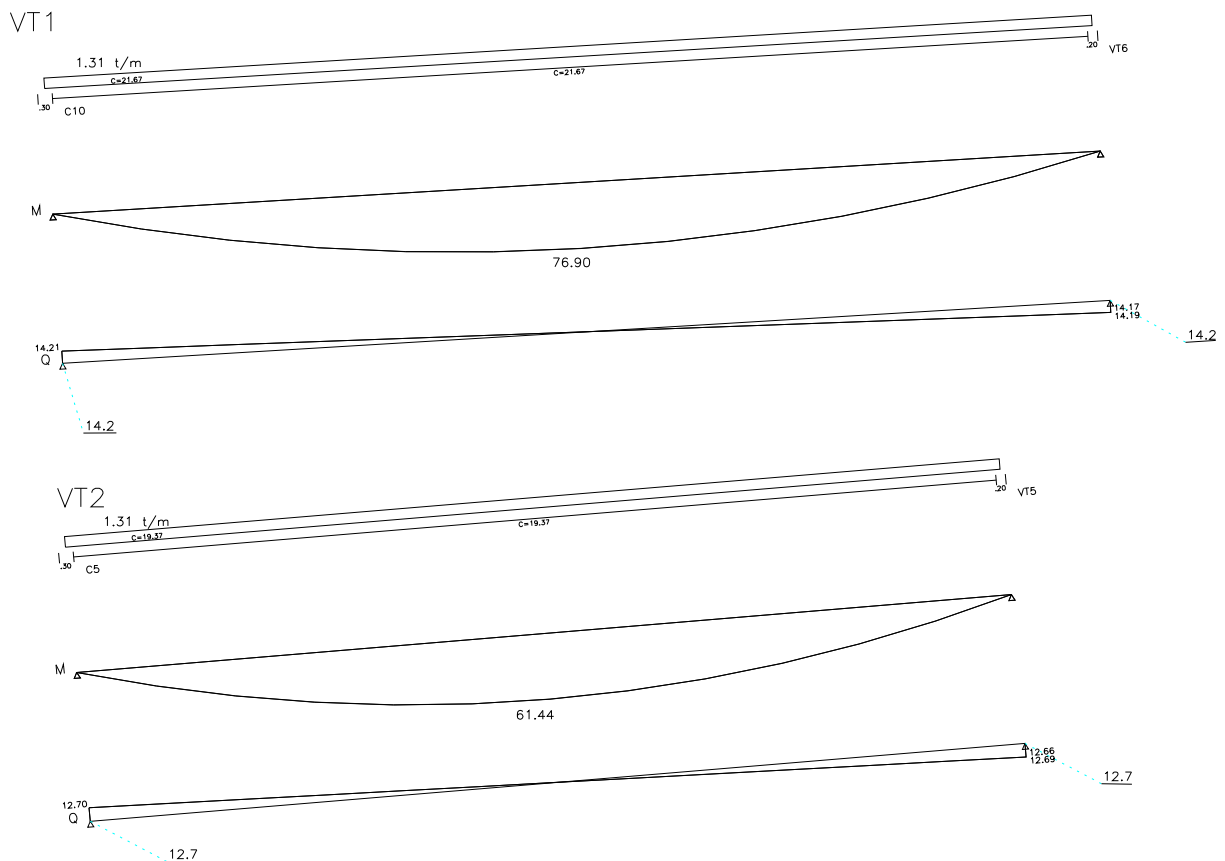
Piso:

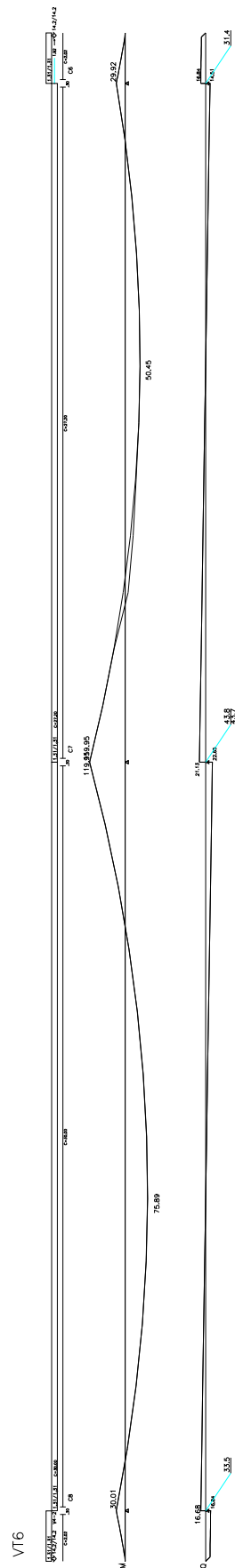
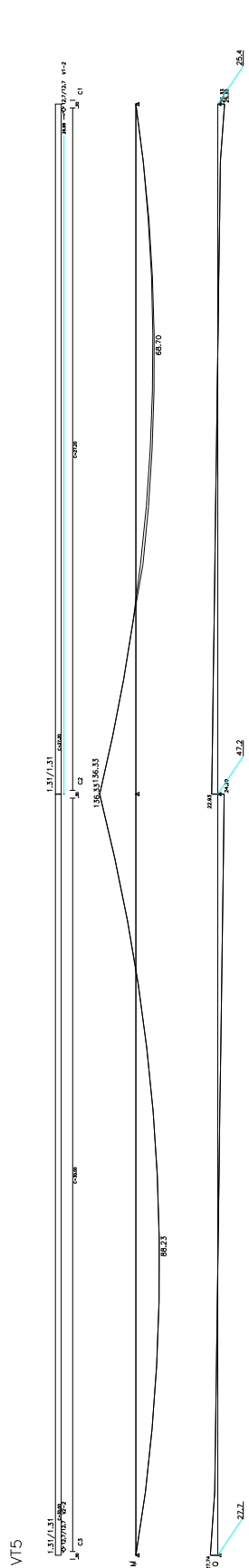
Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.8 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.4 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2/\text{m}}$

coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.4 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.2 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :





Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
 B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
 [[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230]]
 [[PB]]
 [[NUMERO : 3771]] [[DATA : 21/10/13]]

[1] DADOS DA ESTACA

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
 Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
 Cota Arrasamento: 0.000 m

[2] DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP01
 Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 2.50	Aterro
2.50 A 17.00	Silte Argiloso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	4.00	10	53	63	+*	
2.00	4.00	30	35	65	+*	
3.00	6.00	48	26	74	+ *	
4.00	7.00	63	31	93	+ *	
5.00	8.00	80	35	115	+ *	
6.00	9.00	100	39	139	+ *	
7.00	13.00	125	57	182	+ *	
8.00	15.00	157	65	223	+ *	
9.00	16.00	193	70	263	+ *	
10.00	17.00	231	74	305	+ *	
11.00	16.00	269	70	339	+ *	
12.00	15.00	304	65	370	+ *	
13.00	23.00	348	100	448	+ *	
14.00	24.00	402	105	507	+ *	
15.00	23.00	456	100	557	+ *	
16.00	40.00	529	175	703	+ *	
17.00	40.00	621	175	795	+ *	

Furo SP-02

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

```

-----
)
[[BR230
[[PB
[[NUMERO : 3771 [[DATA : 21/10/13

[1] DADOS DA ESTACA
Estaca METALICA
Perimetro.....: 103.00 cm Area da Base...: 332.00 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[2] DADOS DO TERRENO
Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m) CLASSIFICACAO
0.00 A 2.50 Aterro
2.50 A 17.00 Silte Argiloso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

```

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	4.00	10	53	63	+*	
2.00	4.00	30	35	65	+*	
3.00	6.00	48	26	74	+ *	
4.00	7.00	63	31	93	+ *	
5.00	8.00	80	35	115	+ *	
6.00	9.00	100	39	139	+ *	
7.00	13.00	125	57	182	+ *	
8.00	15.00	157	65	223	+ *	
9.00	16.00	193	70	263	+ *	
10.00	17.00	231	74	305	+ *	
11.00	16.00	269	70	339	+ *	
12.00	15.00	304	65	370	+ *	
13.00	23.00	348	100	448	+ *	
14.00	24.00	402	105	507	+ *	
15.00	23.00	456	100	557	+ *	
16.00	40.00	529	175	703	+ *	
17.00	40.00	621	175	795	+ *	

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf , todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf , em atendimento aos esforços atuantes . O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 16,00. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 16,00.

Cálculo dos blocos.

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm²)300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço 1.15

Crêterios de C culo e Detalhamento

Cobrimento (cm)	3
Cobrimento do pilar (cm).....	3
Considerar se�o do pilar.....	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U).....	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....	15
Lastro de concreto magro (cm).....	5

Coeficientes

Coeficiente de majora�o de cargas.....	1.4
Coeficiente adicional de majora�o de cargas.....	1.2
Coeficiente de efeito R�sch.....	9
Coeficiente de redu�o para altura útil.....	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m).....	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90�
Armadura lateral ou de pele.....	Fechada
Porcentagem para cáculo do As da armadura transversal.....	20
Porcentagem para cáculo do As da armadura lateral.....	20
Porcentagem para cáculo do As do porta-estribos.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90�
Armadura secundária (suspensão ou malha).....	Duplo U
Armadura lateral ou de pele.....	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada.....	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0		
P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0		
SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0	SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		
Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5			

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5
- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm].....	3
Módulo de elasticidade - E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm].....	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm].....	3

Dim. de Armaduras

Gama s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB).....	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada).....	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp obliq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo de Momento 2ª Ordem seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo de Momento 2ª Ordem seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado

Tipo de correção das rigidezes.....	Reta
Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140.....	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

<i>Excentricidades</i>	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)		
teto																			
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0		
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)				
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36			**VER NOTA (A)**				
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34							
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74							
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																			
Cobrimto[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37									
50		A		2.0		15.0		1		1									
Fundacao																			

PILAR:P3

num. 2 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)		
teto																			
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2		
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)				
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90			**VER NOTA (A)**				
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																			
Cobrimto[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37									
50		A		2.0		15.0		1		1									
Fundacao																			

PILAR:P2=P4

num. 3 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)		
teto																			
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9		
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)				
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45			**VER NOTA (A)**				
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70							
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																			
Cobrimto[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37									
50		A		2.0		15.0		1		1									
Fundacao																			

Cálculo dos Consolos.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral..... Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral..... Com salto de página

Concreto

- Cobrimto de armaduras..... 3
- F c k.....300
- Módulo de elasticidade - E.....260.7
- Coefficiente para cálculo do E.....9
- Coefficiente de minoração do concreto.....1.4
- K53 - Cálculo da bitola de fissuração.....Conforme a NBR-6118
- Abertura de fissuras admissível.....3

Esforços

- Coefficiente de majoração.....1.4
- Cálculo de esforços solicitantes..... Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total.....85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
Comprimento da barra da usina.....11.4
- Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```
comsole= C2                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
```

```
console= C1=3                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
```

```
console=C4=5                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

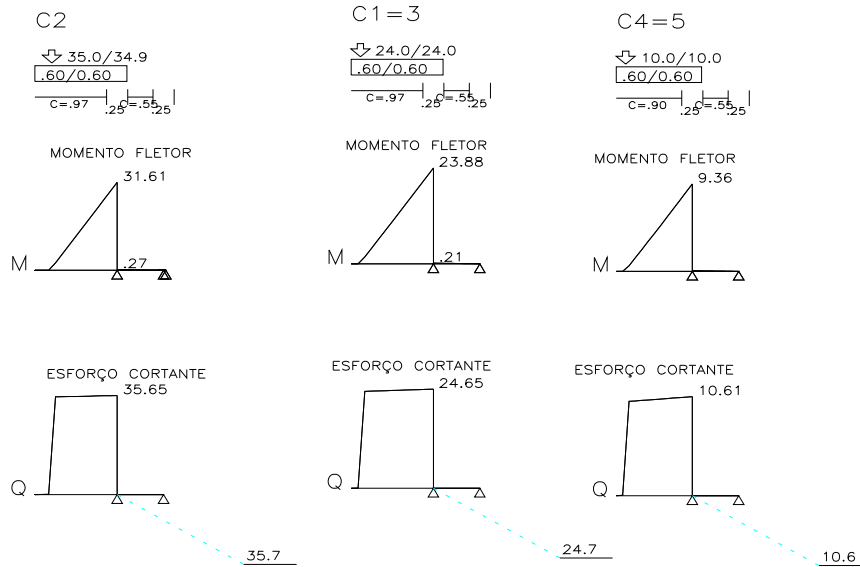
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
```


Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

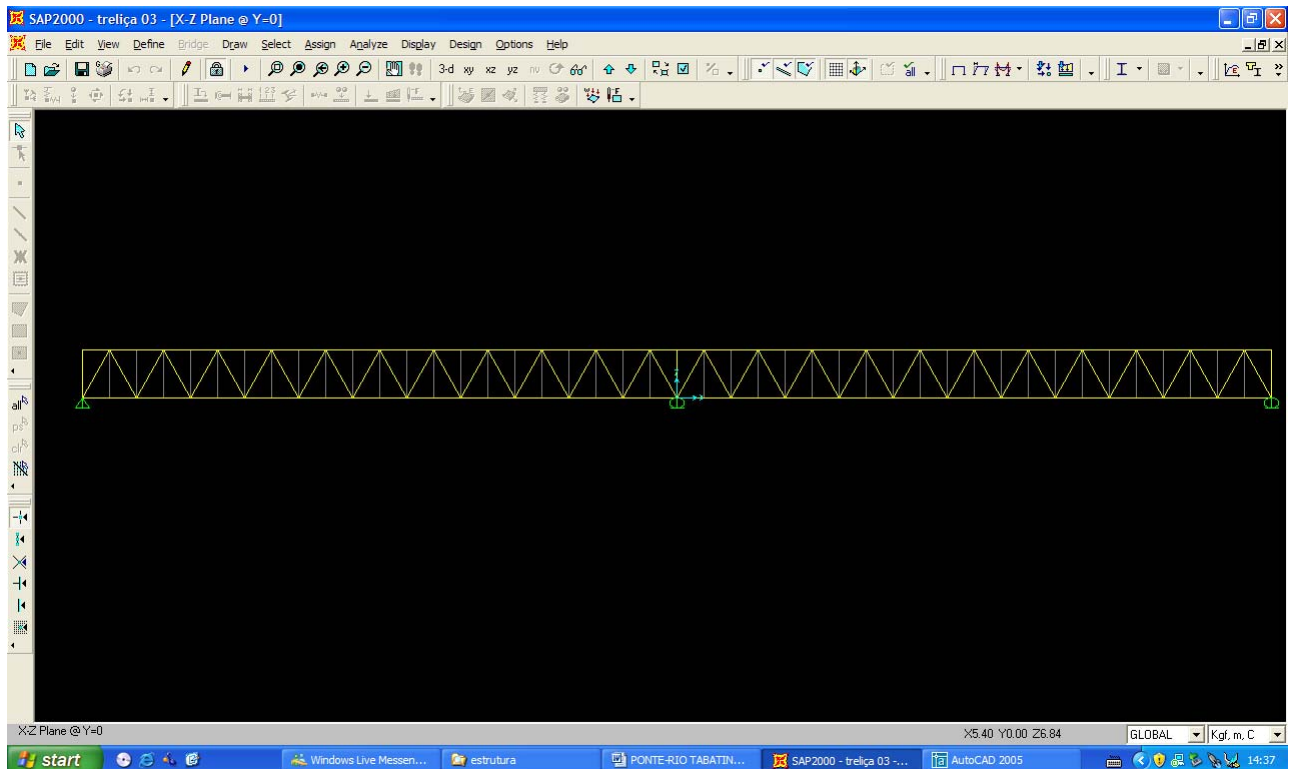


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

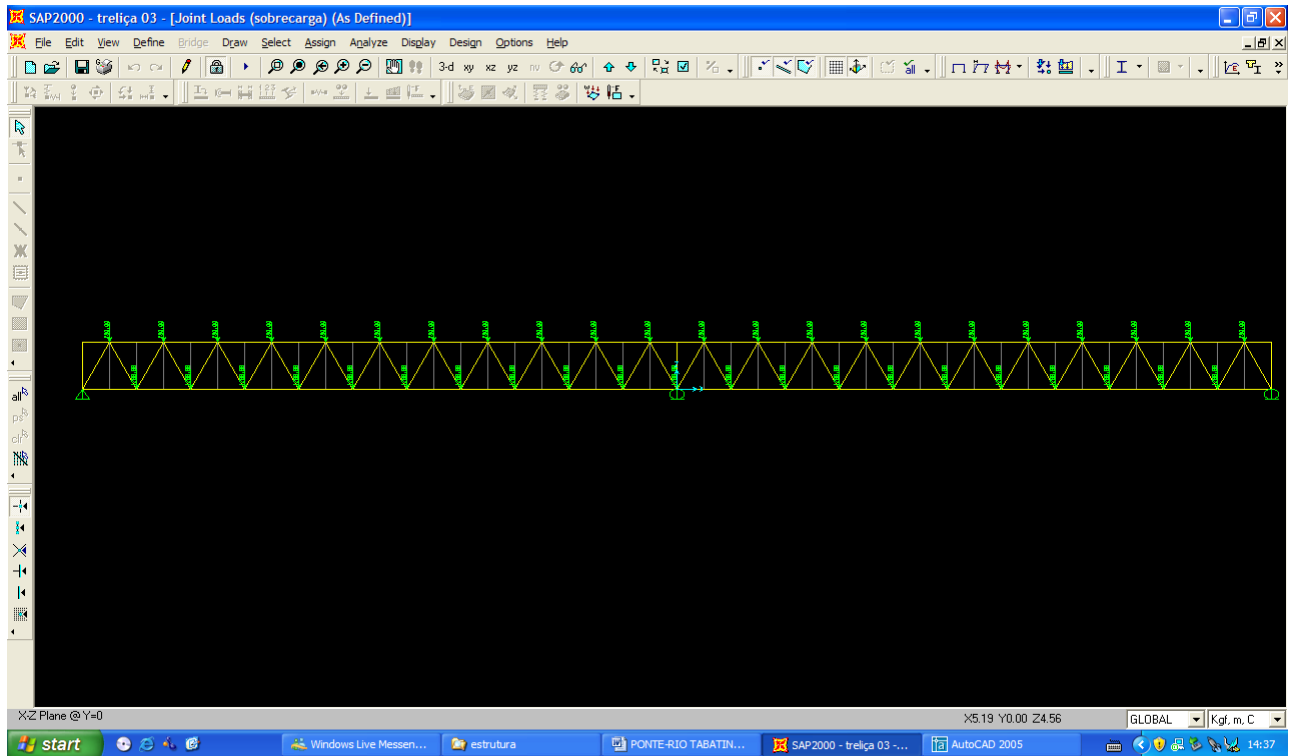
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

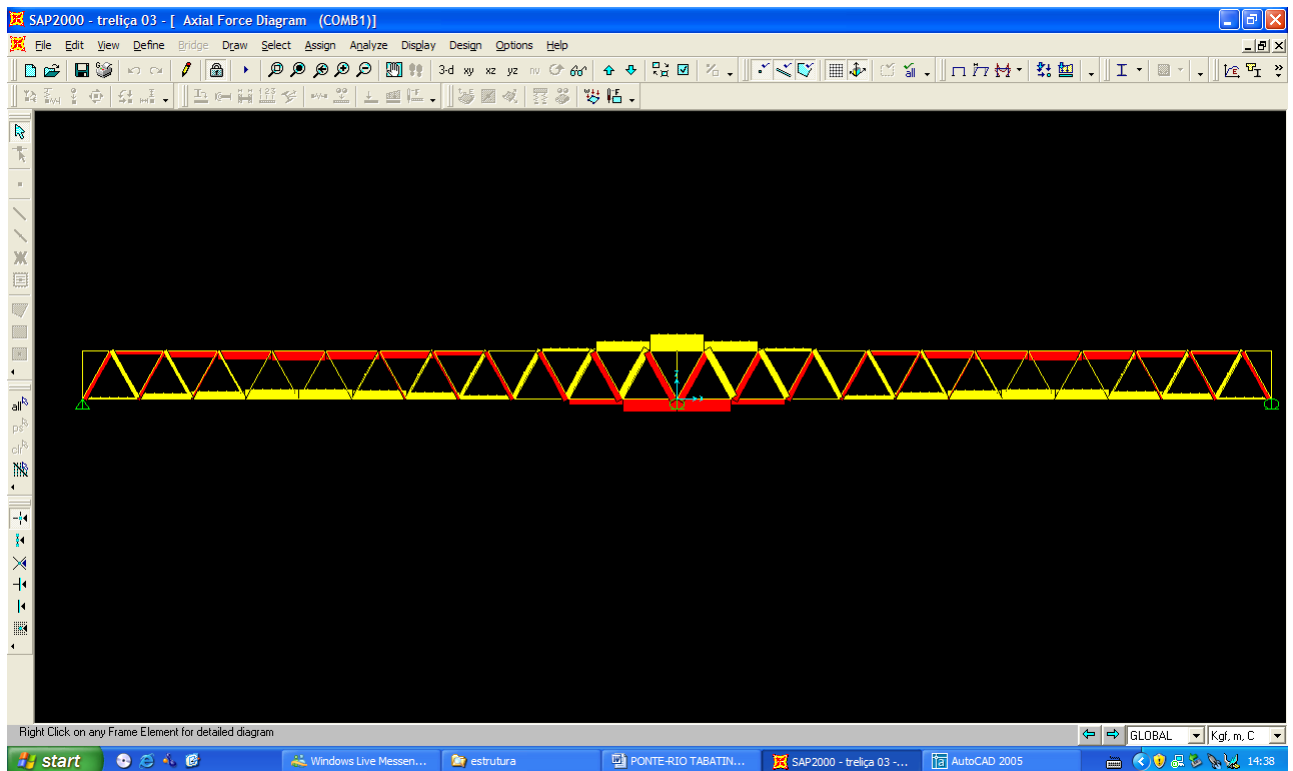
Esquema estrutural



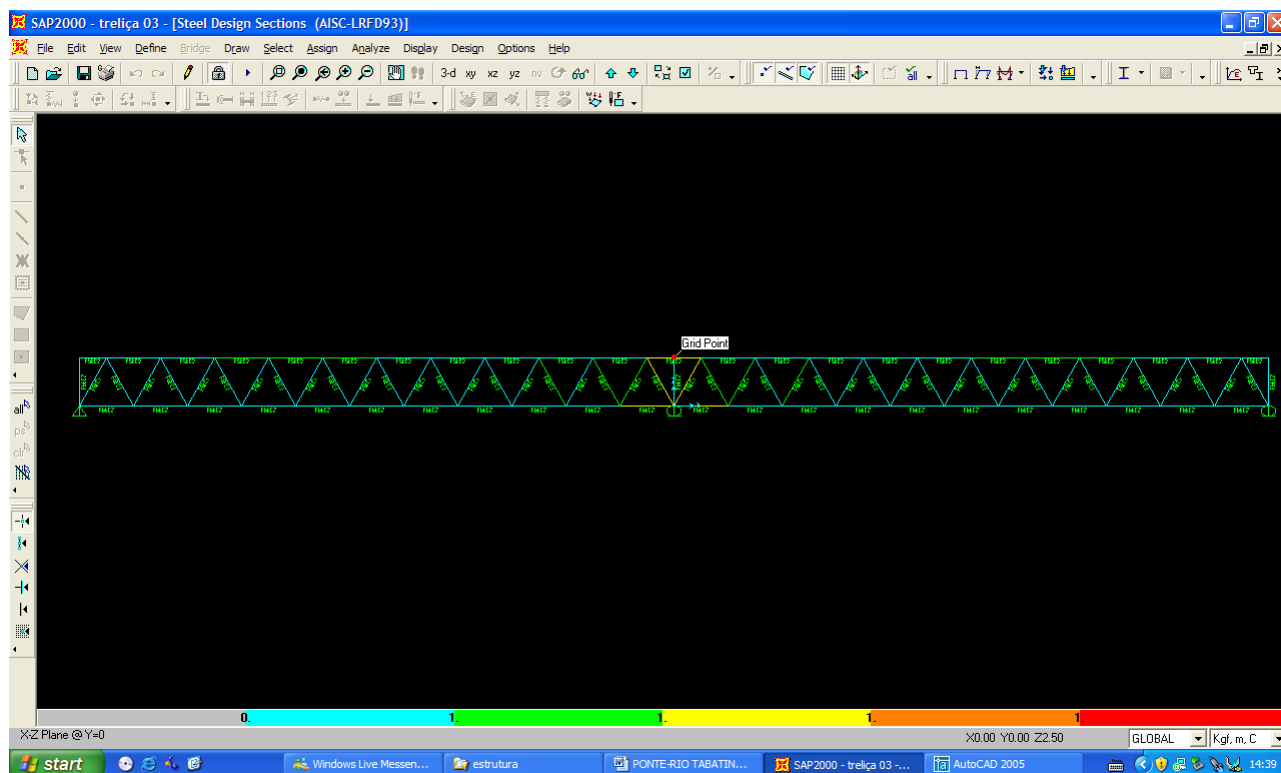
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.13 – Passarela Estaca 976+14,80

3.19.13.1 - Obejtivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.13.2 - Normas Especificações

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
 NBR6122 – Projeto e execução de fundações
 NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
 NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
 NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.13.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.1913.4 - Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.13.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ PP= $0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

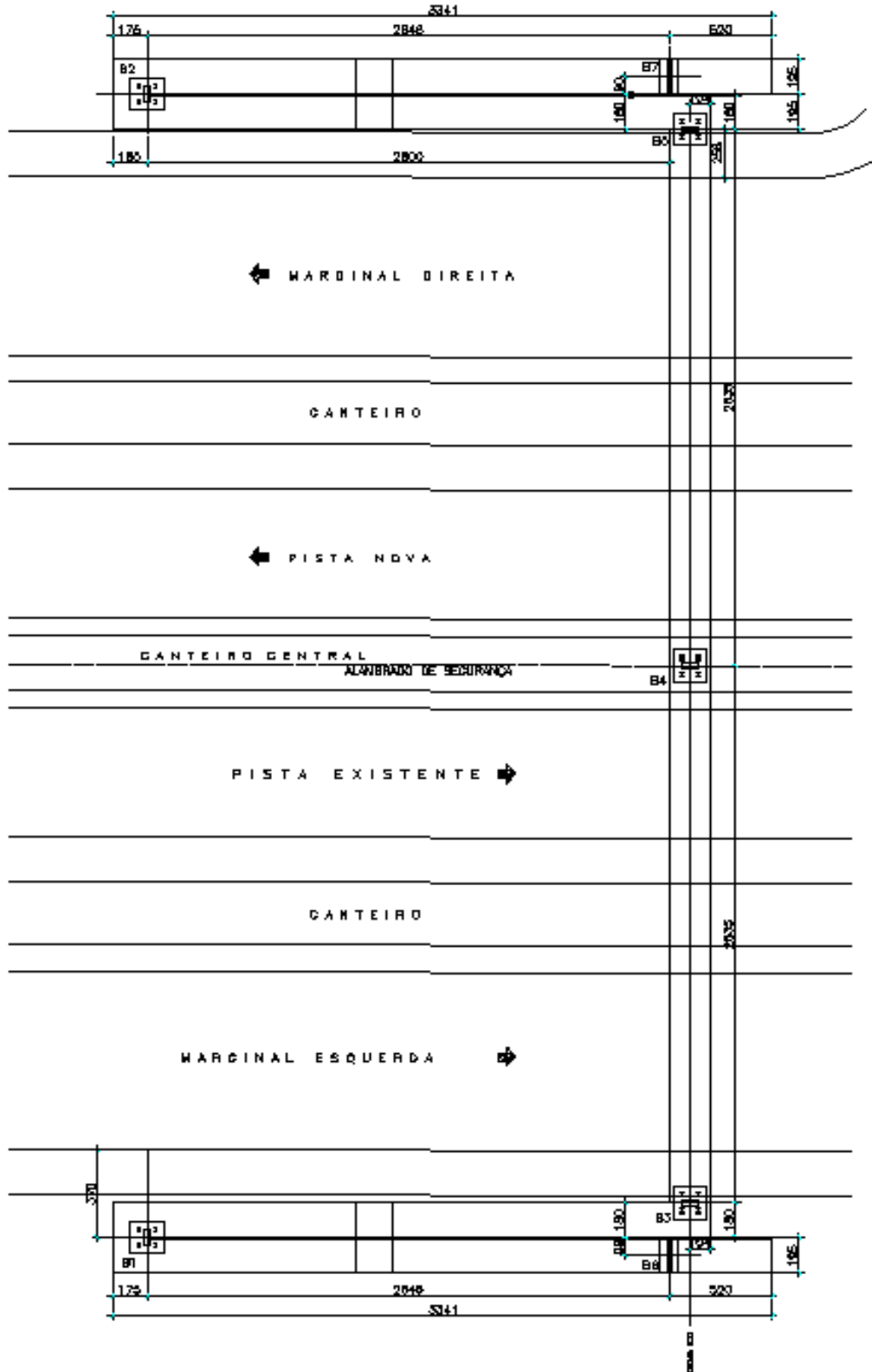
Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5\text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

Peso próprio da estrutura metálica:

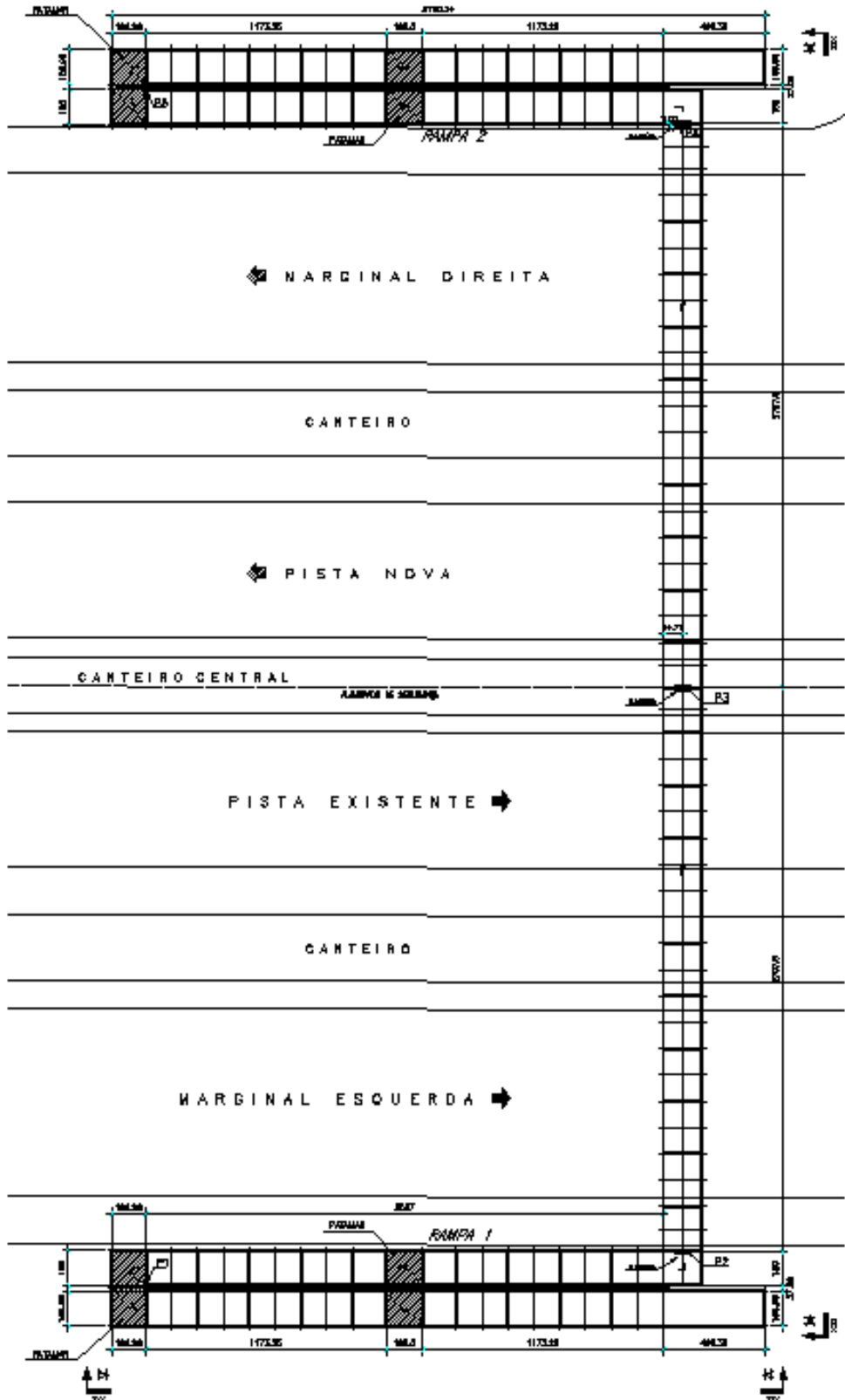
Peso total da estrutura: 22.0 t
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.13.6 - Estrutura

Fundação



Nível da Passarela:



3.19.13.7 - Modelo Estrutural (Esforços e Dimensionamento)

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das lajes :

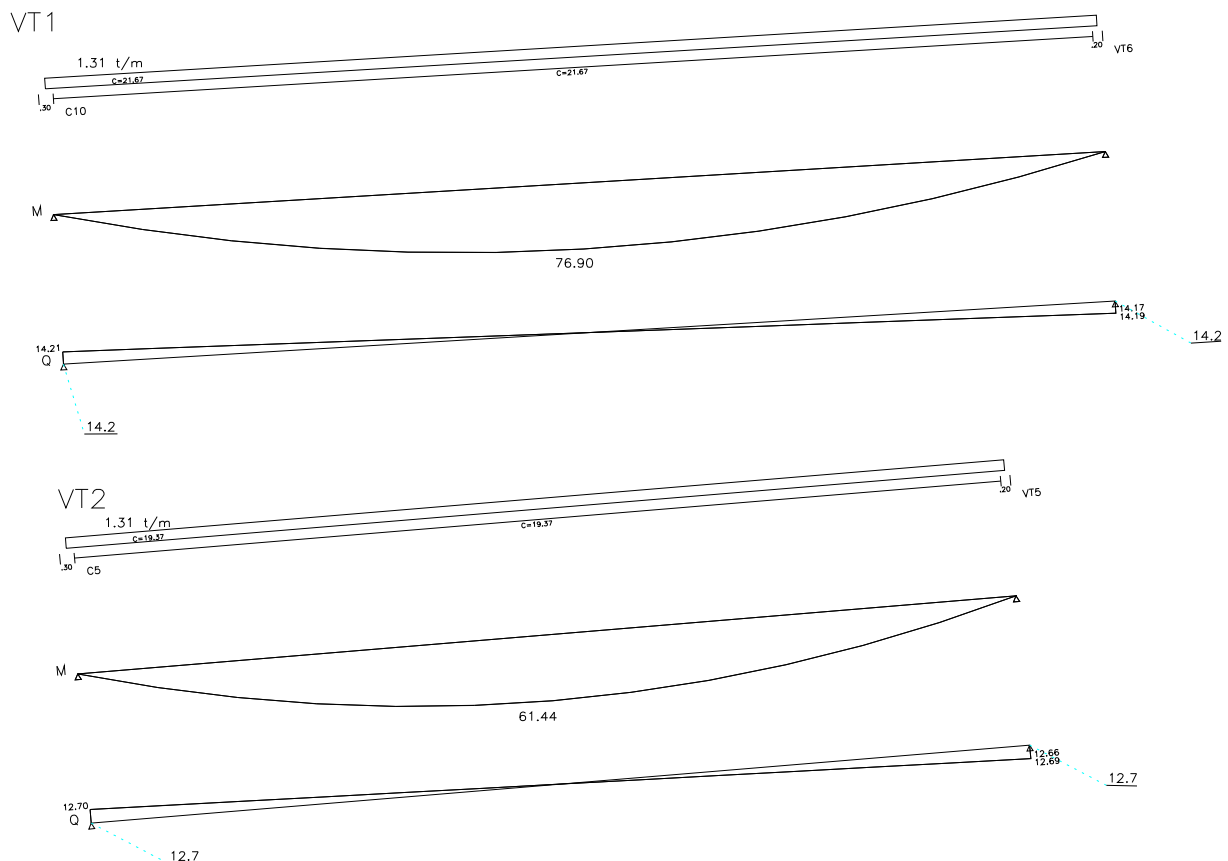
Piso:

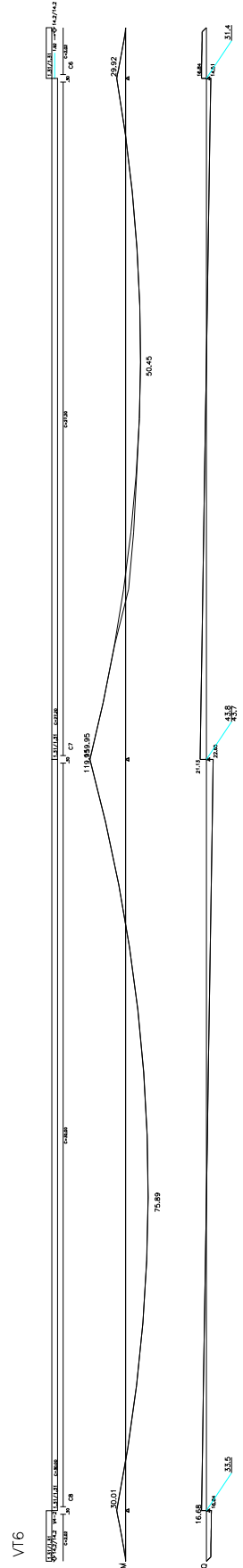
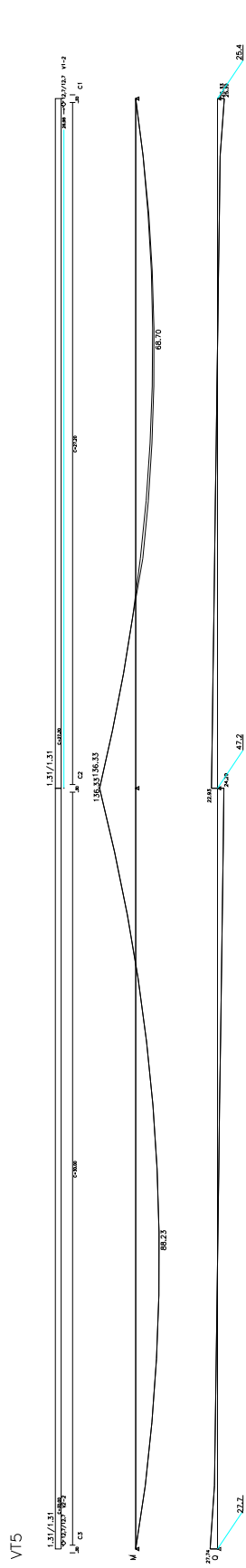
Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.8 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.4 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2/\text{m}}$

coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m}^2 = \mathbf{0.4 \text{ t/m}}$ $M = \mathbf{0.2 \text{ tm}}$ $A_s = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Esquema estrutural das vigas treliçadas :





Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;
 B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do comprimento das estacas.

Furo SP-01

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
 [[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230
 [[PB
 [[NUMERO : 3771 [[DATA : 21/10/13

[1] DADOS DA ESTACA]

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
 Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
 Cota Arrasamento: 0.000 m

[2] DADOS DO TERRENO]

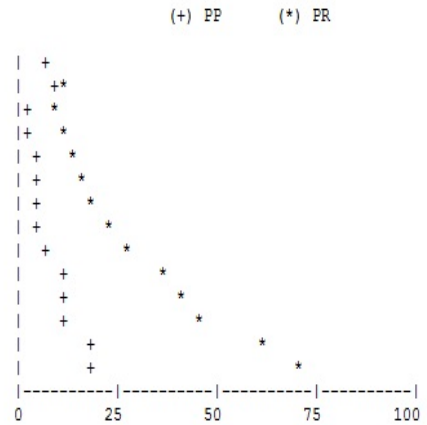
Sondagem.....: SP01
 Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m) CLASSIFICACAO

0.00 A 3.00 Aterro
 3.00 A 14.10 Silte Argiloso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)]

Prof. (m)	N	PL	PP	PR
1.00	5.00	12	66	79
2.00	6.00	40	80	119
3.00	7.00	72	31	102
4.00	6.00	87	26	113
5.00	8.00	103	35	138
6.00	9.00	122	39	162
7.00	9.00	143	39	182
8.00	13.00	168	57	225
9.00	16.00	202	70	272
10.00	25.00	249	109	358
11.00	24.00	305	105	410
12.00	24.00	361	105	465
13.00	40.00	434	175	609
14.00	40.00	526	175	701



Furo SP-02

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230
[[PB
[[NUMERO : 3771 [[DATA : 21/10/13

[1] DADOS DA ESTACA

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[2] DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m) CLASSIFICACAO
0.00 A 3.30 Aterro
3.30 A 13.20 Silte Argiloso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	5.00	12	66	79	+	
2.00	5.00	37	66	103	+ *	
3.00	6.00	64	42	107	+ *	
4.00	7.00	84	31	115	+ *	
5.00	7.00	100	31	131	+ *	
6.00	8.00	118	35	153	+ *	
7.00	14.00	143	61	204	+ *	
8.00	15.00	176	65	242	+ *	
9.00	23.00	220	100	321	+ *	
10.00	23.00	273	100	373	+ *	
11.00	26.00	329	113	443	+ *	
12.00	40.00	405	175	580	+ *	
13.00	40.00	497	175	672	+ *	

Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf , todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf , em atendimento aos esforços atuantes . O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 13,00. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 13,00.

Cálculo dos blocos

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm²)300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto 1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço 1.15

Critérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)3
 Cobrimento do pilar (cm).....3
 Considerar seção do pilar.....Retangular
 Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U).....40
 Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....16
 Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....15
 Lastro de concreto magro (cm).....5

Coeficientes

Coeficiente de majoração de cargas.....1.4
 Coeficiente adicional de majoração de cargas.....1.2
 Coeficiente de efeito Rüsç.....9
 Coeficiente de redução para altura útil.....9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm²/m).....1.5
 Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm²/m).....1.5
 Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm²/m).....1.5
 Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm²/m).....1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....Dobra 90°
 Armadura lateral ou de pele.....Fechada
 Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....20
 Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....20
 Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....15
 Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....Dobra 90°
 Armadura secundária (suspensão ou malha).....Duplo U
 Armadura lateral ou de pele.....Duplo U
 Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada.....100
 Porcentagem para As da armadura de suspensão.....50
 Porcentagem para As da armadura lateral.....15
 Coeficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0		
P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****
ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0		
SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0	SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		
Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5			

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5
- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm].....	3
Módulo de elasticidade - E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm].....	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm].....	3

Dim. de Armaduras

Gama	
s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB).....	5
Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada).....	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp oblq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Mom 2ª Ord seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Mom 2ª Ord seção qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
--	----

Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes.....	Reta
Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para lambda > 140.....	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de As exata.....	10
Tolerância para As exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

<i>Excentricidades</i>	
Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0	
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36						
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34						
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P3

num. 2 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2	
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P2=P4

num. 3 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9	
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45						
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

Cálculo dos Consolos.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral.....Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral.....Com salto de página

Concreto

- Cobrimento de armaduras.....3
- F c k.....300
- Módulo de elasticidade - E.....260.7
- Coefficiente para cálculo do E.....9
- Coefficiente de minoração do concreto.....1.4
- K53 - Cálculo da bitola de fissuração.....Conforme a NBR-6118
- Abertura de fissuras admissível.....3

Esforços

- Coefficiente de majoração.....1.4
- Cálculo de esforços solicitantes.....Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total.....85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
Comprimento da barra da usina.....11.4
- Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```
comsole= C2                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 31.61 Tf* m | As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .19 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 2.2 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
```

```
console= C1=3                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 23.88 Tf* m | As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .14 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.7 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
```

```
console=C4=5                      Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

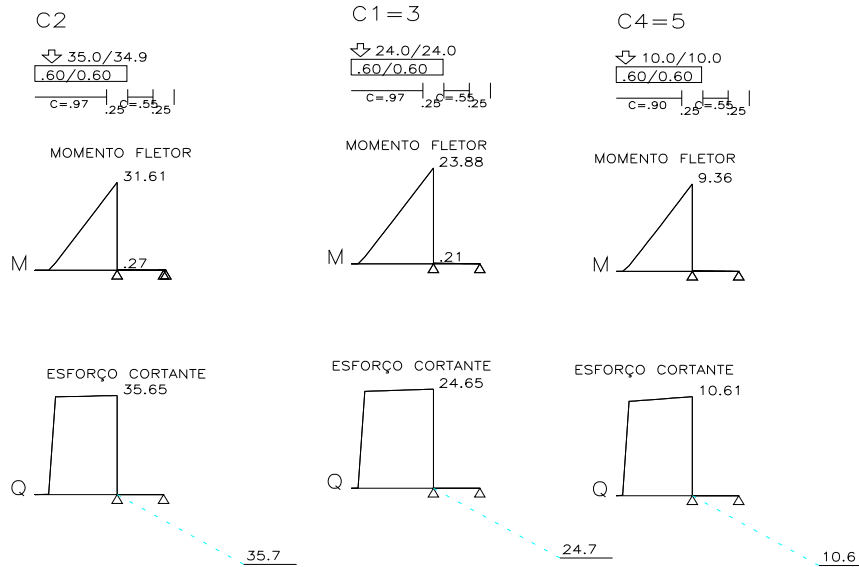
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO | M[-]= 9.36 Tf* m | As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | Flecha = .1
BAL.ESQ | | x/d = .05 | AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] | Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] | M[-]Min= 694.9 - x/dMx = .50 | Bit.de Fiss.= 1.1 | % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

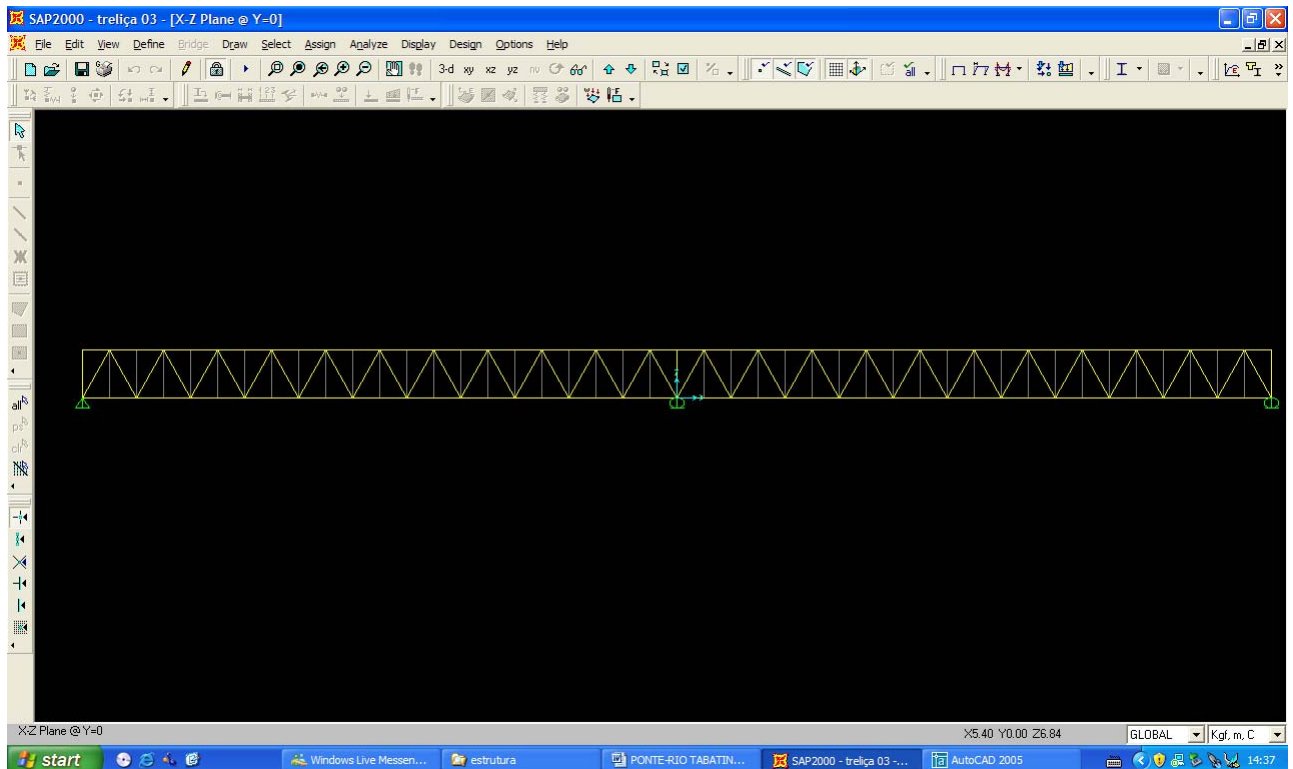


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

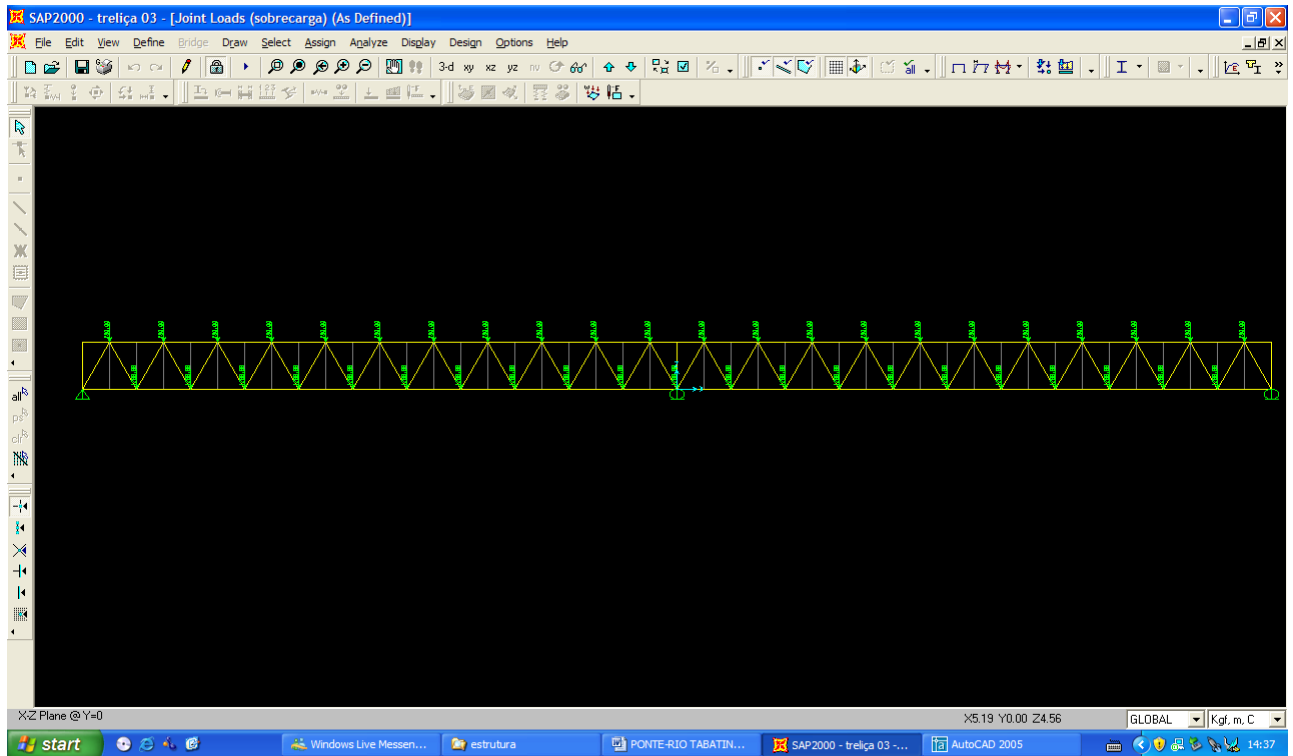
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

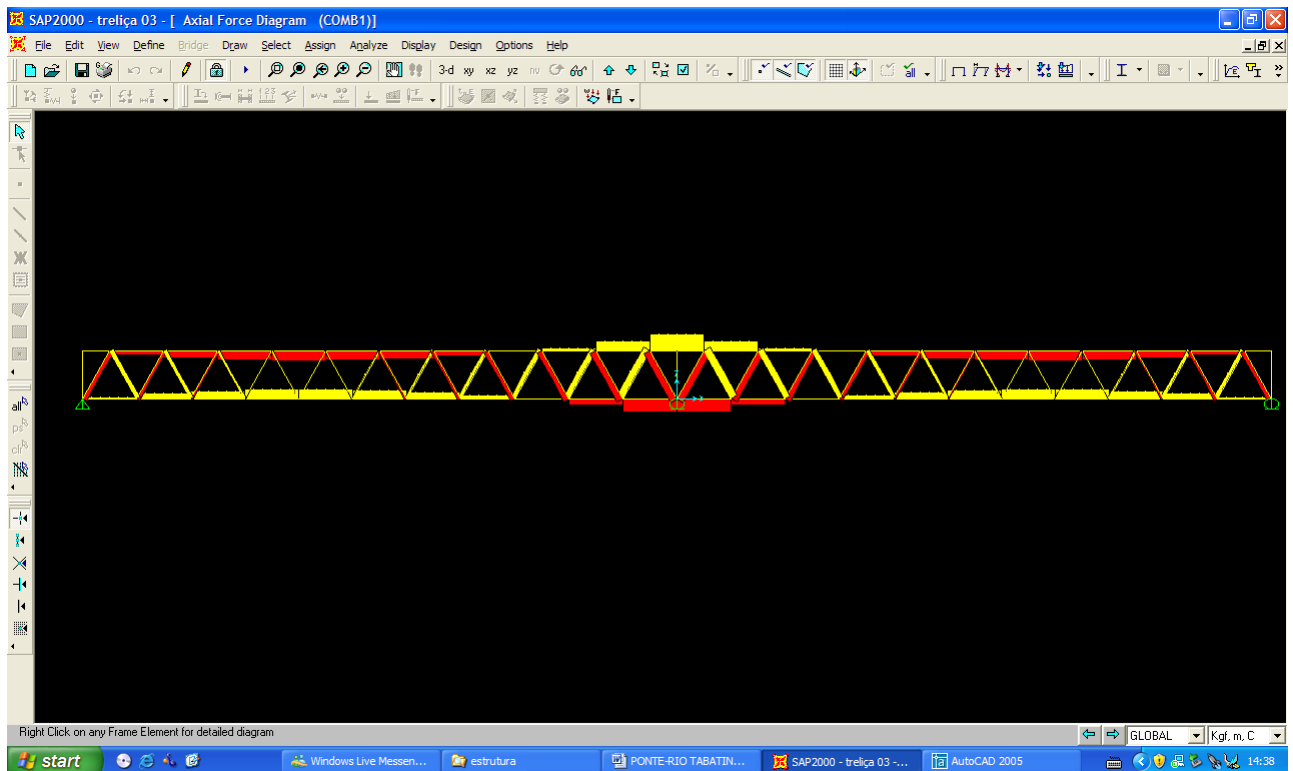
Esquema estrutural



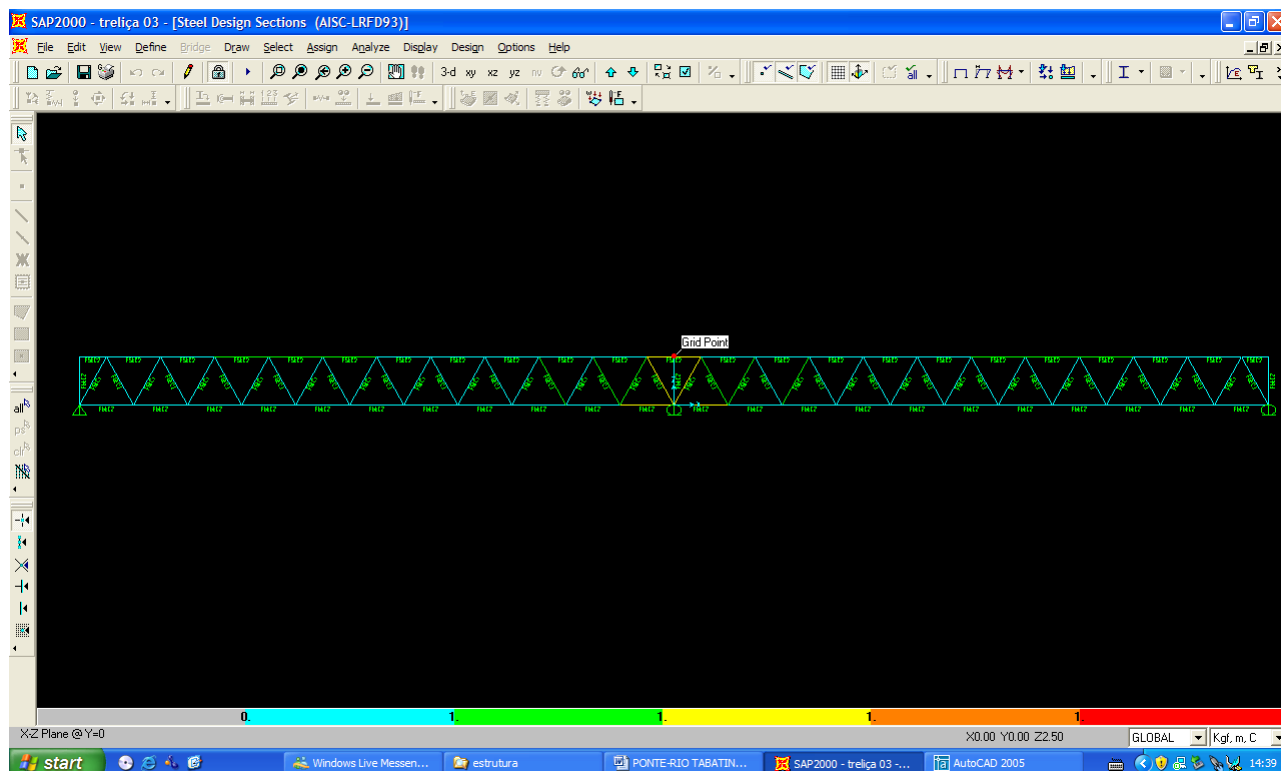
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

3.19.14 – Passarela Estaca 1361+0,00

3.19.14.1 - Objetivo

Trata-se da estrutura da passarela sobre a linha férrea integrada a região do posto policial.

3.19.14.2 - Normas Especificações

NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
NBR6122 – Projeto e execução de fundações
NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado
NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas.

3.19.14.3 - Descrição da Estrutura

A solução estrutural foi em concreto armado, sendo atendidas as exigências normativas pertinentes.

Os elementos estruturais foram analisados e calculados segundo o software de cálculo estrutural - TQS

3.19.14.4 – Premissas Básicas

Para o dimensionamento foram consideradas as ações preconizadas no item 11.3 e 11.4 da NBR 6118/2003.

Os coeficientes de segurança são aqueles constantes na tabela 12.1 da mesma norma.

Foi admitida Classe de Agressividade Ambiental II, conforme tabela 6.1 da NBR6118.

Tabela 6.1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 12.1 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
Aço CA-50 / CA-60B
Classe de agressividade ambiental II
Cobrimento das estruturas referente a tabela a 7.2 NBR6118
Peso Específico do concreto = 25kN/m^3

3.19.14.5 - Cargas

Peso próprio da estrutura de concreto armado: Pilares, lajes e bloco.

Lajes: Piso: $h=8\text{cm}$ $PP = 0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$.
Lajes: Coberta: $h=8\text{cm}$ $PP = 0.08\text{m} \times 2,5\text{t/m}^3 = 0.2\text{ t/m}^2$

Revestimento : Piso : 0.10 t/m^2
Coberta : 0.10 t/m^2

Sobrecarga : Coberta : 0.10t/m^2

Sobrecarga Móvel (piso) : De acordo com a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser adotada em passarelas de pedestre é de $0,5\text{ t/m}^2$ não majorada pelo coeficiente de impacto.

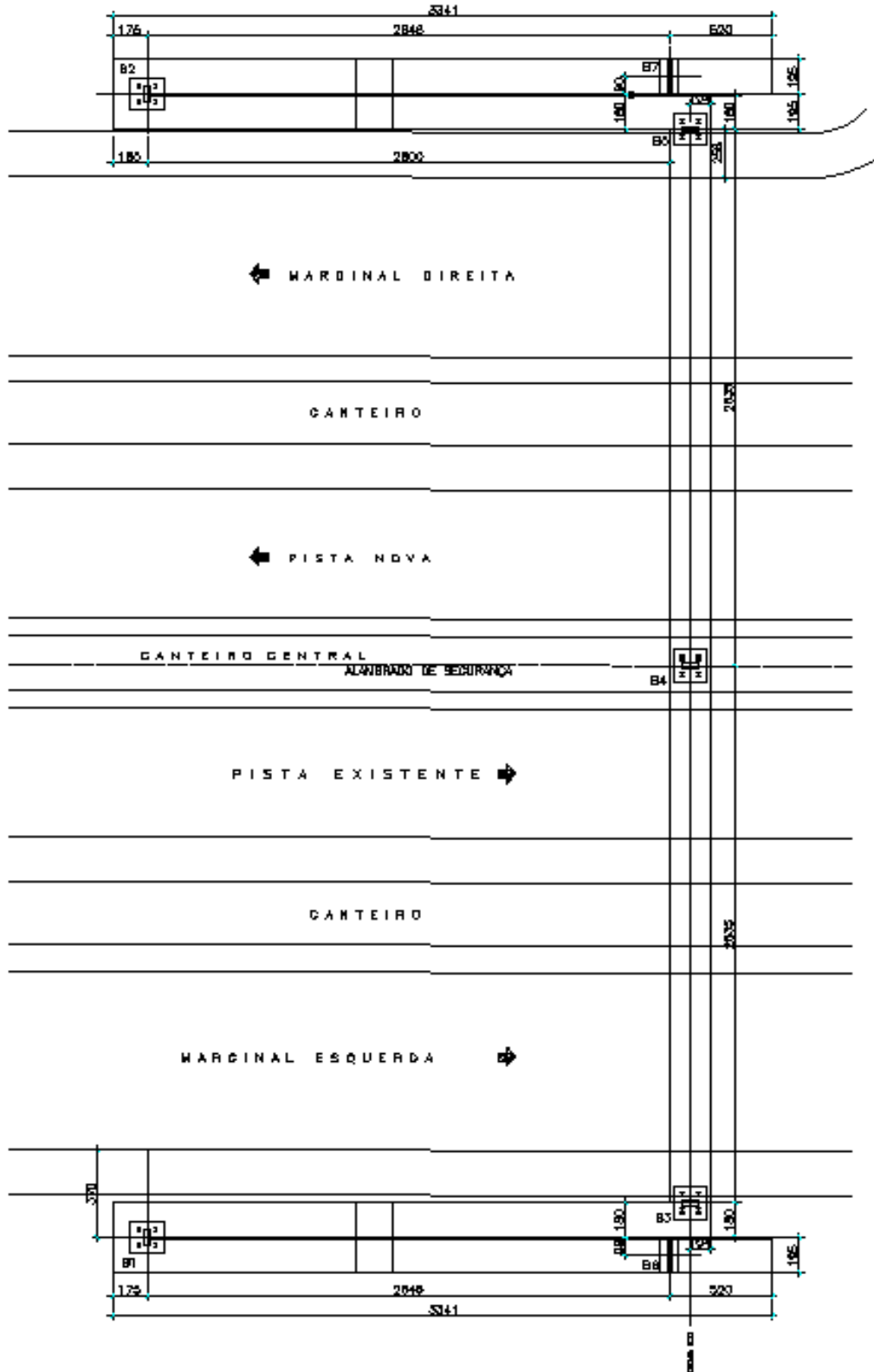
Peso próprio da estrutura metálica:

Peso total da estrutura: 22.0 t

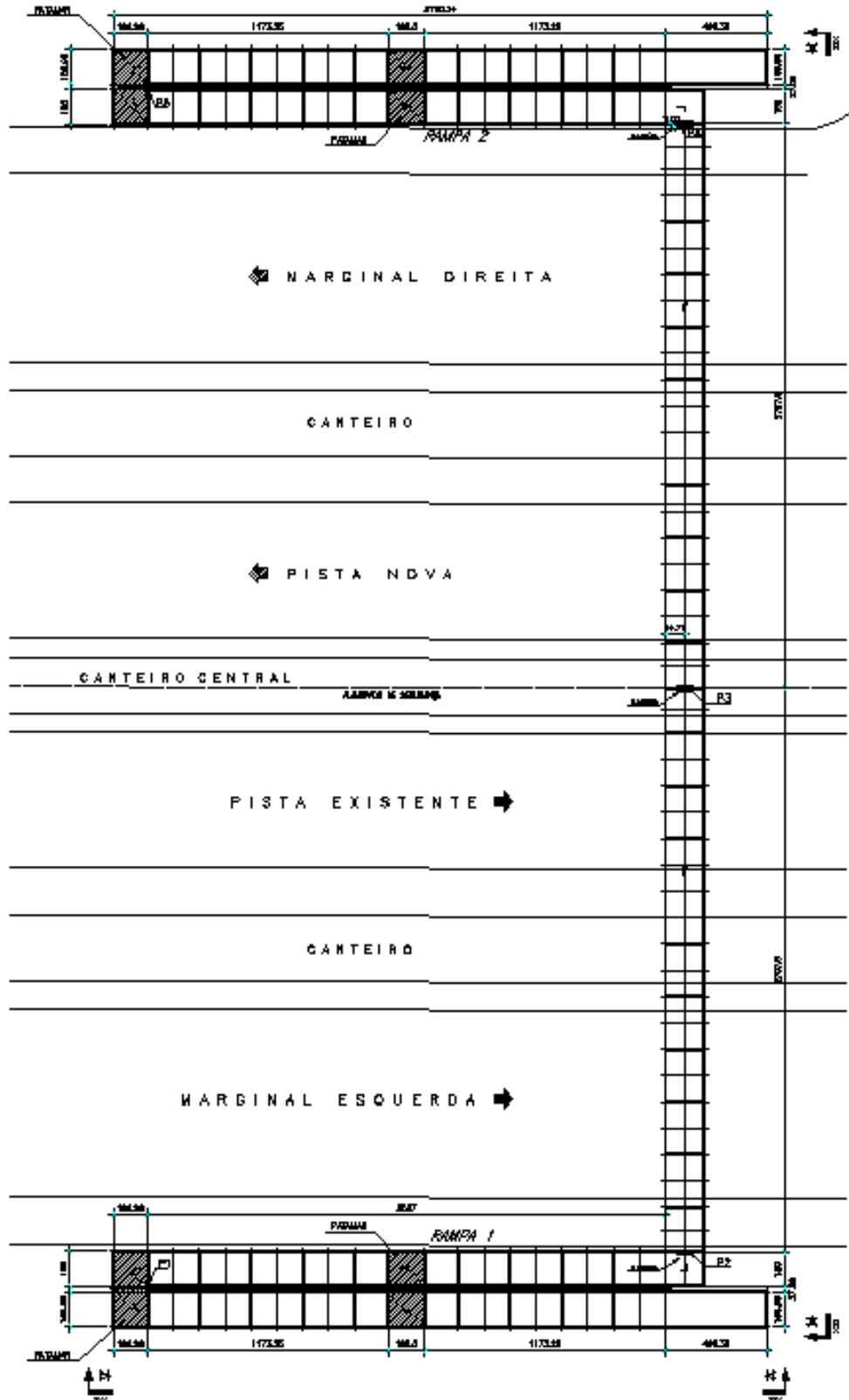
Distribuída ao longo de casa viga treliçada: $22,0\text{t}/198\text{m} = 0.11\text{t/m}$

3.19.14.6 - Estrutura

Fundação



Nível da passarela



3.19.14.7 - Modelo Eestrutural (esforços e dimensionamento):

Para o processamento da estrutura metálica, utilizamos o software SAP2000 versão 9.0 e para a estrutura de concreto, utilizamos o TQS versão 14.0.

Materiais Adotados:

Concreto moldado no local e pré-moldado.

- Resistência à compressão característica (fck): 30.0MPa
- Módulo de elasticidade característico (Ec): 26071.6MPa (NBR6118:2003)
- Cobrimento laje: 2.0cm

Aço convencional

- ⇒ Resistência ao escoamento (fyk): 500.0 MPa
- ⇒ Módulo de elasticidade (Es): 210000.0MPa

Esforços das Lajes:

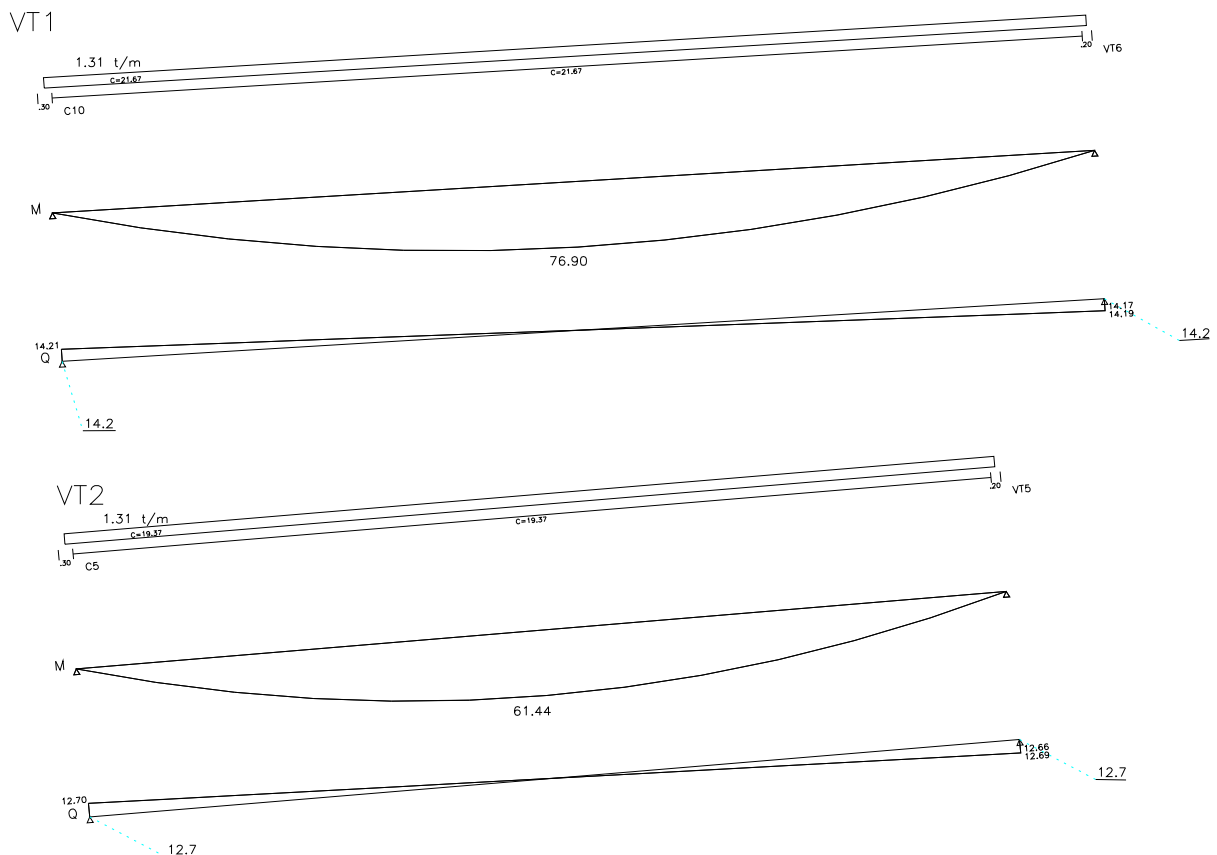
Piso:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.5 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.8 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.8 \text{ t/m}$ $M = 0.4 \text{ tm}$ $A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

coberta:

Carga total: $0.2 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 + 0.1 \text{ t/m}^2 = 0.4 \text{ t/m}^2$
 $R_a = R_b = 0.4 \text{ t/m}^2 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.4 \text{ t/m}$ $M = 0.2 \text{ tm}$ $A_s = 1.10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Esquema Estrutural das Vigas Treliçadas:



Resumo de Cargas Normais Acumuladas (t, tm) – Esforços Máximos para Dimensionamento.

B1 a B5 = Carga Máxima na estaca é de 27t;

B6 e B7 = Carga Máxima na estaca é de 17t;

Definição do Comprimento das Estacas.

Furo SP-01

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230

[[PB

[[NUMERO : 3771

[[DATA : 21/10/13

[1] DADOS DA ESTACA

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base...: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

[2] DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP01
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA(m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 6.50	Silte Arenoso Argiloso
6.50 A 18.15	Silte Arenoso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	4.00	7	34	42	+	
2.00	4.00	22	34	56	+	
3.00	5.00	39	43	82	+ *	
4.00	5.00	57	43	100	+ *	
5.00	6.00	78	51	129	+ *	
6.00	7.00	102	66	168	+ *	
7.00	8.00	129	83	213	+ *	
8.00	9.00	159	94	253	+ *	
9.00	10.00	193	104	298	+ *	
10.00	11.00	231	115	345	+ *	
11.00	12.00	272	125	397	+ *	
12.00	14.00	318	146	464	+ *	
13.00	15.00	370	157	526	+ *	
14.00	24.00	439	250	689	+	*
15.00	25.00	526	261	787	+	*
16.00	24.00	614	250	864	+	*
17.00	40.00	727	417	1145	+	*
18.00	40.00	870	417	1287	+	*

Furo SP-02

[[PREVISAO DE COMPRIMENTO DE ESTACA]]
[[Metodo Aoki-Velloso (Geral)]]

[[BR230]]
[[MPB]]
[[NUMERO : 3771]] [[DATA : 21/10/13]]

[1] DADOS DA ESTACA

ESTACA RAIZ D=410MM F1 = 1.25 F2 = 2.30
Perimetro.....: 128.81 cm Area da Base.: 1320.25 cm2
Cota Arrasamento: 0.000 m

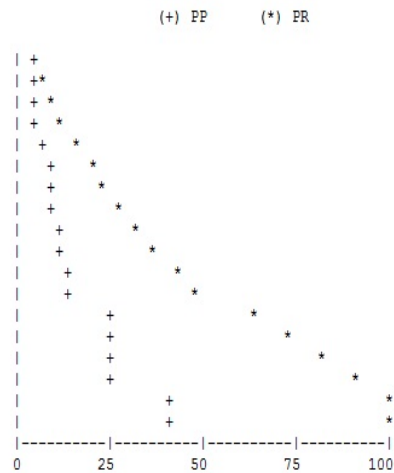
[2] DADOS DO TERRENO

Sondagem.....: SP02
Cota do Terreno.: 0.000 m

PROF. DA CAMADA (m)	CLASSIFICACAO
0.00 A 5.50	Silte Arenoso Argiloso
5.50 A 18.05	Silte Arenoso

[3] CAPACIDADE DE CARGA (KN)

Prof. (m)	N	PL	PP	PR	(+) PP	(*) PR
1.00	4.00	7	34	42	+	
2.00	5.00	24	43	67	+*	
3.00	6.00	44	51	96	+ *	
4.00	6.00	67	51	118	+ *	
5.00	7.00	91	66	157	+ *	
6.00	8.00	118	83	202	+ *	
7.00	8.00	147	83	230	+ *	
8.00	9.00	177	94	271	+ *	
9.00	10.00	211	104	315	+ *	
10.00	11.00	248	115	363	+ *	
11.00	13.00	291	136	426	+ *	
12.00	14.00	339	146	485	+ *	
13.00	23.00	405	240	645	+	
14.00	23.00	487	240	727	+	
15.00	24.00	570	250	821	+	
16.00	24.00	656	250	906	+	
17.00	40.00	770	417	1187		
18.00	40.00	912	417	1330		



Foram adotadas estacas raiz Ø 410mm, com uma capacidade de carga estrutural de 90tf, todavia as mesmas foram paralisadas para carga de trabalho de 30 tf, em atendimento aos esforços atuantes. O coeficiente de segurança adotado é igual a 2. Portanto deveram alcançar uma profundidade tal que o terreno tenha uma capacidade de suporte igual ou maior a 60tf.

Conforme os dados analisados, o terreno alcança uma resistência maior que 60,0tf aos 14,00. Estando as sondagens localizadas nos dois extremos da passarela, assim sendo podemos estimar para o comprimento da estaca o valor de 14,00.

Cálculo dos blocos

Listagem dos Critérios de Projeto de Blocos

Concreto

Fck - Resistência carac. do concreto à compressão (Kgf/cm²) 300
Coef. de minoração da resistência característica do concreto 1.4

Aço

Coeficiente de minoração da resistência característica do aço 1.15

Critérios de Cálculo e Detalhamento

Cobrimento (cm)	3
Cobrimento do pilar (cm).....	3
Considerar seção do pilar.....	Retangular
Número de bitolas para emenda / traspasse (armaduras - duplo U).....	40
Bitola da armadura a partir da qual indica raio de dobramento.....	16
Espaçamento máximo fretagem 1 Estaca (cm).....	15
Lastro de concreto magro (cm).....	5

Coefficientes

Coefficiente de majoração de cargas.....	1.4
Coefficiente adicional de majoração de cargas.....	1.2
Coefficiente de efeito Rüsç.....	9
Coefficiente de redução para altura útil.....	9

Valores mínimos para armadura

Valor mínimo para armadura principal (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de suspensão ou "malha" (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura lateral ou de pele (cm ² /m).....	1.5
Valor mínimo para armadura de porta-estribo (cm ² /m).....	1.5

Blocos apoiados em 2 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura lateral ou de pele.....	Fechada
Porcentagem para cálculo do As da armadura transversal.....	20
Porcentagem para cálculo do As da armadura lateral.....	20
Porcentagem para cálculo do As do porta-estribos.....	15
Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto.....	1.4

Blocos apoiados em 4 estacas

Armadura principal --> Distribuída.....	Dobra 90°
Armadura secundária (suspensão ou malha).....	Duplo U
Armadura lateral ou de pele.....	Duplo U
Porcentagem para As da armadura principal sobre a As calculada	100
Porcentagem para As da armadura de suspensão.....	50
Porcentagem para As da armadura lateral.....	15
Coefficiente para tensão admissível de compressão no concreto... ..	2.1

Listagem de Cálculo dos Blocos

Legenda:

FE: Força equivalente para dimensionamento, que causa efeito equivalente na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascin: Armadura necessária para cintamento;

- Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

BLOCO: 1 - BP1=5

Retang. (2x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 2 fi = w200 DisX= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 70.0 Alt = 90.0 Vol = 2.142 Xpil= 80.0 Ypil= 30.0 Formas: 8.64 m2 *****	FN= 25.0 MY= 1.0 FE= 25.0	TensLimP= 270.0 TensPil = 20.5 TensLimE= 270.0 TensEst = 32.7	dmin = 30.0 dmax = 42.6 dutil = 72.0 AnguloX= 67.4 AnguloY= 67.4 ****

ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 2.0 = 6 {12.5 C/	SecndY: .9 = 7 { 5.0 C/ 25.0		
P.Estr: .9 = 5 { 5.0 C/ 15.0	Laterl: .3 = 3 { 5.0 C/ 25.0		

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	25.00	.00	1.00

BLOCO: 3 - BP3

Retang. (1x)

GEOMETRIA[cm,m3]	CARGAS[tf,m]	TENSOES[kgf/cm2]	VERIF.[cm,graus]
Estacas= 4 fi = w200 DisX= 100.0 DisY= 100.0 Xbl = 170.0 Ybl = 170.0 Alt = 90.0 Vol = 2.601 Xpil= 30.0 Ypil= 80.0 Formas: 6.12 m2 *****	FN= 75.0 MX= 2.0 MY= 5.0 FE= 95.0	TensLimP= 405.0 TensPil = 91.3 TensLimE= 405.0 TensEst = 89.7	dmin = 42.6 dmax = 85.0 dutil = 72.0 AnguloX= 50.1 AnguloY= 59.5 ****

ARMADURAS [cm2,cm]			
Prin.X: 10.8 = 12 {12.5	Prin.Y: 7.6 = 11 {10.0 C/ 15.0		
SecndX: 5.4 = 11 { 8.0 C/ 15.0	SecndY: 3.8 = 14 { 6.3 C/ 12.5		
Laterl: 1.4 = 7 { 5.0 C/ 12.5			

ATENCAO: Xbl menor que o recomendado. - Recomendado: 190.00 Fornecido: 170.00

Carregamentos:	1	N	Mx	My [tf,m]
Caso	1:	75.00	5.00	5.00

Volume total de concreto: 9.95 m3.
Area total de formas: 27.00 m2.

Cálculo dos Pilares

Critérios Gerais

Cobrimento (cm).....	3
Diâmetro do agregado (brita).....	2.5

- Unidades de saída.....	tf,cm
Valor de Fck geral [tf, cm].....	3
Módulo de elasticidade – E.....	30672.46
Valor de Fck alternativo [tf, cm].....	3
Valor de Fck para vigas e lajes [tf,cm].....	3

Dim. de Armaduras

Gama s.....	1.15
Gama c.....	1.4

Porcentagens limites de armadura

Porcentagem de armadura máxima na seção.....	8
Porcentagem de armadura mínima na seção.....	5
Porcentagem de armadura mínima p/ pilar parede (H>5xB).....	5

Lim máx p/ métodos aprox (curvatura e kapa aproximada).....	90
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos localizados.....	0
Limite máximo p/ pilar-padrão acoplado a diagramas M,N,1/r.....	0
Limite máximo p/ desprezar os efeitos da fluência.....	0
- Cálculo do comprimento equivalente LE.....	Eixo a eixo - vigas

Excentricidade Geométrica

- Propag de mom ext p/ pil indeslocáveis.....	Sim
- Projeção da excen (ei) no pto médio p/ 2ª ord.....	Sim
Imperfeições Locais e Momento Mínimo.....	Momento mínimo
Análise conjunta no pilar-padrão acoplado a diagramas.....	Sim
Porcentagem de As mínimo para cálculo pelo Momento mínimo.....	5
- Red da flex comp obliq em normal: Não se alteram os esforços	
- Opções para aplicação de M1d,mín.....	Opção A

Efeitos de 2ª Ordem

- Cálculo Mom 2ª Ord seção retang $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Rigidez K aproximada
- Cálculo Mom 2ª Ord seç qualquer $\lambda \leq \lambda_{lim1}$. Curvatura aproximada

Método Geral

Número de divisões no trecho do pilar.....	10
Condições de vínculo no topo e na base.....	Bi-articulado girado
Tipo de correção das rigidezes.....	Reta
Lambda limite para o cálculo pelo método geral.....	90
Lambda lim p/ dispensa da análise de efeitos localizados.....	0

Não-linearidade geométrica

Tolerância em deslocamentos relativos (m).....	0.0001
--	--------

Deslocamento absoluto máximo (m).....	1
Número máximo de iterações.....	20

Coefficiente de ponderação das ações

Coefficiente de ponderação GamaF.....	1.4
Parcela de GamaF que considera as aproximações de projeto.....	1.1
Coefficiente adicional para $\lambda > 140$	1.4

Fluência

Cálculo de fluência.....	Segue NBR6118:2003
Coefficiente de fluência.....	2.5

Dimensionamento iterativo da seção

Número de iterações para cálculo de A_s exata.....	10
Tolerância para A_s exata (%).....	5
Dim. seção qualquer e retang - Divisões em X, Y.....	20
Tolerância p/ convergência esf internos/externos.....	005

Carregamentos

Excentricidades

Excentricidade acidental mínima.....	2
Excentricidade acidental máxima.....	15

Relatório de Dimensionamento dos Pilares

Legenda:

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Seção
 Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Seção
 NbH = Numero de Barras lado H
 NbB = Numero de Barras lado B

PILAR:P1=P5

num. 1 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					10.0	5.0	18	8	1	14.14	.6	13.74	35.0	145.5	34.1	1022.8	1548.0	
L. 1	30.0	80.0	.6	12	12.5	6.3	12	5	1	14.73	.6	13.87			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	.7	13.36						
					20.0	8.0	6	3	0	18.85	.8	13.34						
					25.0	10.0	6	3	0	29.45	1.2	13.74						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P3

num. 2 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					16.0	6.3	40	17	3	80.42	3.4	78.41	35.0	145.5	104.2	3121.6	5224.2	
L. 1	30.0	80.0	3.7	18	20.0	8.0	26	11	2	81.68	3.4	80.42			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					25.0	10.0	18	7	2	88.36	3.7	83.90						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

PILAR:P2=P4

num. 3 Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMDBA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
teto																		
					12.5	6.3	38	15	4	46.63	1.9	46.63	35.0	145.5	73.4	2199.0	3894.9	
L. 1	30.0	80.0	2.1	16	16.0	6.3	24	10	2	48.25	2.0	47.44			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1) **VER NOTA (A)**			
					20.0	8.0	16	7	1	50.27	2.1	48.45						
					25.0	10.0	12	5	1	58.90	2.5	49.70						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		.50		1.40		1.40		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								
50		A		2.0		15.0		1		1								
Fundacao																		

Cálculo dos Consolos.

Critérios Gerais

- Unidades de saída no Relatório Geral.....Mom fletores em tfm
- Salto de página no Relatório Geral.....Com salto de página

Concreto

- Cobrimento de armaduras.....3
- F c k.....300
- Módulo de elasticidade - E.....260.7
- Coefficiente para cálculo do E.....9
- Coefficiente de minoração do concreto.....1.4
- K53 - Cálculo da bitola de fissuração.....Conforme a NBR-6118
- Abertura de fissuras admissível.....3

Esforços

- Coefficiente de majoração.....1.4
- Cálculo de esforços solicitantes.....Regime elástico

Flechas

- Cálculo de flechas (deformação).....Flechas c/ def lenta
Fator entre carga permanente e total..... 85

Aço

Coefficiente de minoração do aço.....1.15
Comprimento da barra da usina.....11.4
- Corte de barras maiores que da usina.....Corta barras maiores
Valor de Psi5 para cálculo de traspasse.....0
Comprimento para seleção de critério de emenda.....18

```

console= C2                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 35.00 PMin= 34.93 Aplic.= .20 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO M[-]= 31.61 Tf* m As = 14.63 -SRAS- [ 5 B 20.0mm] Flecha = .1
BAL.ESQ x/d = .19 AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] M[-]Min= 694.9 x/dMx = .50 Bit.de Fiss.= 2.2 % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 49.92 116.08 1 45. 10.1 3.5 10.1 8.0 10.0 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 35.654 35.654 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P2 .00 .00 2 0 0 0 0 0
=====
  
```

```

console= Cl=3                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .97 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.09 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.09
3- Concentr. PMax= 24.00 PMin= 23.95 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO M[-]= 23.88 Tf* m As = 10.85 -SRAS- [ 6 B 16.0mm] Flecha = .1
BAL.ESQ x/d = .14 AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] Flecha Adm.= .7
[Tf,cm] M[-]Min= 694.9 x/dMx = .50 Bit.de Fiss.= 1.7 % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 85. 34.52 116.08 1 45. 4.9 3.5 4.9 6.3 12.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 24.654 24.654 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P3 .00 .00 3 0 0 0 0 0
=====
  
```

```

console=C4=5                               Eng.E=Nao Eng.D=Nao Repet= 1 NAnd= 1 Red V Ext=Nao Fat.Alt=1.00 Cob=3.0 CM
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= .90 /B= .30 /H= .80 /BCs= .00 /BCi= .00 /TpS= 1 /Esp.LS= .00 /Esp.LI= .00 FSp.Ex= .40 /FLt.Ex= .15 [M]

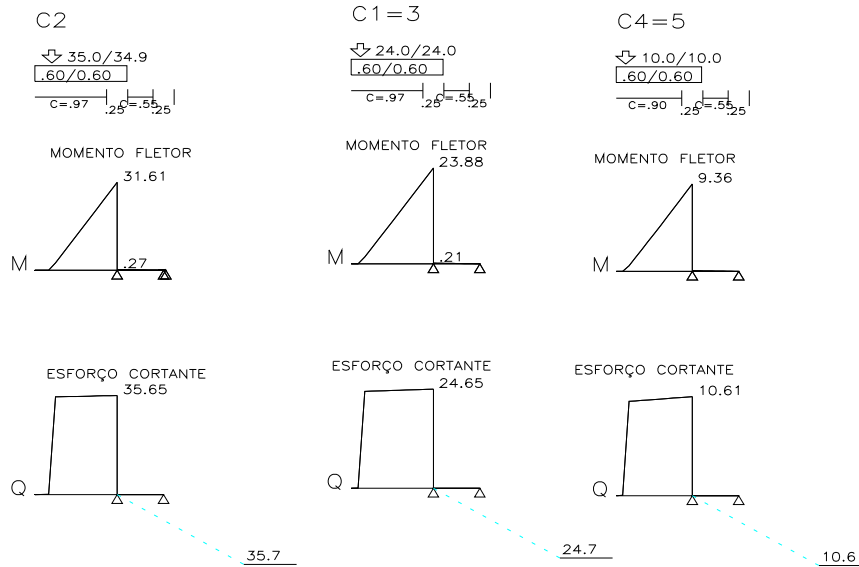
Cargas No. Tipo Esf.Adic. Maximos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00 Minimos: MESq= .00 MDir= .00 Q= .00
[Tf,m] 1- Parc.Dist.PMax= .01 PMin= .01 Inicio= 1.01 Compr= .16
2- Parc.Dist.PMax= .60 PMin= .60 Inicio= .00 Compr= 1.01
3- Concentr. PMax= 10.00 PMin= 9.98 Aplic.= .11 Bw Ap= .00 D.Ver= .00

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO M[-]= 9.36 Tf* m As = 4.08 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] Flecha = .1
BAL.ESQ x/d = .05 AsL= .00 -Arm.Lat.= [ 2 X 6 B 7.0mm] Flecha Adm.= .6
[Tf,cm] M[-]Min= 694.9 x/dMx = .50 Bit.de Fiss.= 1.1 % Baric.Armad.= 1

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd Vrd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[Tf,cm] 0.- 78. 14.85 116.08 1 45. .0 3.5 3.5 6.3 17.5 2 .0 .0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
REACOES DE APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 10.609 10.609 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
2 .000 .000 .25 .00 1 P1 .00 .00 1 0 0 0 0 0
=====
  
```

Diagramas dos consoles (cálculo apenas de um lado)

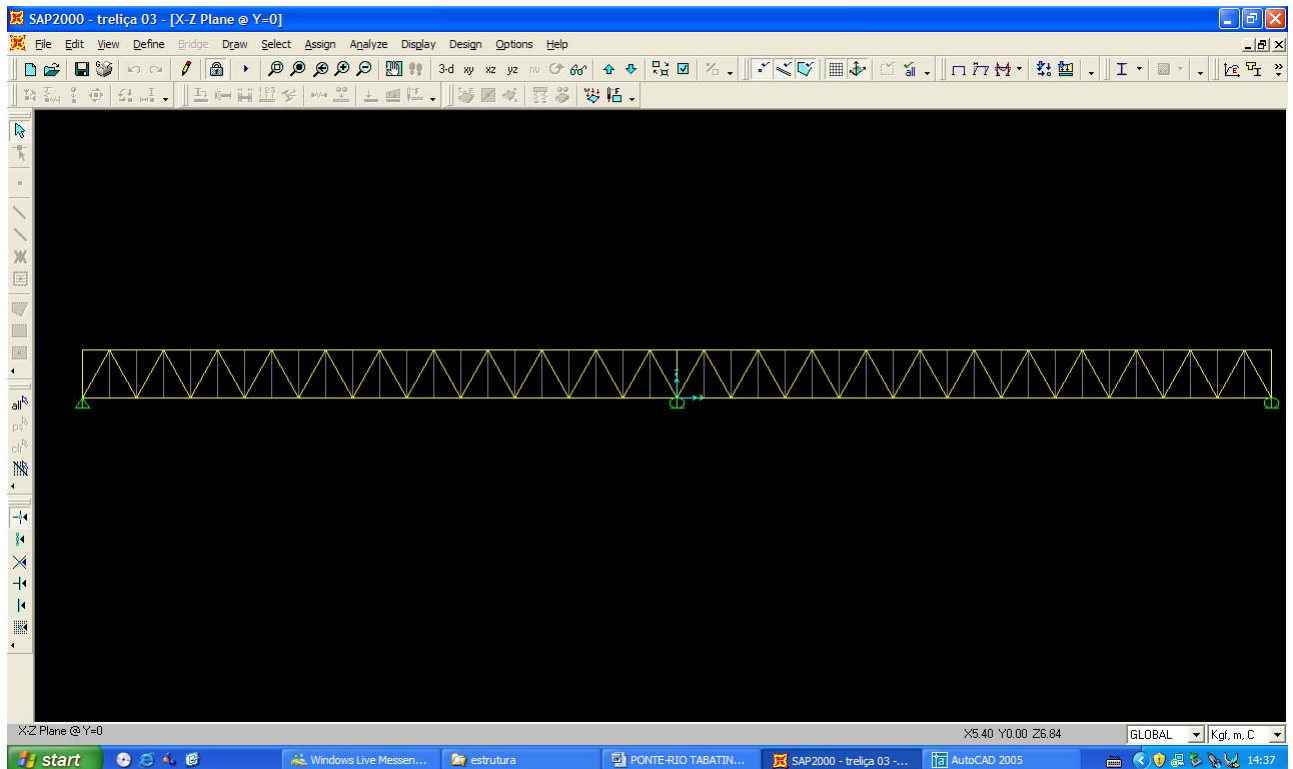


Cálculo das vigas treliçadas metálicas.

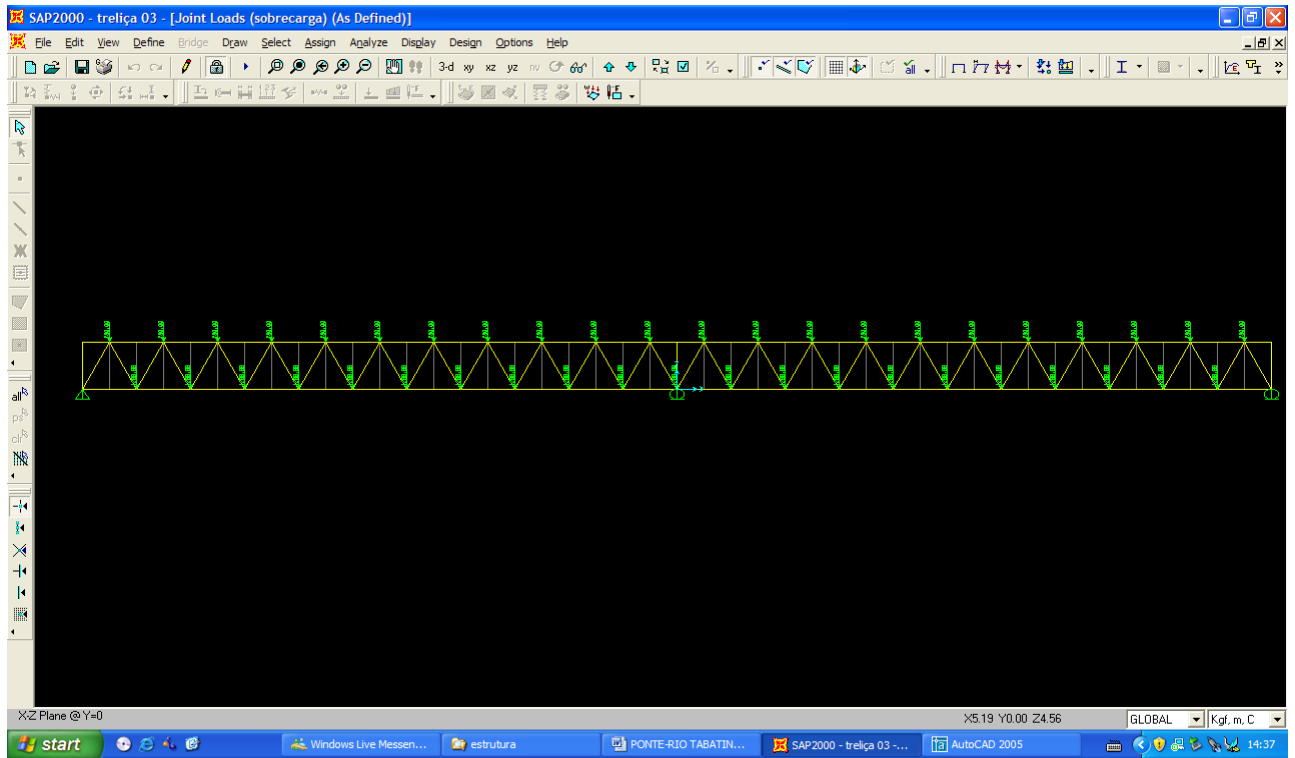
Para tanto, conforme informado anteriormente, utilizamos o programa de análise e verificação. Como todas as peças das treliças possuem as mesmas dimensões e seções, vamos demonstrar a treliça mais carregada, portanto a mais desfavorável.

Tipo de aço: ASTM-A32 barras horizontais: tubo 100x160x6.35 barra inclinada: tubo 100x100x4.75

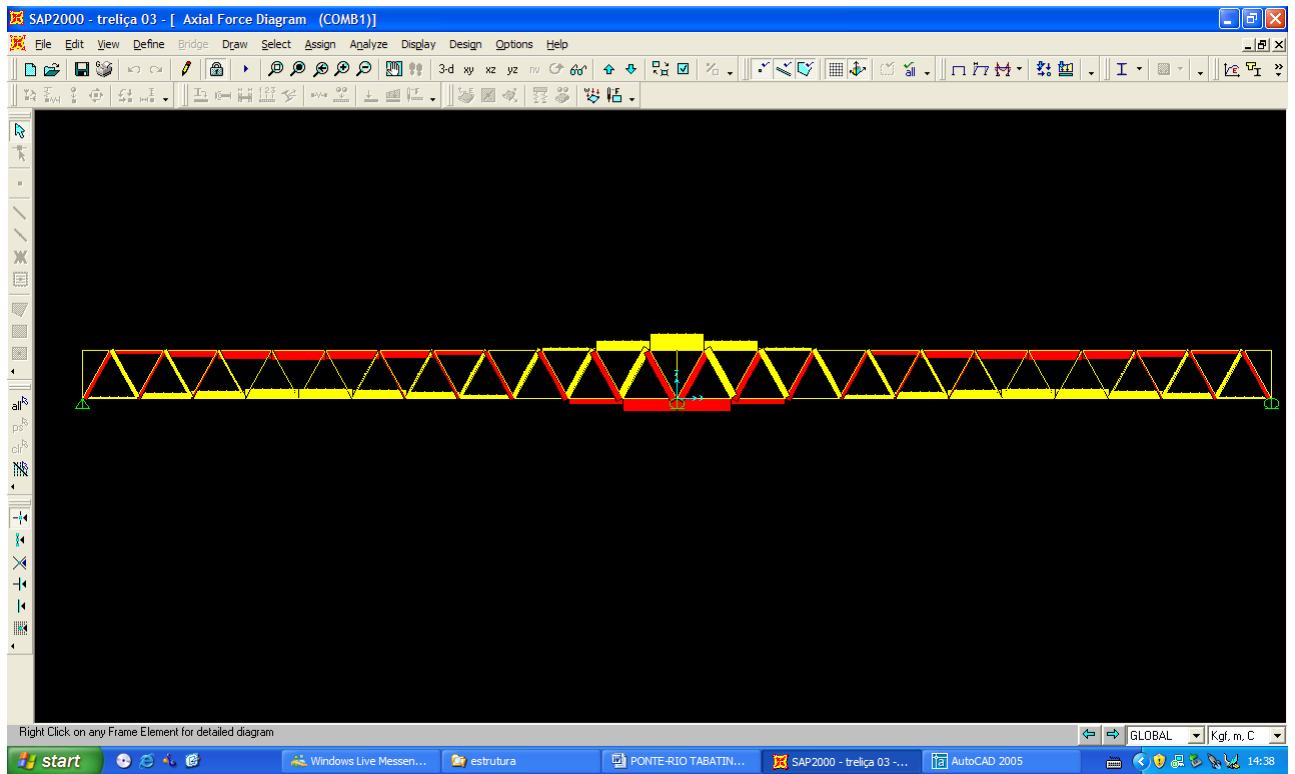
Esquema estrutural



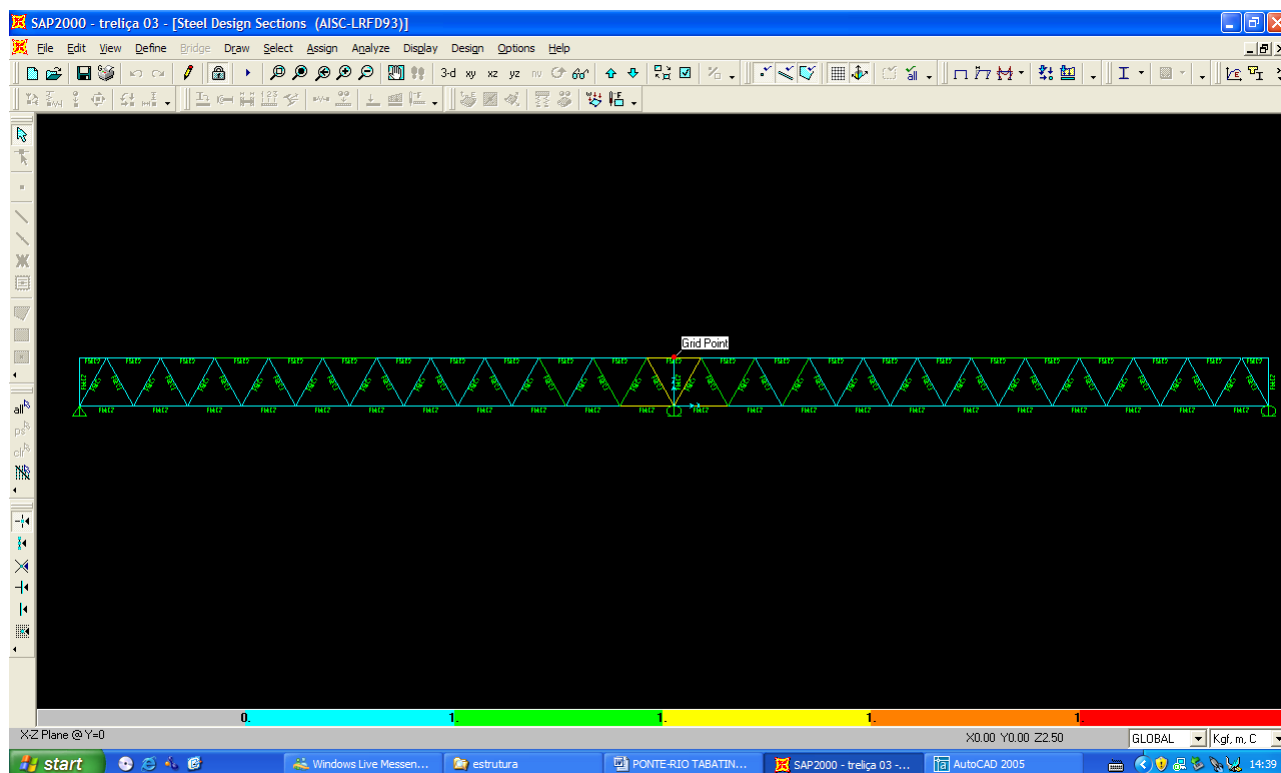
Cargas



Esforço normal



Análise das barras



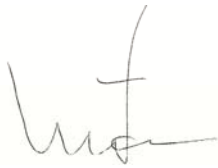
Quando as barras apresentam cores avermelhada, está caracterizando uma seção inferior a necessária. Neste caso não houve esta ocorrência o que denota que todas as barras estão devidamente dimensionadas.

4 – TERMO DE ENCERRAMENTO

4 – TERMO DE ENCERRAMENTO

Este Volume 3E – Memória de Cálculo das Estruturas, para os serviços objeto do contrato SR/PB – 01038/2010-00 possui 1561 (hum mil quinhentos e sessenta e uma) folhas numericamente ordenadas.

Belo Horizonte, 13 de Maio de 2016.



Contécnica Consultoria Técnica Ltda.
Mauro Campos de Faria
Coordenador