

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE MISTA SOBRE O RIO
MACAÉ**

**Maicon Dalvim Klem Ferreira
Marcos Antonio Klem Ferreira
Sergio Rafael Cortes de Oliveira**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JULHO – 2008

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE MISTA SOBRE O RIO
MACAÉ**

**Maicon Dalvim Klem Ferreira
Marcos Antonio Klem Ferreira
Sergio Rafael Cortes de Oliveira**

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientadora: Prof. Patrícia Habib Hallak, D. Sc.

Co-orientador: Prof. Gines Arturo Santos Falcon, D. Sc.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JULHO – 2008

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE MISTA SOBRE O RIO
MACAÉ**

**Maicon Dalvim Klem Ferreira
Marcos Antonio Klem Ferreira
Sergio Rafael Cortes de Oliveira**

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovado em 08 de julho de 2008.

Comissão Examinadora:

Prof.: Sérgio Tibana, D. Sc. – UENF

Prof.: Sergio Luis González Garcia, D. Sc. – UENF

Prof.: Gines Arturo Santos Falcon, D. Sc. – UENF (co-orientador)

Prof.: Patrícia Habib Hallak, D. Sc. – UENF (orientadora)

DEDICATÓRIA

Dedico este projeto primeiramente ao meu Pai do céu que é minha fonte de força e inspiração em tudo que faço e a quem dedico também a minha vida. A minha mãe celeste por sua intercessão. Aos meus pais Antonio Carlos Brito Ferreira e Orsilélia Maria Klem Ferreira, que foram encaminhados por Deus e amo de forma incondicional. Aos meus irmãos Marcelo Klem Ferreira e Marcos Antonio Klem Ferreira que participaram de forma direta e efetiva de minha criação e estiveram presentes juntamente com meus pais em todos os momentos da minha jornada. A meus avós e a todos os meus amigos e parentes que confiaram em mim até mesmo quando eu não acreditava.

Maicon Dalvim Klem Ferreira

Dedico este projeto a Deus Pai todo Poderoso e a Jesus Cristo nosso Salvador que estão sempre comigo e conhecem o meu caminho e a sua Mãe e Nossa mãe Maria Santíssima. Ao meu pai Antonio Carlos Ferreira que é um homem honrado e exemplo de um bom pai. À Orsilélia Ferreira que é uma boa, dedicada e carinhosa mãe. A meu irmão Marcelo que é um exemplo de dedicação em suas tarefas, ele que foi decisivo no meu ingresso à universidade. A meu irmão Maicon que é o meu amigo e companheiro. A minha noiva Mariana que esteve ao meu lado e nunca deixou que eu desanimasse. A minha avó Maria, que é um exemplo de perseverança e fé em Deus. E finalmente dedico carinhosamente a meu avô Norival, a meu tio Dalvim, a meu avô Hildebrando, a minha avó Abigail, estes que por algum motivo que não cabe a mim saber, não estão mais entre nós, mas tenho certeza, estão felizes, orgulhosos e torcendo por mim onde quer que eles estejam.

Marcos Antonio Klem Ferreira

Dedico este projeto primeiramente a Deus, o Maior Responsável pelas realizações que venho alcançando em minha vida e por me fazer suportar e superar todas as fases difíceis que enfrentei. Dedico também aos meus pais Sergio Alves e Cruzimar Cortes por lutarem em todo o tempo por tudo que há de melhor pra mim e pela dedicação durante todos os anos, com total amor e cuidado, assim como a minha irmã, Caroline Cortes. Dedico à minha noiva, Tansse Bóvio, sempre muito amorosa, atenciosa e paciente e por estimular os avanços em minha carreira. Dedico a minha avó Maria Madalena, por ter sido como mãe, a minha madrinha Margaret Alves e a minha tia Raquel Bernardo pelo amor, preocupação e por me darem forças para seguir em frente e não abandonar os meus ideais. Dedico ainda a todos que me colocaram em suas orações e torcem pelo meu sucesso.

Sergio Rafael Cortes de Oliveira

AGRADECIMENTOS

Agradecemos em primeiro lugar a Deus por nos trazer até mais uma importante fase de nossas vidas e por permitir todos os momentos maravilhosos que vivemos e ainda viveremos.

Aos nossos familiares pelo apoio, compreensão e torcida.

À nossa orientadora Patrícia Habib e ao nosso co-orientador Gines Arturo pelo apoio e dedicação.

Aos professores Sergio Gonzalez, Sergio Tibana e Paulo Maia pelos conhecimentos passados e por nos auxiliarem de forma que pudéssemos concluir este projeto.

Aos amigos Adilson Coelho, Marcos Vinícius, Cristiano Miller e Morena Loroza pela ajuda.

Aos amigos Rodolfo Gonçalves, peça fundamental, Isabel Crispim, Priscila Fernandes e Wagner Sterck que nos impulsionaram e estiveram ao nosso lado durante toda essa fase que passamos juntos e nos fizeram perceber a simplicidade do impossível como sendo o óbvio.

“Deus é nosso refúgio e nossa força,
Defensor sempre alerta nos perigos.
Por isso não tememos se a terra vacila,
Se as montanhas se abalam no seio do mar,
Se as águas do mar estrondam e fervem
E por sua fúria estremecem os montes.”

(SALMO 46, 2-4)

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – Introdução.....	1
1.1. Apresentação de Conceitos.....	1
1.1.1. Classificação.....	2
1.1.2. Principais funções dos elementos constituintes.....	4
1.1.3. Elementos geométricos.....	4
1.2. Informações sobre o projeto.....	7
1.2.1. Características da estrutura.....	7
1.2.2. Softwares utilizados.....	7
1.2.3. Elementos topográficos.....	7
1.2.4. Objetivos do projeto.....	8
CAPÍTULO 2 – Superestrutura.....	9
2.1. Dados do projeto.....	9
2.2 Cargas atuantes.....	11
2.2.1. Carga permanente anterior a cura do concreto da laje – Carga Permanente 1 (CP_1).....	11
2.2.2. Carga permanente posterior a cura do concreto da laje – Carga Permanente 2 (CP_2).....	12
2.2.3. Diagramas de esforços atuantes em todos os vãos devido às solicitações CP_1 e CP_2	14
2.2.4. Considerando as contribuições do impacto (I) e da carga móvel (CM).....	22
2.3. Cálculo dos esforços e envoltória.....	23
2.3.1. Vigas externas.....	23
2.3.2. Vigas internas.....	25
2.3.3. Trem-tipo final considerando o impacto.....	26
2.4. Cálculo das propriedades das seções.....	29
2.4.1. Propriedades da seção de aço.....	30
2.4.2. Propriedades da seção mista.....	37
2.5. Cálculo dos valores pertinentes à envoltória de esforços para cada seção das vigas.....	44
2.6. Verificação das vigas de aço e da laje.....	46
2.6.1. Tensões admissíveis.....	46

2.7. Verificação da deformação e contra-flecha.....	49
2.7.1. Flecha máxima devido à carga móvel e ao impacto – Vão de 40,0m.....	49
2.7.2. Flecha máxima devido à carga móvel mais impacto – Vão de 14,0m.....	51
2.7.3. Diagrama de contra-flecha.....	52
2.8. Conectores de cisalhamento.....	55
2.8.1. Conectores tipo STUD.....	55
2.8.1.1. Cálculo da distância entre os conectores.....	57
2.8.1.2. Verificação do número mínimo de conectores em ½ viga.....	58
2.8.2. Conectores tipo Stud.....	59
2.8.2.1. Cálculo da distância entre os conectores.....	60
2.8.2.2. Verificação do número máximo de conectores em ½ viga.....	60
2.9. Enrijecedor de apoio.....	61
2.10. Enrijecedores transversais intermediários.....	64
2.10.1. Verificação da necessidade de enrijecedores transversais para o vão de 40,0m.....	64
2.10.1.1. Espaçamento entre o apoio e o 1º enrijecedor transversal.....	64
2.10.1.2. Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários dos perfis extremos.....	65
2.10.1.3. Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários do perfil central.....	66
2.10.1.4. Dimensionamento dos Enrijecedores Transversais Intermediários.....	68
2.10.2. Verificação da necessidade de enrijecedores transversais para o vão de 14,0m.....	69
2.11. Enrijecedor longitudinal.....	69
2.11.1. Verificação da necessidade de enrijecedores longitudinais para o vão de 40,0m.....	69
2.12. Solda de composição dos perfis.....	70
2.12.1 Para o vão de 40,0m.....	70

2.12.2. Para o vão de 14,0m.....	72
2.13. Dimensionamento dos diafragmas.....	74
2.14. Verificação da fadiga.....	76
2.14.1. Vão de 40,0m.....	76
2.14.2. Vão de 14,0m.....	77
2.15. Emendas Parafusadas.....	78
2.15.1. Mesa superior.....	79
2.15.1.1. Parafusos.....	80
2.15.1.2. Talas.....	80
2.15.2. Mesa inferior.....	80
2.15.2.1. Parafusos.....	80
2.15.2.2. Talas.....	80
2.15.3. Alma.....	81
2.15.3.1. Esforços atuantes.....	81
2.15.3.2. Parafusos.....	81
2.15.3.3. Talas.....	82
2.15.4. Mesa Superior.....	83
2.15.4.1. Parafusos.....	83
2.15.4.2. Talas.....	83
2.15.5. Mesa inferior.....	84
2.15.5.1. Parafusos.....	84
2.15.5.2. Talas.....	84
2.15.6. Alma.....	85
2.15.6.1. Esforços atuantes.....	85
2.15.6.2. Parafusos.....	85
2.15.6.3. Talas.....	86
CAPÍTULO 3 – Mesoestrutura.....	87
3.1. Definição.....	87
3.2. O Método dos estados limites.....	87
3.3. Dados iniciais.....	88
3.4. Modelo de Cálculo.....	89
3.5. Carregamento atuante nos pilares.....	89
3.5.1. Obtenção de carga de frenagem e aceleração e carga de vento.....	89

3.5.2. Carregamento nos pilares proveniente dos vãos da estrutura.....	91
3.5.3. Peso próprio do cabeçote.....	92
3.5.3.1. Peso próprio do cabeçote do pilar 2.....	93
3.5.4. Peso próprio dos pilares.....	94
3.6. Obtenção das cargas concentradas a serem aplicadas aos nós das estruturas para a vista transversal (plano XY).....	95
3.6.1. Pilar 2.....	95
3.6.1.1. Situação 100% carregado.....	95
3.6.1.2. Situação do móvel no extremo.....	97
3.6.2. Pilares 3 e 4.....	98
3.6.2.1. Situação 100% carregado.....	98
3.6.2.2. Situação do móvel no extremo.....	100
3.6.3. Pilar 5.....	102
3.6.3.1. Situação 100% carregado.....	102
3.6.3.2. Situação do móvel no extremo.....	103
3.7. Obtenção das cargas concentradas a serem aplicadas aos nós das estruturas para a vista longitudinal (plano YZ).....	104
3.7.1. Pilar 2.....	104
3.7.1.1. Situação 100% carregado.....	104
3.7.1.2. Situação com apenas 1 dos estrados carregados.....	106
3.7.2. Pilares 3 e 4.....	108
3.7.2.1. Situação 100% carregado.....	108
3.7.2.2. Situação com apenas 1 dos estrados carregados.....	111
3.7.3. Pilar 5.....	114
3.7.3.1. Situação 100% carregado.....	114
3.7.3.2. Situação com apenas 1 dos estrados carregados.....	117
3.8. Dimensionamento das armaduras de aço.....	119
3.8.1. Pilares 3 e 4.....	119
3.8.1.1. Cabeçote do pilar.....	119
3.8.1.2. Pilares.....	124

3.8.1.3. Dimensionamento da armadura longitudinal do pilar.....	127
CAPÍTULO 4 – Bloco de Fundação.....	130
4.1. Dimensionamento dos blocos de coroamento.....	130
4.2. Cálculo da inclinação das estacas.....	131
4.3. Bloco hexagonal.....	132
4.4. Bloco retangular (cabeceiras).....	133
4.5. Cálculos.....	133
4.5.1. Bloco hexagonal.....	133
4.5.1.1. Inclinação das estacas.....	134
4.5.2. Bloco retangular (cabeceiras).....	135
4.5.2.1. Inclinação das estacas.....	136
CAPÍTULO 5 – Infra-Estrutura.....	137
5.1. Introdução.....	137
5.2. Cálculo da capacidade de carga.....	137
5.3. Sondagens.....	137
5.4. Tipo de estaca.....	137
5.5. Profundidade de cravação.....	138
5.6. Métodos estáticos empregados.....	138
5.6.1. Aoki-Velloso.....	138
5.6.2. Décourt-Quaresma.....	140
5.6.2.1. Resistência de ponta.....	140
5.6.2.2. Resistência lateral.....	141
CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	142
BIBLIOGRAFIA.....	143
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	145
APÊNDICE I.....	146
APÊNDICE II.....	199
APÊNDICE III.....	214
APÊNDICE IV.....	225
ANEXO I.....	238
ANEXO II.....	239
ANEXO III.....	240
ANEXO IV.....	242

ANEXO V.....	243
--------------	-----

RESUMO

A fim de colocar em prática os conceitos adquiridos em sala de aula durante a graduação, foi escolhido para tema deste Projeto Final de Curso de Bacharelado em Engenharia Civil o dimensionamento de uma ponte mista para o rio Macaé utilizando concreto armado e aço.

Esta ponte será localizada sobre o Rio Macaé, na cidade de Macaé, no Estado do Rio de Janeiro, promovendo o acesso do Distrito da Barra ao centro da cidade.

Com a construção desta ponte sobre o Rio Macaé, o trânsito poderá ser melhorado de maneira a evitar os exaustivos e freqüentes congestionamentos existentes nas horas de pico do trânsito. A ponte terá sentido único, já que sua construção se dará ao lado de uma ponte já existente, que, por sua vez, também funcionará em sentido único e contrário.

Aqui serão apresentadas todas as considerações, dados, memórias de cálculo utilizadas no projeto e dimensionamento, assim como todos os respectivos memoriais descritivos e detalhes, desenhos contendo cortes, detalhamentos e vistas, que sejam necessários ao bom entendimento do mesmo como um todo.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia Civil, Pontes, Concreto Armado, Aço, Estrutura Mista.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Relação entre o custo do emprego dos materiais e os vãos mais viáveis.....	2
Figura 2 – Esquema ilustrativo da vista longitudinal da estrutura e o valor considerado para a cota de máxima cheia.	8
Figura 3 – Seção transversal da ponte.....	9
Figura 4 – Seção do guarda-rodas.....	13
Figura 5 – Seção transversal com móvel em um dos extremos da ponte....	23
Figura 6 – Seção transversal sem móvel sobre o estrado da ponte.....	23
Figura 7 – Ação do trem-tipo nas vigas.....	25
Figura 8 – Seção transversal da ponte com móvel atuando em cima de uma das vigas internas.....	25
Figura 9 – Seção transversal da ponte sem móvel atuando sobre o estrado.....	26
Figura 10 – Trem-tipo atuando no vão de 14,0m.....	29
Figura 11 – Trem-tipo atuando no vão de 40,1m.....	29
Figura 12 – Perfil I de aço com as respectivas nomenclaturas para as dimensões.....	30
Figura 13 – Perfil I com as dimensões representadas para o vão de 14,0m.....	31
Figura 14 – Perfil único revisado para o vão de 14,0m.....	32
Figura 15 – Perfis 1 (trecho central) e 2 (extremo) para o vão de 40,0m.....	33
Figura 16 – Esquema representativo dos perfis constituintes do vão de 40,0m.....	33
Figura 17 – Cálculo do CG do perfil 1.....	34
Figura 18 – Cálculo do momento de inércia do perfil 1	35
Figura 19 – Quadro do cálculo da equivalência do perfil 2.....	37
Figura 20 – Representação da seção mista.....	38
Figura 21 – Esquema representativo das seções S0, S1 e S2 para o vão de 40,0m.....	44

Figura 22 – Esquema representativo do vão de 14,0m (constituído por único perfil).....	45
Figura 23 – Perfis 1 e 2 para cálculo de contra-flecha.....	50
Figura 24 – Perfis 1 e 2 adotados após verificação de contra-flecha.....	51
Figura 25 – Perfil único para cálculo de contra-flecha.....	52
Figura 26 – Esquema representativo da contra-flecha.....	52
Figura 27 – Esquema do conector tipo Stud... ..	56
Figura 28 – Esquema representativo do posicionamento dos conectores... ..	57
Figura 29 – Seção mista com as resultantes no aço e no concreto.....	58
Figura 30 – Conector tipo Stud.....	59
Figura 31 – Ilustração representativa do enrijecedor de apoio.....	62
Figura 32 – Esquema dos diafragmas na seção transversal da ponte.....	75
Figura 33 – Esquema do perfil I com solda.....	76
Figura 34 – Esquema representativo de perfis com emendas.....	77
Figura 35 – Esquema representativo de perfis com conectores e enrijecedores transversais.....	77
Figura 36 – Diagrama de tensões na emenda da viga.....	79
Figura 37– Diagrama de tensões na emenda da viga.....	82
Figura 38 - Esquema representativo da vista transversal (plano XY) e da vista longitudinal (plano ZY), respectivamente.....	88
Figura 39 – Pressão lateral dos ventos em pontes.....	90
Figura 40 – Geometria representativa do cabeçote do pilar.....	92
Figura 41 – Esquema representativo das muretas presentes nos pilares....	93
Figura 42 – Ilustração do bloco de concreto existente na chegada da longarina do vão de 14,0m.....	93
Figura 43 – Seção transversal dos pilares de concreto.....	94
Figura 44 – Esquema de cálculo para o pilar 2 (situação 100% carregado).....	96
Figura 45 – Diagrama esforço normal para o pilar 2 (situação 100% carregado).....	96
Figura 46 – Esquema de cálculo para o pilar 2 (situação móvel no extremo).....	97

Figura 47 – Diagrama de esforço normal para o pilar 2 (situação móvel no extremo).....	97
Figura 48 – Esquema de cálculo para os pilares 3 e 4 (situação 100% carregado).....	98
Figura 49 – Diagrama de esforço normal para os pilares 3 e 4 (situação 100% carregado).....	100
Figura 50 – Esquema de cálculo para os pilares 3 e 4 (situação móvel no extremo).....	101
Figura 51 – Diagrama de esforço normal para os pilares 3 e 4 (situação móvel no extremo).....	101
Figura 52 – Esquema de cálculo para o pilar 5 (situação 100% carregado).....	102
Figura 53 – Diagrama de esforço normal para o pilar 5 (situação 100% carregado).....	103
Figura 54 – Esquema de cálculo para o pilar 5 (situação móvel no extremo).....	104
Figura 55 – Diagrama de esforço normal para o pilar 5 (situação móvel no extremo).....	104
Figura 56 – Cargas e esforços normais atuantes no pilar 2 (situação 100% carregado).....	106
Figura 57 – Cargas e esforços normais atuantes no pilar 2 (situação 1 dos estrados carregados).....	108
Figura 58 – Cargas e esforços normais atuantes nos pilares 3 e 4 (situação 100% carregado).....	111
Figura 59 – Cargas e esforços normais atuantes nos pilares 3 e 4 (situação 1 dos estrados carregados).....	114
Figura 60 – Cargas e esforços normais atuantes no pilar 5 (situação 100% carregado).....	116
Figura 61 – Cargas e esforços normais atuantes no pilar 5 (situação 1 dos estrados carregados).....	119

Figura 62 – Comprimento de flambagem de uma barra engastada e rotulada.....	124
Figura 63 – Seção do pilar para cálculo do momento de inércia em relação aos eixos principais.....	125
Figura 64 – Resultante dos esforços em cada ponto de apoio do bloco.....	131
Figura 65 - Sistema de eixos utilizados no cálculo de blocos.....	132
Figura 66 – Figura representativa do bloco hexagonal com a locação de todas as estacas.....	132
Figura 67 – Figura representativa do bloco retangular com a locação de todas as estacas.....	133
Figura 68 – Bulbo de tensões numa estaca.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades do aço estrutural adotado.....	10
Tabela 2 – Tabela para cálculo do CG.....	34
Tabela 3 – Propriedades dos perfis 1, 2 e único, correspondentes aos vão de 40,0m e 14,0m.....	36
Tabela 4 – Propriedades da seção mista para o perfil 1 (central).....	41
Tabela 5 – Propriedades da seção mista para o perfil 2 (extremos).....	42
Tabela 6 – Propriedades da seção mista para o perfil único.....	44
Tabela 7 – Apresentação resumida dos resultados obtidos no SALT.....	45
Tabela 8 – Valores das dimensões de cada elemento dos perfis da extremidade e central.....	78
Tabela 9 – Valores das dimensões dos elementos do perfil único.....	83
Tabela 10 – Reações nos extremos dos vão de 14,0m e 40,0m.....	91
Tabela 11 – Resultados do cálculo de armadura inferior de tração do bloco hexagonal.....	133
Tabela 12 – Resultados relacionados à verificação da biela comprimida para o bloco hexagonal.....	134
Tabela 13 – Obtenção das inclinações de cada estaca para o bloco hexagonal.....	134
Tabela 14 - Resultados do cálculo de armadura inferior de tração do bloco retangular.....	135
Tabela 15 - Resultados relacionados à verificação da biela comprimida para o bloco retangular.....	135
Tabela 16 - Obtenção das inclinações de cada estaca para o bloco retangular.....	136
Tabela 17 – Valores de k e α para empregar na fórmula de Aoki-Velloso.....	139
Tabela 18 – Fatores de escala e execução.....	139
Tabela 19 – Valores de C para empregar na fórmula de Décourt-Quaresma..	140

Lista de abreviaturas, siglas, símbolos, sinais e unidades

$>$	Maior
$<$	Menor
\geq	Maior ou igual
\leq	Menor ou igual
$=$	Igual
\Rightarrow	Então
α	Coeficiente de dilatação térmica
α	Parâmetro de Aoki-Velloso que depende do tipo de solo
α	Resistência à fadiga
β	Coeficiente para cálculo de comprimento de flambagem de pilares em função dos seus vínculos externos
γ	Coeficiente de minoração de resistência
γ_{asf}	Peso específico do concreto asfáltico
γ_c	Peso específico do concreto armado
γ_s	Peso específico do aço
Δ	Flecha da viga de aço
Δ_{adm}	Flecha máxima da viga de aço
ΔL	Deslocamento ou variação de comprimento
ΔT	Variação de temperatura
θ	Ângulo de inclinação da resultante em relação a vertical
ρ	Taxa de armadura mínima
σ	Tensão atuante
$\tau_{l,ult}$	Tensão lateral última
τ_c	Resistência lateral da estaca
ϕ	Diâmetro
λ_x	Índice de esbeltez para o eixo x
λ_y	Índice de esbeltez para o eixo y
λ_1	Índice de esbeltez da peça para verificação de efeitos de 2ª ordem

°C	Grau Celsius
Σ	Somatório
a	Reação horizontal
A	Área
A_b	Área da biela
A_{nec}	Área necessária
A_s	Área de aço
A_{sc}	Área da seção do conector tipo Stud
A_{st}	Área do enrijecedor transversal
b	Distância entre as vigas
b	Reação vertical
b_c	Largura da mesa de concreto
b_i	Largura da mesa inferior do perfil de aço
b_s	Largura da mesa superior do perfil de aço
bsa	Largura máxima do enrijecedor de apoio
b_{si}	Largura do enrijecedor
b_w	Largura da viga para elementos de concreto
B	Diâmetro da estaca
B	Largura da ponte
cm	Centímetro
cm^2	Centímetro quadrado
cm^3	Centímetro cúbico
cm^4	Centímetro à quarta potência
C	Parâmetro de Décourt e Quaresma que depende do tipo de solo
CM	Carga móvel
CP ₁	Carga Permanente 1
CP ₂	Carga Permanente 2
d	Altura total do perfil de aço
d	Altura útil da viga para elementos de concreto
d	Diâmetro mínimo necessário para que a biela resista ao esforço atuante
d_s	Diâmetro do conector tipo Stud
d_0	Distância máxima entre grupos de conectores

d_0	Espaçamento do enrijecedor transversal intermediário
dist_diaf	Distância entre diafragmas
DRT	Distribuição, retração e temperatura
e_t	Espaçamento entre os tirantes do modelo de treliça
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço
Esb_comp	Esbeltez máxima para elementos principais comprimidos
Esb_trac	Esbeltez máxima para elementos principais tracionados
f_{bi}	Tensão máxima na mesa inferior do perfil
f_{bs}	Tensão máxima na mesa superior do perfil
f_c	Tensão máxima no concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto
f_{dist}	Fração da carga móvel para as vigas internas
fsa	Tensão atuante no enrijecedor de apoio
f_v	Tensão resistente de cisalhamento na alma
$f_{vmédio}$	Tensão cisalhante média
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço
f_{yk}	Resistência característica do aço
F	Força longitudinal devido a frenagem ou aceleração
F_b	Tensão admissível de tração e compressão na flexão
F_c	Tensão admissível de compressão no concreto
FS	Fator de segurança
Fsa	Tensão resistente para o enrijecedor de apoio
F_{tb}	Tensão admissível de tração área bruta
F_{tl}	Tensão admissível de tração área líquida
F_u	Limite de ruptura
F_{ub}	Resistência última da biela
F_v	Tensão admissível ao cisalhamento
F_v	Tensão admissível de cisalhamento na alma
Fve	Tensão de cisalhamento admissível do enrijecedor transversal
F_y	Limite de escoamento
F_{ys}	Tensão admissível na solda

F_1	Fator de escala e execução
F_2	Fator de escala e execução
h	Altura da alma do perfil de aço
h	Altura considerada para elementos de concreto
h_s	Altura do conector tipo Stud
I	Impacto
I	Ângulo de inclinação da estaca
IMI	Momento de inércia da seção mista para relação N inicial
IMIF	Momento de inércia da seção mista para relação N de longa duração
I_{sa}	Momento de inércia para o enrijecedor de apoio
I_{st}	Momento de inércia do enrijecedor transversal
I_x	Momento de inércia em relação ao eixo x que passa pelo CG do perfil
I_y	Momento de inércia em relação ao eixo y que passa pelo CG do perfil
k	Parâmetro de Aoki-Velloso que depende do tipo de solo
kgf	Quilograma-força
kN	Quilo-Newton
l_{e_x}	Comprimento de flambagem para o eixo x
l_{e_y}	Comprimento de flambagem para o eixo y
L	Comprimento do pilar
L	Vão teórico
L_0	Comprimento inicial
m	Metro
m_0	Momento estático da seção de concreto
m^2	Metro quadrado
m^3	Metro cúbico
m^4	Metro à quarta potência
mm	Milímetro
mm^2	Milímetro quadrado
mm^3	Milímetro cúbico
mm^4	Milímetro à quarta potência
Mcm	Momento devido à carga móvel
Mcp	Momento devido à carga permanente

M_d	Momento solicitante de projeto
M_{dres}	Momento resistente de projeto admitindo seção compacta
M_n	Momento nominal
MS_x	Momento estático em relação ao eixo x
MS_y	Momento estático em relação ao eixo y
num_diaf	Número de diafragmas
N	Newton
N	Número de golpes no ensaio de penetração
N	Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto
N	Carga axial na estaca
N_{cm}	Normal devido à carga móvel
N_{cp}	Normal devido à carga permanente
N_s	Número de conectores tipo Stud
P	Peso
P_{ap}	Carga da ponte atuante nos apoios
$P_{cabeçote}$	Peso do cabeçote do pilar
P_e	Carga concentrada sobre a longarina de aço ao longo do eixo longitudinal levando em conta o trem-tipo da carga concentrada
P_{et}	Peso da mureta de encontro dos tabuleiros
P_{FA}	Carga de frenagem e aceleração
P_m	Carga concentrada do trem tipo sobre as vigas, considerando o impacto
P_{mc}	Peso das muretas de contorno
P_{me}	Carga concentrada do trem tipo sobre as vigas externas
P_{mi}	Carga concentrada do trem tipo sobre as vigas internas
P_{pil-ex}	Carga da ponte no apoio extremo
P_{pp}	Peso próprio do pilar
PS	Perfil soldado
q_A	Carga linear sobre a longarina de aço ao longo do eixo longitudinal da ponte para o caso em que o veículo está sobre a seção considerada para um trem-tipo distribuído

q_B	Carga linear sobre a longarina de aço ao longo do eixo longitudinal da ponte para o caso em que o veículo já percorreu a seção considerada para trem-tipo distribuído
q_c	Resistência de ponta da estaca
q_m	Carga distribuída do trem tipo sobre as vigas, considerando o impacto
q_{me}	Carga distribuída do trem tipo sobre as vigas externas
q_{mi}	Carga distribuída do trem tipo sobre as vigas internas
$q_{p,ult}$	Tensão de ponta última
q_1	Carga da laje de concreto
q_2	Carga das vigas de aço
q_3	Carga do guarda-roda de concreto
q_4	Carga do revestimento asfáltico
Q_{adm}	Capacidade de carga admissível
Q_{cm}	Cortante devido à carga móvel
Q_{cmn}	Envoltória de esforço cortante Q devido às cargas móveis, negativo na seção considerada
Q_{cp}	Cortante devido à carga permanente
Q_{ult}	Capacidade de carga da estaca
r_{sa}	Raio de giração para o enrijecedor de apoio
R	Força resultante
R	Força devido ao vento
RD_{min}	Raio de giração mínimo para as diagonais
RM_{min}	Raio de giração mínimo para os montantes
R_{vn}	Resultante vertical nos nós dos apoios
R_x	Raio de giração em relação ao eixo x
R_y	Raio de giração em relação ao eixo y
s	Espaçamento entre as armaduras
S	Esforço de cisalhamento horizontal entre a alma e a mesa
Scm_{inf}	Esforço na solda da mesa inferior devido a carga móvel
Scm_{sup}	Esforço na solda da mesa superior devido a carga móvel
Scp_{inf}	Esforço na solda da mesa inferior devido a carga permanente
Scp_{sup}	Esforço na solda da mesa superior devido a carga permanente

S_r	Cisalhamento horizontal atuante por unidade de comprimento
S_{us}	Resistência última do conector de cisalhamento
t_c	Espessura média da laje
t_f	Tonelada-força
t_i	Espessura da mesa inferior do perfil de aço
t_r	Espessura média do revestimento asfáltico
t_s	Espessura da mesa superior do perfil de aço
t_{sa}	Espessura mínima para o enrijecedor de apoio
t_{si}	Espessura do enrijecedor
TT	Trem tipo
W	Módulo de resistência
WC	Módulo de resistência da seção de concreto para N inicial
WCF	Módulo de resistência da seção de concreto para N de longa duração
WIM	Módulo de resistência da seção mista abaixo da linha neutra para N inicial
WIMF	Módulo de resistência da seção mista abaixo da linha neutra para N de longa duração
W_s	Módulo de resistência da seção acima do eixo que passa pelo CG do perfil
WSM	Módulo de resistência da seção mista acima da linha neutra para N inicial
WSMF	Módulo de resistência da seção mista acima da linha neutra para N de longa duração
W_x	Módulo de resistência em relação ao eixo x
W_y	Módulo de resistência em relação ao eixo y
$x_{CG}(\bar{x})$	Posição do centro de gravidade no eixo x
$y_{CG}(\bar{y})$	Posição do centro de gravidade no eixo y
YM	Posição da linha neutra da seção mista para relação N inicial
YMF	Posição da linha neutra da seção mista para relação N de longa duração
Z	Módulo plástico da seção
Z_{rs}	Faixa de variação admissível para cisalhamento horizontal

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1. Apresentação de Conceitos:

Ponte é definida como uma obra de arte destinada à transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias, etc. Quando estes obstáculos não são constituídos por água, isto é, quando a ponte tem por objetivo a transposição de vales ou outras vias, é denominada viaduto (Pfeil,1983).

As pontes de pequenos vãos são conhecidas como pontilhões, contudo, as dimensões que as caracterizam ainda são indefinidas, há engenheiros que fixam os vãos limites em cinco metros, porém, há outros profissionais que definem valores diferenciados deste. É válido destacar, que apesar da tentativa de diferenciação de ambas as estruturas, as mesmas estão sujeitas aos idênticos procedimentos de projeto e construção.

Sob o ponto de vista funcional, a maioria das pontes, recebem as seguintes denominações quanto às partes constituintes das mesmas: infra-estrutura, mesoestrutura e superestrutura.

Infra-estrutura (ou fundação) – é a parte da ponte através da qual são transmitidos ao terreno de implantação da obra, rocha ou solo, os esforços recebidos da mesoestrutura. Entende-se como a infra-estrutura os blocos, as sapatas, as estacas, os tubulões, assim como as peças de ligação de seus diversos elementos entre si, e destes com a mesoestrutura como, por exemplo, os blocos de cabeça de estacas e vigas de enrijecimento desses blocos.

Mesoestrutura – são os pilares que recebem os esforços da superestrutura e os transmitem à infra-estrutura, em conjunto com os esforços recebidos diretamente de outras forças solicitantes da ponte, tais como pressões do vento e da água em movimento.

Superestrutura – é a parte da ponte composta geralmente pelas lajes e vigas principais e secundárias, é o elemento de suporte imediato do estrado, que constitui a parte útil da obra, sob ponto de vista de sua finalidade.

1.1.1. Classificação:

Abaixo são apresentadas algumas classificações que são atribuídas às pontes do ponto de vista de sua finalidade, material constituinte e tipo estrutural.

Quanto à finalidade:

As pontes sob esse aspecto podem ser denominadas como rodoviárias, ferroviárias, para pedestres, geralmente chamadas de passarelas, etc. Podem, ainda, destinar-se ao suporte de tubulações para água, esgoto, gás, óleo, pistas de aeroportos e até vias navegáveis (ponte canal).

Quanto ao material constituinte:

De acordo com o material com que predominantemente são construídas, as pontes podem ser de madeira, de pedra, de concreto armado, normal ou protendido, e metálicas (geralmente de aço e, excepcionalmente, de ligas de alumínio).

Na seqüência é mostrado um gráfico que apresenta uma relação entre o custo do emprego dos materiais associado ao vão da ponte. Este gráfico pode ser bastante útil no que tange a tomada de decisões para um projeto econômico e tecnicamente viável.

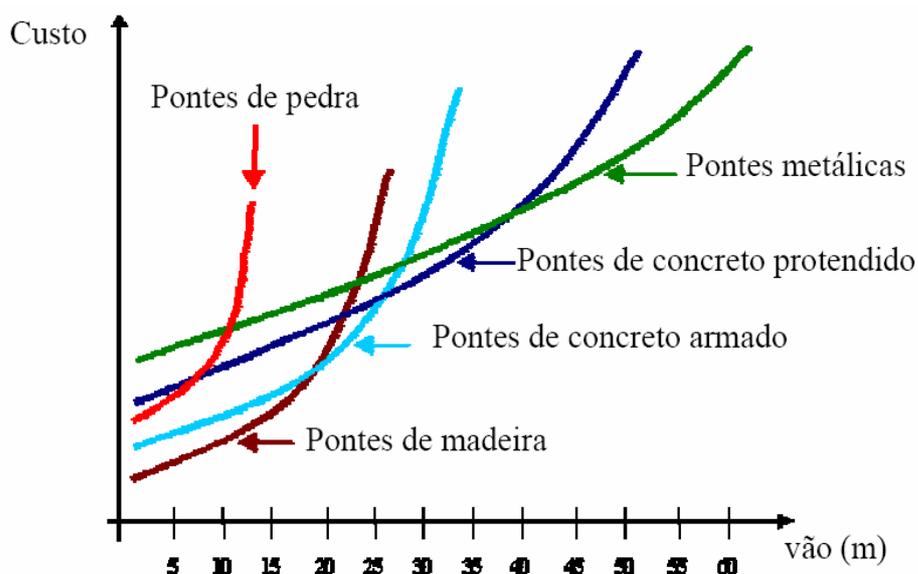


Figura 1 – Relação entre o custo do emprego dos materiais e os vãos mais viáveis.

Quanto ao tipo estrutural:

As pontes podem ser em laje, em vigas retas, de alma cheia, em treliça, em quadros rígidos, em arcos ou abóbadas e pênses ou suspensas.

Pontes provisórias

As pontes são chamadas de provisórias quando são construídas para serem utilizadas por um período de tempo relativamente curto, e o material empregado em sua construção é a madeira. Nos últimos anos, vem aumentando o emprego de pontes provisórias com superestruturas de vigas de aço, em treliça, que são de custo mais elevado que as de madeira, mas que podem ser desmontadas e empregadas várias vezes.

Pontes flutuantes

São utilizadas com freqüência pontes provisórias apoiadas em flutuadores, constituídos por barcos ou tambores metálicos. Podem também ser construídas pontes flutuantes não provisórias, cujos apoios são constituídos de flutuantes de aço ou de concreto armado.

Pontes com estrado móvel

Quando, na transposição de uma via navegável, o greide de uma estrada não pode ser elevado a uma altura suficiente para não obstruir o gabarito de navegação, torna-se necessária a construção de uma ponte com estrado móvel. Se tais pontes possuem diversos vãos, geralmente só um ou dois vãos apresentam estrado móvel.

As pontes móveis podem possuir dispositivos para movimentos de translação (pontes corrediças ou levadiças) ou de rotação (basculantes e giratórias).

As pontes corrediças ou deslizantes são as que possuem deslocamento horizontal na direção do eixo longitudinal.

As pontes levadiças são as que apresentam estrado com movimento de translação no plano vertical.

As pontes basculantes são aquelas cujo vão móvel gira em torno de um eixo horizontal; quando o vão é pequeno a rotação se faz em torno de um só eixo situado em um dos extremos. É mais comum, entretanto, ser o vão móvel dividido em duas partes iguais que giram em torno de eixos situados nos dois extremos.

As pontes giratórias são aquelas cujo estrado possui movimento de rotação em torno de um eixo vertical, sendo o ângulo de rotação, em geral de 90°.

1.1.2. Principais funções dos elementos constituintes:

A função viária da ponte é permitir que se tenha continuidade à estrada na transposição de um obstáculo. As funções viárias são desempenhadas pelos elementos mais ligados ao usuário, tais como: pista de rolamento, com ou sem acostamento; linha férrea, com ou sem lastro; passeios laterais; guarda-corpo; barreiras de proteção; etc.

A função estática consiste em conduzir as cargas da posição onde elas se encontram até o solo. As funções estáticas são representadas pelos principais elementos estruturais: lajes, vigamento secundário (longitudinal ou transversal), vigamento principal, pilares, blocos de transição e fundação.

A função da laje é receber diretamente as cargas dos veículos que circulam no tabuleiro. Nas pontes em concreto armado e protendido, as lajes também fazem parte das vigas T, contribuindo para a resistência a flexão das vigas.

O vigamento secundário tem a função de servir de apoio às lajes, conduzindo as reações destas ao vigamento principal. As teorias modernas permitem dimensionar lajes de grandes vãos, reduzindo a importância do vigamento secundário.

O vigamento principal é que vence os obstáculos que determinam o projeto da obra, transferindo as cargas dos vãos para os apoios sobre os pilares.

Os pilares recebem as cargas verticais e horizontais da superestrutura, transferindo-as para as fundações, que por sua vez as transferem ao terreno. Como a geometria da fundação em geral difere da do pilar, intercala-se um bloco de transição entre esses dois elementos.

1.1.3. Elementos geométricos:

Para o prosseguimento no entendimento das etapas desse projeto é fundamental o esclarecimento de algumas definições dos diversos elementos geométricos que condicionam o projetista de uma ponte, são eles:

Tramo de uma ponte

É o elemento constituinte da superestrutura situada entre dois elementos sucessivos da mesoestrutura.

Vão teórico do tramo

É a distância medida horizontalmente entre os centros de dois apoios sucessivos.

Vão livre do tramo

É a distância horizontal entre os paramentos de dois pilares ou de pilares e encontros.

Altura de construção de uma ponte

É a distância vertical medida entre o ponto mais alto da superfície do estrado e o ponto mais baixo da superestrutura, na seção que está sendo analisada. É um elemento de grande importância no projeto de uma ponte, pois, pode definir o tipo de estrutura para o projeto.

Altura livre abaixo de uma ponte

Como o próprio nome já diz, é a distância vertical entre o ponto mais baixo da superestrutura e o ponto mais alto do obstáculo transposto pela ponte, também na seção analisada. Se o objeto a ser transposto for um rio, a altura livre é medida até o nível da máxima enchente; caso seja uma via transposta por um viaduto, a altura livre é medida até o ponto mais alto da superfície de rolamento da via. Nas pontes construídas sobre vias navegáveis, a altura livre deve ser tal que permita a passagem das embarcações mais altas, mesmo em ocasiões de máxima cheia. Nos viadutos construídos sobre outras vias, a altura livre deve sempre exceder, com razoável folga, a altura do mais alto veículo.

Escondade

Quando o eixo longitudinal da ponte não forma um ângulo reto com o eixo longitudinal do obstáculo transposto, diz-se que a ponte é esconsa.

Largura das pontes rodoviárias

As pontes rodoviárias podem ser divididas quanto à situação geográfica em urbanas e rurais.

As pontes urbanas possuem pistas de rolamento, com largura igual à da rua ou avenida onde se localiza a obra, e passeios correspondentes às calçadas da rua.

As pontes rurais são construídas com a finalidade de escoar o tráfego das rodovias. As rodovias apresentam pistas de rolamento e acostamento laterais. Os acostamentos apresentam as seguintes propriedades:

- a) Possibilitam os desvios eventuais de veículos em tráfego;
- b) Servem como locais de parada de veículos;
- c) Propiciam trânsito de pedestres.

O primeiro tópico exprime uma propriedade que é essencial para o acondicionamento psicológico do motorista.

No caso de eliminação do acostamento, produz-se um estrangulamento psicológico da estrada, o qual resulta em redução do escoamento do tráfego.

Gabaritos das pontes

Denominam-se gabaritos os conjuntos de espaços livres que deve apresentar o projeto de uma ponte, para atender a diversas finalidades.

As pontes construídas sobre rodovias devem respeitar espaços livres, necessários para o tráfego de caminhões.

As pontes construídas sobre vias navegáveis devem atender aos gabaritos de navegação dessas vias.

Outros elementos necessários ao estudo de implantação do projeto de uma ponte são: elementos topográficos, elementos hidrológicos e elementos geotécnicos.

Cargas rodoviárias de cálculo, em serviço:

Segundo a norma NB6 (1982) as cargas utilizadas nos cálculos das pontes rodoviárias são de três classes, denominadas pelos pesos, em toneladas, dos veículos de cálculo.

- a) Rodovias Classe I – Classe 45
- b) Rodovias Classe II – Classe 30
- c) Rodovias Classe III – Classe 12

1.2. Informações sobre o projeto:

1.2.1. Características da estrutura:

- a) Ponte mista com comprimento aproximado de 174,0 metros;
- b) Rodovia de classe I;
- c) Classe 45 de cálculo;
- d) Superestrutura com vigamento em aço e laje em concreto armado;
- e) Mesoestrutura com pilares em concreto armado;
- f) Infra-estrutura em fundações profundas;

1.2.2. Softwares utilizados:

- a) AUTOCAD – utilizado para a confecção da parte gráfica do presente projeto;
- b) SALT – utilizado para a obtenção dos valores dos esforços quando inseridas as cargas móveis na estrutura;
- c) FTOOL – utilizado para a elaboração dos diagramas de solicitações nas estruturas;
- d) Excel – utilizado na confecção das planilhas com a programação dos resultados referentes ao dimensionamento de todos os elementos da ponte.

1.2.3. Elementos topográficos:

Para o estudo de implantação da ponte fez-se necessário o levantamento topográfico de tal maneira que pudesse ser obtida a planta do terreno onde se deve implantar a ponte procurando exceder de 50,0m, em cada extremidade, seu comprimento provável, e largura mínima de 30,0m, com curvas de nível, contendo a posição do eixo locado e a indicação de sua esconsidade.

A equipe não fez o levantamento das cotas do fundo do rio, logo o esquema apresentado abaixo ilustra a cota em tempos de máxima cheia e é uma estimativa dos prováveis valores, com referência nas marcas dessa cota em um dos pilares que constitui uma ponte já existente no local.

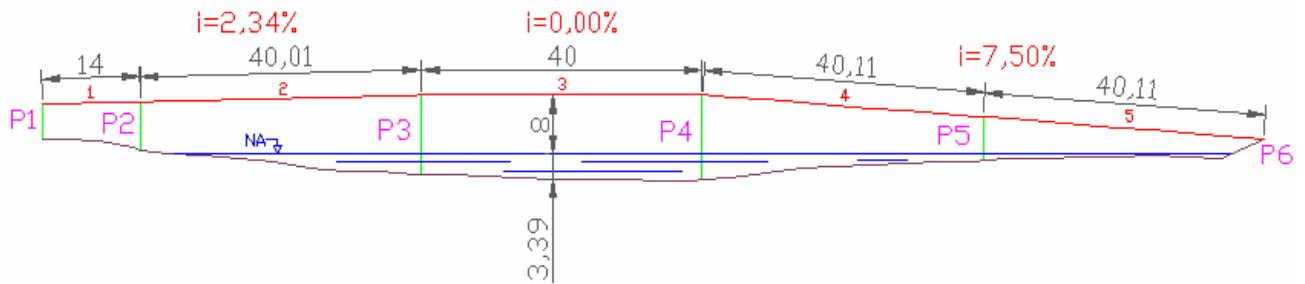


Figura 2 – Esquema ilustrativo da vista longitudinal da estrutura e o valor considerado para a cota de máxima cheia.

1.2.4. Objetivos do projeto:

Este projeto tem como objetivo primordial a aplicação de conceitos teóricos adquiridos em sala de aula no desenvolvimento de uma gama de etapas que envolvem a elaboração de um projeto estrutural de uma ponte mista, onde a laje e as vigas trabalharão juntas, de forma a aumentar a resistência à flexão das vigas. A ponte apresentará em sua constituição, uma combinação das distintas características de dois materiais, que são o concreto armado e o aço. Terá um comprimento aproximado de 174,0 metros e de classe 45. Será localizada sobre o rio Macaé, na cidade de Macaé, no Estado do Rio de Janeiro, promovendo o acesso do Distrito da Barra ao centro da cidade.

Na mesma localidade já existe uma ponte construída unindo os dois pontos citados no parágrafo anterior, contudo, com a construção desta nova ponte, o trânsito poderá ser melhorado, de tal forma que cada ponte funcione como via de sentido único. O fluxo de trânsito será consideravelmente aliviado, acabando conseqüentemente com os congestionamentos existentes nas horas que o trânsito se apresenta com maior intensidade e amenizando a ocorrência de acidentes.

CAPÍTULO II – SUPERESTRUTURA

2.1. Dados do projeto:

Neste capítulo serão apresentados os cálculos da superestrutura da ponte com vãos de 14,0m e 40,0m com vigas soldadas de alma cheia e seção mista, utilizando o Método das Tensões Admissíveis. Esse Método considera o dimensionamento satisfatório quando a máxima tensão atuante na seção é inferior a uma tensão admissível, obtida através da divisão entre a máxima tensão (ou tensão resistente) do material e um fator de ponderação ($\sigma_{\max} < \bar{\sigma} = \frac{f_{\text{resistente}}}{\gamma}$). Pode ser considerado menos racional que o Método dos Estados Limites, pois expressa todas as fontes de incertezas (esquema de análise, carregamento na estrutura, resistência do material, etc.) nos cálculos através de um único fator de segurança (FS), contudo, não é um método inconsistente.

A seção transversal adotada para este projeto apresentará 4 vigas espaçadas de 3,5m e balanços de 1,25m formando um tabuleiro de 13,0m de largura. A laje de concreto terá espessura média de 19,0cm e será moldada in loco.

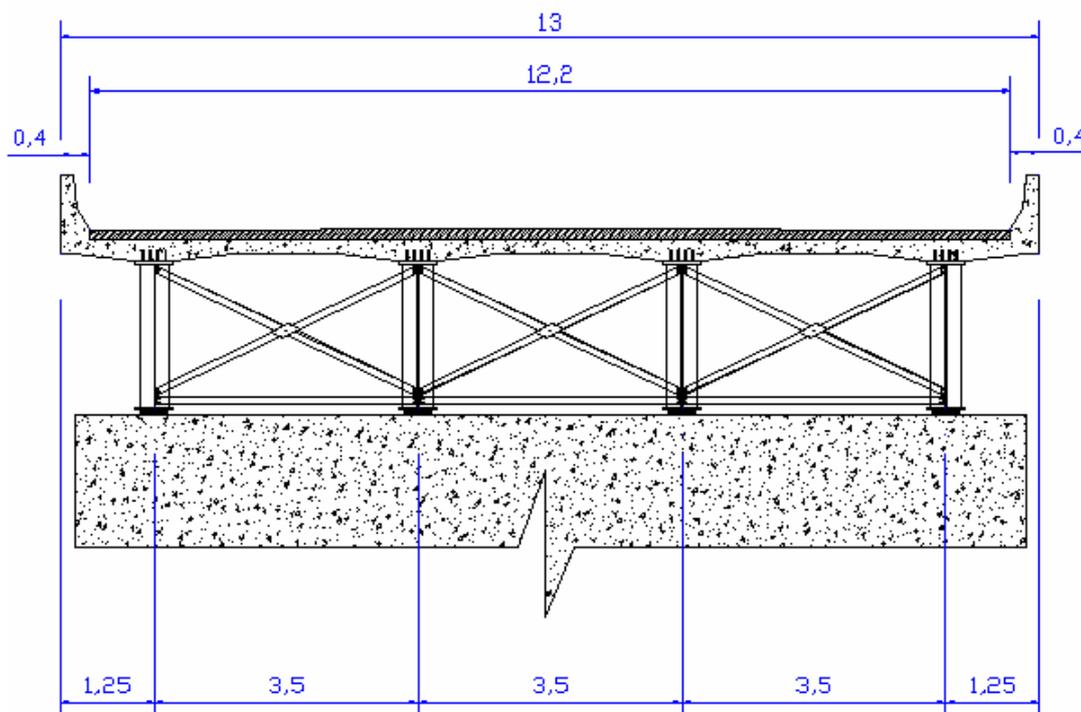


Figura 3 – Seção transversal da ponte.

Comprimento de cada vão da ponte:

1°vão - 14,0m

2°vão - 40,0m

3°vão - 40,0m

4°vão - 40,1m

5°vão - 40,1m

Largura da ponte (B) = 13,0m

Distância entre as vigas (b) = 3,5m

Espessura média das lajes de concreto (t_c) = 19,0cm

Espessura média do revestimento asfáltico (t_r) = 12,5cm

Peso específico do concreto asfáltico (γ_{asf}) = $18,0 \frac{kN}{m^3}$

Resistência do concreto da laje (f_{ck}) = 25MPa = $2,5 \frac{kN}{cm^2}$

Peso específico do concreto armado (γ_c) = $25,0 \frac{kN}{m^3}$

Peso específico do aço (γ_s) = $78,5 \frac{kN}{m^3}$

O aço estrutural escolhido é o designado pela ASTM como A588 cujas propriedades se encontram na tabela 1:

Tabela 1 – Propriedades do aço estrutural adotado:

Designação ASTM	A 588
Características	Aço de alta resistência mecânica e à corrosão
Espessura das chapas	Até 102mm
Limite de ruptura – F_u	$48,5 \frac{kN}{cm^2}$
Limite de Escoamento – F_y	$35,0 \frac{kN}{cm^2}$

O aço em questão é de baixa liga. Aços desse tipo apresentam acréscimo de alguns elementos de liga que melhoram as suas propriedades mecânicas, através da modificação da microestrutura para grãos mais finos. Com isso, tem-se resistência elevada com baixo teor de carbono, o que facilita a soldagem, recurso utilizado no projeto.

2.2. Cargas atuantes:

O vão teórico de cálculo é definido como a distância considerada de centro a centro dos apoios, descontando do valor total do vão o correspondente a 30,0 cm de cada extremidade para apoiar os aparelhos de apoio.

Pode-se obter os valores de vãos teóricos através de:

$$L = \text{Vão Total} - (2 \cdot 0,3)\text{m}.$$

$$1^\circ \text{vão} \Rightarrow L_1 = 14,0 - 0,6 = 13,4\text{m}$$

$$2^\circ \text{vão} \Rightarrow L_2 = 40,0 - 0,6 = 39,4\text{m}$$

$$3^\circ \text{vão} \Rightarrow L_3 = 40,0 - 0,6 = 39,4\text{m}$$

$$4^\circ \text{vão} \Rightarrow L_4 = 40,1 - 0,6 = 39,5\text{m}$$

$$5^\circ \text{vão} \Rightarrow L_5 = 40,1 - 0,6 = 39,5\text{m}$$

2.2.1. Carga permanente anterior a cura do concreto da laje – Carga Permanente 1 (CP₁):

a) Carga da laje de concreto (q₁):

$$q_1 = t_c \cdot \frac{B}{4} \cdot \gamma_c = 0,19 \cdot \frac{13}{4} \cdot 25 = 15,4 \frac{kN}{m}$$

A fórmula está dividida por 4 já que esta é a quantidade de vigas do projeto.

b) Carga das vigas de aço (q₂):

$$q_2 = (\text{Estrutura} + \text{Escoramento}) \cdot \frac{B}{4}$$

b.1) Peso da estrutura metálica:

Através da leitura do gráfico que se encontra no anexo I, para pontes classe 45t, $F_y = 35,0 \frac{kN}{cm^2}$ e $b = 3,5\text{m}$, pode-se obter:

Para o 1ºvão (14,0m):

$$\text{Estrutura}_1 = 88,0 \frac{kg}{m^2} = 0,88 \frac{kN}{m^2}$$

Para o 2º, 3º, 4º e 5º vãos (40,0m):

$$\text{Estrutura}_{2,3,4,5} = 170,0 \frac{kg}{m^2} = 1,7 \frac{kN}{m^2}$$

b.2) Estimativa do peso de escoramento da laje de concreto (Manual CBCA):

$$\text{Escoramento} = 20,0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

b.3) Valores de cargas sobre as vigas:

Para o 1ºvão (14,0m):

$$q_{2-1} = (0,88 + 0,2) \cdot \frac{13}{4} = 3,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para o 2º, 3º, 4º e 5ºvãos (40,0m):

$$q_{2-2,3,4,5} = (1,7 + 0,2) \cdot \frac{13}{4} = 6,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pode-se obter a carga permanente 1 total através de $\boxed{CP_1 = q_1 + q_2}$.

Para o 1ºvão (14,0m):

$$CP_{1-1} = q_1 + q_2 = 15,4 + 3,51 = 18,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para o 2º, 3º, 4º e 5ºvãos (40,0m):

$$CP_{1-2,3,4,5} = q_1 + q_2 = 15,4 + 6,2 = 21,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.2.2. Carga permanente posterior a cura do concreto da laje – Carga Permanente 2 (CP₂):

As cargas permanentes colocadas após a cura do concreto da laje também serão consideradas distribuídas igualmente para todas as longarinas.

a) Guarda-roda de concreto (q₃):

Obtenção da área da seção do guarda-roda:

$$A_1 = 47 \cdot 18 = 846,0\text{cm}^2$$

$$A_2 = 4 \cdot \frac{47}{2} = 94,0\text{cm}^2$$

$$A_3 = 22 \cdot 25 = 550,0\text{cm}^2$$

$$A_4 = 25 \cdot \frac{18}{2} = 225,0\text{cm}^2$$

$$A_5 = 15 \cdot 40 = 600,0\text{cm}^2$$

$$\Sigma A = 2315\text{cm}^2 = 0,2315\text{m}^2$$

$$q_3 = (\Sigma A \cdot \gamma_c) \cdot \frac{2}{4} = (0,23 \cdot 25) \cdot \frac{2}{4} = 2,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

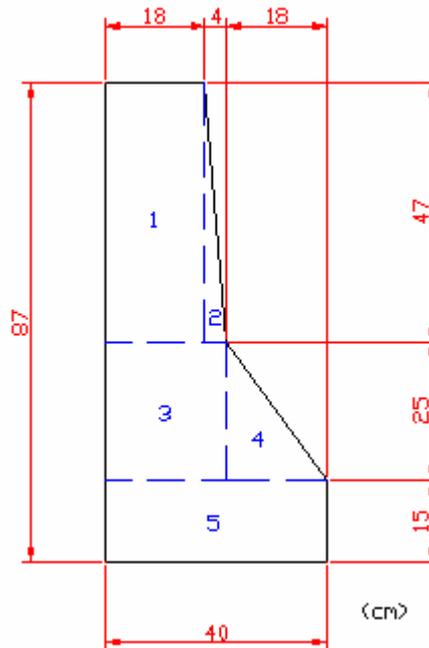


Figura 4 – Seção do guarda-rodas.

b) Revestimento asfáltico (q_4):

$$q_4 = [t_r \cdot (B - 2 \cdot 0,4) \cdot \gamma_{\text{asf}}] \cdot \frac{1}{4} = [12,5 \cdot (13 - 2 \cdot 0,4) \cdot 18] \cdot \frac{1}{4} = 6,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Obtém-se a carga permanente 2 total através de $\boxed{CP_2 = q_3 + q_4}$.

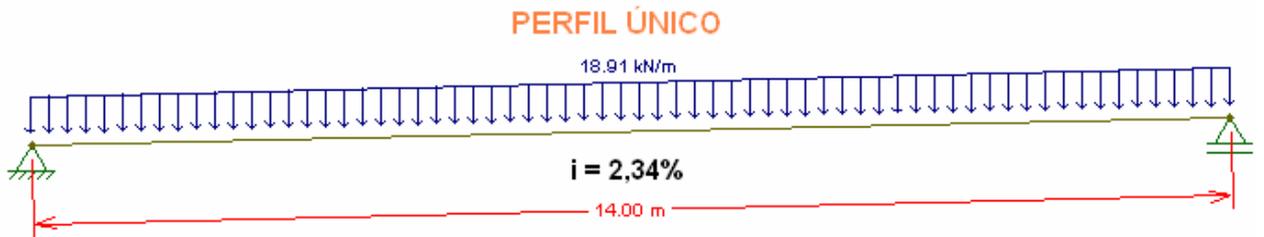
Para o 1°, 2°, 3°, 4° e 5° vãos:

$$CP_{2-1,2,3,4,5} = q_3 + q_4 = 2,9 + 6,9 = 9,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.2.3. Diagramas de esforços atuantes em todos os vãos devido às solicitações CP₁ e CP₂:

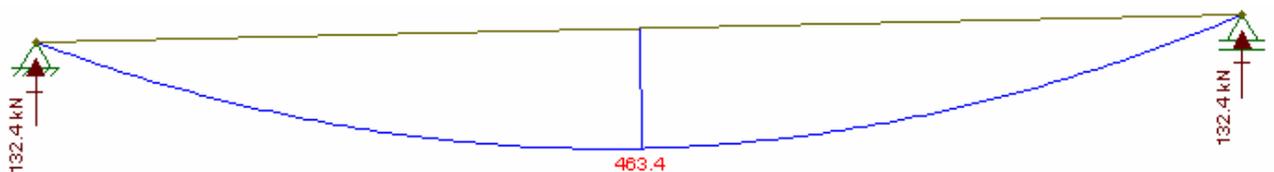
Vão 1 (14,0m):

Esquema de Cálculo:

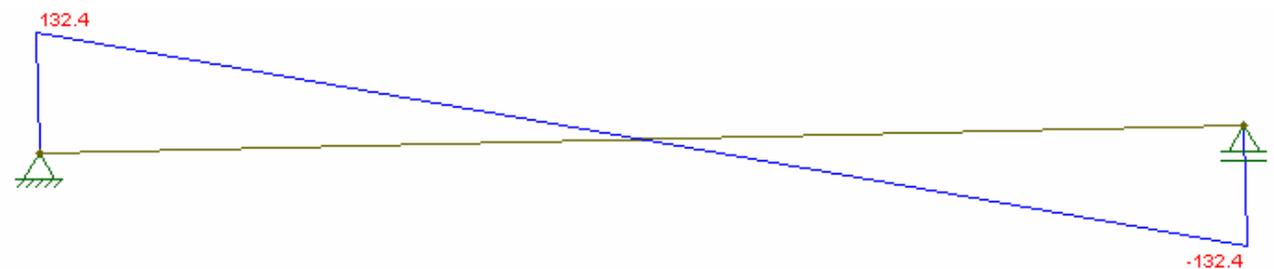


Carga permanente 1 (CP1):

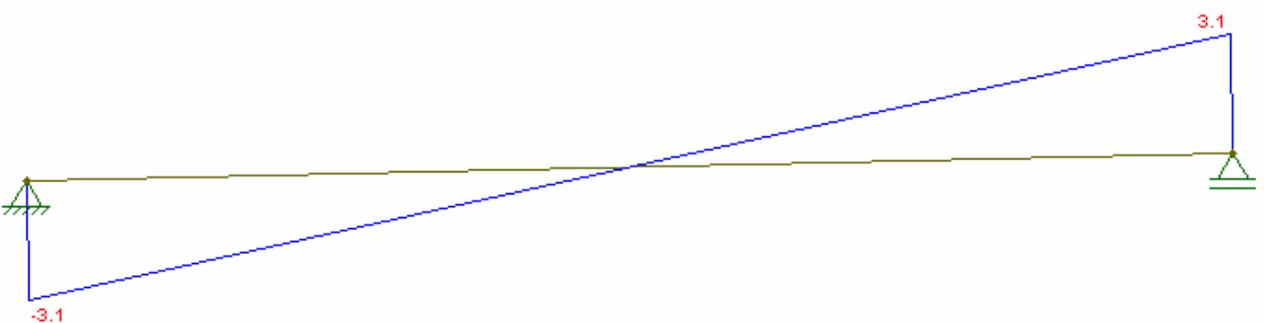
Momento Fletor (kN.m)



Esforço Cortante (kN)



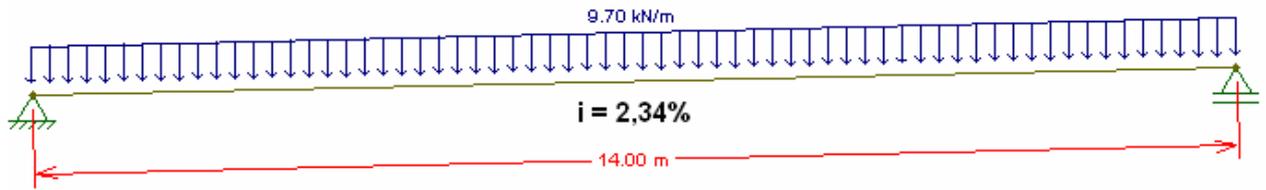
Esforço Normal (kN)



Apesar do software não mostrar reação horizontal, o mesmo esboça o diagrama de esforço normal, pois o vão de 14,0m apresenta inclinação, ainda que seja pequena.

Vão 1 (14,0m):

Esquema de Cálculo:

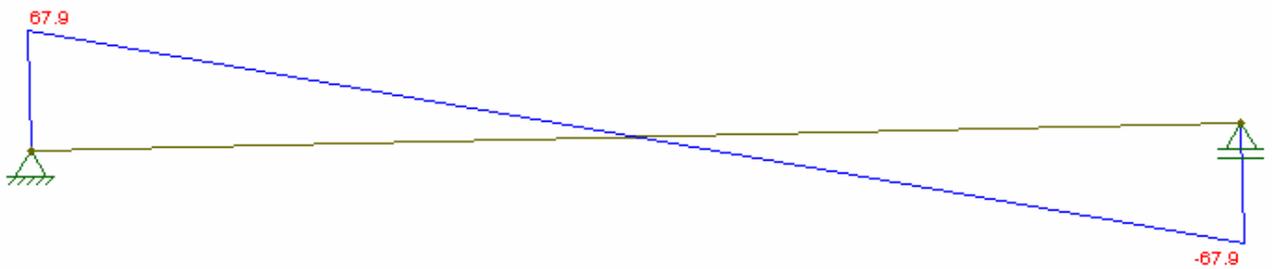


Carga permanente 2 (CP2):

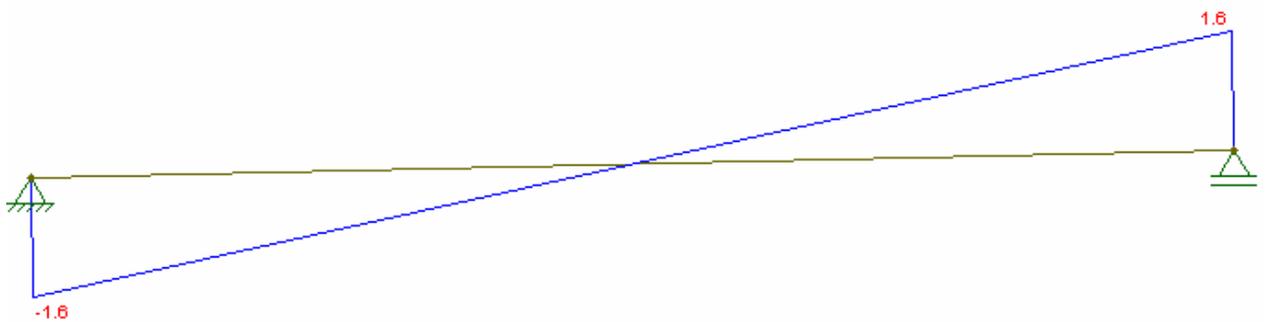
Momento Fletor (kN.m)



Esforço Cortante (kN)

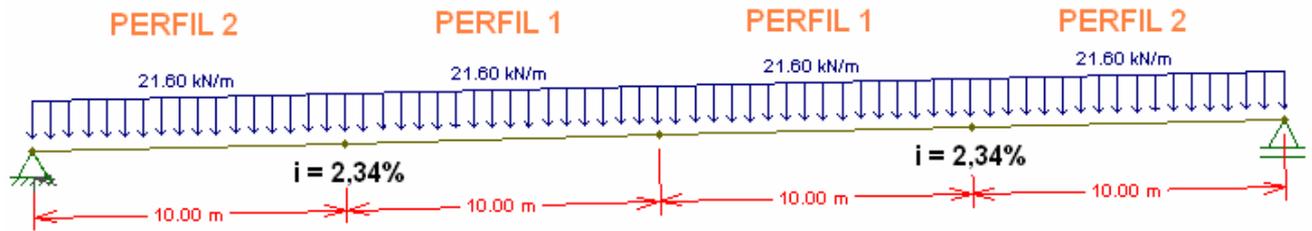


Esforço Normal (kN)



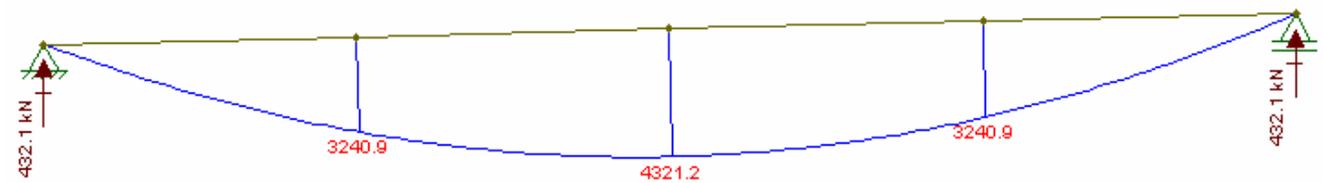
Vão 2 (40,0m):

Esquema de Cálculo:

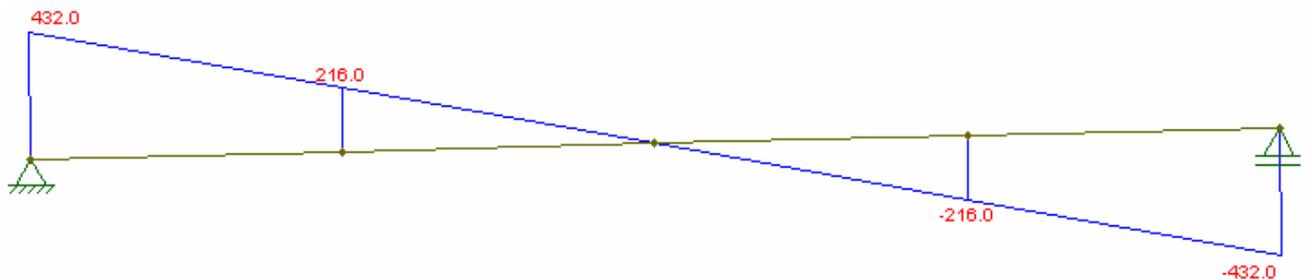


Carga permanente 1 (CP1):

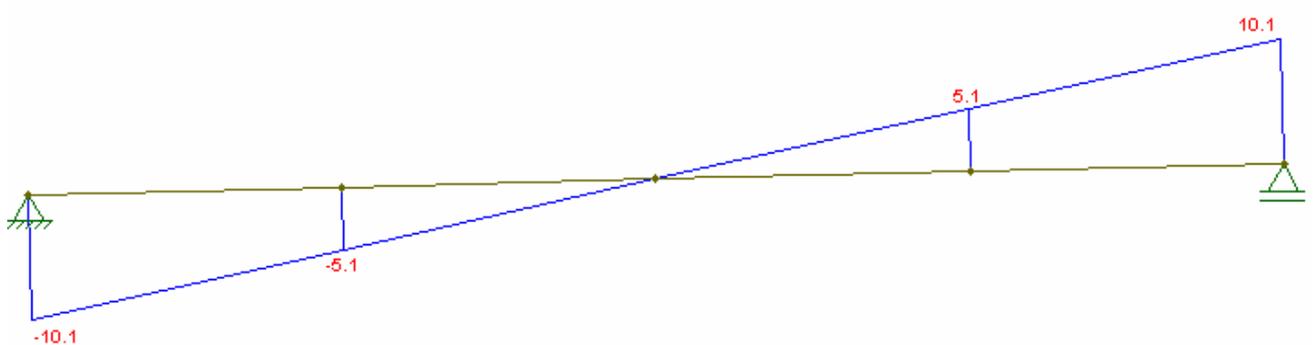
Momento Fletor (kN.m)



Esforço Cortante (kN)



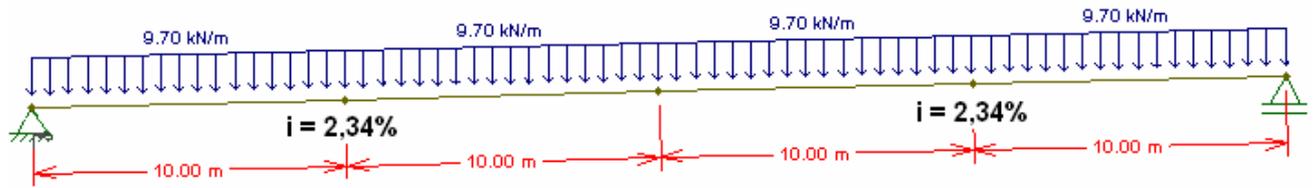
Esforço Normal (kN)



Apesar do software não mostrar reação horizontal, o mesmo esboça o diagrama de esforço normal, pois o vão 2 de 40,0m também apresenta inclinação conforme indicada.

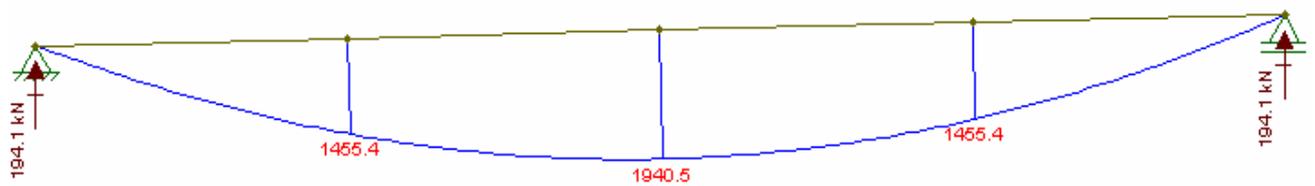
Vão 2 (40,0m):

Esquema de Cálculo:

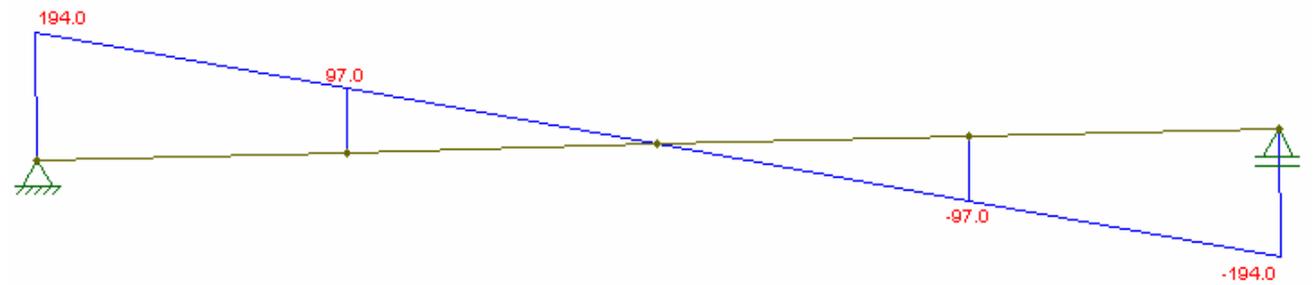


Carga permanente 2 (CP2):

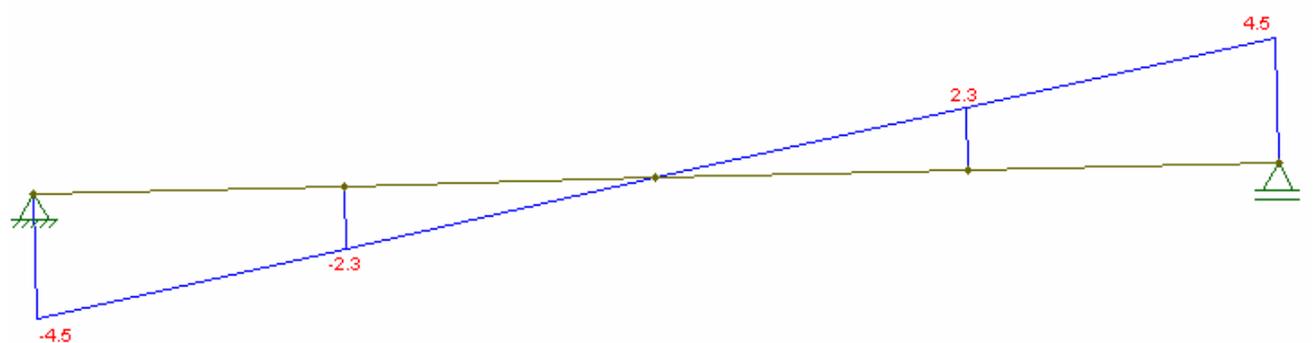
Momento Fletor (kN.m)



Esforço Cortante (kN)

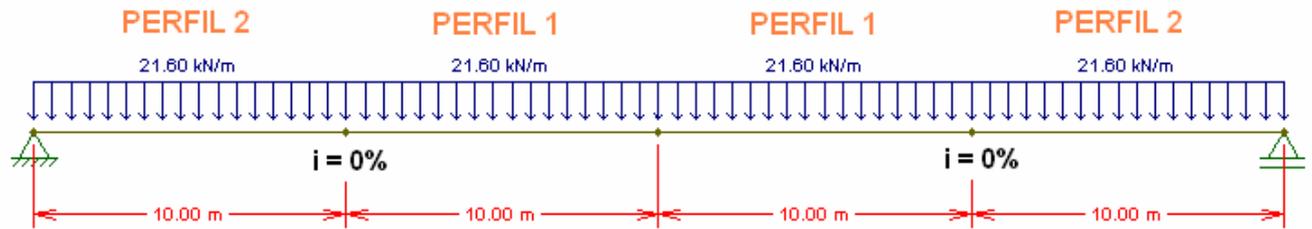


Esforço Normal (kN)



Vão 3 (40,0m):

Esquema de Cálculo:

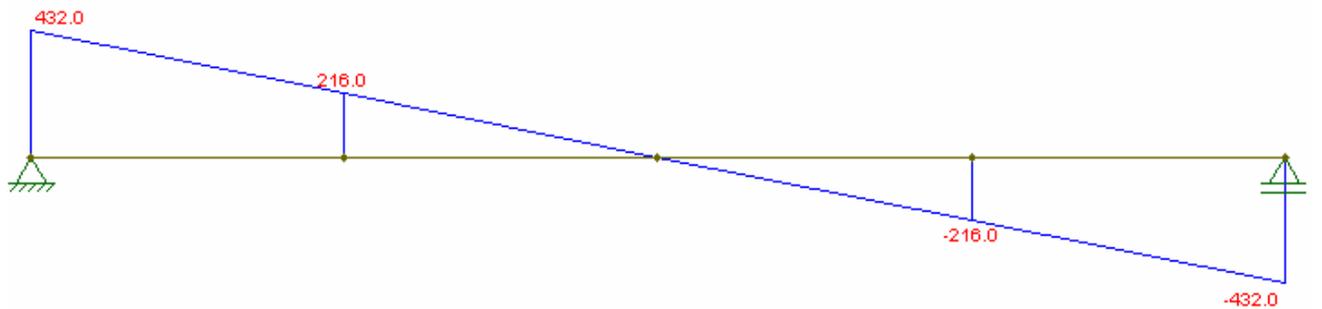


Carga permanente 1 (CP1):

Momento Fletor (kN.m)



Esforço Cortante (kN)



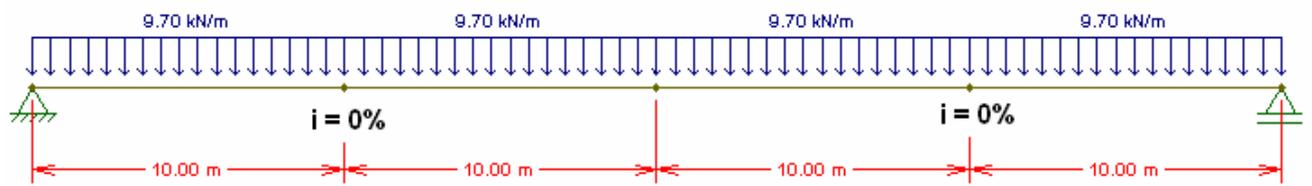
Esforço Normal (kN)



Observe que o vão 3 (40,0m) não apresenta inclinação, isto é, $i = 0\%$, não há reação horizontal, conseqüentemente, não existe esforço normal.

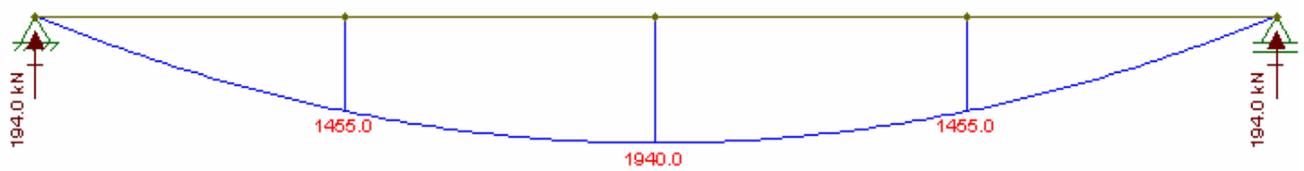
Vão 3 (40,0m):

Esquema de Cálculo:

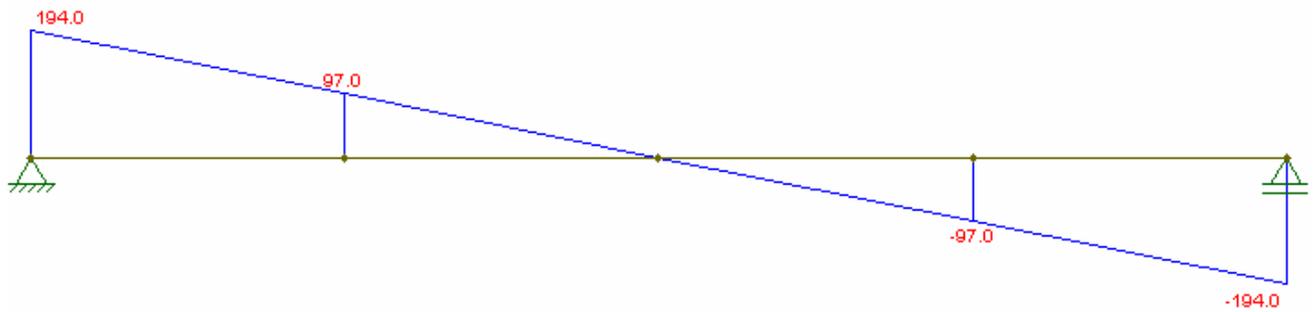


Carga permanente 2 (CP2):

Momento Fletor (kN.m)



Esforço Cortante (kN)

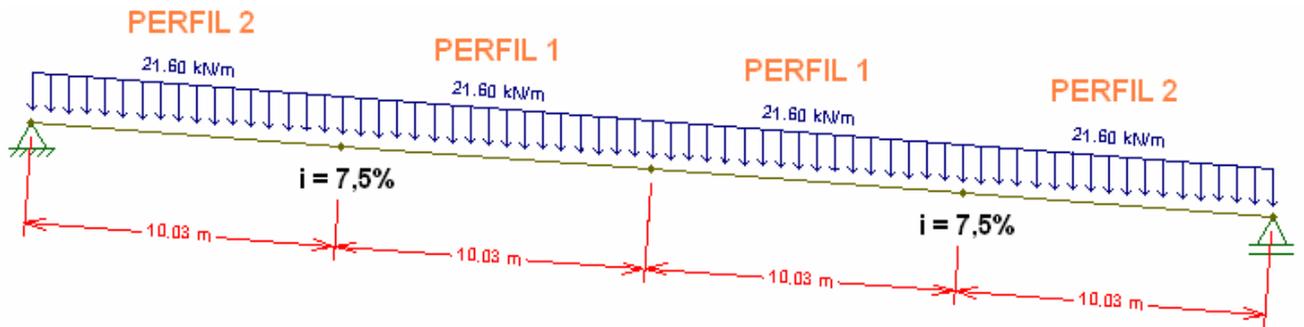


Esforço Normal (kN)



Vãos 4 e 5 (40,1m):

Esquema de Cálculo:

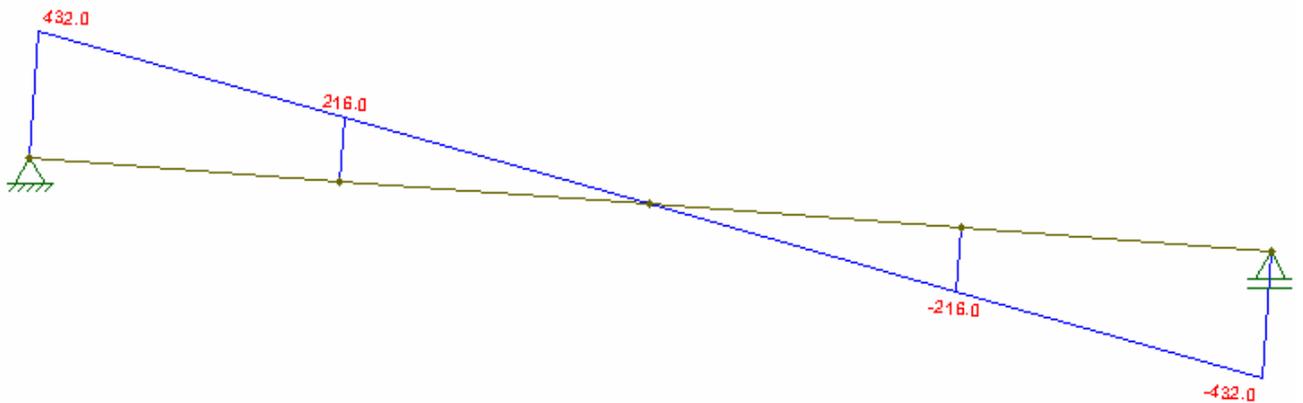


Carga permanente 1 (CP1):

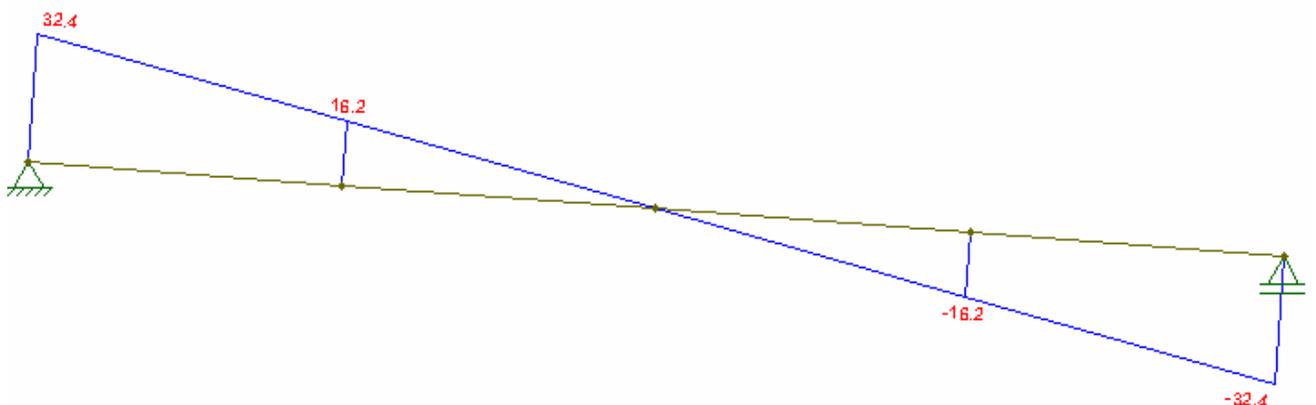
Momento Fletor (kN.m)



Esforço Cortante (kN)



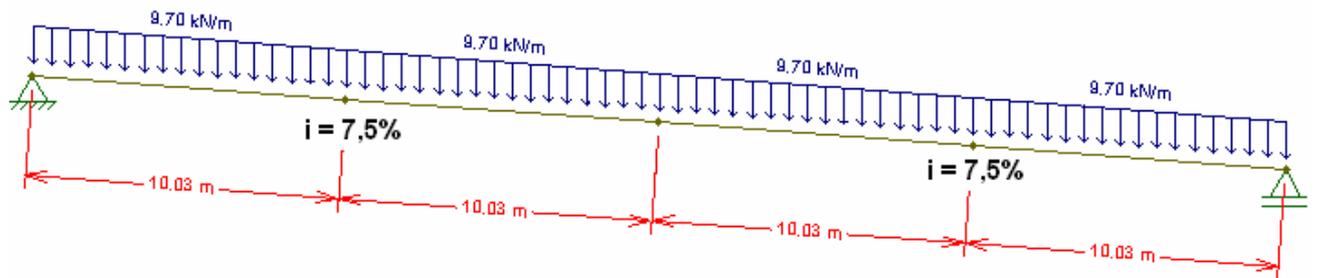
Esforço Normal (kN)



Apesar do software não mostrar reação horizontal, o mesmo esboça o diagrama de esforço normal, pois os vãos 4 e 5 de 40,0m apresentam inclinação de 7,5%.

Vãos 4 e 5 (40,1m):

Esquema de Cálculo:

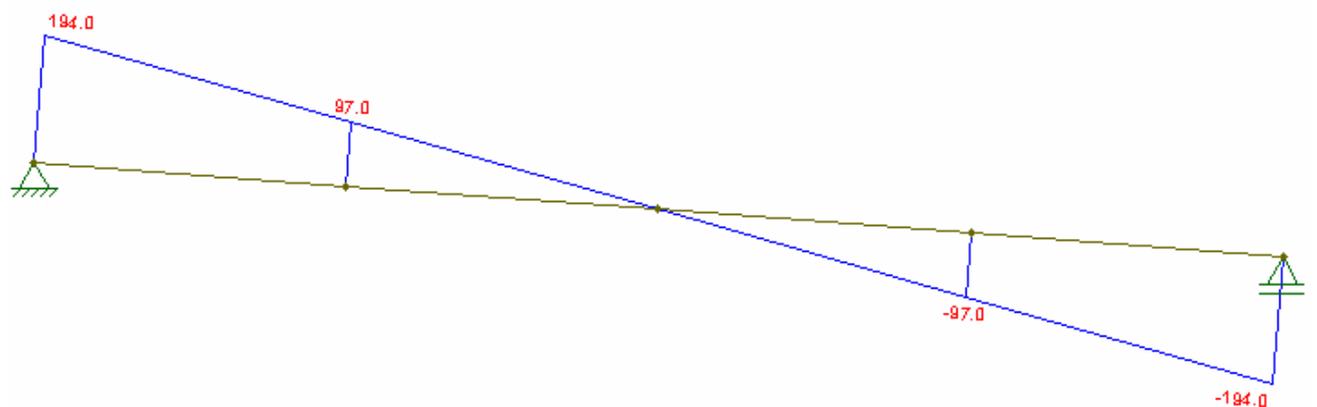


Carga permanente 2 (CP2):

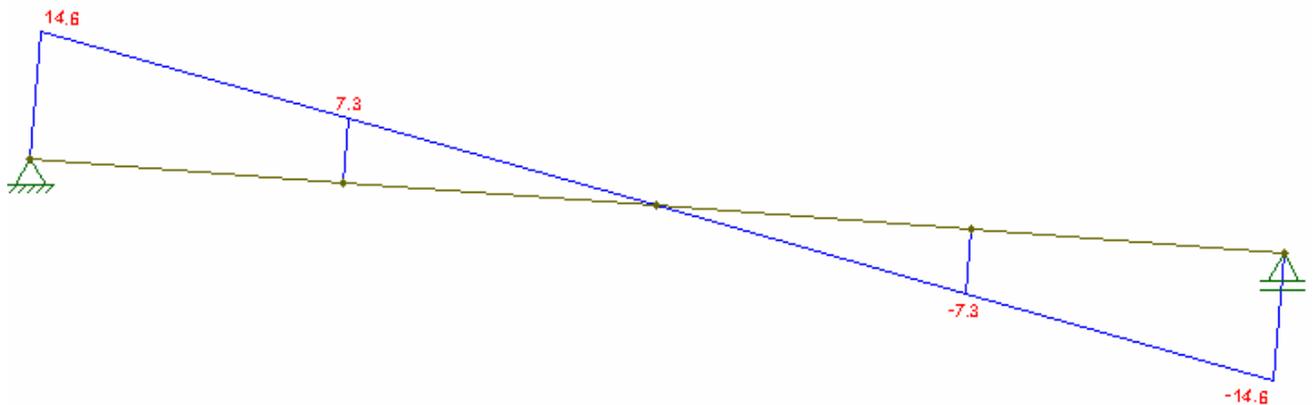
Momento Fletor (kN.m)



Esforço Cortante (kN)



Esforço Normal (kN)



2.2.4. Considerando as contribuições do impacto (I) e da carga móvel (CM):

a) Obtenção do coeficiente de impacto:

De acordo com a NBR – 7187/2003: $I = 1,4 - 0,007L \geq 1$,

onde L é o comprimento de cada vão teórico do elemento carregado (m)

Para o 1º vão:

$$I_1 = 1,4 - 0,007 \cdot 13,4 = 1,31$$

Para o 2º e 3º vãos:

$$I_{2,3} = 1,4 - 0,007 \cdot 39,4 = 1,12$$

Para o 4º e 5º vãos:

$$I_{2,3} = 1,4 - 0,007 \cdot 39,5 = 1,12$$

b) Trem tipo (NBR 7188 – classe 45t) – TT:

$$TT = 450\text{kN}$$

$$P = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.3. Cálculo dos esforços e envoltória:

2.3.1. Vigas externas:

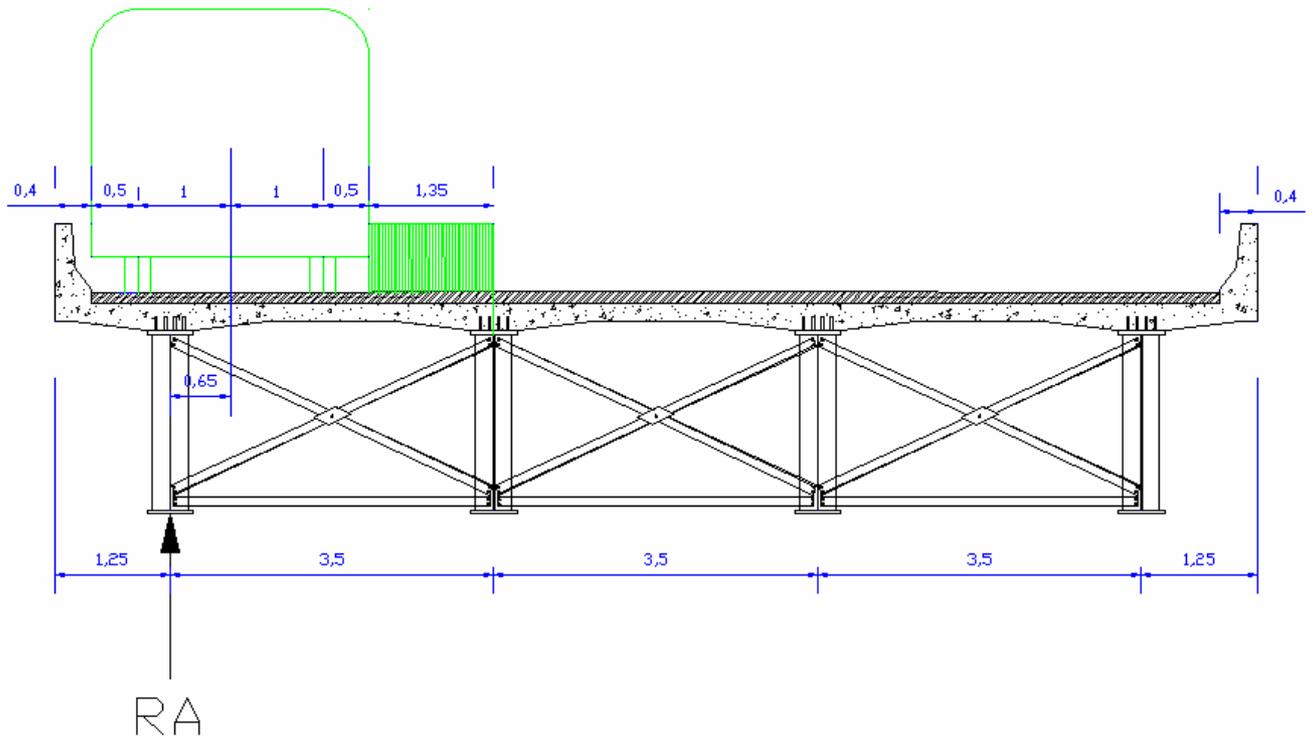


Figura 5 – Seção transversal com móvel em um dos extremos da ponte.

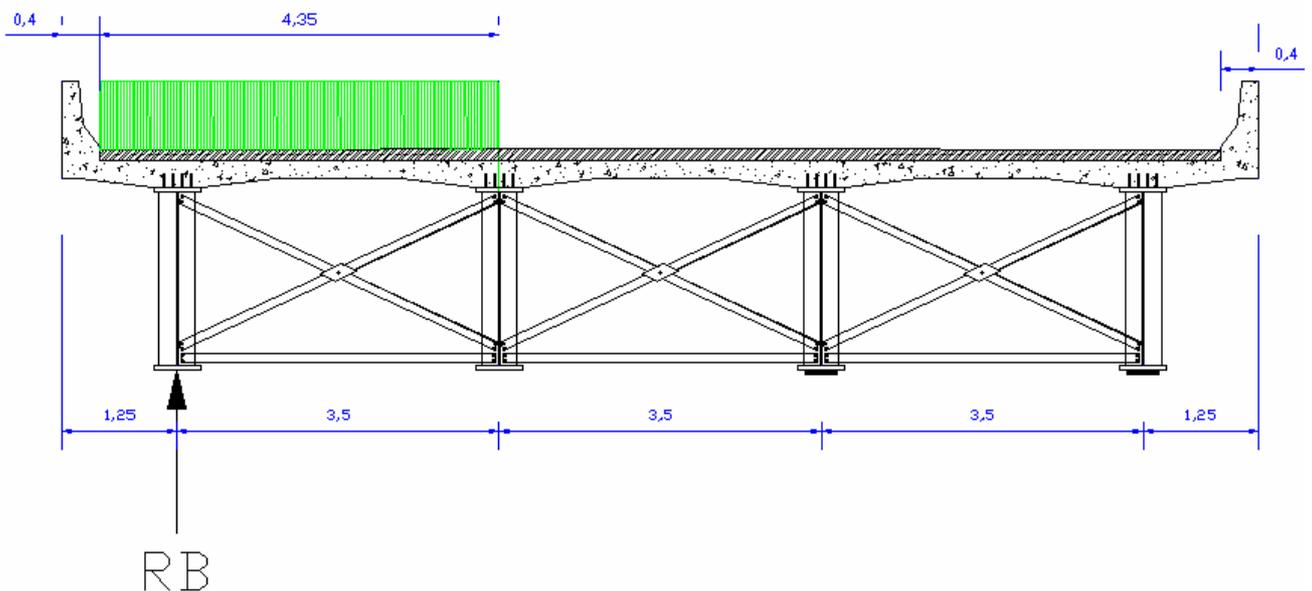


Figura 6 – Seção transversal sem móvel sobre o estrado da ponte.

O trem tipo para as vigas externas é obtido considerando que a laje está simplesmente apoiada nas duas longarinas.

$$ex = 0,4 + 1,5 \cdot \frac{(B-3 \cdot b)}{2} = 0,65\text{m}$$

onde ex é a medida do centro do perfil extremo e o centro do veículo tipo.

$$q_A = \frac{P(b-ex-1,5)^2}{2b} = \frac{5(3,5-0,65-1,5)^2}{2 \cdot 3,5} = 1,3 \frac{kN}{m}$$

q_A – é a carga linear sobre a longarina de aço ao longo do eixo longitudinal da ponte para o caso em que o veículo está sobre a seção considerada para um trem-tipo distribuído.

$$q_B = \frac{P \cdot 3(b-ex)}{b} = \frac{5 \cdot 3(3,5-0,65)}{3,5} = 12,2 \frac{kN}{m}$$

q_B – é a carga linear sobre a longarina de aço ao longo do eixo longitudinal da ponte para o caso em que o veículo já percorreu a seção considerada para trem-tipo distribuído.

$$P_e = \frac{TT}{3} \cdot \frac{(b-ex)}{b} = \frac{450}{3} \cdot \frac{(3,5-0,65)}{3,5} = 122,1\text{kN}$$

TT está dividido pela quantidade de eixos.

P_e – é a carga concentrada sobre a longarina de aço ao longo do eixo longitudinal levando em conta o trem-tipo da carga concentrada.

Trem-tipo sobre as vigas externas:

$$q_{me} = q_A + q_B = 13,5 \frac{kN}{m}$$

$$P_{me} = (P_e - q_B \cdot \frac{6}{3}) = (122,1 - 12,2 \cdot \frac{6}{3}) = 97,7\text{kN}$$

A NBR permite homogeneizar as cargas distribuídas e subtrair das cargas concentradas as parcelas correspondentes.

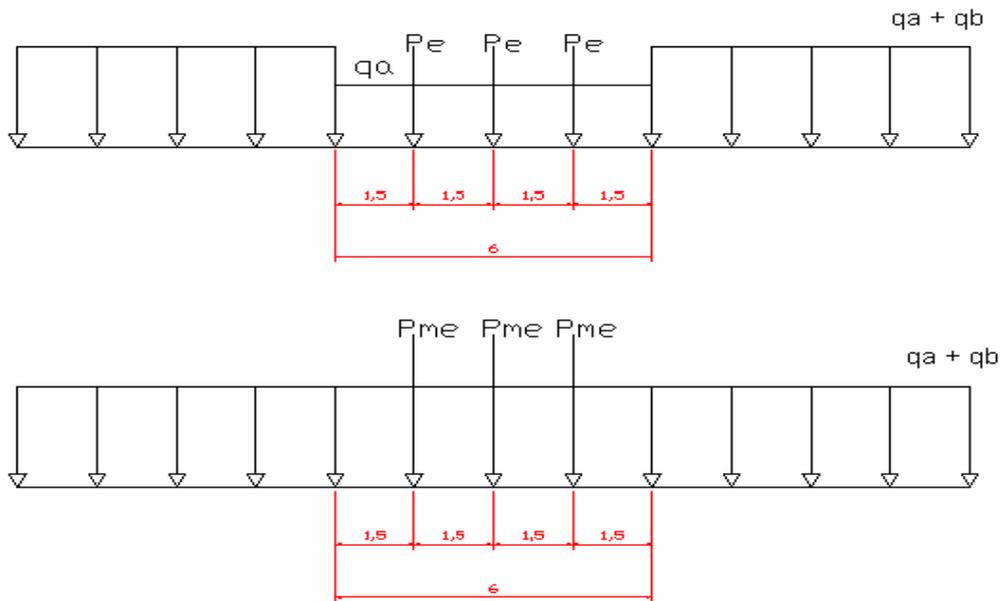


Figura 7 – Ação do trem-tipo nas vigas.

2.3.2. Vigas internas:

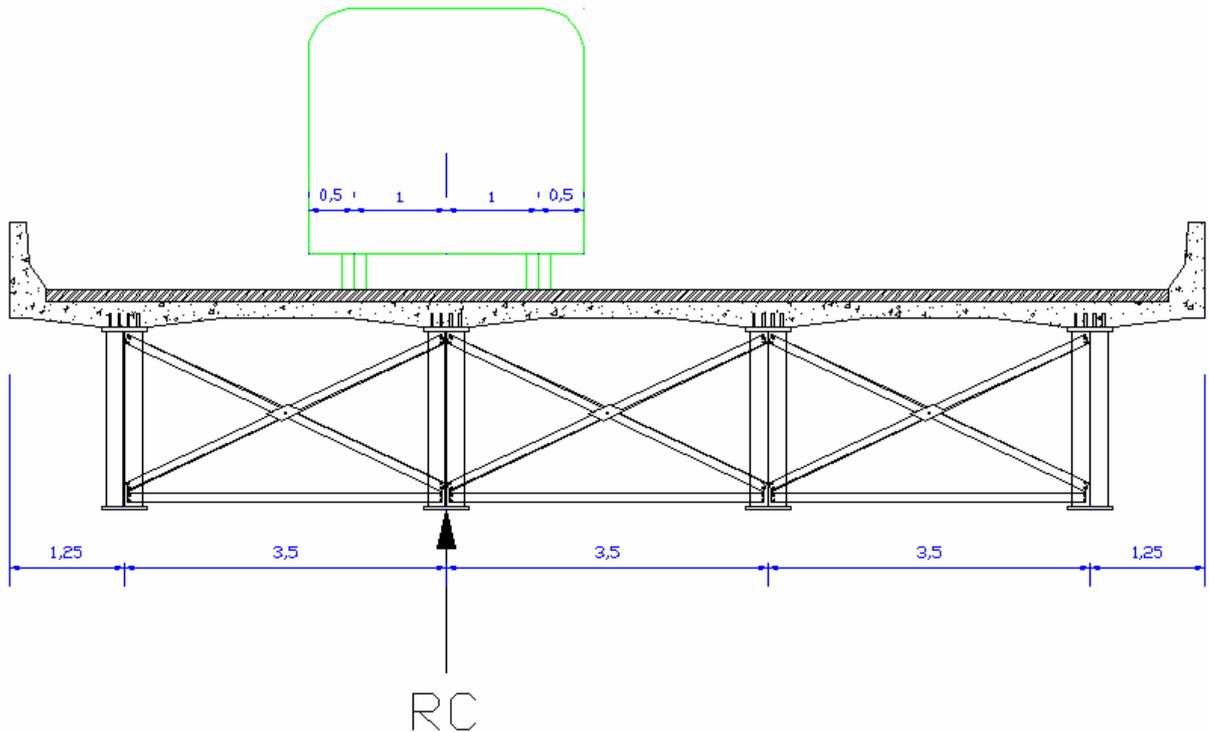


Figura 8 – Seção transversal da ponte com móvel atuando em cima de uma das vigas internas.

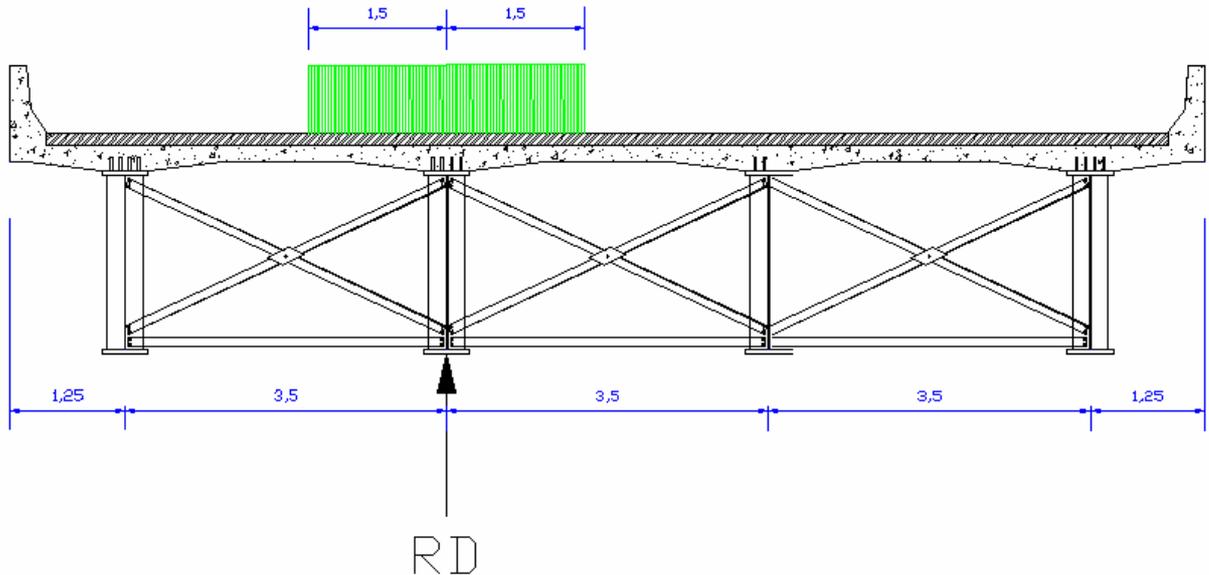


Figura 9 – Seção transversal da ponte sem móvel atuando sobre o estrado.

Em vista da complexidade da análise teórica envolvida na distribuição lateral das cargas para as longarinas, utilizou-se o método empírico previsto na AASHTO/02.

O método determina a distribuição lateral das cargas como uma fração ($\frac{b}{1,676} \cong 60\%b$) de uma faixa de tráfego de 3,0m de largura e só se aplica para pontes de tabuleiro de concreto apoiado em vigas metálicas afastadas em até 4,3m.

$$\text{Fração da carga móvel para as vigas internas } (f_{\text{dist}}) = \frac{\frac{b}{1,676}}{2} = 1,04$$

Trem-tipo sobre as vigas internas:

$$q_{\text{mi}} = P \cdot 3 \cdot f_{\text{dist}} = 5 \cdot 3 \cdot 1,04 = 15,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

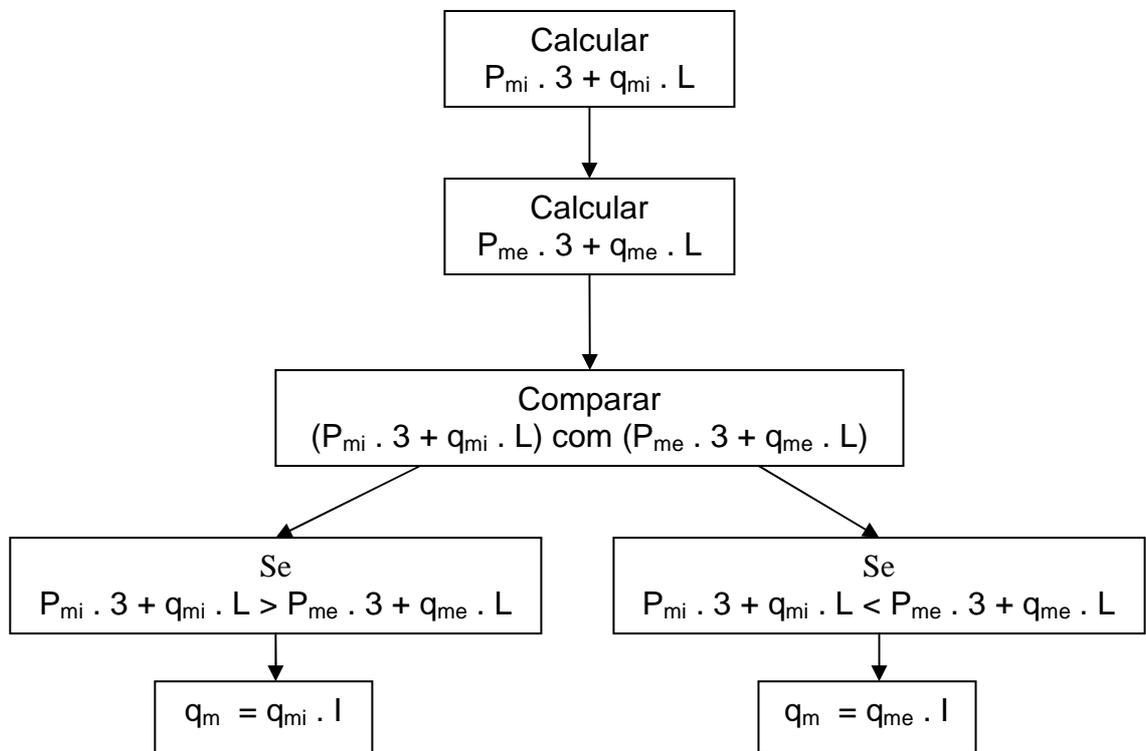
$$P_{\text{mi}} = \left(\frac{TT}{3} \cdot f_{\text{dist}} - q_{\text{mi}} \cdot \frac{6}{3} \right) = 124,8 \text{kN}$$

2.3.3. Trem-tipo final considerando o impacto:

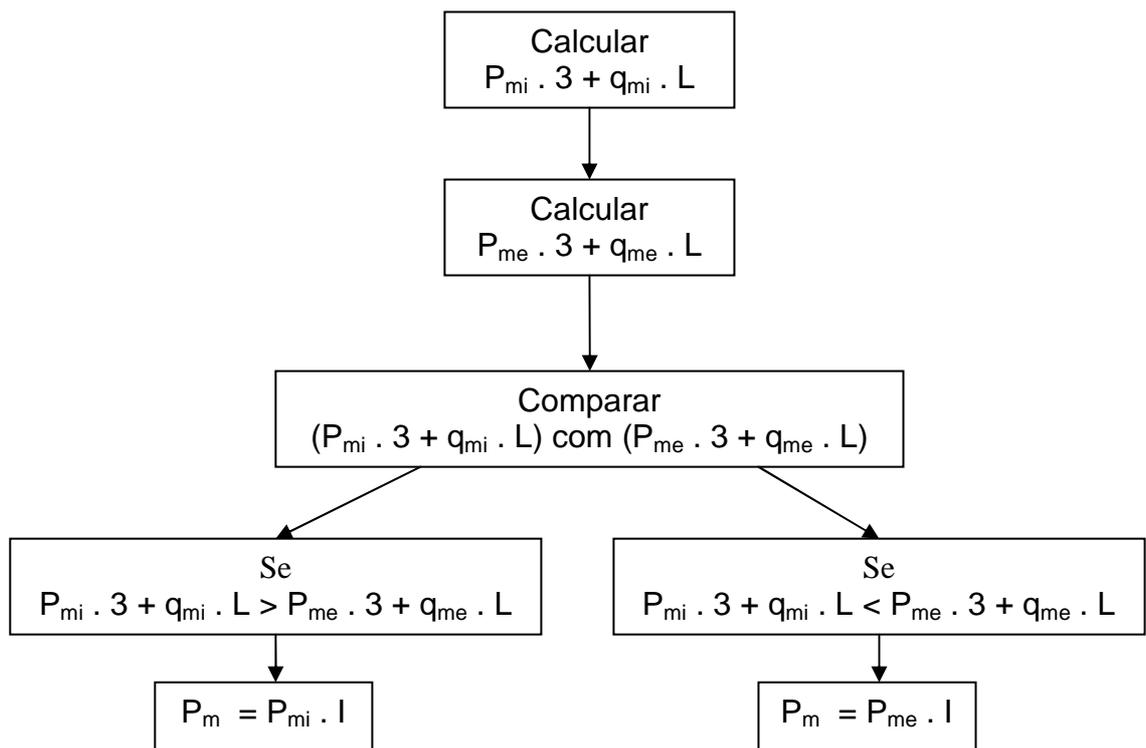
Para as 4 vigas iguais, o trem-tipo final de cálculo será o que tem a maior resultante de carga dentro do vão da ponte.

Observando que o trem-tipo das vigas externas não deve ser menor que das vigas internas.

Através do fluxograma que segue é possível obter o valor do trem tipo distribuído nas vigas levando em conta o efeito do impacto.



Através do fluxograma abaixo se pode obter o valor do trem tipo concentrado nas vigas levando em conta o efeito do impacto.



Obs.: Os testes condicionais ilustrados nos fluxogramas anteriores servem para identificar qual das vigas, externa ou interna, está mais carregada.

Para o 1°vão:

$$L = 13,4\text{m}$$

$$l = 1,31$$

$$\text{Como } (124,8 \cdot 3 + 15,6 \cdot 13,4) > (97,7 \cdot 3 + 13,5 \cdot 13,4);$$

$$583,4 > 474$$

$$q_{m1} = 15,6 \cdot 1,31 = 20,4 \frac{kN}{m}$$

$$P_{m1} = 124,8 \cdot 1,31 = 163,5\text{kN}$$

Para o 2° e 3°vãos:

$$L = 39,4\text{m}$$

$$l = 1,12$$

$$\text{Como: } (124,8 \cdot 3 + 15,6 \cdot 39,4) > (97,7 \cdot 3 + 13,5 \cdot 39,4);$$

$$989 > 825$$

$$q_{m2,3} = 15,6 \cdot 1,12 = 17,5 \frac{kN}{m}$$

$$P_{m2,3} = 124,8 \cdot 1,12 = 139,8\text{kN}$$

Para o 4° e 5°vãos:

$$L = 39,5\text{m}$$

$$l = 1,12$$

$$\text{Como } (124,8 \cdot 3 + 15,6 \cdot 39,5) > (97,7 \cdot 3 + 13,5 \cdot 39,5);$$

$$990,6 > 826,4$$

$$q_{m4,5} = 15,6 \cdot 1,12 = 17,5 \frac{kN}{m}$$

$$P_{m4,5} = 124,8 \cdot 1,12 = 139,8\text{kN}$$

Para efeitos de cálculo trabalharemos apenas com dois comprimentos de vão:

a) Vão de 14,0m (L = 13,4m) – 1°vão da ponte

Trem – tipo:

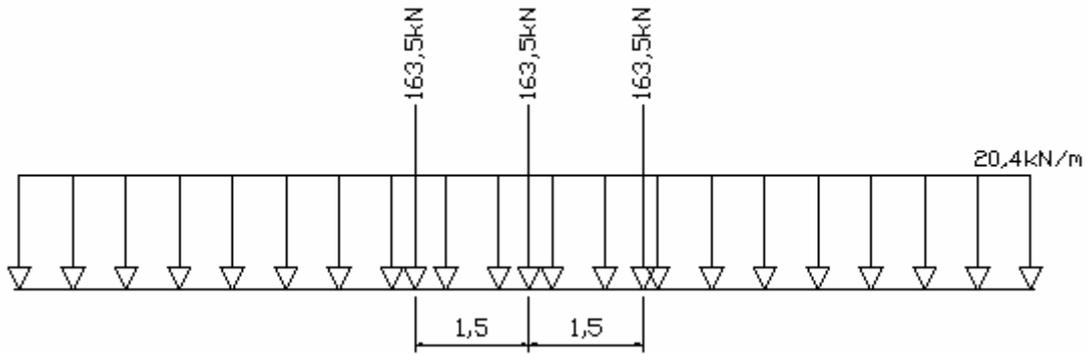


Figura 10 – Trem-tipo atuando no vão de 14,0m.

b) Vão de 40,1m (L = 39,5m) – 2°, 3°, 4° e 5° vãos da ponte

Trem – tipo:

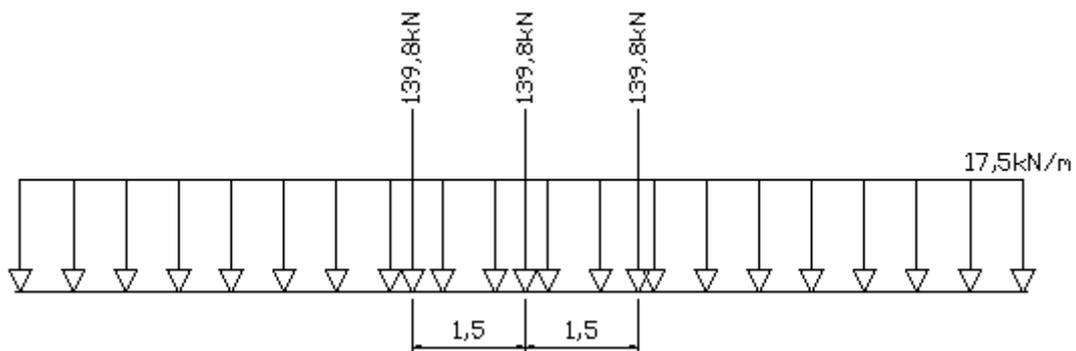


Figura 11 – Trem-tipo atuando no vão de 40,1m.

2.4. Cálculo das propriedades das seções:

Embora a escolha das seções dos perfis que irão compor a longarina seja sempre um processo de tentativas até o ajuste final, algumas premissas podem ajudar a conduzir para a seção ótima mais rapidamente, como:

a) Para a determinação da altura dos perfis, é conveniente partir de uma

altura “d” de $\frac{L}{20} < \frac{L}{30}$.

b) Para a espessura da alma, observar os limites para almas com ou sem enrijecedores transversais e longitudinais.

c) Para as mesas superiores, observar a largura mínima que será necessária para uma distribuição adequada dos conectores de cisalhamento e eventual necessidade de área para apoio dos elementos pré-moldados.

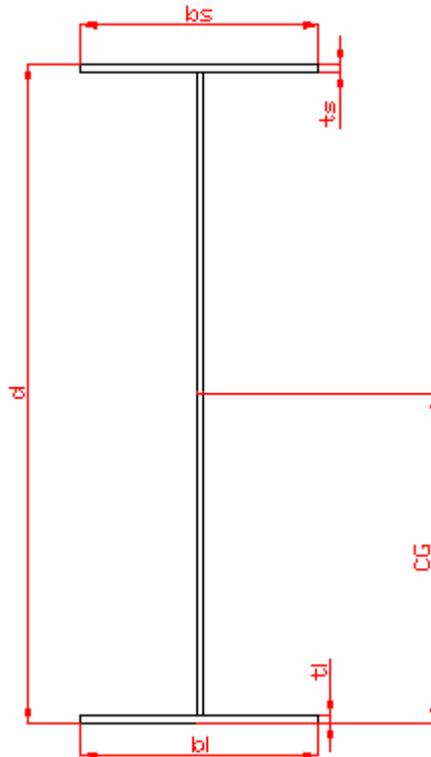


Figura 12 – Perfil I de aço com as respectivas nomenclaturas para as dimensões.

2.4.1. Propriedades da seção de aço:

Como depois da cura do concreto, a laje passará a trabalhar juntamente com as vigas, para o dimensionamento da seção considerou-se apenas as solicitações em que as vigas trabalham sozinhas, isto é, na fase anterior à cura do concreto. Logo, levou-se em conta apenas os efeitos da carga permanente 1 (CP_1).

Pelos diagramas de momentos apresentados no item 2.2.3 pode-se obter os seguintes valores máximos de momentos fletores:

$$M(\text{vão 1}) = 463,4 \text{ kN.m}$$

$$M(\text{vão 2}) = 4321,2 \text{ kN.m}$$

$$M(\text{vão 3}) = 4320,0 \text{ kN.m}$$

$$M(\text{vão 4}) = 4332,1 \text{ kN.m}$$

$$M(\text{vão 5}) = 4332,1 \text{ kN.m}$$

Escolha do perfil a ser utilizado:

Objetiva-se que o perfil adotado encontre-se na classe 2 (seções compactas) por motivos econômicos e por motivos de segurança. Nesta classe é permitido que todas as fibras plastifiquem sem que ocorra a flambagem local.

Para o 1ºvão (14,0m):

- Momento solicitante de projeto: $M_d = 463,4 \text{ kN.m}$
- Momento resistente de projeto admitindo seção compacta:

$$M_{dres} = 0,9M_n = 0,9 \cdot z \cdot F_y; F_y = 35 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Igualando os dois valores de momento: $M_d = M_{dres}$

$$463,4 = 0,9 \cdot z \cdot 35 \cdot 10^4$$

$$\Rightarrow z = 0,001471 = 1471,1 \text{ cm}^3$$

Com o coeficiente de forma, que é a relação entre o módulo plástico da seção (z) e o módulo elástico (w), dado na tabela que se encontra no anexo II, para seção I, tem-se:

$$\frac{z}{w} = 1,12 \Rightarrow w = \frac{1471,1}{1,12} = 1313,5 \text{ cm}^3$$

Pela tabela que se encontra no anexo III, pode-se escolher o seguinte perfil:

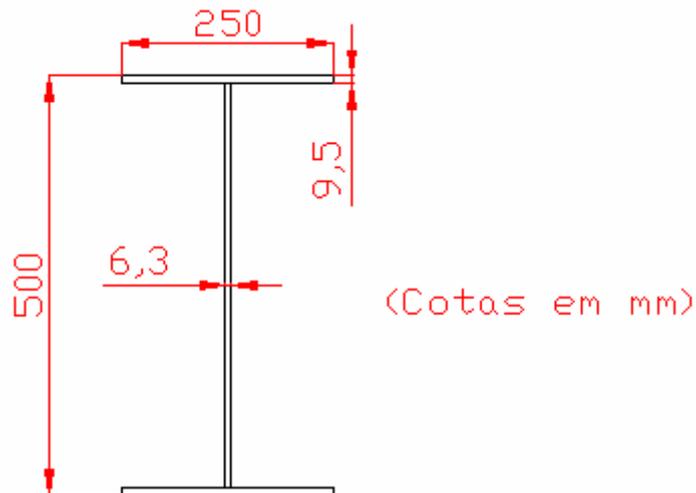


Figura 13 – Perfil I com as dimensões representadas para o vão de 14,0m.

Esta seção apresenta problemas com a linha neutra no cálculo do CG da seção mista (YM), já que a linha neutra não se encontra na alma do perfil, o que não é satisfatório já que se deseja aproveitar a boa capacidade à tração do aço e à compressão do concreto. A nova seção a ser adotada é:

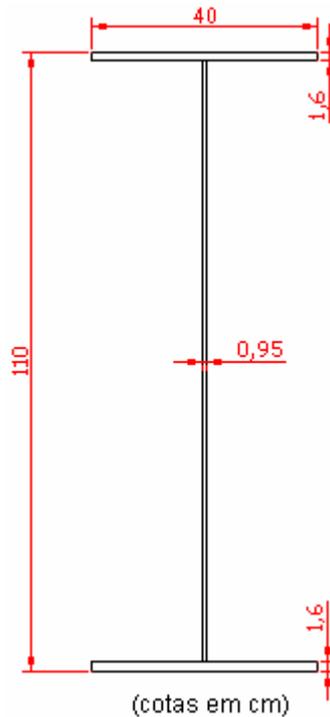


Figura 14 – Perfil único revisado para o vão de 14,0m.

Para o 2º, 3º, 4º e 5 vãos (40m):

- Momento solicitante de projeto: $M_d = 4332,1 \text{ kN.m}$
- Momento resistente de projeto admitindo seção compacta:

$$M_{dres} = 0,9M_n = 0,9 \cdot z \cdot F_y; F_y = 35 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Igualando os dois valores de momento: $M_d = M_{dres}$

$$4332,1 = 0,9 \cdot z \cdot 35 \cdot 10^4$$

$$\Rightarrow z = 0,014 = 14000,0\text{cm}^3$$

Encontrando o valor correspondente de w:

$$\frac{z}{w} = 1,12 \Rightarrow w = \frac{14000}{1,12} = 12500,0\text{cm}^3$$

Consultando a tabela no anexo III, para perfis soldados e atendendo a recomendação do Manual CBCA de não utilizar uma altura da viga que seja menor

do que $\frac{L}{30}$, encontra-se os seguintes perfis:

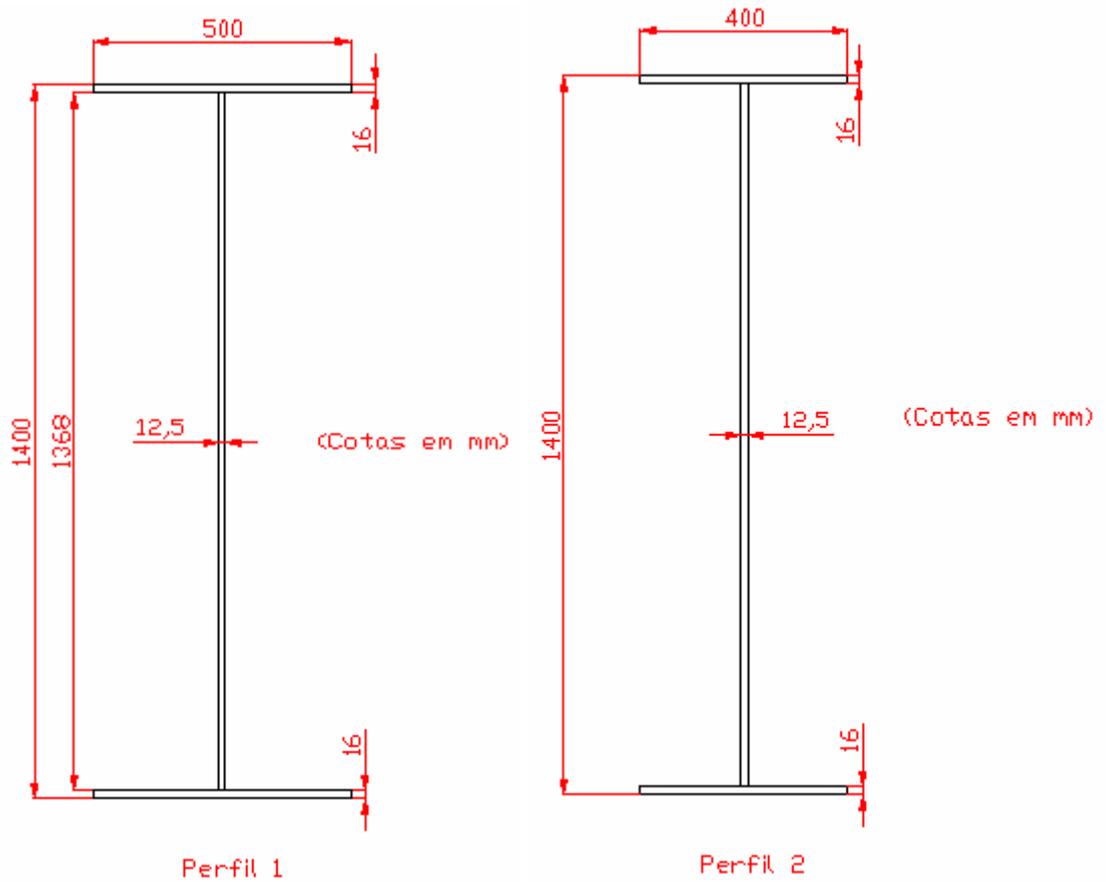


Figura 15 – Perfis 1 (trecho central) e 2 (extremo) para o vão de 40,0m.

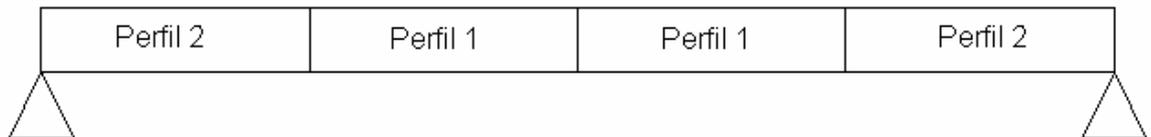


Figura 16 – Esquema representativo dos perfis constituintes do vão de 40,0m.

- Perfil 1 (trecho central):

$$\text{Área} = A_{(1)} = bs_{(1)} \cdot ts_{(1)} + bi_{(1)} \cdot ti_{(1)} + h_{(1)} \cdot tw_{(1)} = 500 \cdot 16 + 500 \cdot 16 + (1400 - 16 - 16) \cdot 12,5 = 33100 \text{mm}^2 = 331,0 \text{cm}^2$$

$$\text{Peso} = P_{(1)} = A_{(1)} \cdot \gamma_s = 331 \cdot 0,000785 = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} = 2,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 260,0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$h_{(1)} = d_{(1)} - ts_{(1)} - ti_{(1)} = 1400 - 16 - 16 = 1368,0 \text{cm}$$

Obtenção do CG₍₁₎:

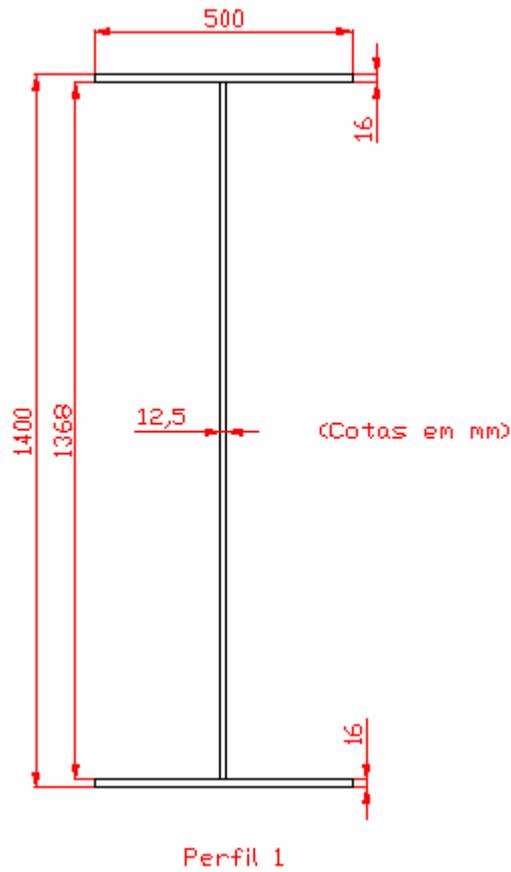


Figura 17 – Cálculo do CG do perfil 1.

Tabela 2 – Tabela para cálculo do CG:

Figuras	Área (mm ²)	x _{CG} (mm)	y _{CG} (mm)	MS _x = A · y _{CG} (mm ³)	MS _y = A · x _{CG} (mm ³)
Mesa superior	8000,0	250,0	1389,0	11112000,0	2000000,0
Alma	17100,0	250,0	700,0	11970000,0	4275000,0
Mesa inferior	8000,0	250,0	8,0	64000,0	2000000,0
Σ	33100,0			23146000,0	8275000,0

$$\bar{x} = \frac{\sum MS_y}{\sum A} = \frac{8275000}{33100} = 250,0\text{mm}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum MS_x}{\sum A} = \frac{23146000}{33100} = 700,0\text{mm}$$

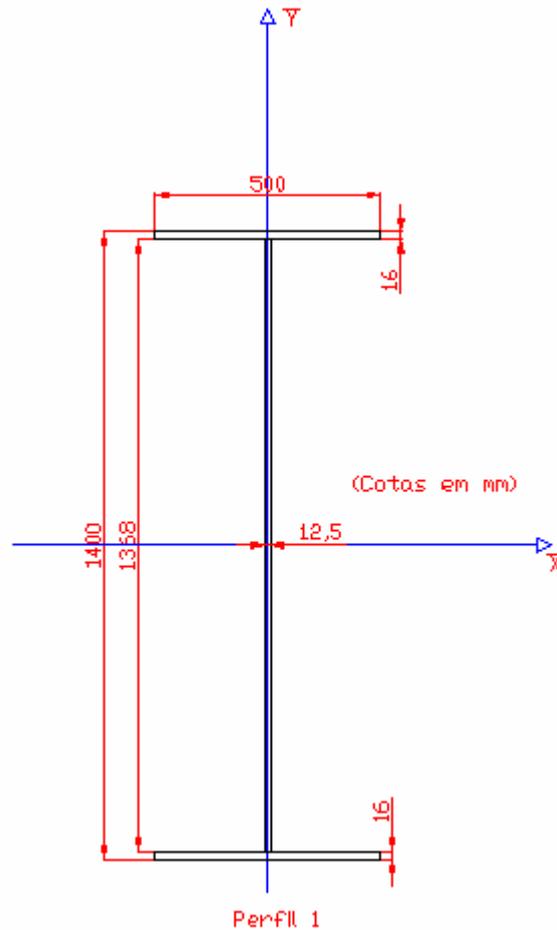


Figura 18 – Cálculo do momento de inércia do perfil 1.

$$I_{\bar{x}} = [I_{x_{CG}} + A \cdot d^2]_{(i)}$$

$I_{\bar{x}}$ - é o momento de inércia em relação ao eixo que passa pelo CG do perfil

$$I_{\bar{x}} = [I_{x_{CG}} + A \cdot d^2]_{(1)} + [I_{x_{CG}} + A \cdot d^2]_{(2)} + [I_{x_{CG}} + A \cdot d^2]_{(3)} = \left[\frac{500 \cdot 16^3}{12} + 8000 \cdot 692^2 \right] + \left[\frac{12,5 \cdot 1368^3}{12} + 17100 \cdot 0^2 \right] + \left[\frac{500 \cdot 16^3}{12} + 8000 \cdot 692^2 \right] = 1,033 \cdot 10^4 \text{mm}^4 = 1032894,0 \text{cm}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{\bar{y}} = \frac{1032894}{70} = 14756,0 \text{cm}^3$$

$$W_s = \frac{I_x}{d - \bar{y}} = \frac{1032894}{140 - 70} = 14756,0 \text{cm}^3$$

$$R_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1032894}{331}} = 55,86 \text{cm}$$

$$I_{\bar{y}} = [I_{y_{CG}} + A \cdot d^2]_{(i)}$$

$I_{\bar{y}}$ - é o momento de inércia em relação ao eixo que passa pelo CG do perfil

$$I_{\bar{y}} = [I_{y_{CG}} + A \cdot d^2]_{(1)} + [I_{y_{CG}} + A \cdot d^2]_{(2)} + [I_{y_{CG}} + A \cdot d^2]_{(3)} = \left[\frac{16.500^3}{12} + 0 \right] + \left[\frac{1368 \cdot 12,5^3}{12} + 0 \right] + \left[\frac{16.500^3}{12} + 0 \right] = 3,3356 \cdot 10^8 \text{mm}^4 = 33356,0 \text{cm}^4$$

$$W_y = \frac{I_y}{\bar{x}} = \frac{33356}{25} = 1334,24 \text{cm}^3$$

$$R_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{33356}{331}} = 10,04 \text{cm}$$

Para o perfil 2 do vão de 40,0m e para o perfil do vão de 14,0m essas propriedades foram obtidas através de programação no Microsoft Excel e seus valores estão listados abaixo:

Tabela 3 – Propriedades dos perfis 1, 2 e único, correspondentes aos vão de 40,0m e 14,0m:

Propriedades	Vão de 40,0m		Vão de 14,0m
	Perfil 1 - Central	Perfil 2* - Extremos	Perfil único
A(cm ²)	331,0	299,0	229,5
P(kgf/m)	260,0	235,0	180,1
h(cm)	136,8	136,8	106,8
\bar{x} (cm)	25,0	20,0	20,0
\bar{y} (cm)	70,0	70,0	55,0
I _x (cm ⁴)	1032894,0	879651,0	472485,0
W _x (cm ³)	14756,0	12566,4	8591,0
W _s (cm ³)	14756,0	12566,4	8591,0
R _x (cm)	55,86	54,24	45,38
I _y (cm ⁴)	33356,0	17089,0	17074,0
W _y (cm ³)	1334,24	854,4	854,0
R _y (cm)	10,04	7,56	8,63

*Baseado no cálculo da equivalência da GERDAU.

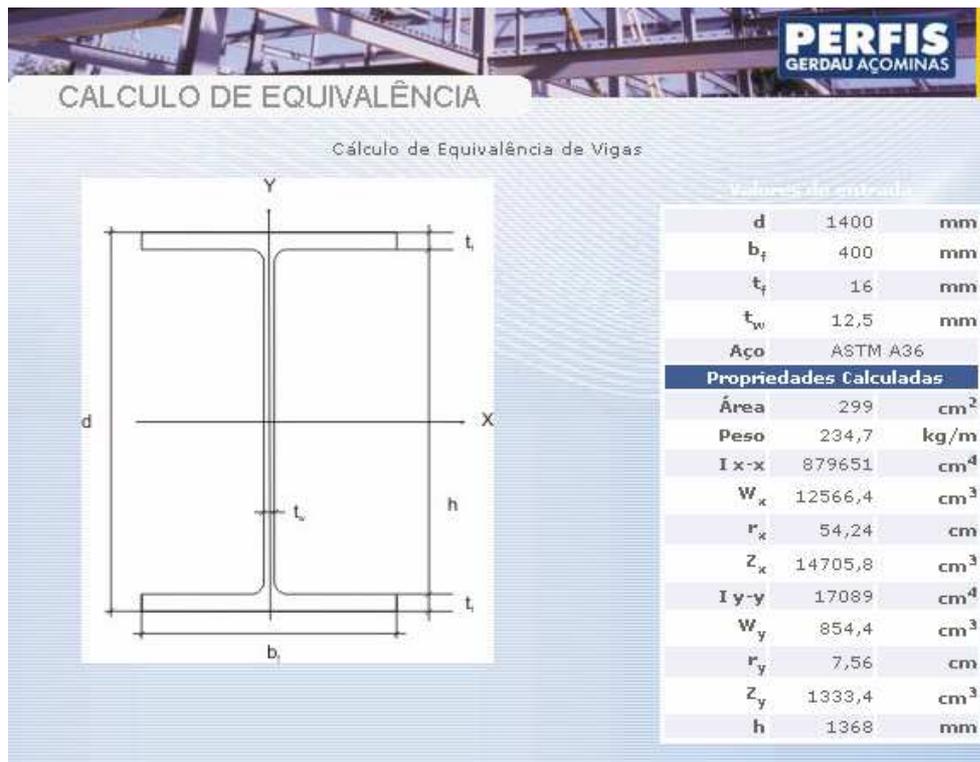


Figura 19 – Quadro do cálculo da equivalência do perfil 2.

2.4.2. Propriedades da seção mista:

obs.: A linha neutra deve estar sempre na alma do perfil de aço.

Obtenção da largura da mesa de concreto (b_c):

A largura efetiva da laje que é a largura a ser considerada como parte da seção mista, será o menor dos seguintes valores:

- $\frac{1}{4}$ do vão
- Distância entre vigas
- 12 vezes a espessura da laje

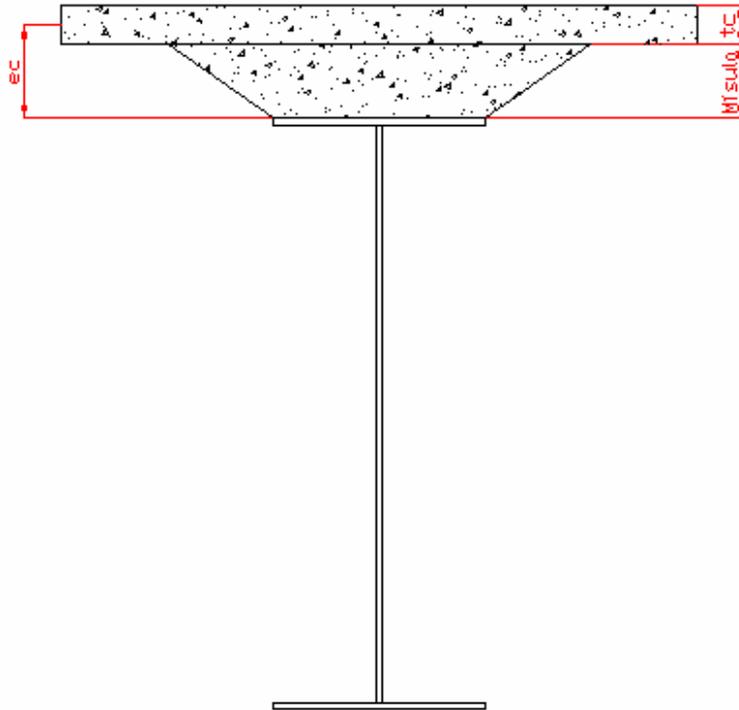


Figura 20 – Representação da seção mista.

Para o vão de 40,0m:

- $\frac{1}{4}$ do vão = $\frac{1}{4} \cdot 39,5 = 9,875\text{m}$
- Distância entre vigas = 3,5m
- 12 vezes a espessura da laje = $12 \cdot 0,19 = 2,3\text{m}$

$$\Rightarrow b_c = 230,0\text{cm}$$

$$\text{Mísula} = 10,0\text{cm}$$

$$e_c = \text{mísula} + \frac{t_c}{2} = 10 + \frac{19}{2} = 19,5\text{cm}$$

De acordo com a AASHTO, para concreto com densidade normal ($2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$),

a relação $n = \frac{E_s}{E_c}$ pode ser tomada como:

$$f_{ck} < 25 \Rightarrow n = 9$$

$$24 < f_{ck} < 32 \Rightarrow n = 8$$

$$31 < f_{ck} < 42 \Rightarrow n = 7$$

$$f_{ck} > 41 \Rightarrow n = 6$$

Em virtude das deformações lentas para cargas de longa duração, usar “3n”,
3 vezes a relação inicial entre os módulos de elasticidade.

$$\text{Relação } \frac{E_s}{E_c} \text{ para } f_{ck} = 25\text{MPa} \Rightarrow n = 8$$

$$N_{(1)} = n$$

$$N_{(2)} = 3.n$$

Para o perfil 1 (Central):

$$YM_{(i)} = \left[\frac{\frac{b_c}{N_{(1)}} \cdot t_c \cdot [e_c + d_{(i)}] + A_{(i)} \cdot \bar{y}}{\frac{b_c}{N_{(1)}} \cdot t_c + A_{(i)}} \right]$$

$$\Rightarrow YM_{(1)} = \left[\frac{\frac{230}{8} \cdot 19 \cdot [19,5 + 140] + 331 \cdot 70}{\frac{230}{8} \cdot 19 + 331} \right] = 125,7\text{cm}$$

$$YMF_{(i)} = \left[\frac{\frac{b_c}{N_{(2)}} \cdot t_c \cdot [e_c + d_{(i)}] + A_{(i)} \cdot \bar{y}}{\frac{b_c}{N_{(2)}} \cdot t_c + A_{(i)}} \right]$$

$$\Rightarrow YMF_{(1)} = \left[\frac{\frac{230}{24} \cdot 19 \cdot [19,5 + 140] + 331 \cdot 70}{\frac{230}{24} \cdot 19 + 331} \right] = 101,8\text{cm}$$

$$IMl_{(i)} = I_{x(i)} + [A_{(i)} \cdot [YM_{(i)} - \bar{y}]^2] + \left[\frac{\frac{b_c}{N_{(1)}} \cdot t_c^3}{12} \right] + \left[\frac{b_c}{N_{(1)}} \cdot t_c [e_c + d_{(i)} - YM_{(i)}]^2 \right]$$

$$\Rightarrow IMl_{(1)} = 1032894 + [331 \cdot [125,7 - 70]^2] + \left[\frac{\frac{230}{8} \cdot 19^3}{12} \right] + \left[\frac{230}{8} \cdot 19 [19,5 + 140 - 125,7]^2 \right] = 2700309,06\text{cm}^4$$

$$IMIF_{(i)} = I_{x(i)} + [A_{(i)} \cdot [YMF_{(i)} - \bar{y}]^2] + \left[\frac{\frac{b_c}{N_{(2)}} \cdot t_c^3}{12} \right] + \left[\frac{b_c}{N_{(2)}} \cdot t_c [e_c + d_{(i)} - YMF_{(i)}]^2 \right]$$

$$\Rightarrow IMIF_{(1)} = 1032894 + [331 \cdot [101,8 - 70]^2] + \left[\frac{230}{12} \cdot 19^3 \right] + \left[\frac{230}{24} \cdot 19 [19,5 + 140 - 101,8]^2 \right] = 1979300,33 \text{cm}^4$$

$$WSM_{(i)} = \frac{IMI_{(i)}}{[d_{(i)} - YM_{(i)}]}$$

$$\Rightarrow WSM_{(1)} = \frac{2700309,06}{[140 - 125,7]} = 188832,8 \text{cm}^3$$

$$WSMF_{(i)} = \frac{IMIF_{(i)}}{[d_{(i)} - YMF_{(i)}]}$$

$$\Rightarrow WSMF_{(1)} = \frac{1979300,33}{[140 - 101,8]} = 51814,1 \text{cm}^3$$

$$WIM_{(i)} = \frac{IMI_{(i)}}{YM_{(i)}}$$

$$\Rightarrow WIM_{(1)} = \frac{2700309,06}{125,7} = 21482,2 \text{cm}^3$$

$$WIMF_{(i)} = \frac{IMIF_{(i)}}{YMF_{(i)}}$$

$$\Rightarrow WIMF_{(1)} = \frac{1979300,33}{101,8} = 19443,0 \text{cm}^3$$

$$WC_{(i)} = \frac{IMI_{(i)} \cdot N_{(1)}}{[d_{(i)} + e_c + \frac{t_c}{2} - YM_{(i)}]}$$

$$\Rightarrow WC_{(1)} = \frac{2700309,06 \cdot 8}{[140 + 19,5 + \frac{19}{2} - 125,7]} = 498902,4 \text{cm}^3$$

$$WCF_{(i)} = \frac{IMIF_{(i)} \cdot N_{(2)}}{[d_{(i)} + e_c + \frac{t_c}{2} - YMF_{(i)}]}$$

$$\Rightarrow WCF_{(1)} = \frac{1979300,33 \cdot 24}{[140 + 19,5 + \frac{19}{2} - 101,8]} = 706893,0 \text{cm}^3$$

Tabela 4 – Propriedades da seção mista para o perfil 1 (central):

Relação $n = \frac{E_s}{E_c}$ inicial	Relação $n = \frac{E_s}{E_c}$ para longa duração
$N_{(1)} = 8$	$N_{(2)} = 24$
$YM_{(1)} = 125,7\text{cm}$	$YMF_{(1)} = 101,8\text{cm}$
$IMI_{(1)} = 2700309,06\text{cm}^4$	$IMIF_{(1)} = 1979300,33\text{cm}^4$
$WSM_{(1)} = 188832,8\text{cm}^3$	$WSMF_{(1)} = 51814,1\text{cm}^3$
$WIM_{(1)} = 21482,2\text{cm}^3$	$WIMF_{(1)} = 19443\text{cm}^3$
$WC_{(1)} = 498902,4\text{cm}^3$	$WCF_{(1)} = 706893\text{cm}^3$

Observe que o momento de inércia da seção mista é quase 3 vezes maior que da seção de aço isolada.

Para o perfil 2 (Extremos):

$$\Rightarrow YM_{(2)} = \left[\frac{\frac{230}{8} \cdot 19 \cdot [19,5 + 140] + 299 \cdot 70}{\frac{230}{8} \cdot 19 + 299} \right] = 127,8\text{cm}$$

$$\Rightarrow YMF_{(2)} = \left[\frac{\frac{230}{24} \cdot 19 \cdot [19,5 + 140] + 299 \cdot 70}{\frac{230}{24} \cdot 19 + 299} \right] = 103,9\text{cm}$$

$$\Rightarrow IMI_{(2)} = 879651 + [299 \cdot [127,8 - 70]^2] + \left[\frac{\frac{230}{8} \cdot 19^3}{12} \right] + \left[\frac{230}{8} \cdot 19 [19,5 + 140 - 127,8]^2 \right] = 2443916,38\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow IMIF_{(2)} = 879651 + [299 \cdot [103,9 - 70]^2] + \left[\frac{\frac{230}{24} \cdot 19^3}{12} \right] + \left[\frac{230}{24} \cdot 19 [19,5 + 140 - 103,9]^2 \right] = 1791627,56\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow WSM_{(2)} = \frac{2443916,38}{[140 - 127,8]} = 200321,0\text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WSMF_{(2)} = \frac{1791627,56}{[140 - 103,9]} = 49629,6\text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WIM_{(2)} = \frac{2443916,38}{127,8} = 19123,0\text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WIMF_{(2)} = \frac{1791627,56}{103,9} = 17243,8\text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WC_{(2)} = \frac{2443916,38 \cdot 8}{[140 + 19,5 + \frac{19}{2} - 127,8]} = 474546,9\text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WCF_{(2)} = \frac{1791627,56 \cdot 24}{[140 + 19,5 + \frac{19}{2} - 103,9]} = 660507,8\text{cm}^3$$

Tabela 5 – Propriedades da seção mista para o perfil 2 (extremos):

Relação $n = \frac{E_s}{E_c}$ inicial	Relação $n = \frac{E_s}{E_c}$ para longa duração
$N_{(1)} = 8$	$N_{(2)} = 24$
$YM_{(2)} = 127,8\text{cm}$	$YMF_{(2)} = 103,9\text{cm}$
$IMI_{(2)} = 2443916,38\text{cm}^4$	$IMIF_{(2)} = 1791627,56\text{cm}^4$
$WSM_{(2)} = 200321,0\text{cm}^3$	$WSMF_{(2)} = 49629,6\text{cm}^3$
$WIM_{(2)} = 19123,0\text{cm}^3$	$WIMF_{(2)} = 17243,8\text{cm}^3$
$WC_{(2)} = 474546,9\text{cm}^3$	$WCF_{(2)} = 660507,8\text{cm}^3$

Para o vão de 14,0m:

$$- \frac{1}{4} \text{ do vão} = \frac{1}{4} \cdot 13,4 = 3,35\text{m}$$

$$- \text{Distância entre vigas} = 3,5\text{m}$$

$$- 12 \text{ vezes a espessura da laje} = 12 \cdot 0,19 = 2,3\text{m}$$

$$\Rightarrow b_c = 230,0\text{cm}$$

$$\text{Mísula} = 10,0\text{cm}$$

$$e_c = \text{mísula} + \frac{t_c}{2} = 10 + \frac{19}{2} = 19,5\text{cm}$$

$$n = 8$$

Perfil Único:

$$\Rightarrow YM_{(u)} = \left[\frac{\frac{230}{8} \cdot 19 \cdot [19,5 + 110] + 229,5 \cdot 55}{\frac{230}{8} \cdot 19 + 229,5} \right] = 107,5 \text{cm}$$

$$\Rightarrow YMF_{(u)} = \left[\frac{\frac{230}{24} \cdot 19 \cdot [19,5 + 110] + 229,5 \cdot 55}{\frac{230}{24} \cdot 19 + 229,5} \right] = 88,0 \text{cm}$$

$$\Rightarrow IMI_{(u)} = 472485 + [229,5 \cdot [107,5 - 55]^2] + \left[-\frac{\frac{230}{8} \cdot 19^3}{12} \right] + \left[\frac{230}{8} \cdot 19 [19,5 + 110 - 107,5]^2 \right] = 1385862,4 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow IMIF_{(u)} = 472485 + [229,5 \cdot [88 - 55]^2] + \left[-\frac{\frac{230}{24} \cdot 19^3}{12} \right] + \left[\frac{230}{24} \cdot 19 [19,5 + 110 - 88]^2 \right]$$

$$= 1041481,2 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow WSM_{(u)} = \frac{1385862,4}{[110 - 107,5]} = 554345,0 \text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WSMF_{(u)} = \frac{1041481,2}{[110 - 88]} = 47340,0 \text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WIM_{(u)} = \frac{1385862,4}{107,5} = 12892,0 \text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WIMF_{(u)} = \frac{1041481,2}{88} = 11835,0 \text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WC_{(u)} = \frac{1385862,4 \cdot 8}{[110 + 19,5 + \frac{19}{2} - 107,5]} = 351965,0 \text{cm}^3$$

$$\Rightarrow WCF_{(2)} = \frac{1041481,2 \cdot 24}{[110 + 19,5 + \frac{19}{2} - 88]} = 490108,8 \text{cm}^3$$

Tabela 6 – Propriedades da seção mista para o perfil único:

Relação $n = \frac{E_s}{E_c}$ inicial	Relação $n = \frac{E_s}{E_c}$ para longa duração
$N_{(1)} = 8$	$N_{(2)} = 24$
$YM_{(u)} = 107,5\text{cm}$	$YMF_{(u)} = 88,0\text{cm}$
$IMI_{(u)} = 1385862,4\text{cm}^4$	$IMIF_{(u)} = 1041481,2\text{cm}^4$
$WSM_{(u)} = 554345,0\text{cm}^3$	$WSMF_{(u)} = 47340,0\text{cm}^3$
$WIM_{(u)} = 12892,0\text{cm}^3$	$WIMF_{(u)} = 11835,0\text{cm}^3$
$WC_{(u)} = 351965\text{cm}^3$	$WCF_{(u)} = 440108,8\text{cm}^3$

2.5. Cálculo dos valores pertinentes à envoltória de esforços para cada seção das vigas:

Para a obtenção dos valores dos esforços ocasionados pelas cargas móveis atuantes na estrutura utilizou-se o software SALT – UFRJ que emitiu os relatórios com os resultados referentes a cada seção das vigas de 40,0m e 14,0m.

Para a obtenção dos tamanhos das longarinas que formariam os comprimentos de cada vão procurou-se minimizar o número de emendas devido o alto custo que as mesmas podem representar. Foi levado em conta ainda, o comprimento máximo padrão do perfil segundo o fornecedor que é correspondente a 12,0m.

É válido comentar ainda que alguns recortes nas extremidades dos perfis podem ser realizados para acerto de esquadro ou para ajuste do corte no caso de uma possível contra-flecha a ser adotada neste projeto. Faz-se necessário então a adoção de um comprimento máximo para cada trecho de $10 - 0,1 = 9,9\text{m}$, entretanto, para efeito de cálculo trabalhou-se com o comprimento total de cada trecho, logo, nos cálculos emprega-se o comprimento de 10,0m.

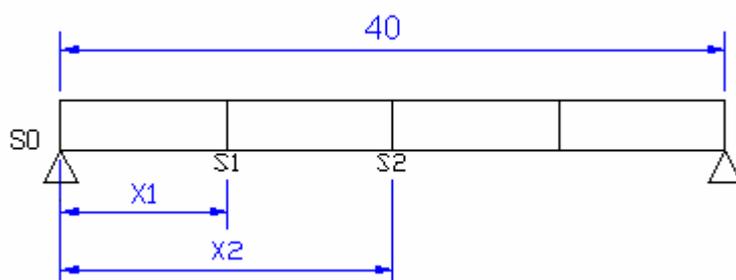


Figura 21 – Esquema representativo das seções S0, S1 e S2 para o vão de 40,0m.

Os valores de esforços foram obtidos após interpretação dos resultados obtidos nos relatórios do SALT – UFRJ que se encontram no apêndice I.

Tabela 7 – Apresentação resumida dos resultados obtidos no SALT:

Seção S ₀	Seção S ₁	Seção S ₂
x ₀ = 0m	x ₁ = 10,0m	x ₂ = 20,0m
Mcp1(x ₀) = 0 kN.m	Mcp1(x ₁) = 3249,1 kN.m	Mcp1(x ₂) = 4332,1 kN.m
Mcp2(x ₀) = 0 kN.m	Mcp2(x ₁) = 1459,1 kN.m	Mcp2(x ₂) = 1945,5 kN.m
Mcm(x ₀) = 0 kN.m	Mcm(x ₁) = 5620,89 kN.m	Mcm(x ₂) = 7494,13 kN.m
Qcp(x ₀) = 432 + 194 = 626,0 kN	Qcp(x ₁) = 216 + 97 = 313,0 kN	Qcp(x ₂) = 0 kN
Qcm(x ₀) = 753,67 kN	Qcm(x ₁) = 479,80 kN	Qcm(x ₂) = 206,61 kN
Ncp(x ₀) = 14,6 + 32,4 = 47,0 kN	Ncp(x ₁) = 7,3 + 16,2 = 23,5 kN	Ncp(x ₂) = 0 kN
Ncm(x ₀) = -56,43 kN	Ncm(x ₁) = -35,92 kN	Ncm(x ₂) = -15,44 kN
	Qcmn(x ₁) = 111,0 kN	Qcmn(x ₂) = 281,47 kN

$$Q_{cmn}(x_1) = \left(\frac{q_m x_1^2}{2l} \right) + \left[\frac{3P_m}{l} (x_1 - 1,5m) \right]$$

$$Q_{cmn}(x_1) = \left(\frac{17,5 \cdot (10,0)^2}{2 \cdot 40,0} \right) + \left[\frac{3 \cdot 139,8}{40,0} (10,0 - 1,5m) \right] = 111,0kN$$

$$Q_{cmn}(x_2) = \left(\frac{17,5 \cdot (20,0)^2}{2 \cdot 80,0} \right) + \left[\frac{3 \cdot 139,8}{40,0} (20,0 - 1,5m) \right] = 281,47kN$$

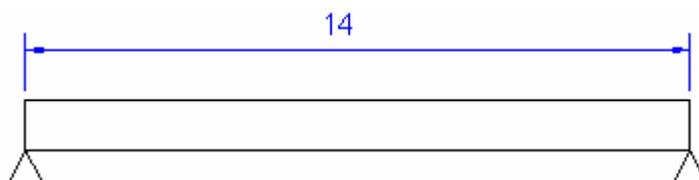


Figura 22 – Esquema representativo do vão de 14,0m (constituído por único perfil).

Cálculo dos momentos:

$$M_{cp1} = 463,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{cp2} = 237,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{cm} = 1686,36 \text{ kN.m}$$

Cálculo dos esforços cortantes:

$$Q_{cp} = 132,4 + 67,9 = 200,3 \text{ kN}$$

$$Q_{cm} = 496,39 \text{ kN}$$

Cálculo dos esforços normais:

$$N_{cp} = 3 + 1,5 = 4,5 \text{ kN}$$

$$N_{cm} = 11,49 \text{ kN}$$

2.6. Verificação das vigas de aço e da laje:

2.6.1. Tensões admissíveis:

- tração e compressão na flexão $\rightarrow F_b = 0,55 \cdot f_y = 0,55 \cdot 35 = 19,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

- cisalhamento na alma $\rightarrow F_v = 0,33 \cdot f_y = 0,33 \cdot 35 = 11,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

- compressão no concreto $\rightarrow F_c = 0,40 \cdot f_{ck} = 0,40 \cdot 2,5 = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

a) Vão de 40,0 metros:

- tensões máximas no perfil 1 (central):

mesa superior:

$$fb_s = \frac{M_{cp1}(x_2)}{W_{s(1)}} + \frac{M_{cp2}(x_2)}{W_{SMF(1)}} + \frac{M_{cm}(x_2)}{W_{SM(1)}} + \frac{N}{A}$$

$$fb_s = \left(\frac{4332,1}{14756,0} + \frac{1945,5}{51814,1} + \frac{7494,13}{188832,8} \right) \times 100 + \left(\frac{23,5 + 35,92}{331,0} \right) = 37,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$fb_s > F_b$$

A condição ($fb_s < F_b$) não foi verificada.

mesa inferior:

$$fb_i = \frac{M_{cp1}(x_2)}{W_{i(1)}} + \frac{M_{cp2}(x_2)}{W_{IMF(1)}} + \frac{M_{cm}(x_2)}{W_{IM(1)}} + \frac{N}{A}$$

$$fb_i = \left(\frac{4332,1}{14756,0} + \frac{1945,5}{19443,0} + \frac{7494,13}{21482,2} \right) \times 100 + \left(\frac{23,5 + 35,92}{331,0} \right) = 74,43 \frac{kN}{cm^2}$$

$fb_i > F_b$

A condição ($fb_i < F_b$) também não foi verificada.

alma:

$$fv = \frac{Qcp(x_1) + Qcm(x_1)}{(h_{(1)} \cdot t_{w1})} = \frac{313,0 + 479,80}{(136,8 \cdot 1,25)} = 4,64 \frac{kN}{cm^2} < F_v \Rightarrow \text{OK!}$$

laje de concreto:

$$fc = \frac{Mcp2(x_2)}{WCF_{(1)}} + \frac{Mcm(x_2)}{WC_{(1)}} + \frac{N}{A}$$

$$fc = \left[\frac{1945,5}{706893,0} + \frac{7494,13}{498902,4} \right] \times 100 + \left(\frac{23,5 + 35,92}{331,0} \right) = 1,96 \frac{kN}{cm^2} > F_c$$

Outra condição não verificada.

- tensões máximas no perfil 2 - extremos:

mesa superior:

$$fb_s = \frac{Mcp1(x_1)}{Ws_{(2)}} + \frac{Mcp2(x_1)}{WSMF_{(2)}} + \frac{Mcm(x_1)}{WSM_{(2)}} + \frac{N}{A_2}$$

$$fb_s = \left(\frac{3249,1}{12566,4} + \frac{1454,1}{49629,6} + \frac{5620,89}{200321,0} \right) \times 100 + \left(\frac{47,0 + 56,43}{299,0} \right) = 31,95 \frac{kN}{cm^2} > F_b$$

Condição não verificada.

mesa inferior:

$$fb_i = \frac{Mcp1(x_1)}{Wi_{(2)}} + \frac{Mcp2(x_1)}{WIMF_{(2)}} + \frac{Mcm(x_1)}{WIM_{(2)}} + \frac{N}{A}$$

$$fb_i = \left(\frac{3249,1}{12566,4} + \frac{1452,1}{17243,8} + \frac{5620,89}{19123,0} \right) \times 100 + \left(\frac{47 + 56,43}{299,0} \right) = 64,0 \frac{kN}{cm^2} > F_b$$

Condição não verificada.

alma:

$$f_v = \frac{Q_{cp}(x_0) + Q_{cm}(x_0)}{(h_{(2)} \cdot t_{w(2)})} = \frac{626 + 753,67}{(136,8 \cdot 1,25)} = 8,1 \frac{kN}{cm^2} < F_v \Rightarrow \text{OK!}$$

laje de concreto:

$$f_c = \frac{M_{cp2}(x_1)}{WCF_{(2)}} + \frac{M_{cm}(x_1)}{WC_{(2)}} + \frac{N}{A}$$

$$f_c = \left[\frac{1459,1}{660507,8} + \frac{5620,89}{474546,9} \right] \times 100 + \left(\frac{47,0 + 56,43}{299,0} \right) = 1,75 \frac{kN}{cm^2} > F_c$$

Condição não verificada.

b) Vão de 14,0 metros:

- tensões máximas no perfil único:

mesa superior:

$$f_{b_s} = \frac{M_{cp1}}{W_s} + \frac{M_{cp2}}{WSMF} + \frac{M_{cm}}{WSM} + \frac{N}{A}$$

$$f_{b_s} = \left(\frac{463,4}{8591,0} + \frac{237,7}{47340,0} + \frac{1686,36}{554345,0} \right) \times 100 + \left(\frac{4,5 + 11,49}{229,5} \right) = 6,3 \frac{kN}{cm^2} < F_b \Rightarrow$$

OK!

mesa inferior:

$$f_{b_i} = \frac{M_{cp1}}{W_i} + \frac{M_{cp2}}{WIMF} + \frac{M_{cm}}{WIM} + \frac{N}{A}$$

$$f_{b_i} = \left(\frac{463,4}{8591,0} + \frac{237,7}{11835,0} + \frac{1686,36}{12892,0} \right) \times 100 + \left(\frac{4,5 + 11,49}{229,5} \right) = 20,55 \frac{kN}{cm^2} > F_b \Rightarrow$$

Condição não verificada.

alma:

$$f_v = \frac{Q_{cp} + Q_{cm}}{(h \cdot t_w)} = \frac{200,3 + 496,39}{(106,8 \cdot 0,95)} = 6,87 \frac{kN}{cm^2} < F_v \Rightarrow \text{OK!}$$

laje de concreto:

$$f_c = \frac{M_{cp2}}{WCF} + \frac{M_{cm}}{WC} + \frac{N}{A}$$

$$f_c = \left[\frac{237,7}{490108,8} + \frac{1686,36}{351965,0} \right] \times 100 + \left(\frac{4,5 + 11,49}{229,5} \right) = 0,6 \frac{kN}{cm^2} < F_c \Rightarrow \text{OK!}$$

Os valores das dimensões das seções foram mudados na tabela de cálculo programada no Excel de forma a atender as condições acima.

“A mesa comprimida de uma viga mista é considerada contida lateralmente ao longo de todo o seu comprimento pela laje de concreto.”

“As tensões máximas de compressão e tração em cada trecho de vigas não escoradas deve ser a soma das tensões de carga permanente inicial agindo sobre a viga de aço isolada mais as tensões produzidas pelas cargas permanentes posteriores à cura do concreto sobre a seção mista com $N = 3n$ mais as tensões devidas à carga móvel com impacto agindo sobre a seção mista com a relação “n” inicial.” (Manual CBCA).

2.7. Verificação da deformação e contra-flecha:

2.7.1. Flecha máxima devido à carga móvel e ao impacto – Vão de 40,0m:

$$\text{Módulo de elasticidade do aço} \rightarrow E_s = 20500,0 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\Delta = \frac{\left[5 \cdot qm \cdot \frac{L^4}{8} + Pm \cdot L^3 + Pm \cdot (L - 3m) \cdot \left[3 \cdot L^2 - (L - 3m)^2 \right] \right]}{\left[48 \cdot E_s \cdot \left[\frac{IMI_{(1)} + IMI_{(2)}}{2} \right] \right]}$$

$$\Delta = \frac{\left[5 \cdot 0,175 \cdot \frac{4000,0^4}{8} + 139,8 \cdot 4000,0^3 + 139,8 \cdot (4000 - 300,0) \cdot \left[3 \cdot 4000,0^2 - (4000,0 - 300,0)^2 \right] \right]}{\left[48 \cdot 20500,0 \cdot \left[\frac{11683085,36 + 8990894,98}{2} \right] \right]}$$

$$\Delta = \frac{2,8 \cdot 10^{13} + 8,9472 \cdot 10^{12} + 1,789438491 \cdot 10^{13}}{1,017159833 \cdot 10^{13}}$$

$$\Delta = 5,39164cm > \frac{L}{800} = \frac{4000,0}{800} = 5,0cm \Rightarrow \text{Não verifica.}$$

A contra-flecha foi calculada para as seguintes seções:

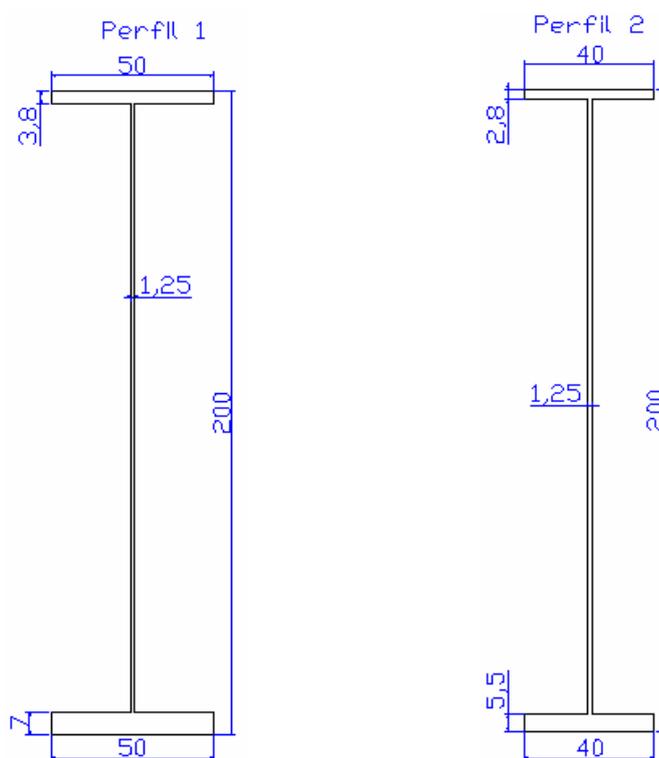


Figura 23 – Perfis 1 e 2 para cálculo de contra-flecha.

Observação: Como já foi demonstrado anteriormente, estes perfis não atendem ao valor admissível (Δ_{adm}) para contra-flecha. Sendo assim tem-se que escolher novos perfis e de acordo com a fórmula para contra-flecha deve-se adotar perfis que proporcionem maiores valores de momento de inércia para a seção mista (IMI).

Após alterações nas dimensões da seção pôde-se chegar em:

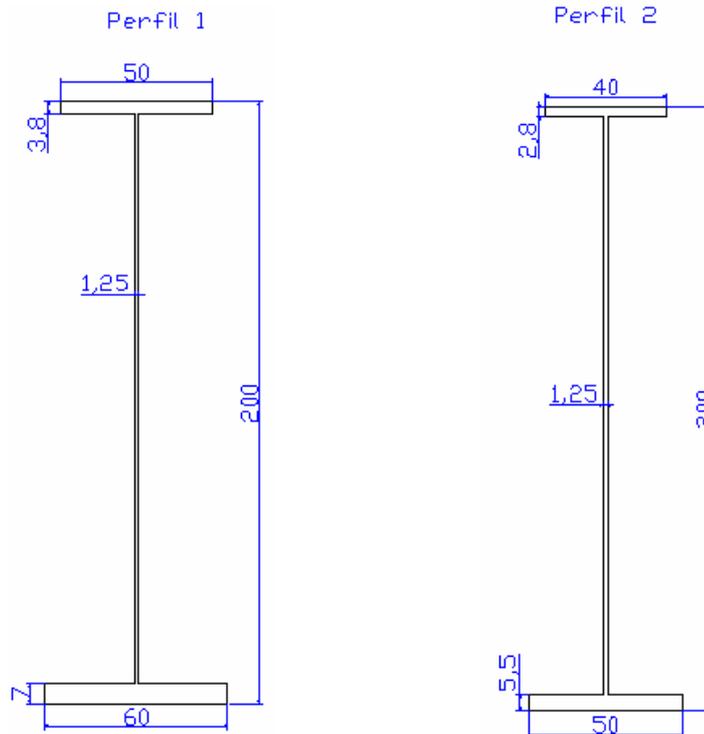


Figura 24 – Perfis 1 e 2 adotados após verificação de contra-flecha

Para simplificar o cálculo adotou-se a inércia média da viga.

A flecha máxima devido à carga móvel com impacto, preferencialmente não deve exceder a $\frac{L}{800}$, em áreas urbanas, quando usada por pedestres o limite passa para $\frac{L}{1000}$.

2.7.2. Flecha máxima devido à carga móvel mais impacto – Vão de 14,0m:

$$\Delta = \frac{\left[5 \cdot qm \cdot \frac{L^4}{8} + Pm \cdot L^3 + Pm \cdot (L - 3m) \cdot \left[3 \cdot L^2 - (L - 3m)^2 \right] \right]}{[48 \cdot Es \cdot [IMI_{(1)}]]}$$

$$\Delta = \frac{\left[5 \cdot 0,204 \cdot \frac{1400,0^4}{8} + 163,5 \cdot 1400,0^3 + 163,5 \cdot (1400,0 - 300,0) \cdot \left[3 \cdot 1400,0^2 - (1400,0 - 300,0)^2 \right] \right]}{[48 \cdot 20500,0 \cdot [1556662,13]]}$$

$$\Delta = \frac{[4,89804 \cdot 10^{11} + 4,48644 \cdot 10^{11} + 8,972818241 \cdot 10^{11}]}{1,531755536 \cdot 10^{12}}$$

$$\Delta = 1,1984\text{cm} < \frac{L}{800} = \frac{1400,0}{800} = 1,75\text{cm} \Rightarrow \text{Verifica.}$$

Portanto o perfil adotado é satisfatório após a verificação de tensões.

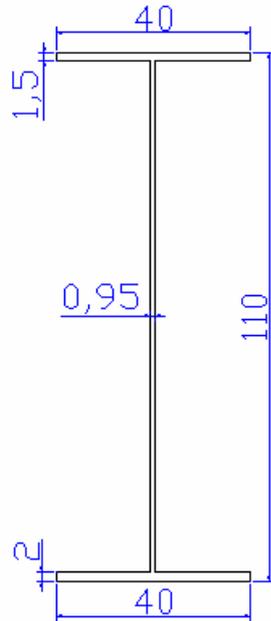


Figura 25 – Perfil único para cálculo de contra-flecha.

2.7.3. Diagrama de contra-flecha:

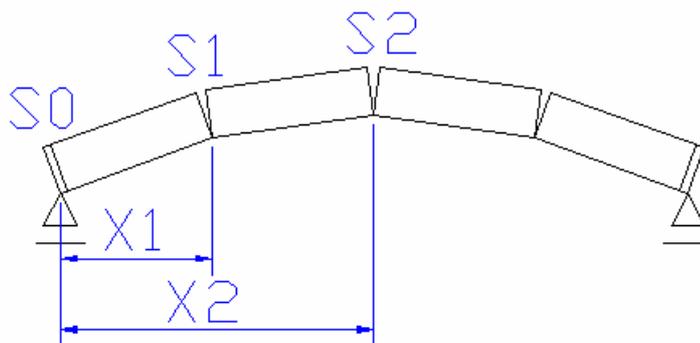


Figura 26 – Esquema representativo da contra-flecha.

a) Para o vão de 40,0m:

Na seção 1 (S₁):

Devido à CP1:

$$\Delta l(x_1) = \frac{(CP1 \cdot x)}{\left[24 \cdot E_s \cdot \left[\frac{I_{x(1)} + I_{x(2)}}{2} \right] \right]} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3)$$

$$\Delta l(x_1) = \frac{0,216 \cdot 1000,0}{\left[24 \cdot 20500,0 \cdot \left[\frac{5900959,79 + 4047376,6}{2} \right] \right]} \cdot (4000,0^3 - 2 \cdot 4000,0 \cdot 1000,0^2 + 1000,0^3)$$

$$\Delta l(x_1) = \frac{216,0 \cdot 5,5 \cdot 10^{10}}{2,447290752 \cdot 10^{12}}$$

$$\Delta l(x_1) = 5,031 \text{ cm}$$

Devido à CP2:

$$\Delta 2(x_1) = \frac{(CP2 \cdot x)}{\left[24 \cdot E_s \cdot \left[\frac{IMIF_{(1)} + IMIF_{(2)}}{2} \right] \right]} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3)$$

$$\Delta 2(x_1) = \frac{0,097 \cdot 1000,0}{\left[24 \cdot 20500,0 \cdot \left[\frac{9053286,28 + 6980032,29}{2} \right] \right]} \cdot (4000,0^3 - 2 \cdot 4000,0 \cdot 1000,0^2 + 1000,0^3)$$

$$\Delta 2(x_1) = 1,402 \text{ cm}$$

=> Na seção 1 (S1):

$$x_1 = 1000,0 \text{ cm}$$

$$\Delta l(x_1) + \Delta 2(x_1) = 5,031 - 1,402 = 6,433 \text{ cm} = 64,33 \text{ mm}$$

Na seção central (S2):

Devido à CP1:

$$\Delta l(x_2) = \frac{(CP1 \cdot x)}{\left[24 \cdot E_s \cdot \left[\frac{Ix_{(1)} + Ix_{(2)}}{2} \right] \right]} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3)$$

$$\Delta l(x_2) = \frac{0,216 \cdot 2000,0}{\left[24 \cdot 20500,0 \cdot \left[\frac{5900959,79 + 4047376,6}{2} \right] \right]} \cdot (4000,0^3 - 2 \cdot 4000,0 \cdot 2000,0^2 + 2000,0^3)$$

$$\Delta l(x_2) = 7,061 \text{ cm}$$

Devido à CP2:

$$\Delta 2(x_2) = \frac{(CP2 \cdot x)}{\left[24 \cdot E_s \cdot \left[\frac{IMIF_{(1)} + IMIF_{(2)}}{2} \right] \right]} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3)$$

$$\Delta 2(x_2) = \frac{0,097 \cdot 2000,0}{\left[24 \cdot 20500,0 \cdot \left[\frac{9053286,28 + 6980032,29}{2} \right] \right]} \cdot (4000,0^3 - 2 \cdot 4000,0 \cdot 2000,0^2 + 2000,0^3)$$

$$\Delta 2(x_2) = 1,967 \text{ cm}$$

$$\Delta 1(x_2) + \Delta 2(x_2) = 7,061 + 1,967 = 9,028 \text{ cm} = 90,28 \text{ mm}$$

b) Para o vão de 14,0m:

Na seção 1 (S1):

Devido à CP1:

$$\Delta 1(x_1) = \frac{(CP1 \cdot x)}{[24 \cdot E_s \cdot I_{x(1)}]} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3)$$

$$\Delta 1(x_1) = \frac{0,1891 \cdot 350,0}{[24 \cdot 20500,0 \cdot 501055,158]} \cdot (1400,0^3 - 2 \cdot 1400,0 \cdot 350,0^2 + 350,0^3)$$

$$\Delta 1(x_1) = 0,656 \text{ cm}$$

Devido à CP2:

$$\Delta 2(x_1) = \frac{(CP2 \cdot x)}{[24 \cdot E_s \cdot IMIF]} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3)$$

$$\Delta 2(x_1) = \frac{0,097 \cdot 358,0}{[24 \cdot 20500,0 \cdot 1150955,31]} \cdot (1400,0^3 - 2 \cdot 1400,0 \cdot 350,0^2 + 350,0^3)$$

$$\Delta 2(x_1) = 0,147 \text{ cm}$$

$$\Delta 1(x_1) + \Delta 2(x_1) = 0,803 \text{ cm}$$

Na seção 2 (S2):

Devido à CP1:

$$\Delta 1(x2) = \frac{(CP1 \cdot x)}{[24 \cdot Es \cdot I_{x(1)}} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3)$$

$$\Delta 1(x2) = \frac{0,1891 \cdot 700,0}{[24 \cdot 20500,0 \cdot 501055,158]} \cdot (1400,0^3 - 2 \cdot 1400,0 \cdot 700,0^2 + 700,0^3)$$

$$\Delta 1(x2) = 0,921 \text{ cm}$$

Devido à CP2:

$$\Delta 2(x2) = \frac{(CP2 \cdot x)}{[24 \cdot Es \cdot IMIF]} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3)$$

$$\Delta 2(x2) = \frac{0,097 \cdot 700,0}{[24 \cdot 20500,0 \cdot 1150955,31]} \cdot (1400,0^3 - 2 \cdot 1400,0 \cdot 700,0^2 + 700,0^3)$$

$$\Delta 2(x2) = 0,206 \text{ cm}$$

$$\Delta 1(x2) + \Delta 2(x2) = 0,921 + 0,206 = 1,127 \text{ cm}$$

A contra-flecha deve compensar as deformações devidas às cargas permanentes e a curvatura vertical, conforme o greide.

A flecha máxima devido a CP1 é calculada com a inércia da viga de aço isolada e para CP2 com a inércia da seção mista com $N = 3n$.

2.8. Conectores de cisalhamento:

2.8.1. Conectores tipo STUD (conectores tipo pino com cabeça):

Os conectores de cisalhamento devem ser calculados para a fadiga e verificados pela resistência última.

De acordo com a AASHTO, para o concreto com densidade normal ($2400,0 \frac{kN}{cm^2}$), o módulo de elasticidade "Ec" pode ser tomado pela expressão

$$\frac{4800MPa}{\sqrt{1MPa}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

- Vão de 40,0m:

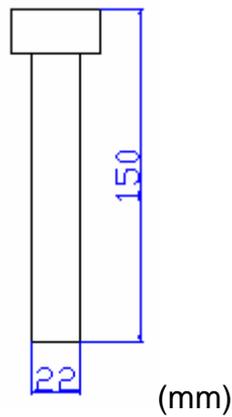


Figura 27 – Esquema do conector tipo Stud

Altura $h_s = 15,0 \text{ cm}$

Diâmetro $d_s = 2,2 \text{ cm}$

$$\text{Área } A_{sc} = \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = \frac{\pi \cdot (2,2)^2}{4} = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Verificação} \Rightarrow \frac{h_s}{d_s} = 6,82 > 4 \Rightarrow \text{OK!} \quad (\text{Para Studs soldados } \frac{h_s}{d_s} > 4)$$

- Resistência à fadiga:

$$\alpha = 7,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Como a média diária de tráfego é menor do que 2500, pelo caso 1 – tipo de estrada: rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas, o número de ciclos é 500.000.

$$Z_{rs} = \alpha d_s^2 \quad Z_{rs} = 7,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 2,2^2 \text{ cm}^2 = 35,0 \frac{\text{kN}}{\text{Stud}}$$

Z_{rs} : faixa de variação admissível para cisalhamento horizontal.

- Resistência Última:

$$E_c = \frac{4800 \text{ MPa}}{\sqrt{1 \text{ MPa}}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = \frac{4800 \text{ MPa}}{\sqrt{1 \text{ MPa}}} \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} = 24000 \text{ MPa} = 2400,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

S_{us} : resistência última do conector de cisalhamento

$$S_{us} = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} = 0,5 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 2400} = 147,0 \frac{\text{kN}}{\text{Stud}}$$

Dependendo do tipo de laje, o conector tipo perfil U laminado pode dificultar o apoio dos pré-moldados ou interferir com a armadura da laje.

2.8.1.1. Cálculo da distância entre os conectores:

O espaçamento necessário entre conectores é dado pela divisão entre a faixa de cisalhamento admissível para o cisalhamento horizontal de todos os conectores de uma determinada seção transversal e a faixa de cisalhamento horizontal (S_r).

Foi observada a necessidade de conectores apenas nas seções S_0 e S_1 , entretanto se mais seções forem adotadas, pode-se reduzir o número total de conectores (as forças cisalhantes diminuem para dentro do vão).

Região dos extremos da seção S_0 e S_1 (base S_0):

$$Q_{cm}(x_0) = 753,67 \text{ kN}$$

$$IMI_{(2)} = 10118759,82 \text{ cm}^4$$

$$m_0 = \left(\frac{b_c \cdot t_c}{n} \right) \cdot [d_{(2)} + e_c - YM_{(2)}] = \left(\frac{230,0 \text{ cm} \cdot 19,0 \text{ cm}}{8} \right) \cdot [200,0 + 19,5 - 142,54] \text{ cm} = 42039,4 \text{ cm}^3$$

$$\text{Cisalhamento horizontal / cm: } S_{r0} = \frac{Q_{cm}(x_0) \cdot m_0}{IMI_{(2)}} = \frac{753,67 \cdot 42039,4}{10118759,82} = 3,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Distância máxima entre os conectores na seção S_0 :

$$d_{0s} = \left(\frac{4 \cdot Z_{rs}}{cm \cdot S_{r0}} \right) \cdot cm = \left(\frac{4 \cdot 35,0}{cm \cdot 3,1} \right) = 45,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Usar } 45,0 \text{ cm máximo entre grupos de } 4$$

Studs (diâmetro 22x150mm) no sentido longitudinal da ponte.

(A distância máxima entre os conectores é de 60 cm – Manual CBCA)

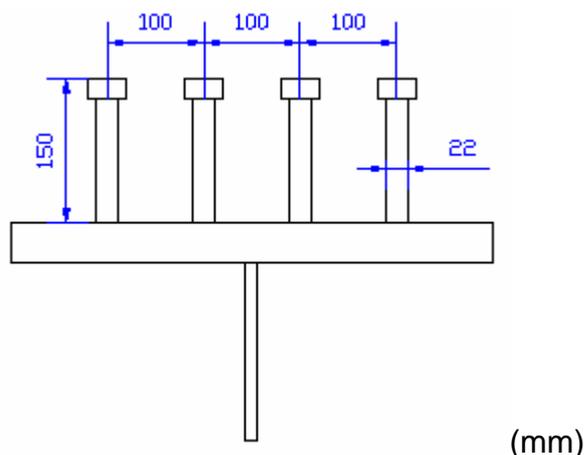


Figura 28 – Esquema representativo do posicionamento dos conectores.

Região Central da seção S_1 a S_2 (base S_1):

$$Q_{cm}(x_1) = 479,80 \text{ kN}$$

$$Q_{cmn}(x_1) = 111,0 \text{ kN}$$

$$IMI_{(1)} = 12889490,26 \text{ cm}^4$$

$$m_1 = \frac{b_c \cdot t_c}{n} \cdot [d_1 + e_c - YM_{(1)}] = \frac{230,0 \cdot 19,0}{8} \cdot [200,0 + 19,5 - 131,42] = 48113,7 \text{ cm}^3$$

Cisalhamento horizontal / cm:

$$S_{r1} = \frac{(Q_{cm(x1)} + Q_{cmn(x1)}) \cdot m_1}{IMI_{(1)}} = \frac{(479,0 + 111,0) \cdot 48113,7}{12889490,26} = 2,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Distância máxima entre os conectores na seção S_1 :

$$d_{1s} = \left(\frac{4 \cdot Z_{r1}}{\text{cm} \cdot S_{r1}} \right) \cdot \text{cm} = \left(\frac{4 \cdot 35,0}{\text{cm} \cdot 2,2} \right) = 63,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{Adotar a distância máxima de 60 cm.}$$

2.8.1.2. Verificação do número mínimo de conectores em $\frac{1}{2}$ viga:

O número de conectores calculado para a fadiga, deve ser verificado pela resistência última, comandada pela menor resistência entre:

- O perfil de aço;
- A laje de concreto na largura efetiva "bc".

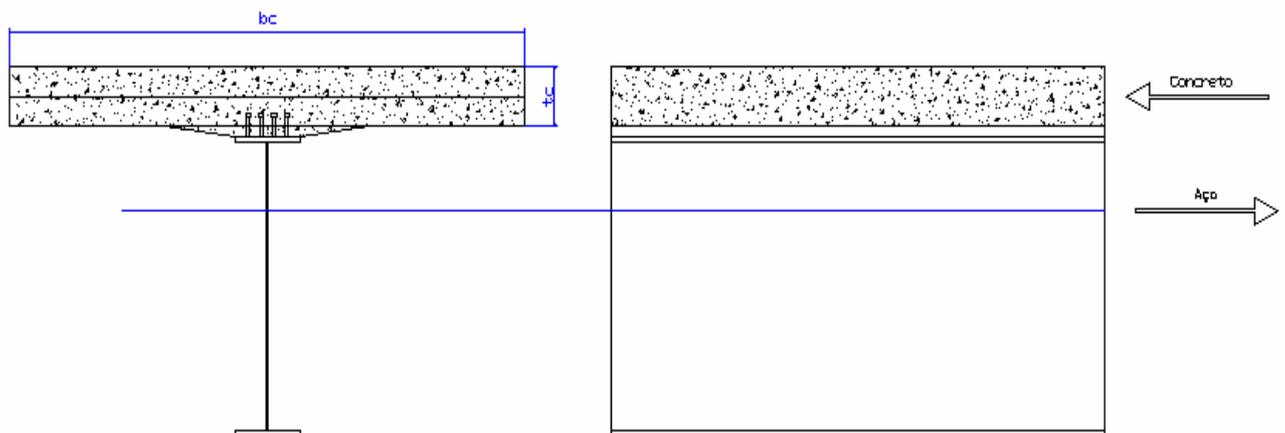


Figura 29 – Seção mista com as resultantes no aço e no concreto.

- Resistência última do perfil de aço:

$$\text{aço: } A_{(1)} \cdot F_y = 846,5 \text{ cm}^2 \cdot 35,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 29627,5 \text{ kN}$$

- Resistência última da laje de concreto:

$$\text{concreto} : 0,85 f_{ck} \cdot b_c \cdot t_c = 0,85 \cdot 2,5 \frac{kN}{cm^2} \cdot 230,0 \cdot 19,0 = 9286,25 kN$$

$$P = \min \left(\begin{array}{c} \text{concreto} \\ \text{aço} \end{array} \right) = 9286,25 kN$$

O valor adotado é o menor valor entre as resistências acima calculadas. Logo, adota-se a resistência última da laje de concreto.

Para os conectores tipo Stud:

$$N_{s_{\min}} = \frac{P}{(0,85 \cdot S_{us})} = \frac{9286,25}{(0,85 \cdot 147,0)} = 75 \text{ Studs}$$

$$N_{studs} = \left[\frac{x_1}{d_{0s}} \cdot 4 + \frac{(x_2 - x_1)}{d_{1s}} \cdot 4 \right] = \frac{1000,0}{46} \cdot 4 + \frac{(2000,0 - 1000,0)}{60} \cdot 4 = 154 \text{ Studs} > N_{s_{\min}}$$

2.8.2. Conectores tipo Stud:

- Vão de 14,0m:

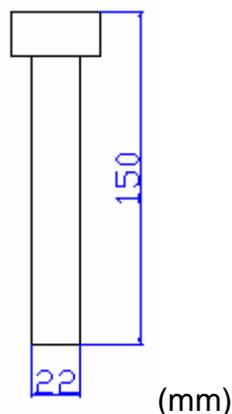


Figura 30 – Conector tipo Stud.

Altura $h_s = 15 \text{ cm}$

Diâmetro $d_s = 2,2 \text{ cm}$

$$\text{Área } A_{sc} = \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = \frac{\pi \cdot (2,2)^2}{4} = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Verificação} \rightarrow \frac{h_s}{d_s} = 6,82 > 4 \Rightarrow \text{OK!} \quad (\text{Para Studs soldados } \frac{h_s}{d_s} > 4)$$

- Resistência à fadiga (pela classe são 500.000 ciclos): $\alpha = 7,3 \frac{kN}{cm^2}$

$$Z_{rs} = \alpha d_s^2 \quad Z_{rs} = 7,3 \frac{kN}{cm^2} \cdot 2,2^2 cm^2 = 35,0 \frac{kN}{Stud}$$

- Resistência Última:

$$E_c = \frac{4800MPa}{\sqrt{1MPa}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 2400,0 \frac{kN}{cm^2}$$

$$S_{us} = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} = 0,5 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 2400} = 147 \frac{kN}{Stud}$$

2.8.2.1. Cálculo da distância entre os conectores:

Região dos extremos onde o cortante é máximo. Não será calculada no meio do vão, pois é constituído por um único perfil.

$$Q_{cm} = 496,39 \text{ kN}$$

$$IMI = 1556662,13 \text{ cm}^4$$

$$m_0 = \left(\frac{b_c \cdot t_c}{n} \right) \cdot [d + e_c - YM] = \left(\frac{230,0 \cdot 19,0}{8} \right) \cdot [110,0 + 19,5 - 105,36] = 13292,0 \text{ cm}^3$$

$$\text{Cisalhamento horizontal / cm: } S_r = \frac{Q_{cm} \cdot m_0}{IMI} = \frac{496,39 \cdot 13192,0}{1556662,13} = 4,2 \frac{kN}{cm}$$

Distância máxima entre conectores:

$$d_s = \left(\frac{4 \cdot Z_{rs}}{cm \cdot S_r} \right) \cdot cm = \left(\frac{4 \cdot 35,0}{cm \cdot 4,2} \right) = 33,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Usar } 33,0 \text{ cm máximo entre grupos de } 4$$

Studs (diâmetro 22x150mm) no sentido longitudinal da ponte.

2.8.2.2. Verificação do número mínimo de conectores em $\frac{1}{2}$ viga:

- Resistência última do aço:

$$\text{aço: } A \cdot F_y = 241,175 \text{ cm}^2 \cdot 35,0 \frac{kN}{cm^2} = 8441,1 \text{ kN}$$

- Resistência última da laje de concreto:

$$\text{concreto: } 0,85 f_{ck} \cdot b_c \cdot t_c = 0,85 \cdot 2,5 \frac{kN}{cm^2} \cdot 230,0 \text{ cm} \cdot 19,0 \text{ cm} = 9286,25 \text{ kN}$$

$$P = \min \left(\begin{array}{l} \text{concreto} \\ \text{aço} \end{array} \right) = 8441,1 \text{ kN}$$

A resistência determinante é a do aço, por ser o mínimo valor.

Para os conectores tipo Stud:

$$N_{s_{\min}} = \frac{P}{(0,85 \cdot S_{us})} = \frac{8441,1}{(0,85 \cdot 147,0)} = 68 \text{ Studs}$$

$$N_{studs} = \frac{700}{34} \cdot 4 = 83 \text{ Studs} > N_{s_{\min}}$$

2.9. Enrijecedor de apoio:

Os enrijecedores de apoio devem ser empregados sempre que a carga solicitante de compressão transversal da alma ultrapassar a resistência. Em tais casos, os enrijecedores de apoio, além de impedir o escoamento e o enrugamento da alma, têm a função de transferir para a alma as cargas concentradas aplicadas nos flanges; geralmente, essas cargas são as reações de apoio das vigas.

No caso de vigas I, enrijecedores são colocados aos pares (uma chapa de cada lado da alma), estendendo-se aproximadamente até as bordas longitudinais das mesas.

a) Vão de 40,0m:

$$\text{Reação máxima no apoio: } Q_{\max} = Q_{cp}(x_0) + Q_{cm}(x_0) = 626 + 753,67 = 1379,67 \text{ kN}$$

Deslocamento para temperatura de 50°C:

$$\Delta L = L_0 \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

$$\text{Deslocamento} = L \times 0,000012 \times 50 = 40 \times 0,000012 \times 50 = 24,0 \text{ mm}$$

Aparelho de apoio neoprene: 300 x 450 x 54mm (carga 1580kN, deslocamento 27mm). A tabela para o cálculo do neoprene encontra-se no anexo IV.

Largura máxima do enrijecedor de apoio (bsa):

$$\left(\frac{bs_{(2)}}{2} - \frac{tw_{(2)}}{2} \right) - 1,0 \text{ cm} = \left(\frac{40,0}{2} - \frac{1,25}{2} \right) - 1,0 = 18,0 \text{ cm} \Rightarrow bsa = 18,0 \text{ cm}$$

Espessura mínima para os enrijecedores de apoio (tsa):

$$\frac{bsa}{12} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{22,8 \cdot \frac{kn}{cm^2}}} = \frac{18,0}{12} \cdot \sqrt{\frac{35,0}{22,8}} = 1,9cm \Rightarrow tsa = 1,9cm$$

Os enrijecedores são dimensionados como colunas sujeitas a flambagem por flexão em relação a um eixo no plano da alma. A seção da coluna será composta pelas duas chapas mais uma parte centrada da alma não maior que 18 vezes a espessura da alma "tw".

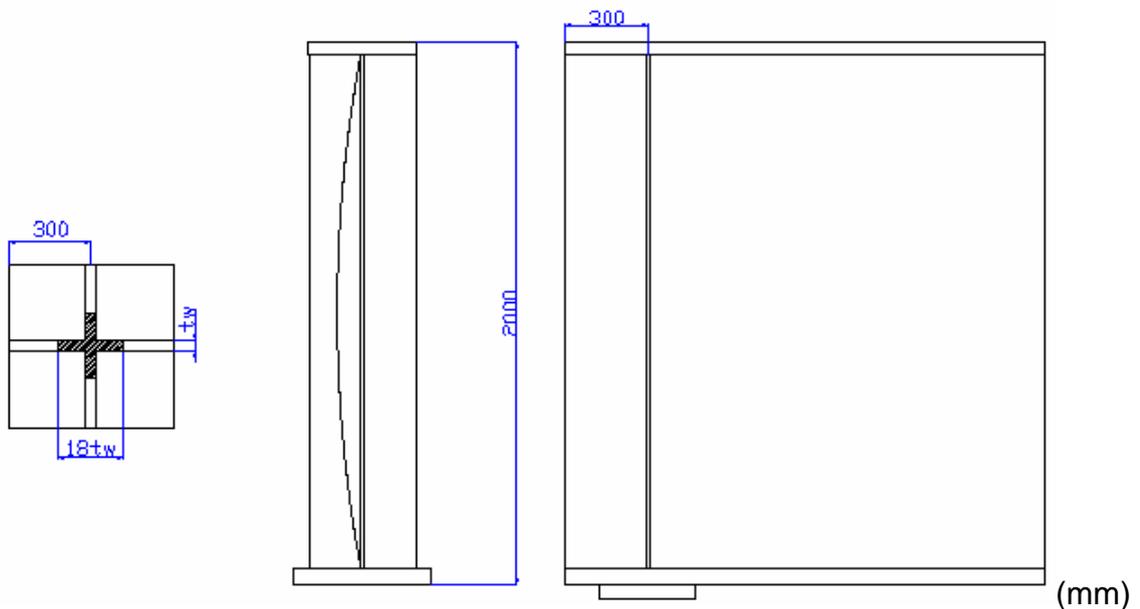


Figura 31 – Ilustração representativa do enrijecedor de apoio.

$$A_{sa} = bsa \cdot tsa \cdot 2 + [18tw_{(2)}]tw_{(2)}$$

$$A_{sa} = 18,0 \cdot 19,0 \cdot 2 + [18,0 \cdot 1,25]1,25 = 96,5cm^2$$

$$I_{sa} = \frac{[18tw_{(2)}] \cdot [tw_{(2)}]^3 + tsa \cdot (2 \cdot bsa)^3}{12} = \frac{[18 \cdot 1,25] \cdot [1,25]^3 + 1,9 \cdot (2 \cdot 18,0)^3}{12} = 7391,0cm^4$$

$$r_{sa} = \sqrt{\frac{I_{sa}}{A_{sa}}} = \sqrt{\frac{7391}{96,5}} = 8,75cm$$

- Verificação das tensões:

$$Fsa = \frac{F_y}{2,12} \cdot \left[1 - \frac{\left(\frac{d_{(2)}}{rsa} \right)^2 \cdot F_y}{4 \cdot \pi^2 \cdot Es} \right] = \frac{35,0}{2,12} \cdot \left(1 - \frac{\left(\frac{200,0}{8,75} \right)^2 \cdot 35,0}{4 \cdot \pi^2 \cdot 20500,0} \right) = 16,1 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{sa} = \frac{Q_{\max}}{Asa} = \frac{1379,67}{96,5} = 14,3 \frac{kN}{cm^2} < Fsa \Rightarrow \text{OK!} \Rightarrow \text{usar duas chapas de } 1,9 \times 18 \text{ cm}$$

b) Vão de 14,0m:

$$\text{Reação máxima no apoio: } Q_{\max} = Q_{cp} + Q_{cm} = 200,3 + 496,39 = 696,7kN$$

Deslocamento para 50°C:

$$\text{Deslocamento} = L \times 0,000012 \times 50 = 14 \times 0,000012 \times 50 = 0,0084 = 8,4$$

mm

Aparelho de apoio neoprene: 300 x 400 x 19 mm (carga 1200kN, deslocamento 9,5mm)

Largura máxima do enrijecedor de apoio (bsa):

$$\left(\frac{bs}{2} - \frac{tw}{2} \right) - 1,0cm = \left(\frac{40,0}{2} - \frac{0,95}{2} \right) - 1,0 = 18,0cm \Rightarrow bsa = 18,0cm$$

Espessura mínima para os enrijecedores de apoio (tsa):

$$\frac{bsa}{12} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{22,8 \cdot \frac{kN}{cm^2}}} = \frac{18,0}{12} \cdot \sqrt{\frac{35,0}{22,8}} = 1,9cm \Rightarrow tsa = 1,9cm$$

$$Asa = bsa \cdot tsa \cdot 2 + [18 \cdot tw] \cdot tw$$

$$Asa = 18,0 \cdot 19,0 \cdot 2 + [18 \cdot 0,95] \cdot 0,95 = 84,6cm^2$$

$$Isa = \frac{[18tw] \cdot [tw]^3 + tsa \cdot (2 \cdot bsa)^3}{12} = \frac{[18 \cdot 0,95] \cdot [0,95]^3 + 1,9 \cdot (2 \cdot 18,0)^3}{12} = 7388,42cm^4$$

$$rsa = \sqrt{\frac{Isa}{Asa}} = \sqrt{\frac{7388,42}{84,6}} = 9,3cm$$

- Verificação das tensões:

$$F_{sa} = \frac{F_y}{2,12} \cdot \left[1 - \frac{\left(\frac{d}{rsa}\right)^2 \cdot F_y}{4 \cdot \pi^2 \cdot E_s} \right] = \frac{35,0}{2,12} \cdot \left(1 - \frac{\left(\frac{110,0}{9,3}\right)^2 \cdot 35,0}{4 \cdot \pi^2 \cdot 20500,0} \right) = 16,41 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{sa} = \frac{Q_{\max}}{A_{sa}} = \frac{696,7}{84,6} = 8,2 \frac{kN}{cm^2} < F_{sa} \Rightarrow \text{OK!} \Rightarrow \text{usar duas chapas de } 1,9 \times 18 \text{ cm}$$

2.10. Enrijecedores transversais intermediários:

2.10.1. Verificação da necessidade de enrijecedores transversais para o vão de 40,0m:

$$tw_{(1)} = 1,25 \text{ cm} < \frac{h_{(1)}}{150} = \frac{189,2}{150} = 1,26 \text{ cm}$$

$$fv_2 = 5,7 \frac{kN}{cm^2} > F_{ve} = \frac{50500,0 \frac{kN}{cm^2}}{\left(\frac{h_1}{tw_1}\right)^2} = \frac{50500,0 \frac{kN}{cm^2}}{\left(\frac{189,2}{1,25}\right)^2} = 2,2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$F_{ve} = 2,2 \frac{kN}{cm^2} < F_v = 0,33 \cdot F_y = 11,55 \frac{kN}{cm^2}$$

=> Há necessidade de enrijecedores transversais

2.10.1.1. Espaçamento entre o apoio e o 1º enrijecedor transversal:

$$\text{Seja: } d0_1 = 84,0 \text{ cm} < 1,5 \cdot h_{(2)}$$

$$d0_1 = 84,0 \text{ cm} < 1,5 \cdot 191,7 \text{ cm}$$

$d0_1$ é um valor arbitrário de espaçamento.

$$k = \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{d0_1}{h_{(2)}}\right]^2} \right] \frac{kN}{cm^2} = \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{84,0}{191,7}\right]^2} \right] = 31,0 \frac{kN}{cm^2}$$

$$C01 = \left[\text{se} \left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \right] < \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}, 1, \text{se} \left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} < \frac{200 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}, \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \cdot \sqrt{F_y} \right]}, \frac{31000 \cdot k}{\left[\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \right]^2 \cdot F_y} \right]} \right] \right]$$

$$\frac{191,7}{1,25} < \frac{160 \cdot \sqrt{31,0}}{\sqrt{35,0}} \Rightarrow 153,36 > 150,6$$

$$\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} < \frac{200 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{191,7}{1,25} < \frac{200 \cdot \sqrt{31}}{\sqrt{35}} \Rightarrow 153,36 < 188,22 \Rightarrow OK$$

$$C01 = \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \cdot \sqrt{F_y} \right]} = \frac{160 \cdot \sqrt{31,0}}{\left[\frac{191,7}{1,25} \cdot \sqrt{35,0} \right]} = 0,98$$

$$fv_{(2)} = 5,7 \frac{kN}{cm^2} < Fv_{(3)} = C01 \cdot \frac{F_y}{3} \Rightarrow Fv_{(3)} = 0,98 \cdot \frac{35,0}{3} = 11,43 \frac{kN}{cm^2}$$

$$Fv_{(3)} = 11,43 \frac{kN}{cm^2} < Fv = 11,55$$

Usar o 1º enrijecedor transversal no máximo a 84,0cm do apoio.

2.10.1.2. Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários dos perfis extremos:

$$\text{Seja: } d0_2 = 130\text{cm} < 3 \cdot h_{(2)} = 3 \cdot 191,7 = 575,1\text{cm}$$

$$d0_2 = 130\text{cm} < h_{(2)} \cdot \left[\frac{260}{\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}}} \right]^2 \Rightarrow 191,7 \cdot \left[\frac{260}{\frac{191,7}{1,25}} \right]^2 = 551,0\text{cm}$$

$d0_2$ é um valor arbitrário de espaçamento.

$$k = \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{d0_2}{h_{(2)}} \right]^2} \right] \frac{kN}{cm^2} = \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{130,0}{191,7} \right]^2} \right] = 15,9 \frac{kN}{cm^2}$$

$$C02 = \left[\text{se} \left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \right] < \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}, 1, \text{se} \left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} < \frac{200 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}, \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \cdot \sqrt{F_y} \right]}, \frac{31000 \cdot k}{\left[\left[\frac{h_{(2)}}{tw_{(2)}} \right]^2 \cdot F_y} \right]} \right] \right]$$

$$\frac{h_{(2)}}{t_{w(2)}} < \frac{160 \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}} \Rightarrow \frac{191,7}{1,25} < \frac{160 \sqrt{15,9}}{\sqrt{35,0}} \Rightarrow 153,36 > 107,84$$

$$\frac{h_{(2)}}{t_{w(2)}} < \frac{200 \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}} \Rightarrow 153,36 > \frac{200 \sqrt{15,9}}{\sqrt{35,0}} \Rightarrow 153,36 > 134,8$$

$$C0_2 = \frac{31000 \cdot K}{\left[\left(\frac{h_{(2)}}{t_{w(2)}} \right)^2 \cdot Fy \right]} \Rightarrow C0_2 = \frac{31000 \cdot 15,9}{\left[\left(\frac{191,7}{1,25} \right)^2 \cdot 35,0 \right]} \Rightarrow C0_2 = 0,6$$

$$fv_{(2)} = 5,7 \frac{kN}{cm^2} < Fv_2 = \frac{Fy}{3} \left[C0_2 + \frac{0,87(1 - C0_2)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d0_{(2)}}{h_{(2)}} \right)^2}} \right]$$

$$Fv_2 = \frac{35,0}{3} \left[0,6 + \frac{0,87(1 - 0,6)}{\sqrt{1 + \left(\frac{130,0}{191,7} \right)^2}} \right] = 10,36 \frac{kN}{cm^2}$$

Usar os demais enrijecedores do perfil extremo, afastados no máximo 130,0cm.

2.10.1.3. Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários do perfil central.

Seja: $d0_3 = 300\text{cm} < 3h_{(1)} = 3 \cdot 189,2 = 567,6\text{cm}$

$$d0_3 = 300\text{cm} < h_{(1)} \left(\frac{260}{\frac{h_{(1)}}{t_{w(1)}}} \right)^2 = 189,2 \cdot \left(\frac{260}{\frac{189,2}{1,25}} \right)^2 = 558,3\text{cm}$$

$d0_3$ é um valor arbitrário de espaçamento.

$$k = \left[5 + \frac{5}{\left(\frac{d_{03}}{h_{w(1)}} \right)^2} \right] = \left[5 + \frac{5}{\left(\frac{300,0}{189,2} \right)^2} \right] = 7,0 \frac{kN}{cm^2}$$

$$C_{03} = \text{if} \left(\frac{d_{(1)}}{t_{w(1)}} < \frac{160 \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, 1, \text{if} \left(\frac{h_{(1)}}{t_{w(1)}} < \frac{200 \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, \frac{160 \sqrt{k}}{\left(\frac{h_{(1)}}{t_{w(1)}} \right) \sqrt{Fy}}, \frac{31000 \cdot k}{\left(\frac{h_{(1)}}{t_{w(1)}} \right)^2 \cdot Fy} \right) \right)$$

$$\frac{d_{(1)}}{t_{w(1)}} < \frac{160 \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}} \Rightarrow \frac{200,0}{1,25} < \frac{160 \sqrt{7,0}}{\sqrt{35,0}} \Rightarrow 160,0 > 71,5$$

$$\frac{h_{(1)}}{t_{w(1)}} < \frac{200 \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}} \Rightarrow \frac{189,2}{1,25} = 151,36 > \frac{200 \sqrt{7,0}}{\sqrt{35,0}} \Rightarrow 151,36 > 89,44$$

$$C_{02} = \frac{31000 \cdot K}{\left[\left(\frac{h_{(1)}}{t_{w(1)}} \right)^2 \cdot Fy \right]} \Rightarrow C_{02} = \frac{31000 \cdot 7,0}{\left[\left(\frac{189,2}{1,25} \right)^2 \cdot 35,0 \right]} \Rightarrow C_{02} = 0,27$$

$$fv_{(1)} = 3,35 \frac{kN}{cm^2} < Fv_3 = \frac{Fy}{3} \left[C_{02} + \frac{0,87 (1 - C_{03})}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_{03}}{h_{(1)}} \right)^2}} \right]$$

$$Fv_2 = \frac{35,0}{3} \left[0,27 + \frac{0,87 (1 - 0,27)}{\sqrt{1 + \left(\frac{300,0}{189,2} \right)^2}} \right] = 7,1$$

Usar os demais enrijecedores transversais do perfil central afastados no máximo 300,0cm.

Obs.: É importante atentar para não coincidir um enrijecedor com uma posição de emenda.

2.10.1.4. Dimensionamento dos Enrijecedores Transversais Intermediários:

Seja:

$$b_{si} = 17 \text{ cm} > 5 \text{ cm} + \frac{h_{(2)}}{30} = 5 \text{ cm} + \frac{191,7}{30} = 11,39 \text{ cm} > \frac{b_{s(2)}}{4} = 10,0 \text{ cm}$$

$$t_{si} = 1,25 \text{ cm} > \frac{b_{si}}{16} = \frac{17}{16} = 1,06 \text{ cm}$$

Será adotada a mesma espessura da alma para um melhor aproveitamento da chapa.

- Momento de Inércia mínimo dos enrijecedores transversais:

$$J = \text{if } [[2,5 \cdot \left[\frac{h_{(2)}}{d_{0(2)}}\right]^2 - 2] < 0,5, 0,5, [2,5 \cdot \left[\frac{h_{(2)}}{d_{0(2)}}\right]^2 - 2]]$$

$$[2,5 \cdot \left[\frac{191,7}{130}\right]^2 - 2] = 3,4 > 0,5 \Rightarrow J = 3,4$$

$$I_{st} = d_{03} \left[t_{w(1)} \right]^3 \cdot J = 300,0 \cdot (1,25)^3 \cdot 3,4 = 1992,2 \text{ cm}^4$$

- Área mínima do enrijecedor transversal (chapa simples B = 2,4)

$$F_{\sigma} = \frac{6222,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\left(\frac{b_{si}}{t_{si}}\right)^2} = \frac{6222,0}{\left(\frac{17,0}{1,25}\right)^2} = 33,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{y, st} = 35,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{\sigma} < F_{y, st}$$

$$A_{st} = \left[0,15 \cdot B \cdot \frac{h_{(2)}}{t_{w(2)}} \cdot (1 - C_0) \left[\frac{f_{v2}}{F_{v2}} \right] - 18 \right] \cdot \frac{F_y}{F_{\sigma}} \cdot (t_{w(2)})^2$$

$$A_{st} = \left[0,15 \cdot 2,4 \cdot \frac{191,7}{1,25} \cdot (1 - 0,6) \left[\frac{5,7}{10,36} \right] - 18 \right] \cdot \frac{35,0}{33,6} \cdot (1,25)^2$$

$$A_{st} = -9,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mas, } A_s = t_{si} \cdot b_{si} = 1,25 \cdot 17,0 \text{ cm}^2 = 21,3 \text{ cm}^2 > A_{st} \Rightarrow A_s = 21,3 \text{ cm}^2$$

$$I_s = \frac{t_{si} \cdot b_{si}^3}{3} = \frac{1,25 \cdot 17,0^3}{3} = 2047,10 \text{ cm}^4 > I_{st} \Rightarrow \text{OK!}$$

Usar 1 chapa de 1,25 X 17 cm

2.10.2. Verificação da necessidade de enrijecedores transversais para o vão de 14,0m:

$$t_w = 0,95 \text{ cm} > \frac{h}{150} = \frac{106,5}{150} = 0,71 \Rightarrow \text{Não há necessidade de enrijecedores transversais.}$$

2.11. Enrijecedor longitudinal:

2.11.1. Verificação da necessidade de enrijecedores longitudinais para o vão de 40,0m:

$$t_{w(1)} = 1,25 \text{ cm} < \frac{h_{(1)} \cdot \sqrt{\frac{f_{bs(1)}}{1,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}}{600} \quad e \quad t_w = 1,25 > \frac{h_{(1)}}{170} = \frac{189,2}{170} = 1,11 \text{ cm}$$

$$1,25 \text{ cm} > \frac{189,2 \cdot \sqrt{\frac{15,34}{1,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}}{600} = 1,23 \text{ cm}$$

=> Não há necessidade de enrijecedor longitudinal

2.11.2. Verificação da necessidade de enrijecedores longitudinais para o vão de 14,0m:

$$t_w = 0,95 \text{ cm} < \frac{h_{(1)} \cdot \sqrt{\frac{f_{bs}}{1,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}}{600} \quad e \quad t_w = 0,95 > \frac{h}{170} = \frac{106,5}{170} = 0,63 \text{ cm}$$

$$0,95 \text{ cm} > \frac{106,5 \cdot \sqrt{\frac{6,51}{1,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}}{600} = 0,45$$

=> Não há necessidade de enrijecedor longitudinal

2.12. Solda de composição dos perfis:

O fluxo de corte entre a alma e a mesa é dado pela equação:

$$S = \frac{Q \cdot M_s}{I}$$

onde:

Q = valor do cortante na seção analisada

M_s = momento estático

I = Momento de inércia

2.12.1. Para o vão de 40,0m:

- Cortantes máximos:

$$Q_{cp1} = CP1 \cdot \frac{L}{2} = 21,6 \frac{kN}{m} \cdot \frac{40,0}{2} m = 432,0 kN$$

$$Q_{cp2} = CP2 \cdot \frac{L}{2} = 9,7 \frac{kN}{m} \cdot \frac{40,0}{2} m = 194,0 kN$$

$$Q_{cm}(x_0) = 753,67 \text{ kN}$$

- Esforço na solda da mesa superior:

$$S_{cp1 - sup} = \frac{Q_{cp1} \cdot [b_{s(2)} \cdot t_{s(2)} \cdot [d_{(2)} - CG_{(2)} \cdot \frac{t_{s(2)}}{2}]]}{I_{x(2)}}$$

$$S_{cp1 - sup} = \frac{432,0 \cdot [40,0 \cdot 2,8 \cdot [200,0 - 75,46 - \frac{2,8}{2}]]}{4047376,6} = 1,47 \frac{kN}{cm}$$

$$S_{cp2 - sup} = \frac{Q_{cp2} \cdot [b_{s(2)} \cdot t_{s(2)} \cdot [d_{(2)} - YMF_{(2)} \cdot \frac{t_{s(2)}}{2}] + \frac{b_c \cdot t_c}{N_{(2)}} \cdot [d_{(2)} + e_c - YMF_{(2)}]}{IMIF_{(2)}}$$

$$S_{cp2 - sup} = \frac{194,0 \cdot [40,0 \cdot 2,8 \cdot [200,0 - 107,89 - \frac{2,8}{2}] + \frac{230,0 \cdot 19,0}{24} \cdot [200,0 + 19,5 - 107,89]}{698003229} = 0,85 \frac{kN}{cm}$$

$$S_{cm - sup} = \frac{Q_{cm(x0)} \cdot [b_{s(2)} \cdot t_{s(2)} \cdot [d_{(2)} - YM_{(2)} - \frac{t_{s(2)}}{2}] + \frac{b_c \cdot t_c}{N_{(1)}} \cdot [d_{(2)} + e_c - YM_{(2)}]}{IMI_{(2)}}$$

$$S_{cm - sup} = \frac{753,67 \cdot [40,0 \cdot 2,8 \cdot [200,0 - 142,54 - \frac{2,8}{2}] + \frac{230,0 \cdot 2,8}{8} \cdot [200,0 + 19,5 - 142,54]}{1011875982} = 3,6 \frac{kN}{cm}$$

$$Solda_{sup} = (S_{cp1-sup}) + (S_{cp2-sup}) + (S_{cm-sup}) = 1,47 + 0,85 + 3,6 = 5,92 \frac{kN}{cm}$$

- Esforço na solda da mesa inferior:

$$S_{cp1-inf} = \frac{Q_{cp1} \cdot [b_{i(2)} \cdot t_{i(2)} \cdot [CG_{(2)} - \frac{t_{i(2)}}{2}]]}{I_{x(2)}} = \frac{432,0 \cdot [50,0 \cdot 5,5 \cdot [75,46 - \frac{5,5}{2}]]}{4047376,6} = 2,19 \frac{kN}{cm}$$

$$S_{cp2-inf} = \frac{Q_{cp2} \cdot [b_{i(2)} \cdot t_{i(2)} \cdot [YMF_{(2)} - \frac{t_{i(2)}}{2}]]}{IMIF_{(2)}} = \frac{194,0 \cdot [50,0 \cdot 5,5 \cdot [107,89 - \frac{5,5}{2}]]}{6980032,29} = 0,80 \frac{kN}{cm}$$

$$S_{cm-inf} = \frac{Q_{cm(x0)} \cdot [b_{i(2)} \cdot t_{i(2)} \cdot [YM_{(2)} - \frac{t_{i(2)}}{2}]]}{IMI_{(2)}} = \frac{753,67 \cdot [50,0 \cdot 5,5 \cdot [142,54 - \frac{5,5}{2}]]}{10118759,82} = 2,86 \frac{kN}{cm}$$

$$Solda_{inf} = (S_{cp1-inf}) + (S_{cp2-inf}) + (S_{cm-inf}) = 2,13 + 0,80 + 2,86 = 5,79 \frac{kN}{cm}$$

- Dimensionamento das soldas de composição dos perfis:

Tensão admissível na solda :

$$F_{vs} = 0,27 \cdot F_u = 0,27 \cdot 48,5 = 13,1 \frac{kN}{cm^2}$$

Resistência de 1 centímetro de filete de um milímetro:

$$R_{filete} = \frac{F_v \cdot 0,707 \cdot 1,0 cm}{10 mm} = 0,82 \frac{cm}{mm} \quad ,$$

$$F_v = 0,33 \cdot F_y = 0,33 \cdot 35,0 = 11,55 \frac{kN}{cm^2}$$

Filete de solda necessário:

$$Filete = \frac{\max \left(\frac{solda_{-sup}}{solda_{-inf}} \right)}{R_{-filete}} = \frac{\left(\frac{5,92}{2} \right)}{0,82} = 3,6 \text{ mm}$$

Filetes de soldas mínimos: (T = maior espessura da chapa de ligação)

T ≤ 19,0 mm ⇒ filete mínimo de 6,0 mm

T > 19,0 mm ⇒ filete mínimo de 8,0 mm

	Perfil 1	Perfil 2
Mesa superior	t _{s(1)} = 38,0 mm > 19,0 mm	t _{s(2)} = 28,0 mm > 19,0 mm
Mesa inferior	t _{i(1)} = 70,0 mm > 19,0 mm	t _{i(2)} = 55,0 mm > 19,0 mm

Utilizar filete de 8,0 mm nas soldas do flange superior e no flange inferior.

2.12.2. Para o vão de 14,0m:

- Cortantes máximos:

$$Q_{cp1} = CP_1 \cdot \frac{L}{2} = 18,91 \cdot \frac{14}{2} = 132,37 kN$$

$$Q_{cp2} = CP_2 \cdot \frac{L}{2} = 9,7 \cdot \frac{14}{2} = 67,9 kN$$

$$Q_{cm}(x_0) = 496,39 kN$$

- Esforço na solda da mesa superior:

$$S_{cp1_sup} = \frac{Q_{cp1} \cdot \left[bs \cdot ts \cdot \left[d - CG - \frac{ts}{2} \right] \right]}{I_x} = \frac{132,37 \cdot \left[40,0 \cdot 1,5 \cdot \left[110,0 - 50,69 - \frac{1,5}{2} \right] \right]}{501055,158} = 0,93 \frac{kN}{cm}$$

$$S_{cp2_sup} = \frac{Q_{cp2} \cdot \left[bs \cdot ts \cdot \left[d - YMF - \frac{ts}{2} \right] + \frac{bc \cdot tc}{N_2} \cdot \left[d + e_c - YMF \right] \right]}{IMIF}$$

$$S_{cp2_sup} = \frac{67,9 \left[40,0 \cdot 1,5 \cdot \left[110,0 - 84,59 - \frac{1,5}{2} \right] + \frac{230,0 \cdot 19,0}{24} \cdot [110,0 + 19,5 - 84,59] \right]}{1150955,31} = 0,57 \frac{kN}{cm}$$

$$S_{cm_sup} = \frac{Q_{cm} \cdot \left[bs \cdot ts \cdot \left[d - YM - \frac{ts}{2} \right] + \frac{bc \cdot tc}{N_1} \cdot [d + e_c - YM] \right]}{IMI}$$

$$S_{cm_sup} = \frac{496,39 \cdot \left[40,0 \cdot 1,5 \cdot \left[110,0 - 105,36 - \frac{1,5}{2} \right] + \frac{230,0 \cdot 19,0}{8} \cdot [110,0 + 19,5 - 105,6] \right]}{1556662,13} = 4,28 \frac{kN}{cm}$$

$$Solda_sup = (S_{cp1_sup}) + (S_{cp2_sup}) + (S_{cm_sup}) = 0,93 + 0,57 + 4,28 = 5,78 \frac{kN}{cm}$$

- Esforço na solda da mesa inferior:

$$S_{cp1_inf} = \frac{Q_{cp1} \cdot \left[bi \cdot ti \cdot \left[CG - \frac{ti}{2} \right] \right]}{I_x} = \frac{132,37 \cdot \left[40,0 \cdot 2 \cdot \left[50,69 - \frac{2,0}{2} \right] \right]}{501055,158} = 1,05 \frac{kN}{cm}$$

$$S_{cp2_inf} = \frac{Q_{cp2} \cdot \left[bi \cdot ti \cdot \left[YMF - \frac{ti}{2} \right] \right]}{IMIF} = \frac{67,9 \cdot \left[40,0 \cdot 2 \cdot \left[84,59 - \frac{2,0}{2} \right] \right]}{1150955,31} = 0,40 \frac{kN}{cm}$$

$$S_{cm_inf} = \frac{Q_{cm} \cdot \left[bi \cdot ti \cdot \left[YM - \frac{ti}{2} \right] \right]}{IMI} = \frac{496,39 \cdot \left[40,0 \cdot 2 \cdot \left[105,36 - \frac{2,0}{2} \right] \right]}{155666,13} = 2,66 \frac{kN}{cm}$$

$$Solda_inf = (S_{cp1_inf}) + (S_{cp2_inf}) + (S_{cm_inf}) = 1,05 + 0,4 + 2,66 = 4,11 \frac{kN}{cm}$$

- Dimensionamento das soldas de composição dos perfis:

$$\text{Tensão admissível na solda: } F_{vs} = 0,27 \cdot F_u = 0,27 \cdot 48,5 = 13,1 \frac{kN}{cm^2}$$

Resistência de 1cm de filete de 1mm:

$$R_{\text{filete}} = \frac{F_v \cdot 0,707 \cdot 1,0\text{cm}}{10\text{mm}} = \frac{0,82 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}}{\text{mm}}$$

$$F_v = 0,33 \cdot F_y = 11,55 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Filete de solda necessário:

$$\text{Filete} = \frac{\max\left(\left(\begin{matrix} \text{solda_sup} \\ \text{solda_int} \end{matrix}\right)\right)}{R_{\text{filete}}} = \frac{5,78}{0,82} = 3,6\text{mm}$$

Filete de solda mínimos: (T = maior espessura de chapa na ligação)

$T \leq 19,0 \text{ mm} \Rightarrow$ filete mínimo de 6,0 mm

$T > 19,0 \text{ mm} \Rightarrow$ filete mínimo de 8,0 mm

	Perfil
Mesa superior	$t_s = 15,0 \text{ mm} < 19,0 \text{ mm}$
Mesa inferior	$t_i = 20,0 \text{ mm} > 19,0 \text{ mm}$

Utilizar filete de 6,0 mm nas soldas do flange superior e de 8,0mm nas soldas do flange inferior.

2.13. Dimensionamento dos diafragmas:

Diafragmas para vigas laminadas devem ter no mínimo $\frac{1}{3}$ e preferencialmente $\frac{1}{2}$ da altura da viga e para perfis soldados no mínimo $\frac{1}{2}$ e preferencialmente $\frac{3}{4}$ da altura do perfil. Geralmente, utilizam-se diafragmas do tipo X ou V. Têm a devida função de transmitir adequadamente todas as cargas laterais para os apoios.

Como um número par de diafragmas ocasionaria um diafragma no centro da viga, coincidindo com a emenda dos perfis, acrescenta-se mais um diafragma, evitando assim solda na emenda central da viga.

Deve-se optar por diafragmas em cada apoio e em todas as alas, de tal forma que fiquem espaçadas em intervalos que não excedam 7,6m.

- Vão de 40,0m (para o vão de 14,0m o cálculo é semelhante):

$$\text{número de diafragmas: } num_diaf = \left[\frac{L}{7,6m} \right] + 1 = 7$$

$$\text{distância entre diafragmas: } dist_diaf = \frac{L}{num_diaf} = \frac{40,0}{7} = 5,71m$$

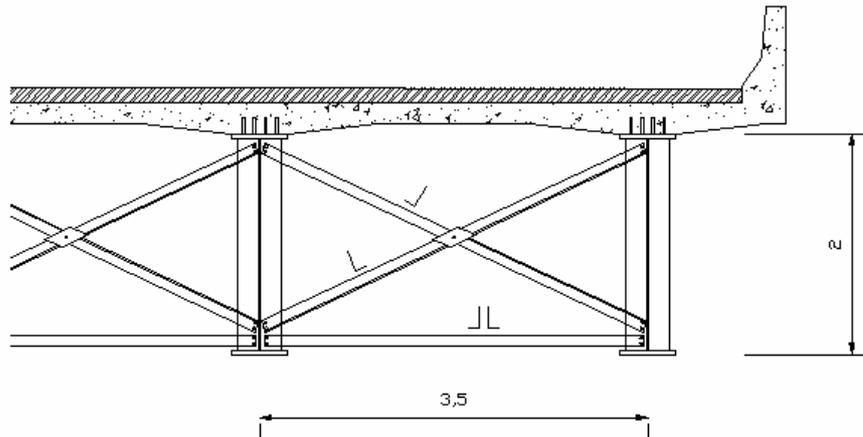


Figura 32 – Esquema dos diafragmas na seção transversal da ponte.

Raio de giração mínimo para os montantes (2L):

Esbeltez máxima para elementos principais comprimidos: $Esb_comp = 120,0$

$$RM_{\min} = \frac{b}{Esb_comp} = \frac{350,0}{120,0} = 2,9cm$$

Raio de giração mínimo para as diagonais (1L):

Esbeltez máxima para elementos principais tracionados: $Esb_traci = 200,0$

$$RD_{\min} = \frac{\sqrt{(d_1)^2 + b^2}}{Esb_trac} = \frac{\sqrt{(200,0)^2 + (350,0)^2}}{200} = 2,0cm$$

Seja L 127 x 127 x 10

Área=27,3cm²

$$R(1L) = 2,51cm > RD_{\min}$$

$$R(2L) = 3,96cm > RM_{\min}$$

Os valores dos raios de giração para as seções L encontram-se tabelados no Livro Estruturas de Aço (Walter Pfeil/Michèle Pfeil)

2.14. Verificação da fadiga:

Categoria para fadiga: Rodovias expressas, estradas e ruas, 500.000*ciclos.

*classificação de acordo com a média diária de tráfego

2.14.1. Vão de 40,0m:

- Na solda de composição dos perfis das longarinas em S_2 :

Categoria de tensão B, já que se trata de perfis compostos em que o metal base e o metal de solda em elementos compostos de chapas estão conectados por filete de solda contínuo paralelo à direção da tensão aplicada. (Para 500.000ciclos, faixa de tensão admissível: $S_r = 16,2 \frac{kN}{cm^2}$).

A faixa de tensão admissível é definida como a diferença algébrica entre a tensão máxima e a tensão mínima.

$$S_{r1} = \frac{Mcm_{(x2)}}{WIM_{(1)}} = \frac{7494,13 \cdot 100 kN \cdot cm}{98076,48 cm^3} = 7,64 \frac{kN}{cm^2} < 16,2 \frac{kN}{cm^2} \Rightarrow \text{Ok!}$$



Figura 33 – Esquema do perfil I com solda.

- Na emenda dos perfis das longarinas em S_2 :

Caso fosse escolhida a ligação dos perfis por solda, a verificação consta no projeto, contudo, optou-se pela ligação parafusada por mostrar-se mais fácil de ser executada in loco.

Categoria de tensão B, já que se trata de ligações soldadas em que o metal base e o metal de solda em emendas soldadas são de penetração total. (Para 500.000ciclos, faixa de tensão admissível: $S_r = 16,2 \frac{kN}{cm^2}$).

$$S_{r2} = \frac{Mcm_{(x2)}}{WIM_{(1)}} = 7,64 \frac{kN}{cm^2} < 16,2 \frac{kN}{cm^2} \Rightarrow \text{Ok!}$$

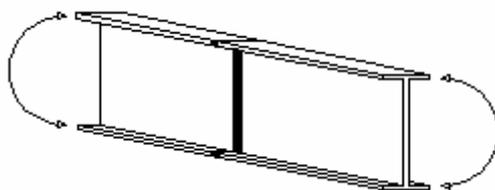


Figura 34 – Esquema representativo de perfis com emendas.

- No pé da solda de enrijecedores transversais e conectores:

Categoria de tensão C, já que se trata de perfis compostos cuja tensão de flexão para este caso específico é calculada no pé da solda de enrijecedores transversais e os dispositivos carregados longitudinalmente apresentam ainda conectores de cisalhamento tipo Stud. (Para 500.000 ciclos, faixa de tensão

admissível: $S_r = 11,2 \frac{kN}{cm^2}$).

$$S_{r1} = 7,64 \frac{kN}{cm^2} < 11,2 \frac{kN}{cm^2} \Rightarrow \text{Ok!}$$

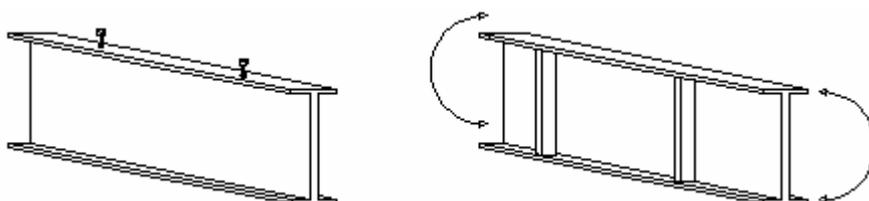


Figura 35 – Esquema representativo de perfis com conectores e enrijecedores transversais.

2.14.2. Vão de 14,0m:

- Na solda de composição dos perfis soldados das longarinas:

$$S_r = 16,2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$S_{r1} = \frac{Mcm}{WIM} = \frac{1686,36 kN.cm}{15241,87 cm^2} = 11,06 \frac{kN}{cm^2} < 16,2 \frac{kN}{cm^2} \Rightarrow \text{Ok!}$$

- No pé da solda dos conectores:

$$S_r = 11,2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$S_{r1} < S_r \Rightarrow \text{Ok!}$$

2.15. Emendas Parafusadas:

De acordo com a AASHTO / 02, tem-se para as tensões admissíveis:

- tração área bruta: $F_{tb} = 0,55 \cdot F_y = 0,55 \cdot 35,0 = 19,3 \frac{kN}{cm^2}$

- tração área líquida: $F_{tl} = 0,46 \cdot F_u = 0,46 \cdot 48,5 = 22,3 \frac{kN}{cm^2}$

- compressão: $F_c = 0,55 \cdot F_y = 0,55 \cdot 35,0 = 19,3 \frac{kN}{cm^2}$

- cortante: $F_v = 0,33 \cdot F_y = 0,33 \cdot 35,0 = 11,6 \frac{kN}{cm^2}$

O vão da viga de 40,0m é composto por 4 segmentos: 10,0m + 10,0m + 10,0m + 10,0m.

A viga está sujeita aos seguintes esforços no ponto de emenda S₁

Cortante $V = 792,80kN$

Momento Vertical $M_v = 10329,10kN \cdot m$

Especificações da viga por trecho:

Tabela 8 – Valores das dimensões de cada elemento dos perfis da extremidade e central:

PERFIL	Extremidade PS 200cm x 4,92 $\frac{kgf}{cm}$	Central PS 200cm x 6,64 $\frac{kgf}{cm}$
Alma	1,25	1,25
Mesa superior	40 x 4,2	50 x 4,2
Mesa inferior	50 x 6	60 x 6

Para que não existissem problemas na ligação com parafusos quando as talas fossem empregadas, adotou-se as mesmas espessuras para as mesas inferior e superior dos perfis 1 e 2.

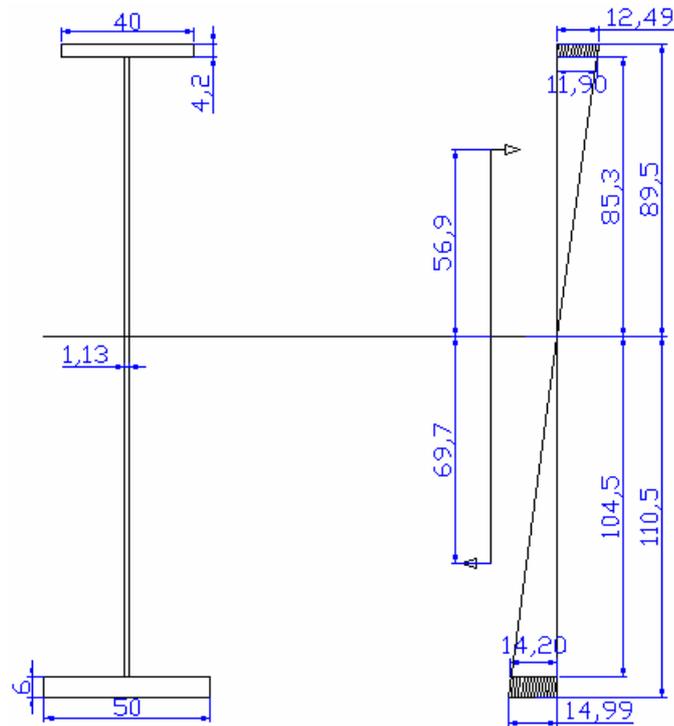


Figura 36 – Diagrama de tensões na emenda da viga

Por semelhança de triângulos:

$$12,49 - 89,5$$

$$x_1 - 85,3$$

$$\Rightarrow x_1 = 11,9 \frac{kN}{cm^2}$$

$$14,99 - 110,5$$

$$x_2 - 104,5$$

$$\Rightarrow x_2 = 14,2 \frac{kN}{cm^2}$$

Serão usados na emenda das mesas e alma parafusos ASTM A 325 - $\phi 22(7/8'')$.

Sua resistência a cisalhamento pela AASHTO/02 é $F_v = 40,1kN$.

2.15.1. Mesa superior:

Ch 42,0 x 400,0mm (dimensões da mesa)

$$F_{vmédio} = \frac{12,49 + 11,9}{2} = 12,2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$12,2 < 0,75 \cdot 19,3 = 14,48$$

$$\text{força transmitida pela mesa} = \left(\frac{12,2 + 14,48}{2} \right) \cdot 40,0 \cdot 4,2 = 2241,12 \text{ kN}$$

2.15.1.1. Parafusos:

Considerando 4 linhas de 7 parafusos num total de 28 parafusos a cisalhamento duplo:

$$f_v = \frac{2241,12}{2 \cdot 28} = 40,0 < 40,1 \text{ kN} \Rightarrow \text{Ok!}$$

2.15.1.2. Talas:

Tala externa: Ch 42,0 x 400,0mm

Talas internas: 2 Ch 22,0 x 190,0mm

$$A_{nec} = 4,2 \cdot 40,0 = 168,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{talas} = 2,2 \cdot 40,0 + 2 \cdot 2,2 \cdot 19,0 = 171,6 \text{ cm}^2 > 168 \text{ cm}^2$$

2.15.2. Mesa inferior:

Ch 60,0 x 500,0mm (dimensões da mesa)

$$F_{vmédio} = \frac{14,2 + 14,99}{2} = 14,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$14,6 > 0,75 \cdot 19,3 = 14,48 \Rightarrow \text{Ok!}$$

$$\text{força transmitida pela mesa} = F_{vt} = 14,6 \cdot 6,0 \cdot 50,0 = 4380,0 \text{ kN}$$

2.15.2.1. Parafusos:

Considerando 4 linhas de 14 parafusos num total de 56 a cisalhamento duplo:

$$f_v = \frac{4380,0}{2 \cdot 56} = 39,1 < 40,1 \text{ kN}$$

2.15.2.2. Talas:

Tala externa: Ch 30,0 x 500,0mm

Talas internas: 2 Ch 32,0 x 240,0mm

$$A_{nec} = 50,0 \cdot 6,0 = 300,0 \text{ cm}^2 \text{ (bruta)}$$

$$A_{talas} = 3,0 \cdot 50,0 + 2 \cdot 3,2 \cdot 24,0 = 303,6 \text{ cm}^2$$

$$303,6 > 300 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Ok!}$$

Verificação da mesa $b = 500,0\text{mm}$

Furos $4 \times 25(d + 3,5\text{mm}) = 100,0\text{mm}$

Redução permitida $= 15\% \times 500,0 = 75,0\text{mm}$

Redução a ser aplicada $= 100,0 - 75,0 = 25,0\text{mm}$

Largura efetiva $500,0 - 25,0 = 475,0\text{mm}$

Capacidade máxima da mesa líquida à tração $= 0,46 \cdot F_u \cdot 4,75 \cdot 6,0 = 6358,3\text{ kN}$

$6358,3\text{kN} > 4380\text{kN}$

2.15.3. Alma:

Ch $12,5 \times 1898\text{mm}$

2.15.3.1. Esforços atuantes:

$V = 792,80\text{kN}$

$$F_v = 0,33F_y = 0,33 \cdot 35,0 = 11,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_v = \frac{792,80}{1,25 \cdot 189,8} = 3,34 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 11,6 \Rightarrow \text{Ok!}$$

$$f_{v\text{méd}} = \frac{3,34 + 11,6}{2} = 7,47 < 0,75 \cdot 11,6 = 8,7$$

$$V_{alma} = 8,7 \cdot 1,25 \cdot 189,8 = 2064,1\text{kN} > 792,8\text{kN}$$

Momento transmitido pela alma:

$$M = \frac{11,9 \cdot 85,3}{2} \cdot 1,25 \cdot 56,9 + \frac{14,2 \cdot 104,5}{2} \cdot 1,25 \cdot 69,7 = 100740,8\text{kN} \cdot \text{cm}$$

2.15.3.2. Parafusos:

Considerando 2 linhas de 23 parafusos num total de 46 a cisalhamento duplo:

- Esforço na ligação da alma: $V = 792,80\text{kN}$

$$M = 100740,8 + 792,80 \cdot (0,5 + 4,0 + 3,75) = 107281,4\text{kN} \cdot \text{cm}$$

- Cálculo da inércia polar do grupo:

$$\Sigma d^2 = 46 \cdot (3,75)^2 + 4 \cdot (8,0^2 + 16,0^2 + 24,0^2 + 32,0^2 + 40,0^2 + 48,0^2 + 56,0^2 + 64,0^2 + 72,0^2 + 80,0^2 + 88,0^2) = 130182,9\text{cm}^2$$

- Determinação da força de cisalhamento no parafuso:

$$f_h = \frac{107281,4}{130182,9} \cdot 88,0 = 72,52kN$$

$$f_v = \frac{107281,4}{130182,9} \cdot 3,75 + \frac{792,80}{46} = 20,32kN$$

$$f = 0,5 \cdot \sqrt{(72,52)^2 + (20,32)^2} = 37,66 < 40,1 \Rightarrow \text{Ok!}$$

2.15.3.3. Talas:

2 Ch 7,0 x 400,0 x 1840,0mm

Altura da alma = 200,0 – 4,2 – 6,0 = 189,8cm

Altura da tala = 176,0 + 4,0 + 4,0 = 184,0cm

$A_{\text{alma}} = 1,25 \times 189,8 = 237,25\text{cm}^2$

$A_{\text{talas}} = 2 \times 0,7 \times 184,0 = 257,6 > 237,25\text{cm}^2$

Determinando a emenda S_2 no meio do vão entre perfis PS 200 x 6,64 onde os esforços encontrados foram:

$$V = 0 + 206,61 = 206,61kN$$

$$M_v = 4332,1 + 1945,5 + 7494,13 = 13771,73kN \cdot cm$$

Na emenda das mesas e alma serão empregados parafusos ASTM A325 - $\phi 22(7/8'')$. Sua resistência ao cisalhamento é $F_v = 40,1kN$.

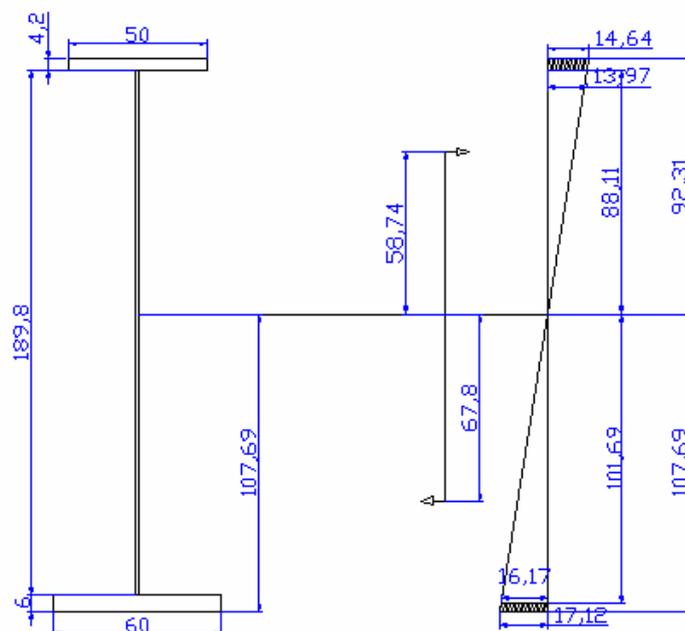


Figura 37– Diagrama de tensões na emenda da viga

Por semelhança de triângulos:

$$14,64 - 92,31$$

$$x_1 - 88,11$$

$$\Rightarrow x_1 = 13,97 \frac{kN}{cm^2}$$

$$17,12 - 107,69$$

$$x_2 - 101,69$$

$$\Rightarrow x_2 = 16,17 \frac{kN}{cm^2}$$

Tabela 9 – Valores das dimensões dos elementos do perfil único:

Perfil Central	
PS 200cm x 6,64 $\frac{kgf}{cm}$	
Alma	1,25
Mesa Superior	50 x 4,2
Mesa Inferior	60 x 6

2.15.4. Mesa Superior:

Ch 42,0 x 500,0mm

$$f_{vmédio} = \frac{14,64 + 13,97}{2} = 14,3 \frac{kN}{cm^2}$$

$$14,3 < 0,75 \cdot 19,3 = 14,48 \Rightarrow \text{Ok!}$$

$$força\ transmitida\ pela\ mesa = \left(\frac{14,3 + 14,48}{2} \right) \cdot 50,0 \cdot 4,2 = 3021,9kN$$

2.15.4.1. Parafusos:

Considerando 6 linhas de 7 parafusos num total de 42 a cisalhamento duplo:

$$f_v = \frac{3021,9}{2 \cdot 42} = 36,0 < 40,1kN \Rightarrow \text{Ok!}$$

2.15.4.2. Talas:

Tala externa: Ch 25,0 x 500,0mm

Talas internas: 2 Ch 20,0 x 240,0mm

$$A_{nec} = 50,0 \cdot 4,2 = 210,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{talas} = 2,5 \cdot 50,0 + 2 \cdot 2,0 \cdot 24,0 = 221,0 \text{ cm}^2$$

$$221 > 210 \Rightarrow \text{Ok!}$$

2.15.5. Mesa inferior:

Ch 60,0 x 600,0mm

$$f_{v \text{ médio}} = \frac{16,17 + 17,12}{2} = 16,64 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$16,64 > 0,75 \cdot 19,3 = 14,48$$

$$\text{força transmitida pela mesa : } F_{vt} = 16,64 \cdot 6,0 \cdot 60,0 = 5990,4 \text{ kN}$$

2.15.5.1. Parafusos:

Considerando 4 linhas de 20 parafusos num total de 80 a cisalhamento duplo:

$$f_v = \frac{5990,4}{2 \cdot 80} = 37,44 < 40,1 \text{ kN} \Rightarrow \text{Ok!}$$

2.15.5.2. Talas:

Tala externa: Ch 32,0 x 600,0mm

Talas internas: 2 Ch 32,0 x 290,0mm

$$A_{nec} = 6,0 \cdot 60,0 = 360,0 \text{ cm}^2 \text{ (bruta)}$$

$$A_{talas} = 3,2 \cdot 60,0 + 2 \cdot 3,2 \cdot 29,0 = 377,6 \text{ cm}^2$$

$$377,6 > 360$$

Verificação da mesa b= 600,0mm

Furos 4 x 25(furo) = 100,0mm

Redução permitida = 15% x 600,0 = 90,0mm

Redução a ser aplicada = 100,0 – 90,0 = 10,0mm

Largura efetiva 600,0 – 10,0 = 590,0mm

Capacidade máxima da mesa líquida à tração = 0,46 . Fu . 59,0 . 6,0 = 7897,74 kN

7897,74 > 5990,4 => Ok!

2.15.6. Alma:

Ch 12,5 x 1898mm

2.15.6.1. Esforços atuantes:

$$V = 206,61kN$$

$$F_v = 0,33F_y = 0,33 \cdot 35,0 = 11,6 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_v = \frac{206,61}{1,25 \cdot 189,8} = 0,871 \frac{kN}{cm^2} < 11,6 \Rightarrow \text{Ok!}$$

$$f_{v\text{méd}} = \frac{0,871 + 11,6}{2} = 6,24 < 0,75 \cdot 11,6 = 8,7$$

$$V_{alma} = 8,7 \cdot 1,25 \cdot 189,8 = 2064,1kN > 206,61kN \Rightarrow \text{Ok!}$$

Momento transmitido pela alma:

$$M = \frac{13,97 \cdot 88,11}{2} \cdot 1,25 \cdot 58,74 + \frac{16,17 \cdot 101,69}{2} \cdot 1,25 \cdot 67,80 = 114867,7kN \cdot cm$$

2.15.6.2. Parafusos:

Considerando 2 linhas de 23 parafusos num total de 46 a cisalhamento duplo.

- Esforço na ligação da alma: $V = 206,61kN$

$$M = 114867,7 + 206,61 \cdot (0,5 + 4,0 + 3,75) = 116572,23kN \cdot cm$$

- Cálculo de inércia polar do grupo:

$$\Sigma d^2 = 46 \cdot (3,75)^2 + 4 \cdot (8,0^2 + 16,0^2 + 24,0^2 + 32,0^2 + 40,0^2 + 48,0^2 + 56,0^2 + 64,0^2 + 72,0^2 + 80,0^2 + 88,0^2) = 130182,9cm^2$$

- Determinação da força de cisalhamento no parafuso:

$$f_h = \frac{116572,23}{130182,9} \cdot 88,0 = 78,8kN$$

$$f_v = \frac{116572,23}{130182,9} \cdot 3,75 + \frac{206,61}{46} = 7,85kN$$

$$f = 0,5 \cdot \sqrt{(78,8)^2 + (7,85)^2} = 39,6 < 40,1 \Rightarrow \text{Ok!}$$

2.15.6.3. Talas:

2 Ch 7,0 x 320,0 x 1840,0mm

$$\text{Altura da alma} = 200,0 - 4,2 - 6,0 = 189,8\text{cm}$$

$$\text{Altura da tala} = 176,0 + 4,0 + 4,0 = 184,0\text{cm}$$

$$A_{\text{alma}} = 1,25 \cdot 189,8 = 237,25\text{cm}^2$$

$$A_{\text{talas}} = 2 \cdot 0,7 \cdot 184,0 = 257,6 > 236\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Ok!}$$

CAPÍTULO III – MESOESTRUTURA

3.1. Definição:

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

“Pilares são peças estruturais sujeitas à flexo-compressão reta ou oblíqua que se destinam a transmitir os esforços da superestrutura para as fundações” (notas de aula da disciplina de Pontes II – UFF).

3.2. O Método dos estados limites:

Um estado limite ocorre sempre que a estrutura deixa de satisfazer um de seus objetivos. Eles podem ser divididos em:

- Estados limites últimos;
- Estados limites de utilização.

Os estados limites últimos estão associados à ocorrência de cargas excessivas e conseqüente colapso da estrutura devido, por exemplo, a:

- Perda de equilíbrio como corpo rígido;
- Ruptura de uma ligação ou seção;
- Instabilidade em regime elástico ou não.

Os estados limites de utilização (associados a cargas em serviço incluem):

- Deformações excessivas;
- Vibrações excessivas.

Pelo estado limite último, a garantia de segurança é traduzida pela equação de conformidade, para cada seção da estrutura: $S_d = S(\sum \gamma_{fi} F_i) < R_d = \phi R_u$, onde a sollicitação de projeto é menor que a resistência de projeto R_d . A sollicitação de projeto (ou sollicitação de cálculo) é obtida a partir de uma combinação de cargas F_i , cada uma majorada pelo coeficiente γ_{fi} , enquanto a resistência última é minorada pelo coeficiente ϕ para compor a resistência de projeto. Os coeficientes γ_f e ϕ refletem as variabilidades dos valores característicos dos diversos carregamentos e

das características mecânicas do material. Trata-se de um método que considera as incertezas de forma mais racional que o Método das Tensões Admissíveis, além de considerar as reservas de resistência após o início da plastificação.

3.3. Dados iniciais:

Espessura da laje: 19,0cm

Mísula: 10,0cm

Altura dos perfis: 200,0cm

Neoprene: 5,4cm

Bloco de coroamento: 70cm

$\Sigma h = 304,0\text{cm}$

Pilar 2: $h = 672,0 - 304,0 \Rightarrow h = 368,0\text{cm}$

Pilar 3: $h = 800,0 - 304,0 \Rightarrow h = 496,0\text{cm}$

Pilar 4: $h = 800,0 - 304,0 \Rightarrow h = 496,0\text{cm}$

Pilar 5: $h = 500,0 - 304,0 \Rightarrow h = 196,0\text{cm}$

Não existirão os pilares 1 e 6 como apresentado na figura 2. Esses elementos estão ilustrados apenas para mostrar que naqueles pontos existirão apoios, que serão os blocos de fundação onde as longarinas se apoiarão diretamente.

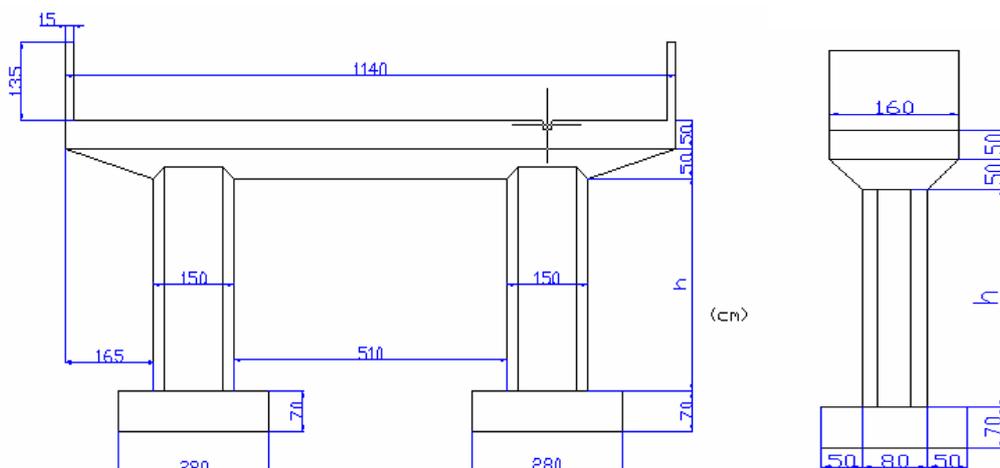


Figura 38 - Esquema representativo da vista transversal (plano XY) e da vista longitudinal (plano YZ), respectivamente.

3.4. Modelo de Cálculo:

O dimensionamento dos pilares foi feito utilizando o modelo de bielas e tirantes, onde treliças foram criadas no interior dos pilares e analisadas utilizando o FTOOL. Após a obtenção dos esforços em cada elemento da treliça carregada com várias combinações de carga, procurando-se sempre a pior situação de carregamento, foi feito o dimensionamento para cada pilar sempre buscando o elemento mais solicitado para utilização nos cálculos.

Uma das grandes vantagens do modelo de bielas e tirantes é a generalidade, ou seja, é capaz de reproduzir, de modo aproximado, porém realista e sistemático, grande parte dos elementos constituídos de concreto estrutural. Permite análise físico-intuitiva do comportamento do concreto estrutural.

3.5. Carregamento atuante nos pilares:

Os esforços atuantes nos pilares são definidos pela Norma brasileira NBR 7187 (Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento) e NBR 6118/2003 (Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado). Esses esforços são classificados quanto à direção em verticais e horizontais.

3.5.1. Obtenção de carga de frenagem e aceleração e carga de vento:

Para os encontros dos 2 vãos de 40,0m e 40,0m.

Nos extremos desses vãos têm-se os seguintes valores de reações:

$$Q_{cp} = 626,0\text{kN}$$

$$Q_{cm} = 753,67\text{kN}$$

$$Q_{total} = 626,0 + 753,67 = 1379,67\text{kN}$$

$$Q \text{ (2 extremos)} = 1379,67 \cdot 2 = 2759,34\text{kN}$$

Nas pontes rodoviárias, a força longitudinal devido à frenagem ou aceleração deve ser tomada igual ao maior entre os seguintes valores:

- 5% do peso do carregamento do estrado com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou
- 30% do peso do veículo tipo

$$5\% \cdot 2759,34 = 137,97\text{kN}$$

$$30\% \cdot 450 = 135\text{kN}$$

Logo, adota-se o maior entre os valores acima mencionados, portanto, $F = 137,97\text{kN}$.

Considera-se a ação dos ventos como cargas horizontais, em direção normal ao eixo da ponte e podem ser, na falta de uma análise mais detalhada, representadas por uma pressão média (Manual CBCA), tomada igual a:

- Ponte carregada: $1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Ponte descarregada: $1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

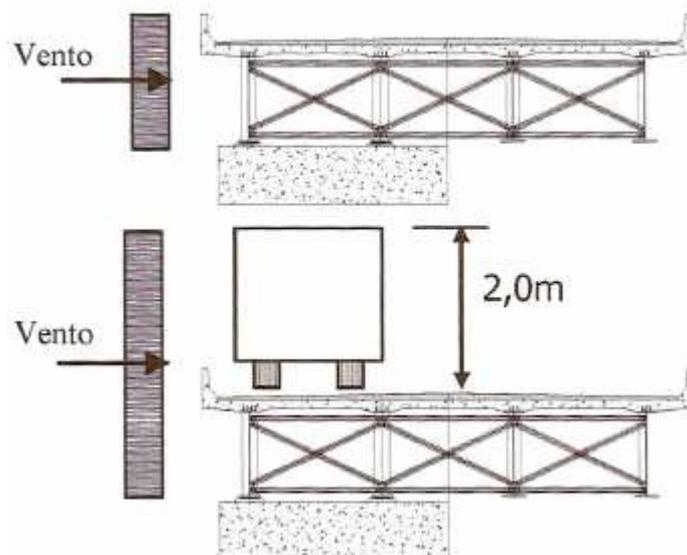


Figura 39 – Pressão lateral dos ventos em pontes.

$$\text{Para a ponte carregada: } q = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$R = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot [40 \cdot (2,0 + 0,19 + 0,1 + 2,0)] = 171,6\text{kN}$$

Onde, os valores entre parênteses correspondem respectivamente às alturas do veículo, da laje, da mísula e da viga. Neste cálculo considerou-se que o vento atua numa área retangular constituída pelo somatório dessas alturas e pelo comprimento total do vão.

$$\text{Para a ponte descarregada: } q = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$R = 1,5 \frac{kN}{m^2} \cdot [40 \cdot (0,87 + 0,19 + 0,1 + 2,0)] = 189,6kN$$

Onde, os valores entre parênteses correspondem respectivamente às alturas do guarda-rodas, da laje, da mísula e da viga.

Adotando o maior valor entre os acima mencionados $\Rightarrow R = 189,6kN$.

Para os encontros dos 2 vãos de 14,0m e 40,0m.

Nos extremos desses vãos tem-se os seguintes valores de reações:

Tabela 10 – Reações nos extremos dos vão de 14,0m e 40,0m:

No extremo do vão de 14,0m	No extremo do vão de 40,0m
Qcp = 200,3kN	Qcp = 626,0kN
Qcm = 496,39kN	Qcm = 753,67kN
Qtotal = 696,69kN	Qtotal = 1379,67kN
Qtotal = 696,69 + 1379,67 = 2076,4kN	

Como a força longitudinal devido à frenagem ou aceleração deve ser tomada igual ao maior entre os seguintes valores:

$$5\% \cdot 2076,4 = 103,82kN$$

$$30\% \cdot 450 = 135,0kN$$

Então, o valor de F corresponde a 135,0kN.

Como as longarinas do vão de 14,0m são menores que as longarinas dos vãos de 40,0m, se os cálculos das resultantes do vento fossem realizados, seriam obtidos valores inferiores já que a área de atuação do vento é menor. Portanto, adotam-se os valores já calculados para o vão crítico (40,0m).

3.5.2. Carregamento nos pilares proveniente dos vãos da estrutura (admitindo coeficiente de majoração $\gamma_f = 1,4$).

$$P2(\text{vão de } 14,0m) = 696,69 \cdot 1,4 = 975,4kN$$

$$P2(\text{vão de } 40,0m) = 1379,67 \cdot 1,4 = 1931,6kN$$

$$P3 = P4 = P5 = 2759,34 \cdot 1,4 = 3863,07kN$$

3.5.3. Peso próprio do cabeçote:

Para efeito de cálculo foi considerado o seguinte volume do cabeçote:

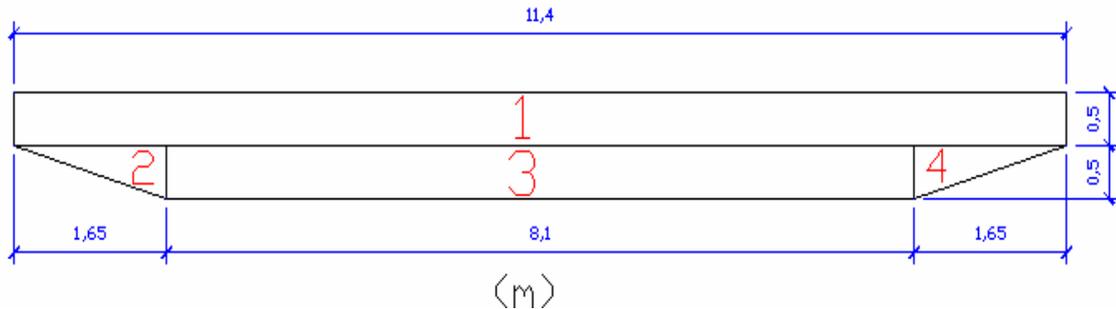


Figura 40 – Geometria representativa do cabeçote do pilar

$$\text{Área 1: } 11,40 \cdot 0,5 = 5,7\text{m}^2$$

$$\text{Área 2: } \frac{1,65 \cdot 0,5}{2} = 0,4125\text{m}^2$$

$$\text{Área 3: } 8,1 \cdot 0,5 = 4,05\text{m}^2$$

$$\text{Área 4: } \frac{1,65 \cdot 0,5}{2} = 0,4125\text{m}^2$$

$$\text{Área total} = 10,575\text{m}^2$$

Com uma largura de 1,6m:

$$\text{Volume: } 10,575 \cdot 1,6 = 16,92\text{m}^3$$

Admitindo, $\gamma_{\text{concreto}} = 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ (peso específico do concreto armado).

$$P_{\text{cabeçote}} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot \text{volume} = 25,0 \cdot 16,92 = 423,0\text{kN}$$

Peso da mureta de encontro dos tabuleiros:

$$P_{\text{et}} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot \text{volume} = 25,0(0,4 \cdot 11,4 \cdot 2,34) = 267,22\text{kN}$$

Peso das muretas do contorno:

$$P_{\text{mc}} = 25,0(0,2 \cdot 0,2 \cdot 0,6)4,0 = 2,4\text{kN}$$

Com as cargas apresentadas anteriormente pode-se chegar à seguinte carga de projeto ($\gamma_f = 1,4$):

$$P_{\text{cab sd}} = 692,62\text{kN}$$

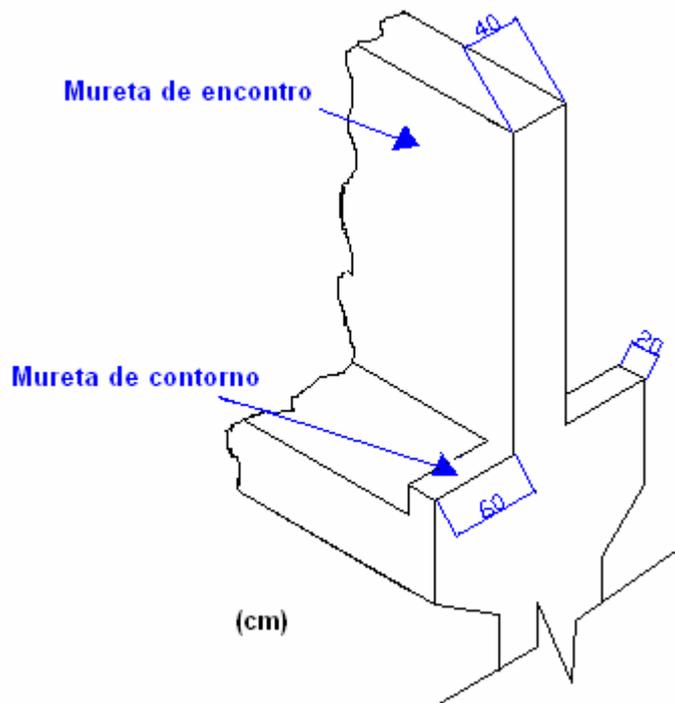


Figura 41 – Esquema representativo das muretas presentes nos pilares

3.5.3.1. Peso próprio do cabeçote do pilar 2:

Como o perfil de aço da longarina do vão de 14,0m é menor que o perfil de aço da longarina de 40,0m, optou-se pelo aumento da altura do cabeçote na chegada do perfil do vão de 14,0m, para que os perfis de ambos os lados chegassem com a mesma altura. Portanto, faz se necessária a consideração do peso do concreto existente para o lado do menor vão.

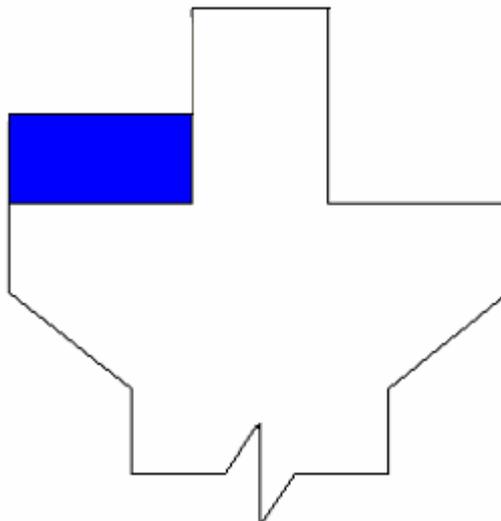


Figura 42 – Ilustração do bloco de concreto existente na chegada da longarina do vão de 14,0m.

$$P_{cab2sd} = 692,62 + 215,46$$

$$P_{cab2sd} = 908,08 \text{ kN}$$

3.5.4. Peso próprio dos pilares:

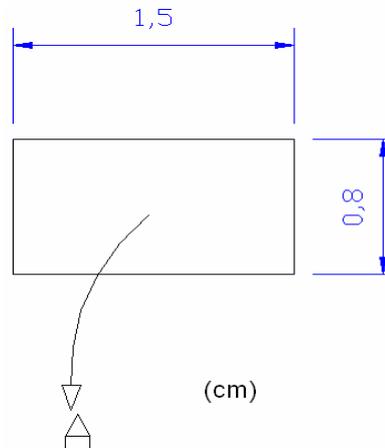


Figura 43 – Seção transversal dos pilares de concreto

$$A = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2 \text{ m}^2$$

$$\frac{P_{pp}}{m} = \gamma_{concreto} \cdot A$$

$$P_{pp} = 25,0 \cdot 1,2 = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{pp \text{ sd}} = 30 \cdot 1,4 = 42 \frac{\text{kN}}{\text{m de altura do pilar}}$$

Pilar 2:

$$P_2 = P_{pp \text{ sd}} \cdot h$$

$$P_2 = 42 \cdot 3,68 = 154,56 \text{ kN}$$

Pilares 3 e 4:

$$P_{3,4} = P_{pp \text{ sd}} \cdot h$$

$$P_{3,4} = 42 \cdot 4,96 = 208,32 \text{ kN}$$

Pilar 5:

$$P_5 = P_{pp \text{ sd}} \cdot h$$

$$P_5 = 42,0 \cdot 1,96 = 82,32 \text{ kN}$$

3.6. Obtenção das cargas concentradas a serem aplicadas aos nós das estruturas para a vista transversal (plano XY):

3.6.1. Pilar 2:

3.6.1.1. Situação 100% carregado:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído em cada nó (20 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = \frac{908,08}{20} = 45,4 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de vento:

$$P_{vento} = 1,4 \cdot 189,6 = 265,44kN$$

c) Carga da ponte distribuída nos apoios:

$$P_{ap} = \frac{2906,9}{4} = 726,72kN$$

d) Resultante vertical nos nós dos apoios:

$$R_{vn} = 726,72 + 45,4 = 772,12kN$$

e) Peso próprio dos pilares/nó (8 nós):

$$P_{pp} = \frac{154,56}{8} = 18,32 \frac{kN}{nó}$$

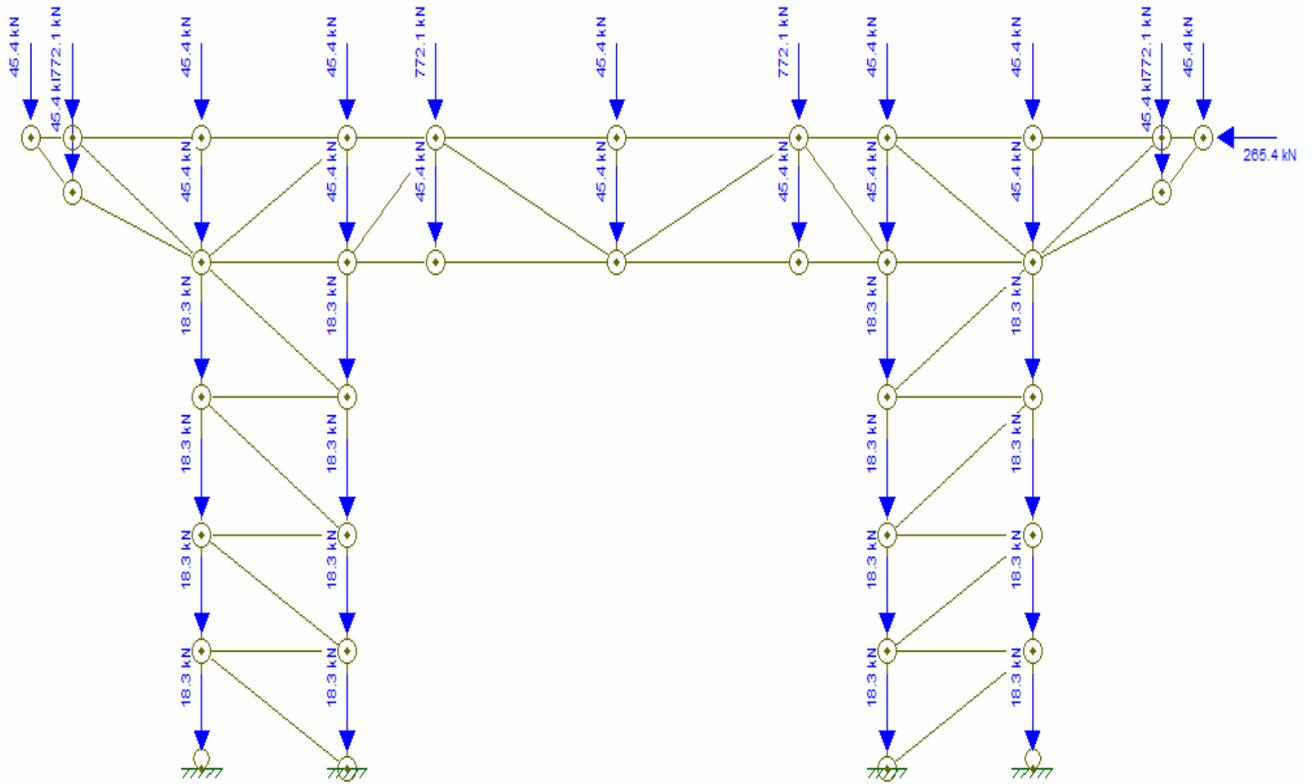


Figura 44 – Esquema de cálculo para o pilar 2 (situação 100% carregado)

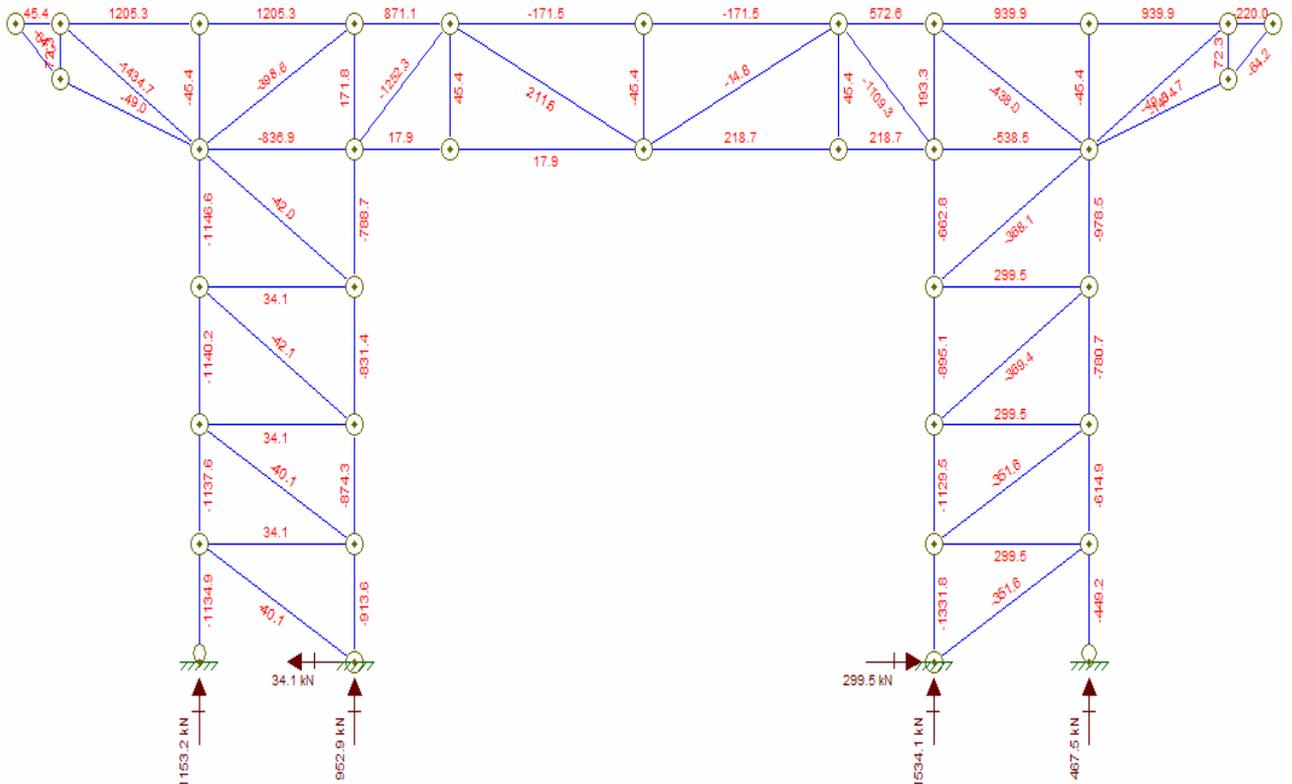


Figura 45 – Diagrama de esforço normal para o pilar 2 (situação 100% carregado)

3.6.1.2. Situação do móvel no extremo:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído por nó (20 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = 45,4 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de vento:

$$P_{vento} = 265,44 kN$$

c) Carga da ponte no apoio extremo:

$$P_{pil-ex} = 1,4 \cdot 657,6 = 920,64 kN$$

d) Resultante vertical no apoio do extremo:

$$R_{vn} = 920,64 + 45,4 = 966,04 kN$$

e) Peso próprio dos pilares por nó:

$$P_{pp} = 18,32 \frac{kN}{nó}$$

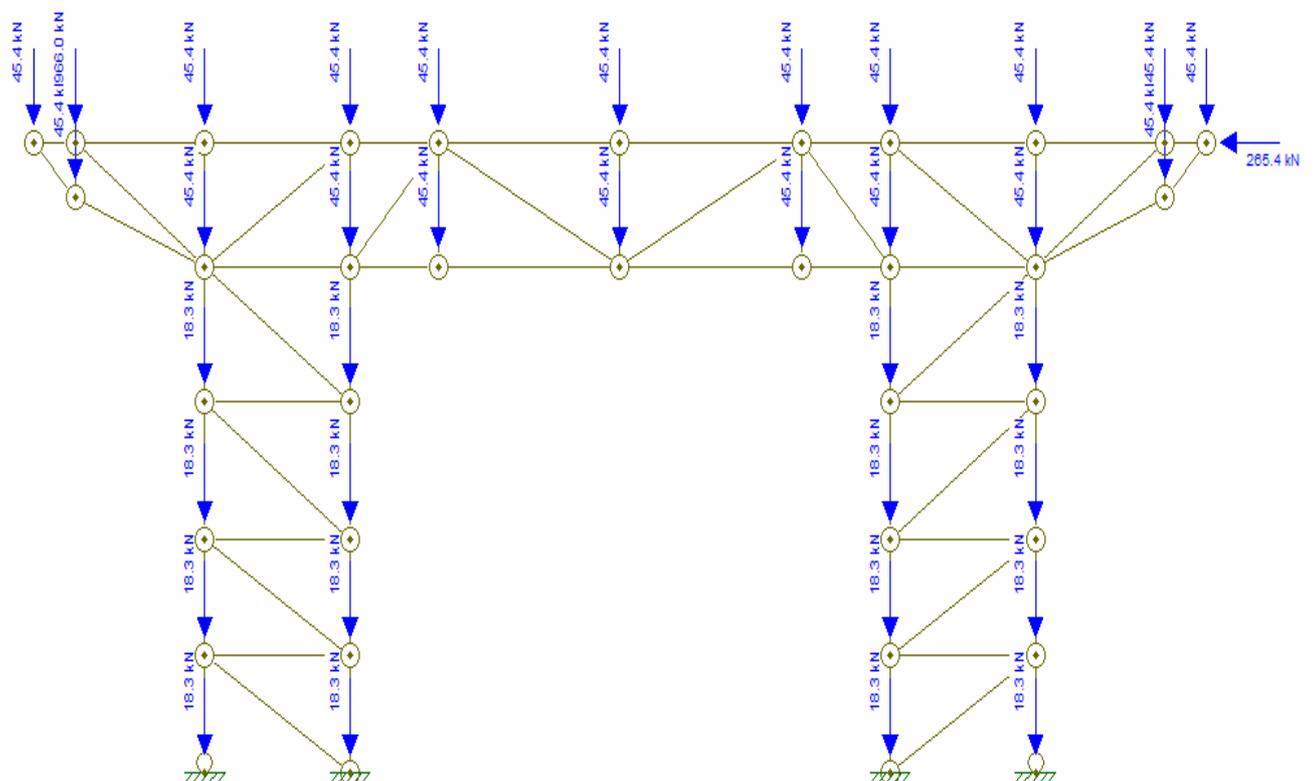


Figura 46 – Esquema de cálculo para o pilar 2 (situação móvel no extremo)

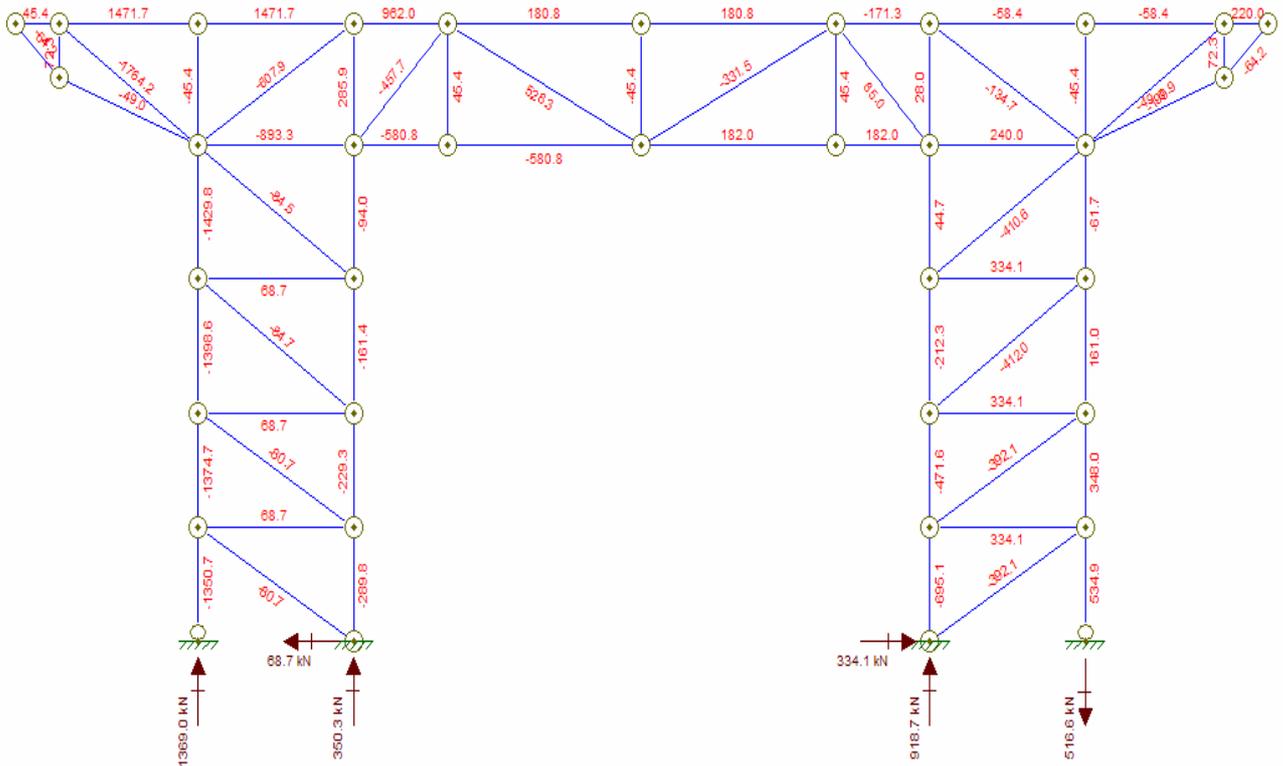


Figura 47 – Diagrama de esforço normal para o pilar 2 (situação móvel no extremo)

3.6.2. Pilares 3 e 4:

3.6.2.1. Situação 100% carregado:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído em cada nó (20 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = \frac{692,62}{20} = 34,63 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de vento:

$$P_{vento} = 265,44 kN$$

c) Carga da ponte distribuída nos apoios:

$$P_{ap} = \frac{3863,07}{4} = 965,77 kN$$

d) Resultante vertical nos nós dos apoios:

$$R_{vn} = 34,63 + 965,77 = 1000,4 kN$$

e) Peso próprio dos pilares/nó (10 nós):

$$P_{pp} = \frac{208,32}{10} = 20,83 \frac{kN}{nó}$$

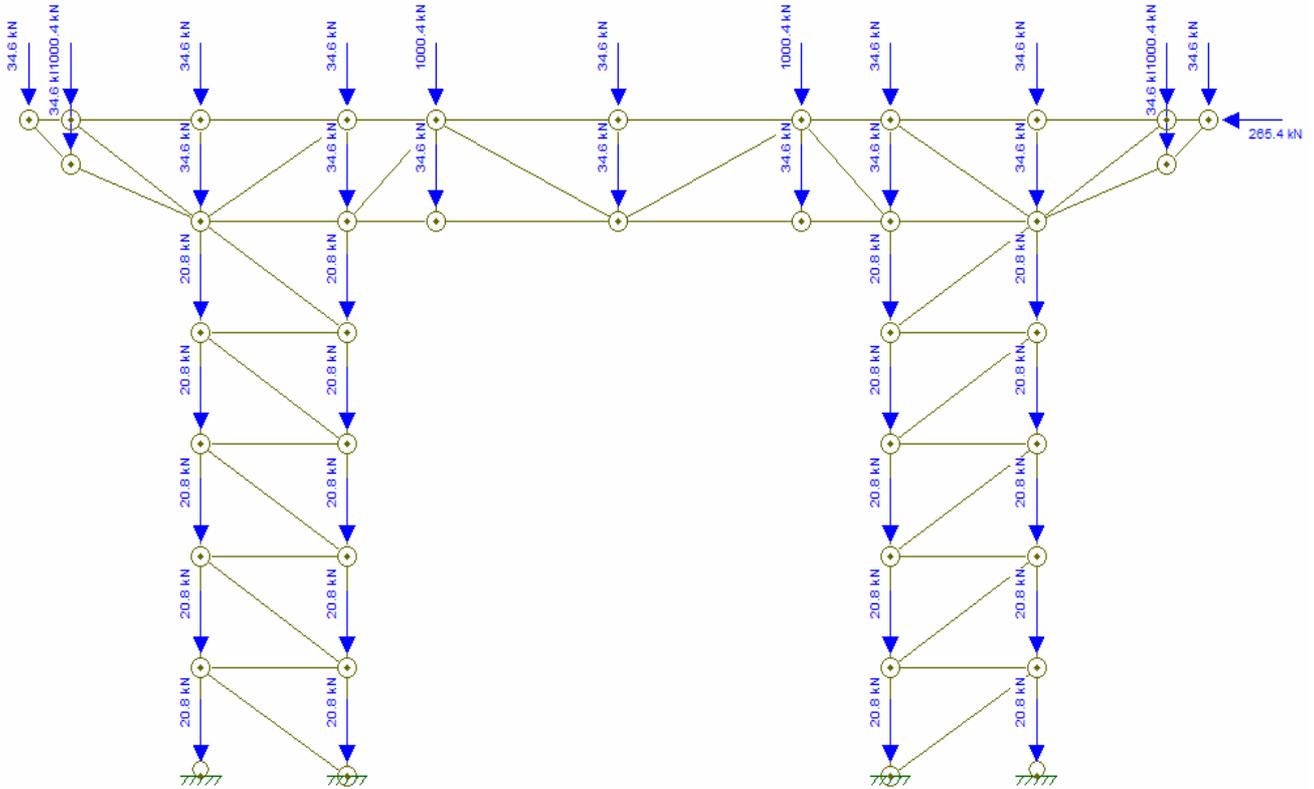


Figura 48 – Esquema de cálculo para os pilares 3 e 4 (situação 100% carregado)

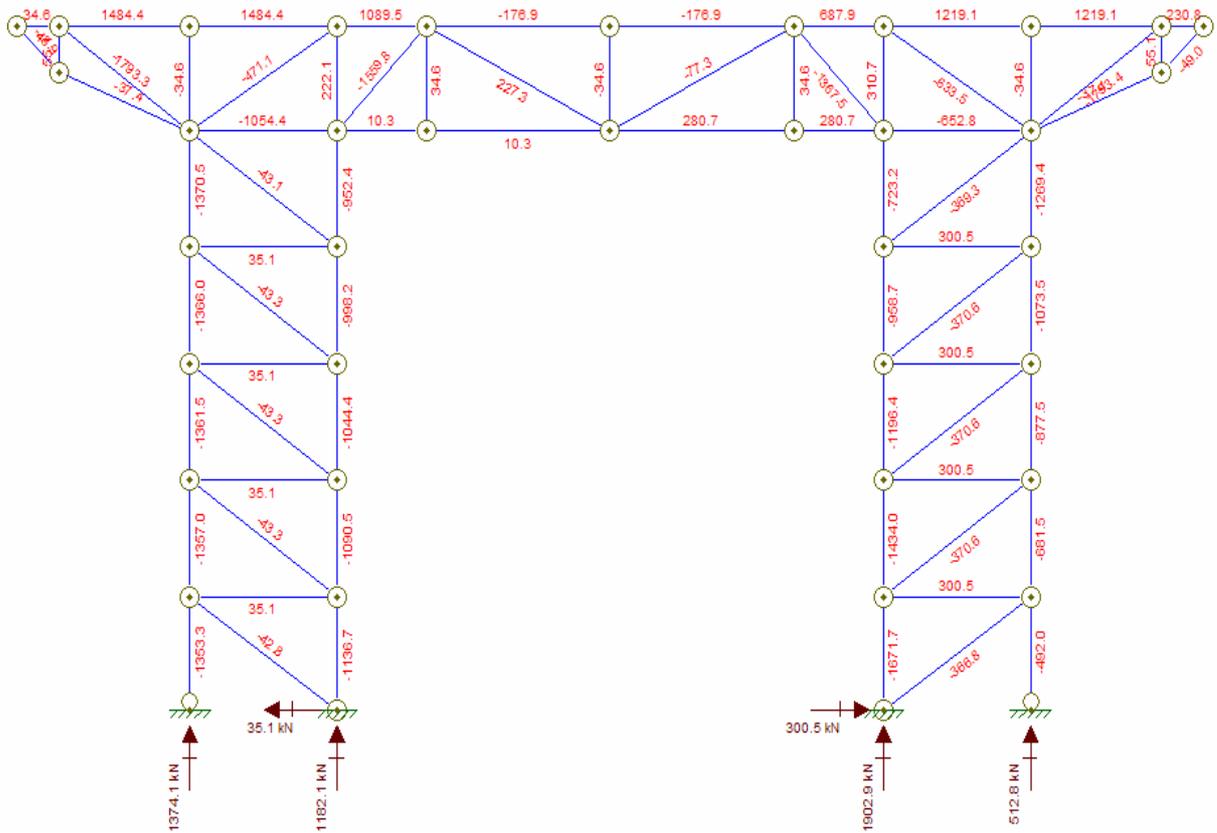


Figura 49 – Diagrama de esforço normal para os pilares 3 e 4 (situação 100% carregado)

3.6.2.2. Situação do móvel no extremo:

- a) Carga de peso do cabeçote distribuído por nó (20 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = 34,63 \frac{kN}{nó}$$

- b) Carga de vento:

$$P_{vento} = 265,44 kN$$

- c) Carga da ponte no apoio extremo:

$$P_{pil-ex} = 1,4 \cdot 833,1 = 1166,34 kN$$

- d) Resultante vertical no apoio do extremo:

$$R_{vn} = 1166,34 + 34,63 = 1200,97 kN$$

- e) Peso próprio dos pilares por nó:

$$P_{pp} = 20,83 \frac{kN}{nó}$$

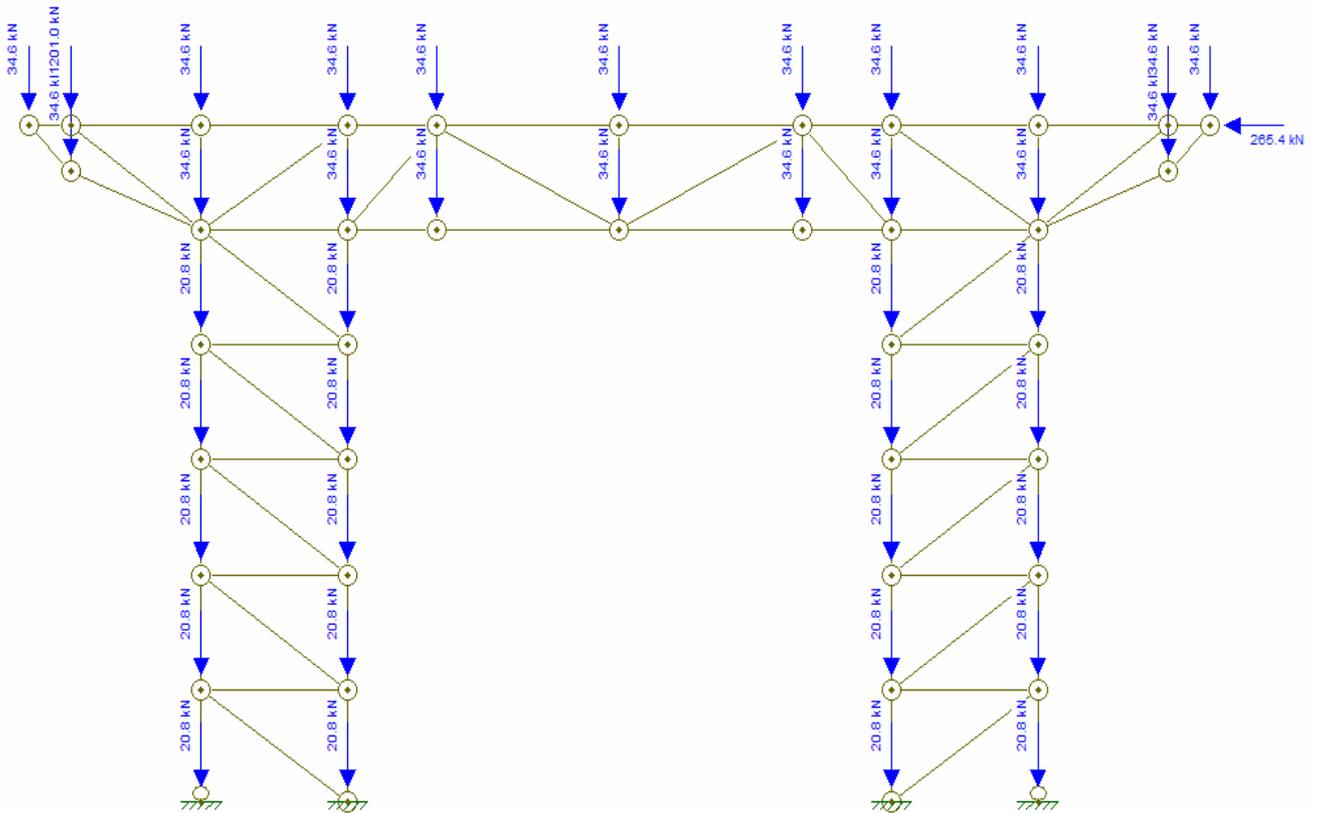


Figura 50 – Esquema de cálculo para os pilares 3 e 4 (situação móvel no extremo)

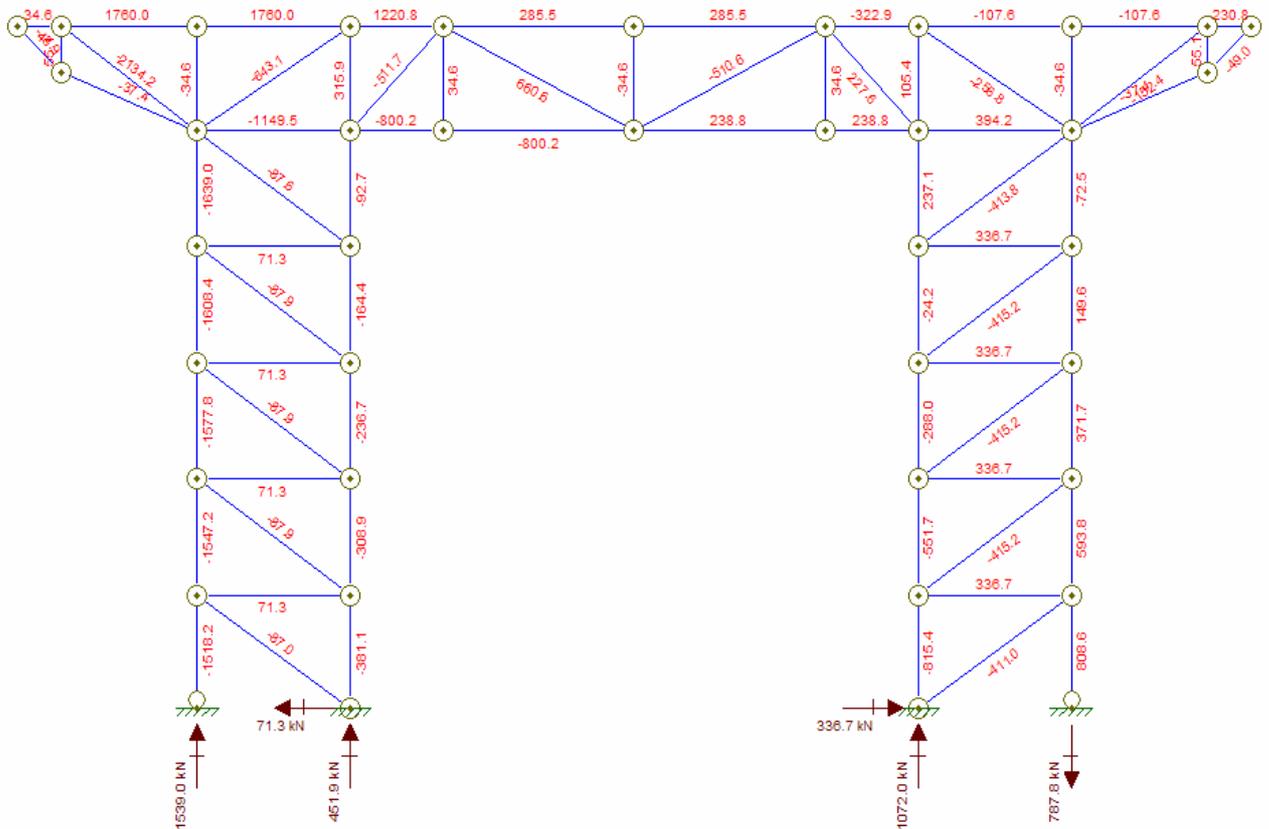


Figura 51 – Diagrama de esforço normal para os pilares 3 e 4 (situação móvel no extremo)

3.6.3. Pilar 5:

3.6.3.1. Situação 100% carregado:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído em cada nó (20 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = 34,63 \frac{kN}{nó}, \text{ conforme nos pilares 3 e 4.}$$

b) Carga de vento:

$$P_{vento} = 265,44kN$$

c) Carga da ponte distribuída nos apoios:

$$P_{ap} = 965,77kN$$

d) Resultante vertical nos nós dos apoios:

$$R_{vn} = 34,63 + 965,77 = 1000,4kN$$

e) Peso próprio dos pilares/nó (4 nós):

$$P_{pp} = \frac{82,32}{4} = 20,58 \frac{kN}{nó}$$

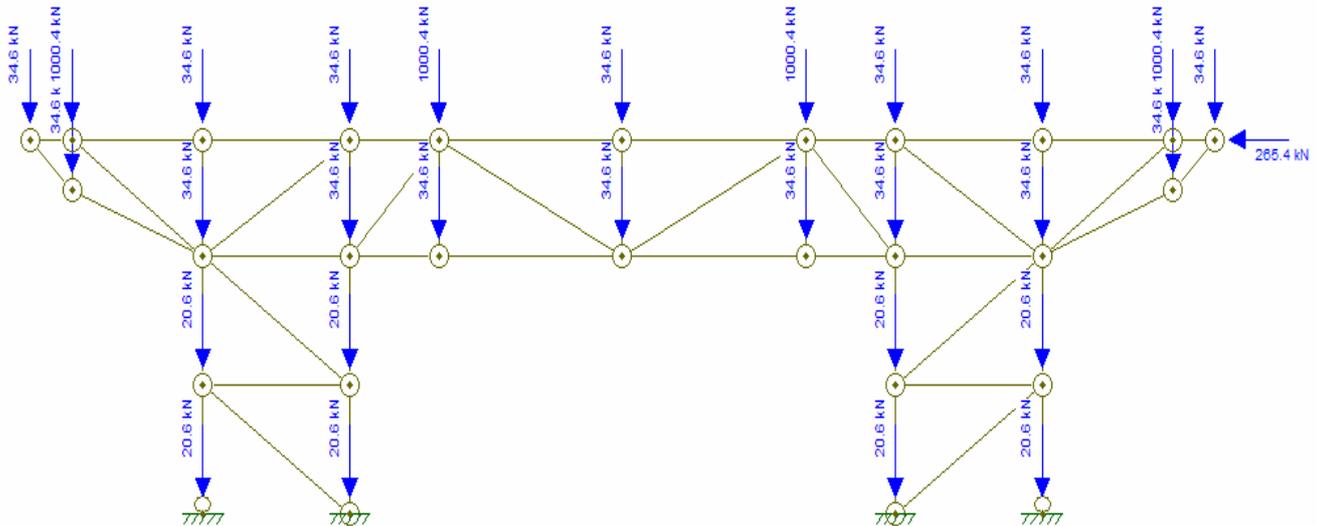


Figura 52 – Esquema de cálculo para o pilar 5 (situação 100% carregado)

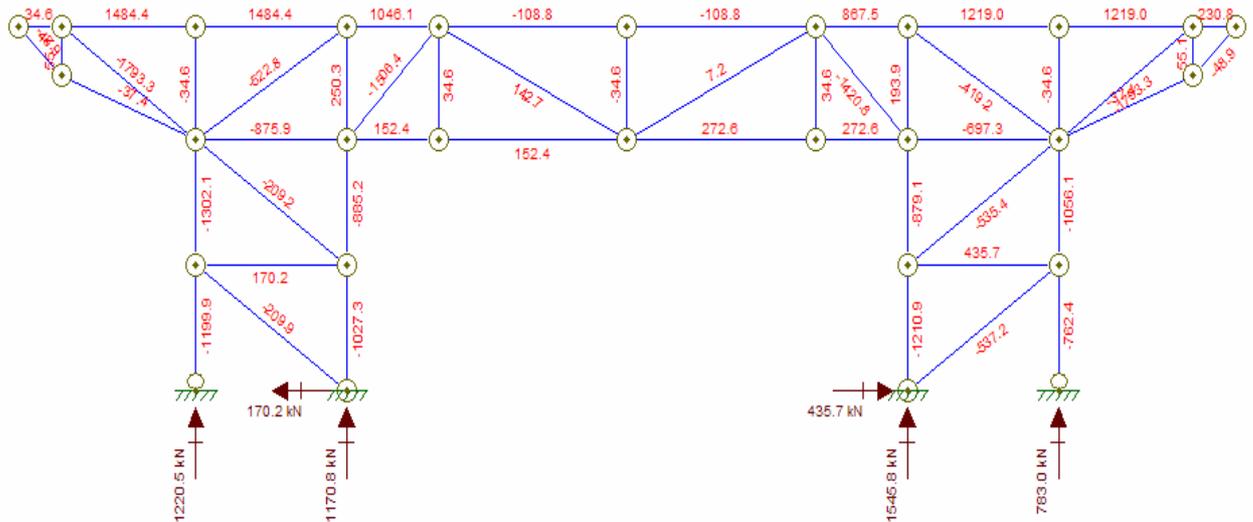


Figura 53 – Diagrama de esforço normal para o pilar 5 (situação 100% carregado)

3.6.3.2. Situação do móvel no extremo:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído por nó (20 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = 34,63 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de vento:

$$P_{vento} = 265,44 kN$$

c) Carga da ponte no apoio extremo:

$$P_{pil-ex} = 1,4 \cdot 833,1 = 1166,34 kN$$

d) Resultante vertical no apoio do extremo:

$$R_{vn} = 1166,34 + 34,63 = 1200,97 kN$$

e) Peso próprio dos pilares por nó:

$$P_{pp} = 20,58 \frac{kN}{nó}$$

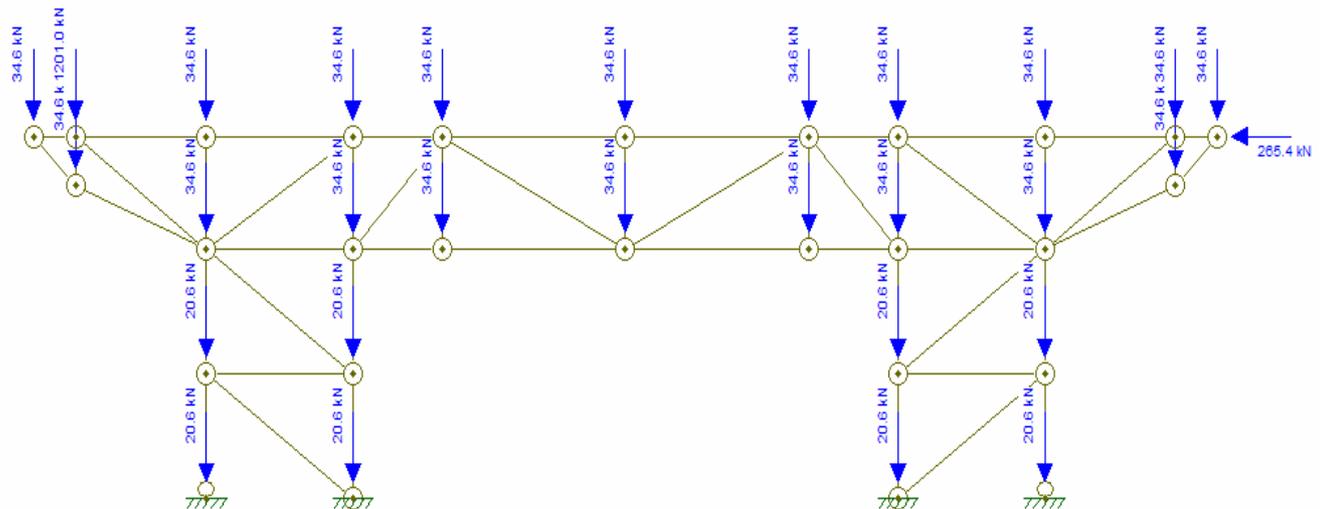


Figura 54 – Esquema de cálculo para o pilar 5 (situação móvel no extremo)

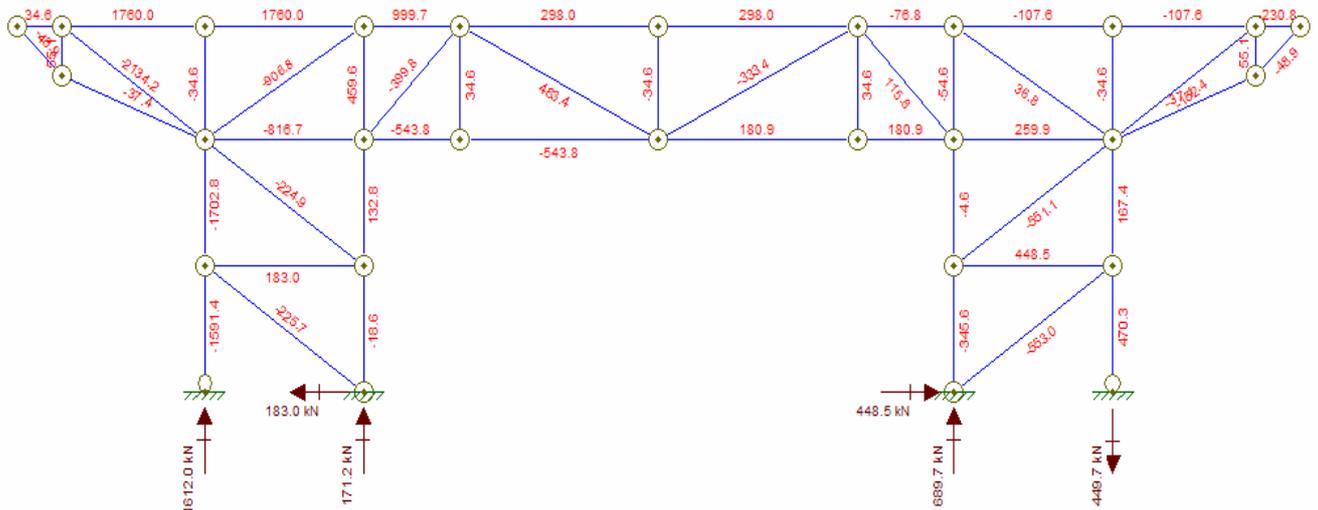


Figura 55 – Diagrama de esforço normal para o pilar 5 (situação móvel no extremo)

3.7. Obtenção das cargas concentradas a serem aplicadas aos nós das estruturas para a vista longitudinal (plano YZ):

3.7.1. Pilar 2:

3.7.1.1. Situação 100% carregado:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído em cada nó (18 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = \frac{908,08}{18} = 50,5 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de frenagem e aceleração:

$$P_{FA} = 135\text{kN}$$

c) Carga da ponte distribuída nos apoios:

$$P_{ap} (\text{vão de } 14,0\text{m}) = 975,4\text{kN}$$

$$P_{ap} (\text{vão de } 40,0\text{m}) = 1931,6\text{kN}$$

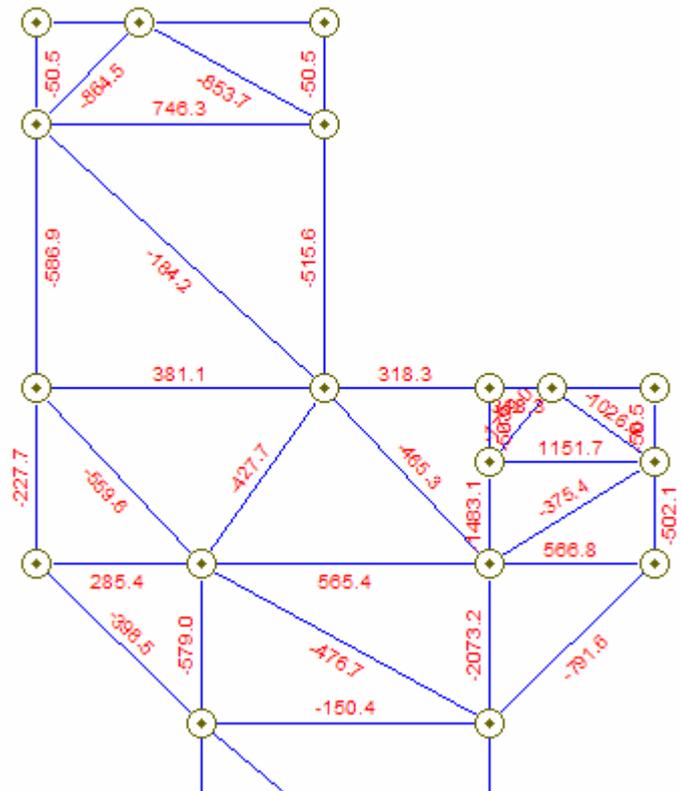
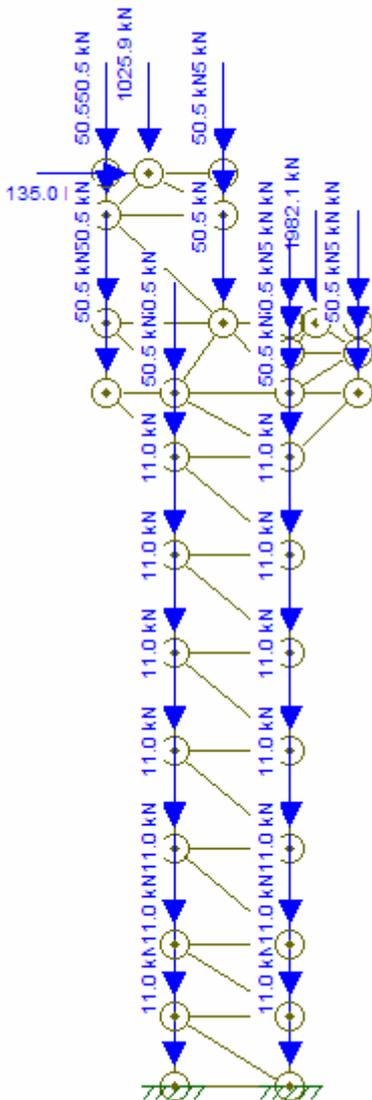
d) Resultante vertical nos nós dos apoios:

$$R_{vn} (\text{vão de } 14,0\text{m}) = 975,4 + 50,5 = 1025,9\text{kN}$$

$$R_{vn} (\text{vão de } 40,0\text{m}) = 1931,6 + 50,5 = 1982,1\text{kN}$$

e) Peso próprio dos pilares/nó (14 nós):

$$P_{pp} = \frac{154,6}{14} = 11,04 \frac{\text{kN}}{\text{nó}}$$



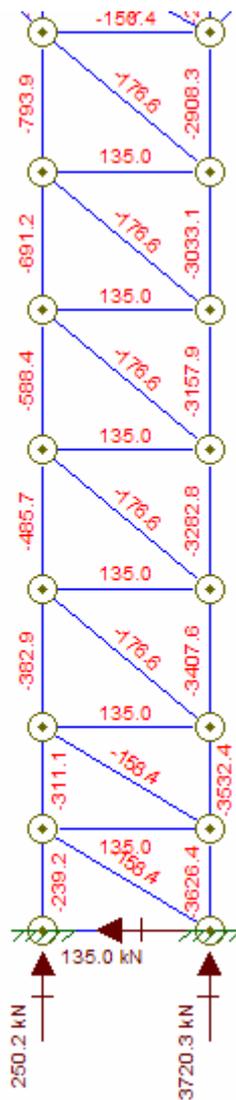


Figura 56 – Cargas e esforços normais atuantes no pilar 2 (situação 100% carregado)

3.7.1.2. Situação com apenas 1 dos estrados carregados:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído em cada nó (18 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = 50,5 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de frenagem e aceleração:

$$P_{FA} = 135kN$$

c) Carga em apenas 1 dos estrados:

$$P_2 (\text{vão de } 40,0m) = 1931,6kN (\text{carregado})$$

P2 (vão de 14,0m) = 200,3kN (somente carga permanente sem majorar)

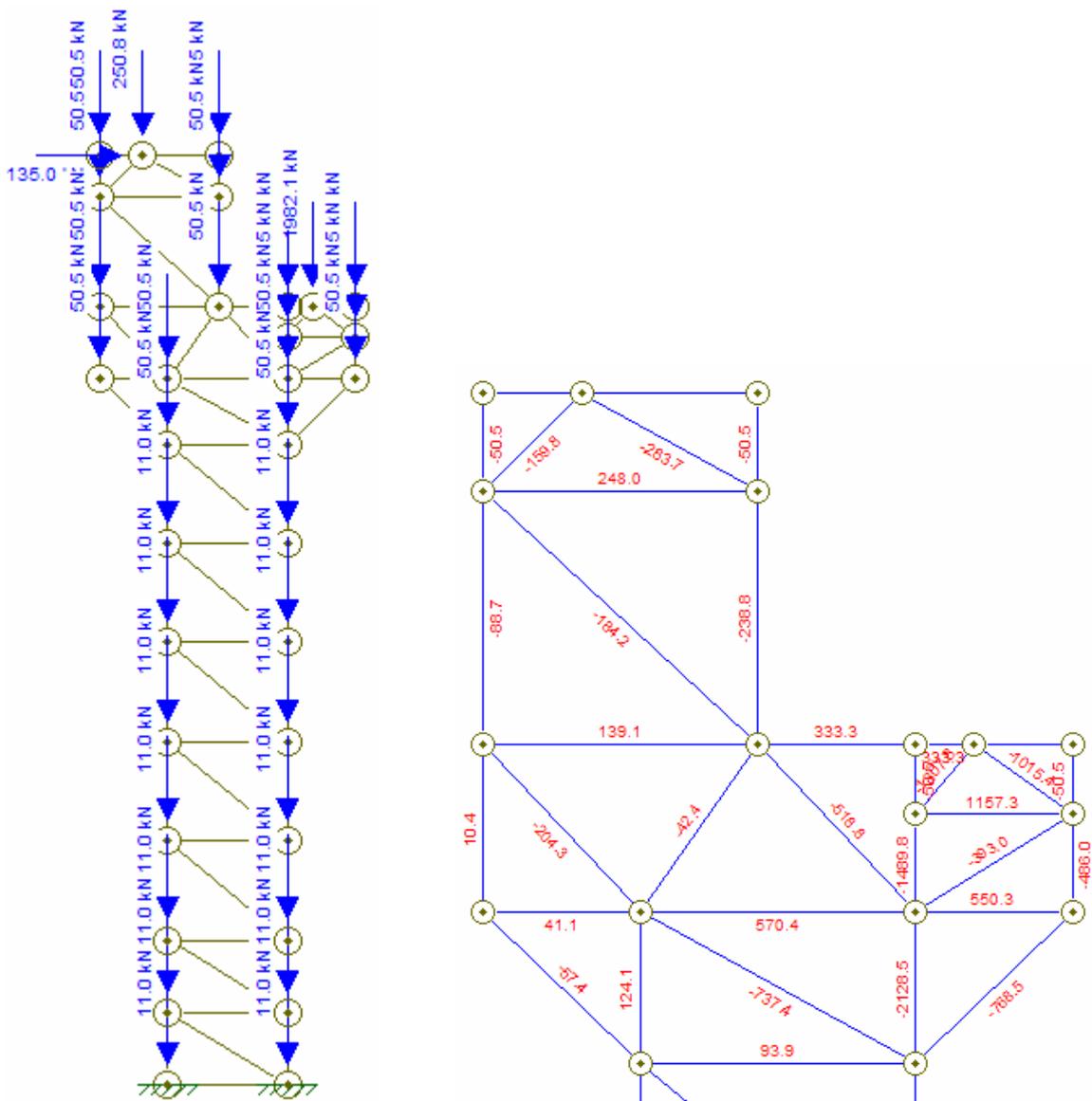
d) Resultante vertical nos nós dos apoios:

R_{vn} (vão de 40,0m) = 1931,6 + 50,5 = 1982,1kN

R_{vn} (vão de 14,0m) = 200,3 + 50,5 = 250,8kN

e) Peso próprio dos pilares/nó (14 nós):

$$P_{pp} = 11,04 \frac{kN}{nó}$$



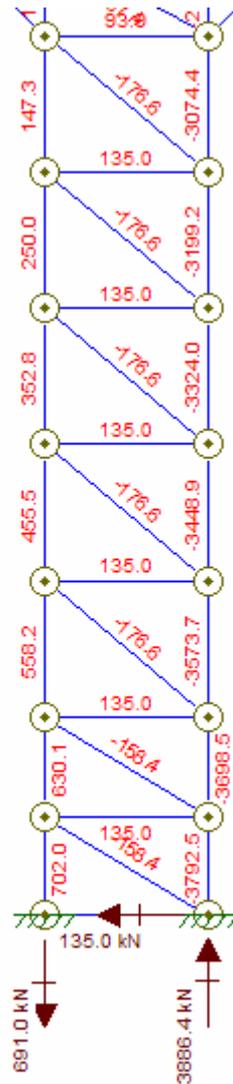


Figura 57 – Cargas e esforços normais atuantes no pilar 2 (situação 1 dos estrados carregados)

3.7.2. Pilares 3 e 4:

3.7.2.1. Situação 100% carregado:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído em cada nó (14 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = \frac{692,62}{14} = 49,47 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de frenagem e aceleração:

$$P_{FA} = 137,97kN$$

c) Carga da ponte distribuída nos apoios:

$$P_{ap} = \frac{3863,07}{2} = 1931,54 \text{ kN}$$

d) Resultante vertical nos nós dos apoios:

$$R_{vn} = 49,47 + 1931,54 = 1981,01 \text{ kN}$$

e) Peso próprio dos pilares/nó (14 nós):

$$P_{pp} = \frac{208,32}{18} = 11,57 \frac{\text{kN}}{\text{nó}}$$

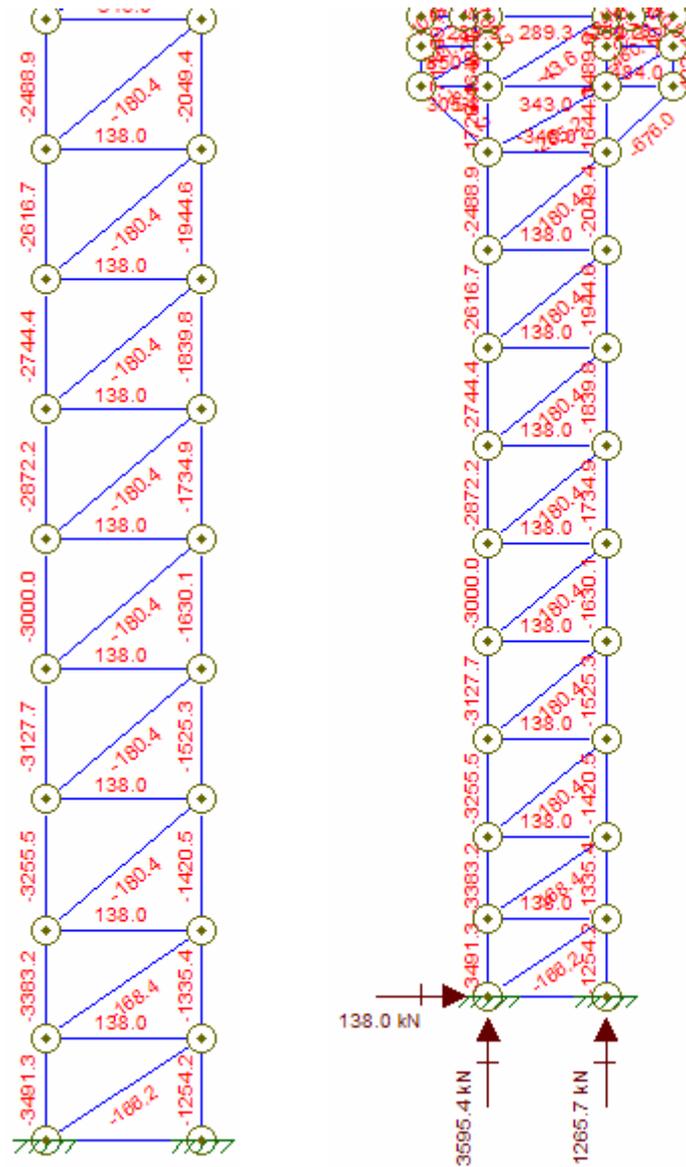


Figura 58 – Cargas e esforços normais atuantes nos pilares 3 e 4 (situação 100% carregado)

3.7.2.2. Situação com apenas 1 dos estrados carregados:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído em cada nó (14 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = \frac{692,02}{14} = 49,47 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de frenagem e aceleração:

$$P_{FA} = 137,97kN$$

c) Carga em apenas 1 dos estrados:

$$P_{3,4} = 1931,54kN \text{ (apoio carregado)}$$

$P_{3,4} = 626,0\text{kN}$ (apoio apenas com carregamento permanente sem majorar)

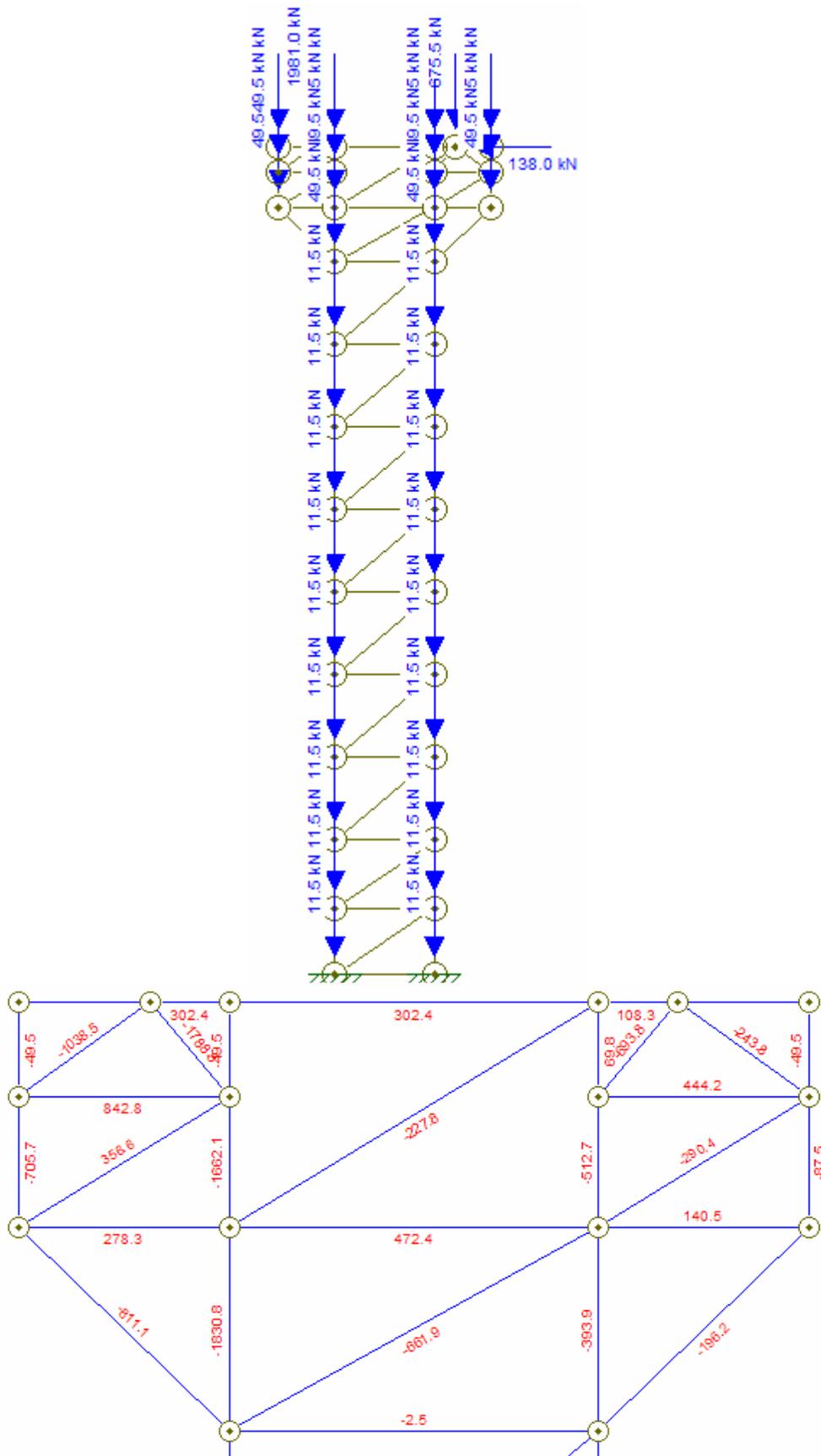
d) Resultante vertical nos nós dos apoios:

$$R_{vn} = 1931,5 + 49,47 = 1980,97\text{kN}$$

$$R_{vn} = 626,0 + 49,47 = 675,47\text{kN}$$

e) Peso próprio dos pilares/nó:

$$P_{pp} = 11,57 \frac{\text{kN}}{\text{nó}}$$



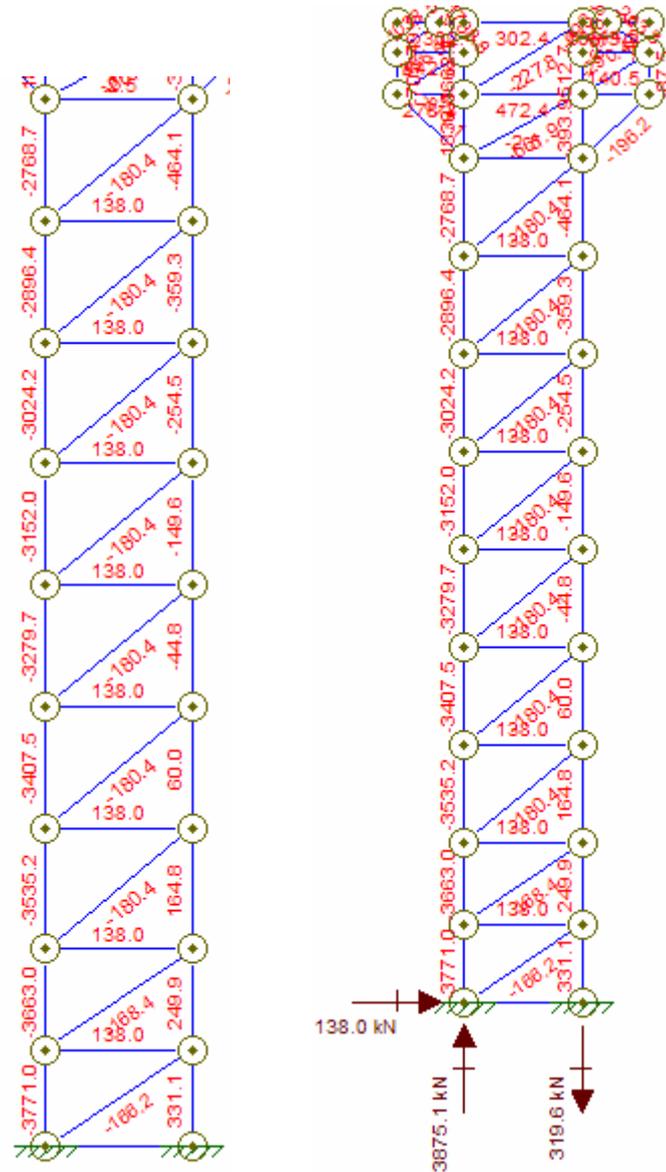


Figura 59 – Cargas e esforços normais atuantes nos pilares 3 e 4 (situação 1 dos estrados carregados)

3.7.3. Pilar 5:

3.7.3.1. Situação 100% carregado:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído em cada nó (14 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = \frac{692,62}{14} = 49,47 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de frenagem e aceleração:

$$P_{FA} = 137,97 \text{ kN}$$

c) Carga da ponte distribuída nos apoios:

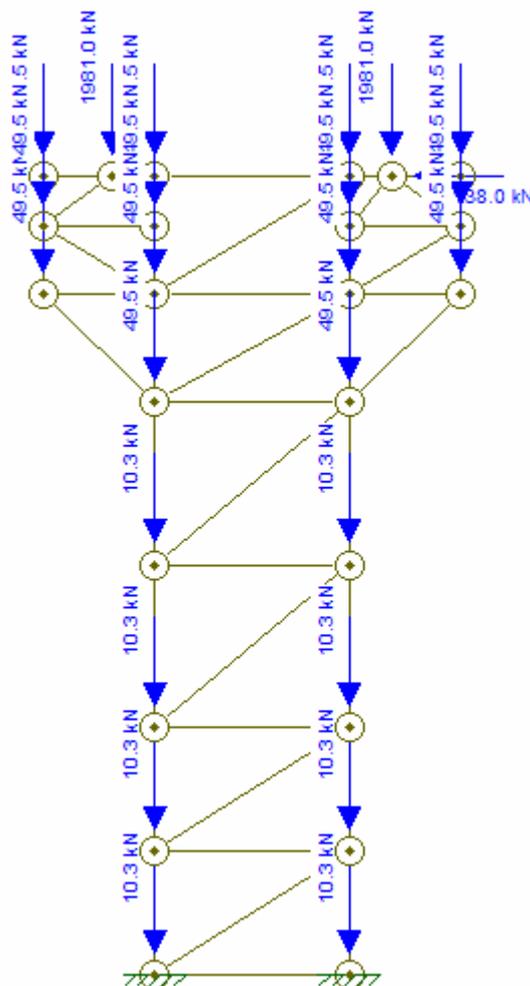
$$P_{ap} = 1931,54 \text{ kN}$$

d) Resultante vertical nos nós dos apoios:

$$R_{vn} = 1981,01 \text{ kN}$$

e) Peso próprio dos pilares/nó (14 nós):

$$P_{pp} = \frac{82,32}{8} = 10,29 \frac{\text{kN}}{\text{nó}}$$



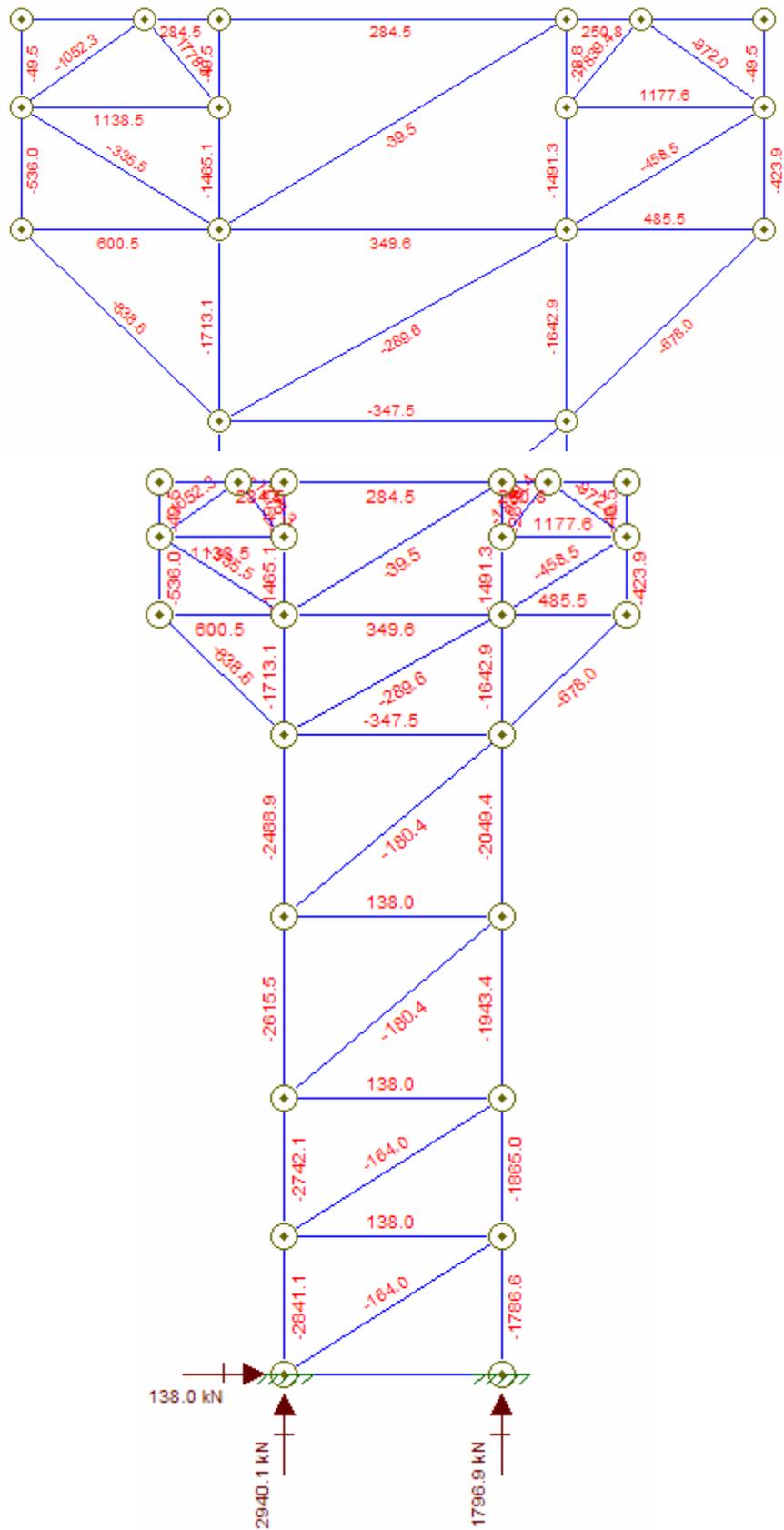


Figura 60 – Cargas e esforços normais atuantes no pilar 5 (situação 100% carregado)

3.7.3.2. Situação com apenas 1 dos estrados carregados:

a) Carga de peso do cabeçote distribuído em cada nó (14 nós):

$$\frac{P_{cab}}{nó} = 49,47 \frac{kN}{nó}$$

b) Carga de frenagem e aceleração:

$$P_{FA} = 137,97kN$$

c) Carga em apenas 1 dos estrados:

$$P_{3,4} = 1931,54kN \text{ (apoio carregado)}$$

$$P_{3,4} = 626,0kN \text{ (apoio apenas com carregamento permanente sem majorar)}$$

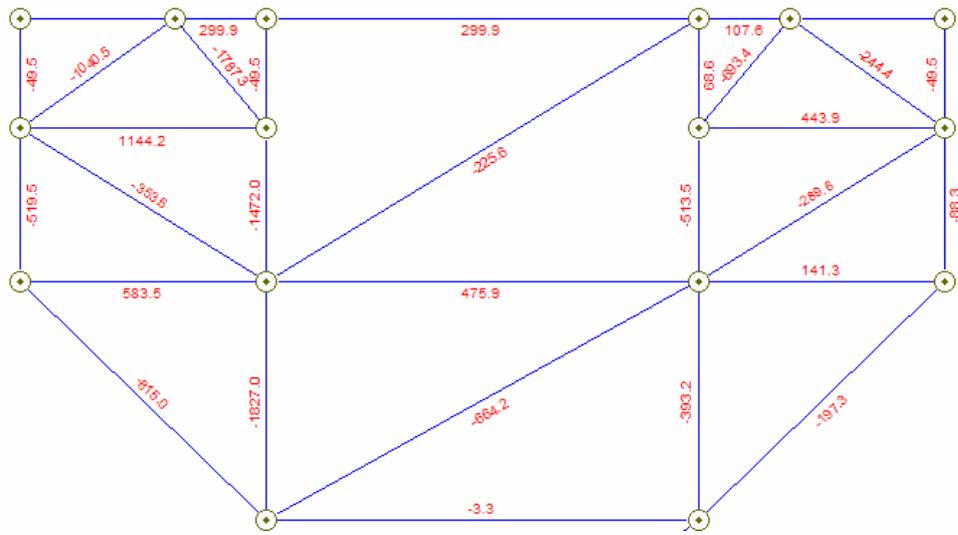
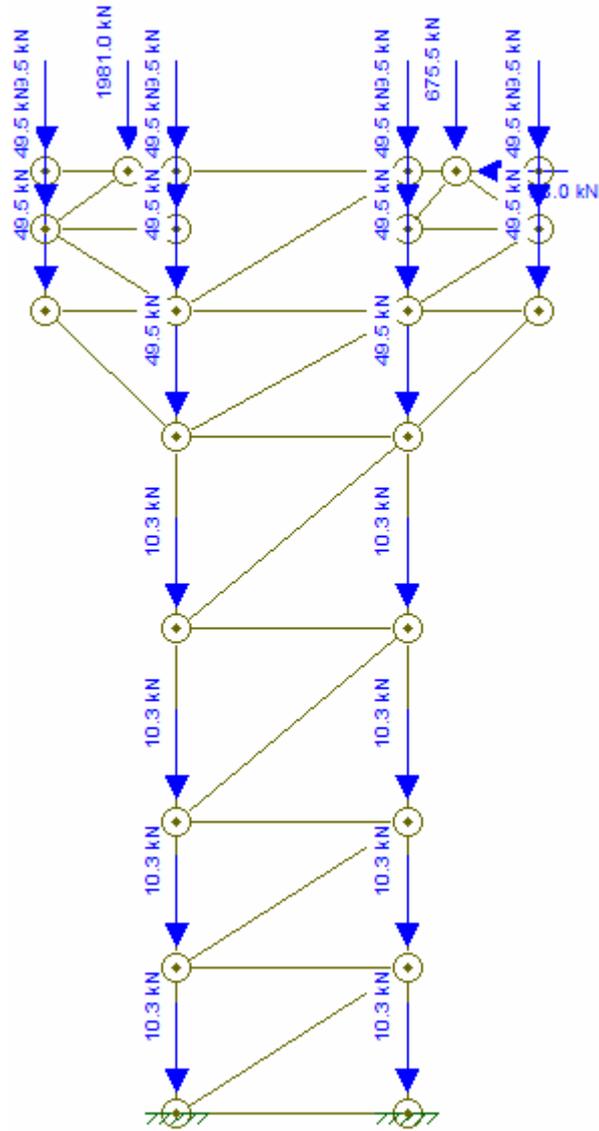
d) Resultante vertical nos nós dos apoios:

$$R_{vn} = 1931,5 + 49,47 = 1980,97kN$$

$$R_{vn} = 626,0 + 49,47 = 675,47kN$$

d) Peso próprio dos pilares/nó:

$$P_{pp} = 10,29 \frac{kN}{nó}$$



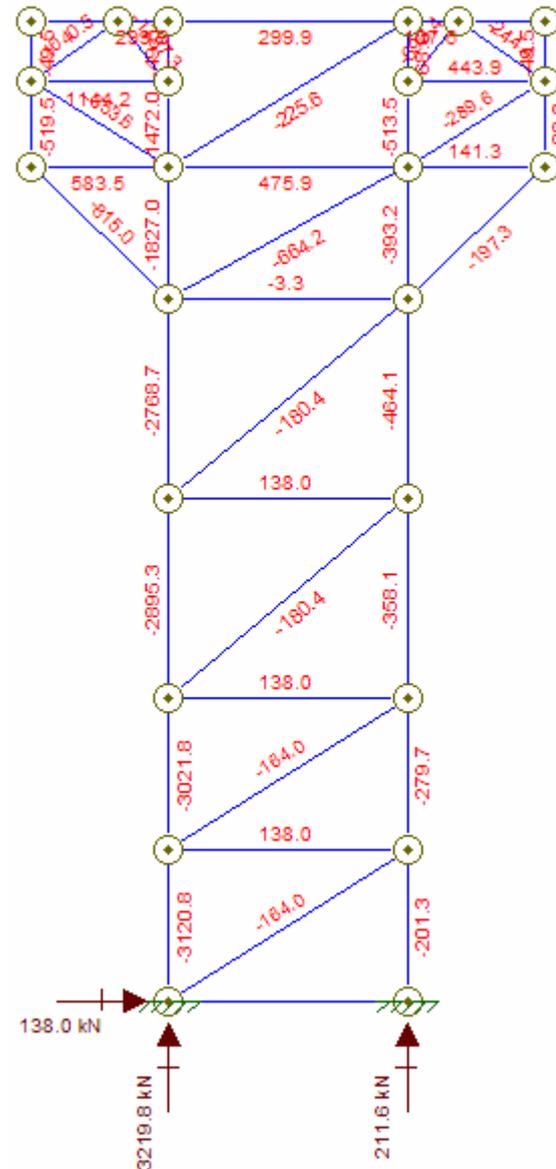


Figura 61 – Cargas e esforços normais atuantes no pilar 5 (situação 1 dos estrados carregados)

3.8. Dimensionamento das armaduras de aço:

3.8.1. Pilares 3 e 4:

3.8.1.1. Cabeçote do pilar:

Dimensionou-se para fins de projeto, a armadura longitudinal superior de flexão no plano XY, armadura longitudinal de flexão segundo o plano ZY, que envolverá todo o cabeçote como um estribo, e armadura longitudinal inferior de flexão segundo o plano XY, no trecho compreendido entre os pilares.

O dimensionamento foi executado da seguinte forma:

Cálculo da área de aço para combater o esforço no tirante:

$$A_s = \frac{N_{\text{critico}}}{f_{yd}}$$

N_{critico} é o esforço atuante no tirante mais solicitado

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

$\gamma = 1,15$ (coeficiente de minoração da resistência)

Verificação da taxa de armadura mínima:

$\rho_{\text{min.}} = 0,15 \%$ (de acordo com a NBR- 6118/2003 para concreto de f_{ck} igual a 25 MPa)

$$\rho_{\text{min}} = \frac{A_{sw_{\text{min}}}}{b w_{(xy)} \cdot h}$$

Cálculo do espaçamento:

Adotando-se o maior valor entre A_s e $A_{s_{\text{mín}}}$ calcula-se $S = \frac{b w_{(xy)} \cdot A_{\phi}}{A_s}$

sendo A_{ϕ} a área da seção transversal da barra adotada.

Cálculo do número de barras necessárias:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{b w_{(xy)}}{S} + 1$$

Observação: No pilar 2 há um bloco que servirá como base de apoio para o vão de 14,0m, que possui uma altura menor em sua longarina, como ilustrado na figura 42.

a) Dimensionamento da base de apoio do vão de 14,0m no pilar 2:

Armadura de compressão:

Verificando os modelos analisados no FTOOL pode-se concluir que todas as barras longitudinais estão comprimidas (conseqüentemente, trabalham como bielas). Foi verificado se o concreto resistiria sozinho ao carregamento a que estava submetido ou se faria necessário o uso da armadura. Como o concreto apresentou

boa resistência à solicitação, empregou-se a armadura mínima. O mesmo ocorreu com o pilar 5.

Observação: O cálculo da armadura de cortante foi feito da mesma maneira dos pilares.

b) Dimensionamento da armadura longitudinal superior de flexão do cabeçote segundo o plano XY:

Esforços máximos de tração encontrados nos modelos analisados no FTOOL:

=> Pilar 100% carregado => N=1484,4kN.

=> Pilar com o móvel no extremo => N=1760,0kN.

Sendo assim o esforço adotado será o de N=1760,0kN no tirante mais crítico da parte superior.

Dados considerados:

Aço CA-50

$f_{ck} = 25,0\text{MPa}$

Cálculo da área necessária:

$$\sigma = \frac{F}{A}; f_{yk} = 500000,0 \frac{kN}{m^2}; f_{yd} = \frac{500000,0}{1,15} = 434782,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$434782,6 = \frac{1760,0}{A} \Rightarrow A = 0,00405m^2 \Rightarrow A = 40,48cm^2$$

Cálculo da armadura mínima:

De acordo com a NBR-6118 para um f_{ck} de 25,0MPa tem-se:

$$\rho_{s\min} = 0,15\%$$

altura da viga: $h=100,0\text{cm}$

altura útil da viga: $d = 0,92 \cdot 100,0 = 92,0\text{cm}$

largura da viga: $b_w = 160,0\text{cm}$

$$\rho_{s\min} = \frac{A_{s\min}}{b_w \cdot d}$$

$$0,0015 = \frac{A_{s\min}}{160,0 \cdot 92,0} \Rightarrow A_{s\min} = 24 \text{ cm}^2$$

Verifica-se que $A_s > A_{s\min} \Rightarrow A = 40,48\text{cm}^2$.

Espaçamento:

$$A_s \text{-----} b_{w(xy)}$$

$$A(\phi) \text{-----} S$$

Adotando $\phi=20,0\text{mm}$

$$A(\phi) = \frac{\pi(20,0)^2}{4} = 3,14\text{cm}^2$$

$$S = \frac{3,14 \cdot 160,0}{40,48} = 12\text{cm}$$

$$\text{Número de barras} = \frac{160,0}{12} + 1 = 15 \text{ barras.}$$

c) Dimensionamento da armadura longitudinal de flexão do cabeçote segundo o plano YZ:

Esforços máximos de tração encontrados nos modelos analisados no FTOOL:

=> Pilar 100% carregado => $N=1178,1\text{kN}$.

=> Pilar com apenas um dos estrados carregados => $N=842,8\text{kN}$.

Adotando o maior entre os esforços encontrados nas situações descritas acima.

Cálculo da armadura necessária:

$$\sigma = \frac{F}{A}; 434782,6 = \frac{1178,1}{A}, A = 27,10\text{cm}^2$$

Cálculo da armadura mínima:

$$\rho_{s \min} = 0,15\%$$

$$\rho_{s \min} = \frac{A_{s \min}}{b_{w(ZY)} \cdot h}$$

$$b_{w(ZY)} = 1140,0\text{cm}$$

$$0,0015 = \frac{A_{s \min}}{1140,0 \cdot 100,0} \Rightarrow A_{s \min} = 171,0\text{cm}^2$$

Como $A_s < A_{s \min} \Rightarrow$ adota-se o valor correspondente à área mínima;

$$A_{s \min} = 171,0\text{cm}^2$$

Espaçamento:

$$A_s \text{-----} b w_{(ZY)}$$

$$A(\phi) \text{-----} S$$

Adotando $\phi=16\text{mm}$

$$A(\phi) = \frac{\pi(1,6)^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$$

$$S = \frac{2,01 \cdot 1140,0}{171,0} = 13\text{cm}$$

$$\text{Número de barras} = \frac{1140,0}{13} + 1 = 89 \text{ barras.}$$

d) Dimensionamento da armadura longitudinal inferior de flexão do cabeçote segundo o plano XY:

Esforços máximos de tração encontrados nos modelos analisados no FTOOL:

=> Pilar 100% carregado => $N=280,7\text{kN}$.

=> Pilar com móvel no extremo => $N=238,7\text{kN}$.

Foi adotado o maior dos esforços encontrados nas situações descritas acima.

Cálculo da armadura necessária:

$$\sigma = \frac{F}{A}; 434782,6 = \frac{280,7}{A}; A = 6,46 \text{ cm}^2$$

Cálculo da armadura mínima:

$$\rho_{s \min} = 0,15\%$$

$$\rho_{s \min} = \frac{A_s \min}{b w_{(xy)} h}$$

$$0,0015 = \frac{A_s \min}{160,0 \cdot 100,0} \Rightarrow A_s \min = 24,0\text{cm}^2$$

Espaçamento:

$$A_s \text{-----} b w_{(xy)}$$

$$A(\phi) \text{-----} S$$

Adotando $\phi=16 \text{ mm}$

$$A(\phi) = \frac{\pi(16,0)^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2,01 \cdot 160}{24} = 13 \text{ cm}$$

3.8.1.2. Pilares:

Verificação do índice de esbeltez dos pilares (λ):

A verificação será demonstrada apenas para os pilares mais esbeltos (pilares 3 e 4).

L = comprimento do pilar

β = coeficiente em função dos seus vínculos externos.

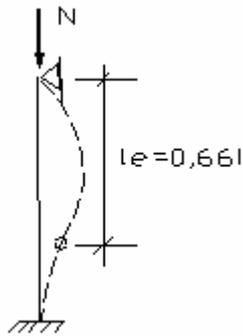


Figura 62 – Comprimento de flambagem de uma barra engastada e rotulada

Para uma barra engastada e rotulada, o comprimento de flambagem nas duas direções, x e y , são os mesmos, isto é, $l_{e_x} = l_{e_y} = l_e$.

$$l_e = 0,66 \cdot l = 0,66 \cdot 4,96 \text{ m} = 3,27 \text{ m}$$

Cálculo da inércia da seção:

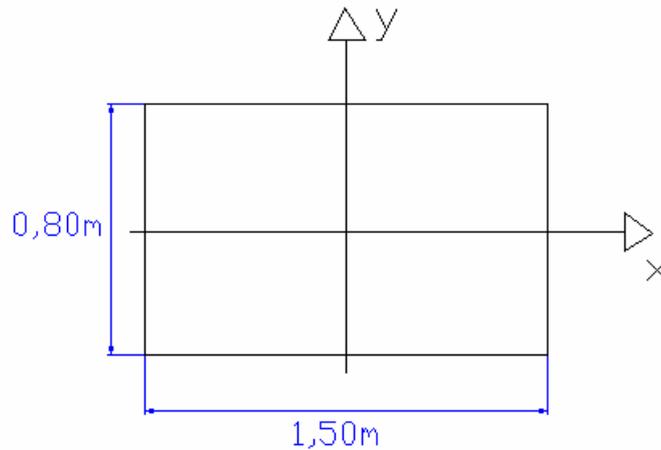


Figura 63 – Seção do pilar para cálculo do momento de inércia em relação aos eixos principais.

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,5 \cdot (0,8)^3}{12} = 0,064 \text{m}^4$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,8 \cdot (1,5)^3}{12} = 0,225 \text{m}^4$$

$$A = b \cdot h = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2 \text{m}^2$$

Raio de giração da seção:

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{0,064 / 1,2} = 0,231 \text{m}$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{0,225 / 1,2} = 0,433 \text{m}$$

Cálculo do índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{le_x}{i_x} \Rightarrow \lambda_x = \frac{3,27}{0,231} = 14,2$$

$$\lambda_y = \frac{le_y}{i_y} \Rightarrow \lambda_y = \frac{3,27}{0,433} = 7,6$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \quad \alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A}, \quad \text{sendo } 1,0 \geq \alpha_b \geq 0,40$$

Os efeitos de 2ª ordem não devem ser desprezados se: $\frac{35}{\alpha_b} \leq \lambda_1 \leq 90$

O caso mais crítico acontece quando $\alpha_b = 1,0$. Dessa forma,

$$\frac{35}{1} \leq \lambda_1 \leq 90 \Rightarrow \lambda_1 = 35$$

Comparando o valor calculado para λ com λ_1 , $14,2 < 35 \Rightarrow$ os efeitos de 2ª ordem são desprezíveis, segundo a norma 6118/2003.

Cálculo das armaduras longitudinais:

$$\phi_{\min} = 10,0\text{mm}$$

$$\phi_{\max} = \frac{\text{menor dimensão transversal}}{8}$$

A armadura longitudinal mínima é dada por:

$$A_{s,\min} = \left(\frac{0,15 \cdot N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004A_c$$

A armadura máxima é dada por;

$$A_{s,\max} = 8\% A_c$$

Distribuição Transversal da armadura longitudinal:

As armaduras longitudinais devem ser dispostas na seção transversal de forma a garantir a adequada resistência do elemento estrutural. Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice; em seções circulares, no mínimo 6 barras distribuídas ao longo do perímetro.

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, fora da região de emenda, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vezes o diâmetro máximo do agregado.

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, sem exceder 400mm.

Como a menor dimensão é 80cm, seu dobro é 160cm, que por sua vez, é maior que 400mm, portanto, o espaçamento máximo deve ser 400mm.

Armaduras transversais:

As armaduras transversais de pilares constituídas por estribos e, quando for o caso, por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes.

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a $\frac{1}{4}$ do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- menor dimensão da seção;
- 12ϕ para CA-50

Pode ser adotado o valor de $\phi_t < \phi/4$, desde que as armaduras sejam constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite também a limitação:

$$s_{\max} = 90000 \left(\frac{\phi_t^2}{\phi} \right) \frac{1}{f_{yk}} \text{ com } f_{yk} \text{ em Mpa.}$$

$$s_{\max} = 90000 \left(\frac{5^2}{20} \right) \frac{1}{500} = 225,0\text{mm}$$

$$\Rightarrow s_{\max} = 200\text{mm}$$

3.8.1.3. Dimensionamento da armadura longitudinal do pilar:

Esforços máximos de tração encontrados nos modelos analisados no FTOOL:
Plano ZY (armadura distribuída no plano XY):

=> Pilar 100% carregado => $N=0\text{kN}$.

=> Pilar com o móvel no extremo => $N=331,1\text{kN}$.

Adotou-se o maior entre os valores acima mencionados.

Cálculo da armadura necessária:

$$\sigma = \frac{F}{A}; 434782,6 = \frac{331,1}{A}; A_{s_{xy}} = 7,61 \text{ cm}^2$$

Espaçamento:

A_s ----- b_w (z_y)

$A(\phi)$ ----- S

Considerando $\phi=10\text{mm}$

$$A(\phi) = \frac{\pi(1,0)^2}{4} = 0,785\text{cm}^2$$

$$S = \frac{0,785 \cdot 100,0}{7,61} = 15,0\text{cm}$$

Cálculo da armadura mínima:

$$\rho_{s \min} = 0,15\%$$

Área da seção transversal de concreto (A_c) = 11200,0 cm^2 .

$$\rho_{s \min} = \frac{A_s \min}{A_c}$$

$$0,0015 = \frac{A_s \min}{11200,0}$$

$$A_s \min = 16,8\text{cm}^2$$

$$A_{sts} = 2 \cdot A_{s_{xy}} + 2 \cdot A_{s_{zy}} = 2(18,60) + 2(7,61)$$

$$A_{sts} = 52,42\text{cm}^2$$

onde A_{sts} é a área de aço total da seção.

Cálculo da armadura de cisalhamento:

Esforços máximos de tração encontrados nos modelos analisados no FTOOL:

Plano XY:

=> Pilar 100% carregado => $N=300,5\text{kN}$.

=> Pilar com o móvel no extremo => $N= 336,7\text{kN}$.

Plano ZY:

=> Pilar 100% carregado => $N= 138,0\text{kN}$.

=> Pilar com apenas um dos estrados carregados => $N=138,0\text{kN}$.

Foi adotado o maior valor entre os descritos acima.

Cálculo da armadura necessária:

$$\sigma = \frac{F}{A}; 434782,6 = \frac{336,7}{A} \Rightarrow A = 7,75 \text{ cm}^2$$

Espaçamento entre os tirantes do modelo de treliça:

$$e_t = 100,0 \text{ cm.}$$

CAPÍTULO IV – BLOCO DE FUNDAÇÃO

4.1. Dimensionamento dos blocos de coroamento:

O dimensionamento do bloco foi feito utilizando uma treliça espacial analisada em um programa de elementos finitos, onde sob ação de carregamentos críticos foram obtidos os esforços de compressão e tração (bielas e tirantes).

O dimensionamento a tração foi realizado de forma análoga ao anteriormente visto nos cálculos dos pilares, onde se buscou a área de aço necessária para resistir o esforço em questão no tirante.

A verificação da biela foi feita da seguinte maneira:

Sabendo-se que a biela não possui uma seção transversal constante, a verificação foi feita através da fórmula abaixo comparando o diâmetro necessário da biela de concreto (cilindro de concreto) para suportar o esforço atuante, com o diâmetro da própria estaca, que será o diâmetro crítico da biela.

$$F_{ub} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f_{cd}, \text{ onde}$$

$$\beta_s = 0,75$$

F_{ub} é a resistência última da biela

$$A_b = \frac{N_{máx}}{f_{ub}}, \text{ onde}$$

$N_{máx}$ é o maior dos valores de esforços encontrados entre todas as bielas do bloco

A_b é a área da biela

Com isso foi encontrado o diâmetro mínimo da biela, e comparou-se com o diâmetro da estaca:

- Se $B > d$, a biela resiste.
- Se $B < d$, a biela não resiste.

Sendo:

B - o diâmetro da estaca;

d - o diâmetro mínimo necessário para que a biela resista ao esforço atuante;

Neste projeto utilizou-se dois tipos de bloco, sendo um hexagonal de sete estacas para base dos pilares 2, 3, 4 e 5 (adotado buscando amenizar os efeitos do turbilhonamento da água nas arestas a jusante, o que pode causar a degradação do concreto nesses pontos) e um bloco de seção retangular para as cabeceiras (pontos de apoio 1 e 6), onde as longarinas descarregarão diretamente as cargas sobre o bloco.

Foram dimensionados dois tipos de blocos, um hexagonal e outro retangular, buscando-se sempre os valores críticos de carregamento nos blocos dimensionados.

A literatura recomenda que a armadura principal deve ser disposta em faixas sobre estacas.

A armadura secundária do bloco de coroamento será tomada, de acordo com estudos da UNESP, igual a um quinto da armadura principal.

4.2. Cálculo da inclinação das estacas:

O cálculo da inclinação das estacas foi feito com base nos esforços obtidos na análise do modelo de treliça de forma que a estaca se posicione estrategicamente para anular os esforços críticos com uma resultante axial.

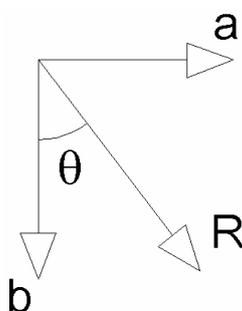


Figura 64 – Resultante dos esforços em cada ponto de apoio do bloco

Pela ilustração representada anteriormente, pode-se deduzir que:

$$R \cdot \text{sen}\theta = a$$

$$R \cdot \text{cos}\theta = b$$

$$\Rightarrow \frac{a}{\text{sen}\theta} = \frac{b}{\text{cos}\theta} \Rightarrow \theta = \text{arctg}(a/b)$$

onde,

O ângulo θ é sempre tomado em relação ao eixo vertical.

A posição dos eixos considerada nos cálculos do bloco onde y é o eixo longitudinal à ponte pode ser visualizada abaixo:

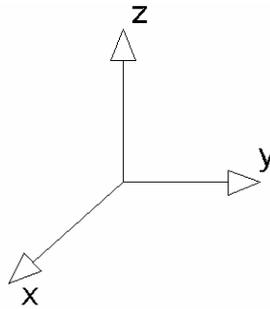


Figura 65 - Sistema de eixos utilizados no cálculo de blocos

4.3. Bloco hexagonal:

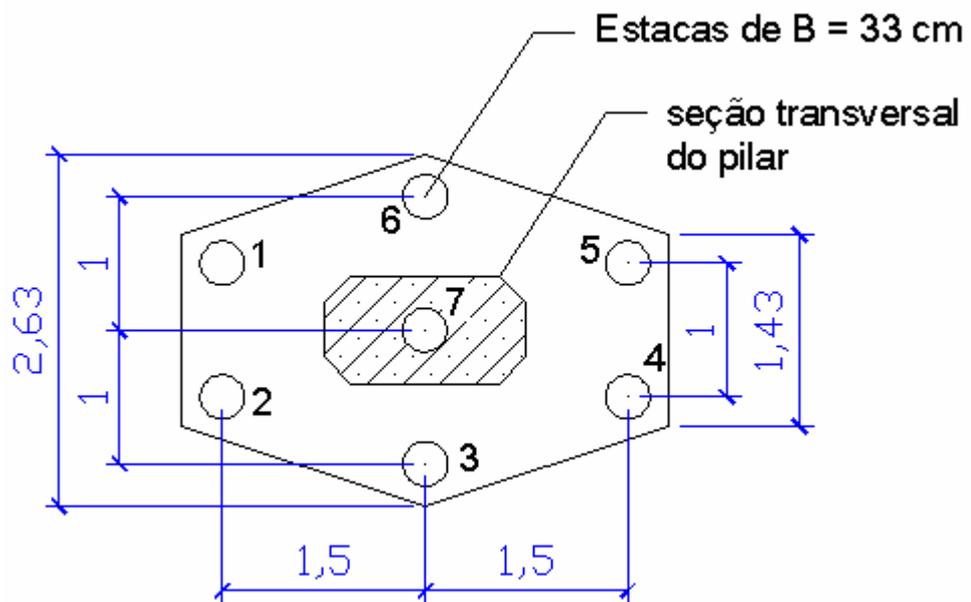


Figura 66 – Figura representativa do bloco hexagonal com a locação de todas as estacas.

É válido ressaltar que:

- As estacas 6 e 3 foram inclinadas de forma a combaterem os esforços no eixo y.
- As estacas 1, 2, 4 e 5 foram inclinadas de forma a combaterem os esforços no eixo x.
- A estaca 7 combate apenas esforços verticais (eixo z).

Nas estacas que trabalham na mesma direção nos eixos x e y, foi adotada para todas elas a inclinação máxima encontrada, prevendo a ocorrência da reversão do sentido das forças.

4.4. Bloco retangular (cabeceiras):

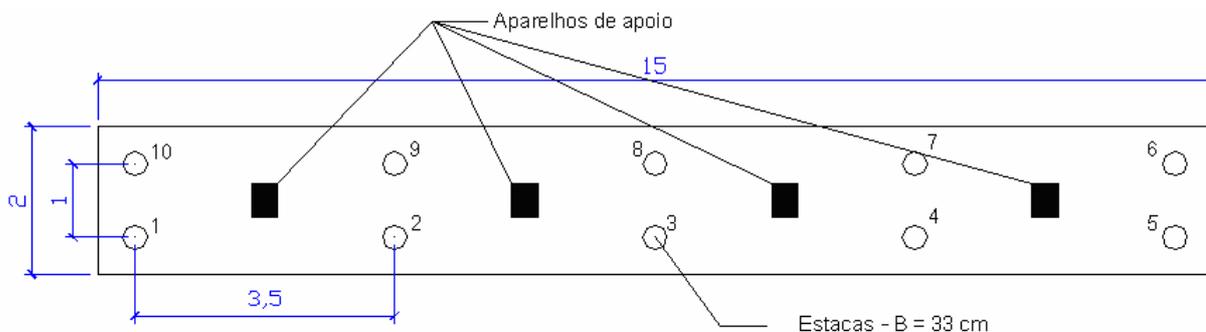


Figura 67 – Figura representativa do bloco retangular com a locação de todas as estacas.

- As estacas 1, 5, 6 e 10 foram inclinadas de forma a combaterem os esforços provenientes do eixo x.
- As estacas 2, 3, 4, 7, 8 e 9 foram inclinadas de forma a combaterem os esforços provenientes do eixo y.

Assim como no bloco hexagonal, foi prevista a reversão das forças atuantes no bloco nos eixos x e y.

Sabendo-se que as estacas serão inclinadas para fora, os valores das forças foram tomados em módulo.

4.5. Cálculos:

4.5.1. Bloco hexagonal:

Cálculo da armadura inferior de tração:

Tabela 11 – Resultados do cálculo de armadura inferior de tração do bloco hexagonal:

$f_{yk} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	500000
$N_{max} \text{ (kN)}$	159,8
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	3,6754
Largura de distribuição (cm)	33

$\phi(\text{mm})$	12,5
S (cm)	11
$\phi_{DR}(\text{mm})$	8
$S_{DRT} \left(\frac{\text{cm}}{\text{m}} \right)$	33

Verificação da biela comprimida:

Tabela 12 – Resultados relacionados à verificação da biela comprimida para o bloco hexagonal:

B (cm)	33
$f_{ck} \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$	25000
N_{\max} (kN)	473,9
$f_u \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$	11383,93
d (cm)	23,0

=> $d = 23 \text{ cm} < B = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Ok!}$

4.5.1.1. Inclinação das estacas:

Tabela 13 – Obtenção das inclinações de cada estaca para o bloco hexagonal:

ESTACA	Força em Z (kN)	Força em X (kN)	Força em Y (kN)	I (°)	I_{adotado} (°)	N (kN)
1	372,9	122,1	-	18,1	33,5	392,4
2	372,9	122,1	-	18,1	33,5	392,4
3	340,6	-	212,3	31,9	31,9	401,3
4	184,6	122,1	-	33,5	33,5	221,3
5	197,4	122,1	-	31,7	33,5	232,1
6	348,2	-	212,3	31,4	31,9	407,8
7	104,1	-	-	0,0	0,0	104,1

onde,

I é o ângulo de inclinação da estaca em relação a vertical;

N é a carga axial da estaca.

4.5.2. Bloco retangular (cabeceiras):

Cálculo da armadura inferior de tração:

Tabela 14 - Resultados do cálculo de armadura inferior de tração do bloco retangular:

$f_{yk} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	500000
$N_{max} \text{ (kN)}$	77,6
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	1,7848
Largura de distribuição (cm)	33
$\phi \text{ (mm)}$	10
S (cm)	14
$\phi_{DRT} \text{ (mm)}$	8
$S_{DRT} \left(\frac{cm}{m} \right)$	33

Verificação da biela comprimida:

Tabela 15 - Resultados relacionados à verificação da biela comprimida para o bloco retangular:

B (cm)	33
$f_{ck} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	25000
$N_{max} \text{ (kN)}$	357,2
$f_u \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	11383,93
d (cm)	20,0

=> d = 20 cm < B = 33 cm => ok!

4.5.2.1. Inclinação das estacas:

Tabela 16 - Obtenção das inclinações de cada estaca para o bloco retangular:

ESTACA	Força em Z (kN)	Força em X (kN)	Força em Y (kN)	I(°)	I_{adotado} (°)	N (kN)
1	151,0	106,3	-	35,1	35,7	184,7
2	389,7	-	46,0	6,7	8,6	392,4
3	349,3	-	46,0	7,5	8,6	352,3
4	384,0	-	46,0	6,8	8,6	386,7
5	168,1	106,3	-	32,3	35,7	198,9
6	164,9	106,3	-	32,8	35,7	196,2
7	303,6	-	46,0	8,6	8,6	307,1
8	309,6	-	46,0	8,5	8,6	313,0
9	309,2	-	46,0	8,5	8,6	312,6
10	147,8	106,3	-	35,7	35,7	182,1

onde,

I é o ângulo de inclinação da estaca em relação a vertical;

N é a carga axial da estaca.

CAPÍTULO V – INFRA-ESTRUTURA

5.1. Introdução:

As fundações profundas são elementos capazes de transmitir as cargas para o solo pela resistência de ponta e/ou o atrito ao longo da superfície lateral (ou combinação de ambas).

Para estimativa da capacidade de carga pode-se utilizar métodos estáticos, os quais serão utilizados neste projeto, e métodos dinâmicos.

Este projeto foi confeccionado utilizando os métodos e fórmulas que serão mostradas a seguir.

5.2. Cálculo da capacidade de carga:

O cálculo da capacidade de carga das estacas foi feito através de métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, já que são métodos bastante consagrados pela norma e que se adaptam de forma adequada às condições do nosso país.

5.3. Sondagens:

As sondagens utilizadas neste projeto, que se encontram no anexo V, não exprimem a realidade do maciço local, sendo utilizadas meramente para efeito de cálculo.

5.4. Tipo de estaca:

Para a confecção deste projeto serão utilizadas estacas pré-moldadas de concreto vibrado com seção cheia circular de diâmetro 33cm, que suportam uma carga usual de 70,0 toneladas e são disponíveis até dez metros, podendo ser emendadas.

5.5. Profundidade de cravação:

A profundidade de cravação adotada em cada sondagem, específica para cada pilar, excetuando-se as cabeceiras onde foi adotado o mesmo, a mesma sondagem, foi obtida analisando o perfil estratigráfico do solo buscando assentar a ponta da estaca em substrato rígido.

5.6. Métodos estáticos empregados:

5.6.1. Aoki-Velloso:

Esse método foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de SPT, mas pode ser utilizado também com dados do ensaio de penetração do cone (CPT). A expressão da capacidade de carga foi concebida relacionando-se a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca à resistência de ponta do CPT. Para levar em conta as diferenças de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo), os autores propuseram a introdução dos coeficientes F1 e F2, ou seja:

$$Q_{ult} = A_b q_p + U \sum \tau_i \Delta l = A_b \frac{q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{\tau_{cone}}{F2} \Delta l$$

Introduzindo relações entre o SPT e o ensaio de cone holandês:

$$q_c = k N$$

$$\tau_c = \alpha q_c = \alpha k N$$

onde,

N é o número de golpes no ensaio de penetração.

Obteve-se então uma expressão para o uso com os resultados do SPT:

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta l = A_b \frac{k N}{F1} + U \sum \frac{\alpha k N}{F2} \Delta l$$

Os valores de k, α , F1 e F2 são apresentados nas tabelas a seguir (Aoki e Velloso, 1975):

Tabela 17 – Valores de k e α para empregar na fórmula de Aoki-Velloso:

Tipo de solo	k ($\frac{kgf}{cm^2}$)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilo-siltosa	5,0	2,8
Areia argilosa	6,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila silto-arenosa	3,3	3,0
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila	2,0	6,0

Tabela 18 – Fatores de escala e execução:

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada de concreto	1,8	3,5
Escavada	3,0	6,0

Para o cálculo da resistência de ponta, $q_{p,ult}$, deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da ponta, para cima e para baixo da profundidade da base. Para encontrar o valor da $q_{p,ult}$ deve-se utilizar uma média ponderada entre as características das camadas que estão compreendidas ao longo do bulbo de pressões.

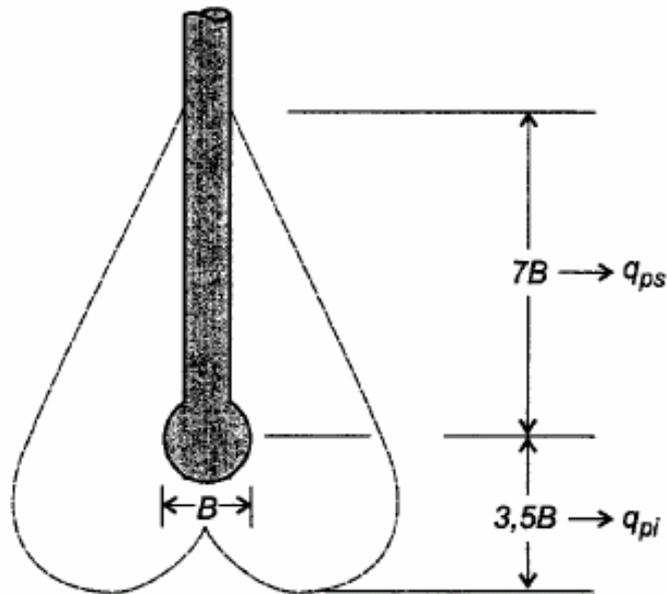


Figura 68 – Bulbo de tensões numa estaca.

O valor de $q_{p,ult}$ a ser adotado será dado pela seguinte equação: $q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2}$

De acordo com a norma utilizando fator de segurança (FS) igual a 2, obtém-se a carga admissível da seguinte maneira: $Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{2}$

5.6.2. Décourt-Quaresma

O método de Décourt e Quaresma usa tanto dados do SPT quanto do SPT-T.

5.6.2.1. Resistência de ponta:

A resistência de ponta da estaca é obtida da equação: $Q_{p,ult} = C N$

onde C é um parâmetro que depende do tipo de solo e está apresentado na tabela abaixo (Décourt e Quaresma, 1978):

Tabela 19 – Valores de C para empregar na fórmula de Décourt-Quaresma:

Tipo de solo	$C \left(\frac{tf}{m^2} \right)$
Argila	12

Silte argiloso	20
Silte arenoso	25
Areia	40

O valor N a ser usado na equação acima corresponde à média de três valores de N: o do nível da ponta da estaca, o imediatamente abaixo e o imediatamente acima desta.

5.6.2.2. Resistência lateral:

São considerados os valores do N ao longo do fuste, sem levar em conta aqueles utilizados no cálculo da resistência de ponta; as leituras menores que 3 permanecem igual a 3 e as leituras superiores a 50, permanecem igual a 50. Dessa forma, obtém-se a média e, com auxílio da equação abaixo, estima-se o valor do atrito

médio, em $\frac{kN}{m^2}$, ao longo do fuste da estaca.

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \left(\frac{tf}{m^2} \right)$$

A carga admissível será calculada da seguinte forma: $Q_{adm} = \frac{q_{p,ult}}{1,3} + \frac{\tau_{p,ult}}{4,0}$

Observação: A capacidade de carga à tração foi obtida considerando apenas a parcela do atrito lateral, ou seja, retirando dos cálculos a parcela de carga de ponta.

CAPÍTULO VI – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho destaca-se a importância de se buscar a associação de materiais com características tão distintas e importantes, extraído de cada um deles o que possuem de melhor. Utilizou-se a viga mista, que possibilitou a obtenção de uma estrutura rígida e ao mesmo tempo leve e de grande desempenho, aproveitando a boa resistência à compressão do concreto, que estaria presente na laje, para auxiliar a viga de aço a resistir às solicitações, com isso otimizando a construção e ao mesmo tempo propiciando que se possa alcançar maiores vãos.

Em grande parte deste trabalho os dados utilizados para cálculo foram fictícios, uma vez que surgiram grandes dificuldades na obtenção dos mesmos, adotando-se assim dados originais, porém, de outros locais, meramente para efeito de cálculo. Os dados topográficos foram obtidos mediante trabalho dos próprios membros do grupo que utilizou equipamentos da Universidade para gerar a planta que foi fundamental para a realização do projeto.

No que diz respeito à laje, não foi possível a obtenção de ábacos que seriam de fundamental importância para o dimensionamento da mesma.

Para o dimensionamento das partes de concreto armado foi utilizado o modelo de bielas e tirantes de forma simplificada.

Os cálculos do projeto exigiram do grupo muito esforço e dedicação, uma vez que para elaboração deste projeto utilizou-se de artifícios e métodos de cálculos que nunca antes tinham sido apresentados no curso de graduação. A utilização de programas computacionais como SALT e FTOOL foi de extrema importância para obtenção dos resultados e também para que se pudesse obter uma boa precisão nos cálculos, que por muitas vezes foram exaustivos e desafiadores.

BIBLIOGRAFIA

1. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–6118 – Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2003;
2. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–6120 – Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1982;
3. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–6123 – Força devido ao Vento em Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1988;
4. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–7187 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2003;
5. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1982;
6. Almeida, Sérgio Marques Ferreira de – Notas de Aula das disciplinas de Pontes I e II, Universidade Federal Fluminense – UFF, Niterói – RJ, 1986;
7. Alonso, Urbano Rodriguez – Dimensionamento de Fundações Profundas – Edgard Blücher Editora, São Paulo – SP, 1983;
8. Araújo, José Milton de – Curso de Concreto Armado, Volumes 1 a 4, Editora Dunas, Rio Grande – RS, 2003;
9. DNER, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários (Escopos Básicos/Instruções de Serviços), Rio de Janeiro – RJ, 1999;
10. Falcon, Gines Arturo Santos - Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Aço, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Campos dos Goytacazes – RJ, 2008;
11. Garcia, Sergio Luis González – Notas de Aula das disciplinas de Concreto Armado I e II, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Campos dos Goytacazes – RJ, 2007-2008;
12. Miller, Cristiano Pena, Barbosa, Leandro Rosa e Pessanha, Maikon Caetano Ramos - Dimensionamento Estrutural de uma Ponte em Concreto Armado, Projeto Final de Curso, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Campos dos Goytacazes – RJ, 2005;

13. Pfeil, Walter e Pfeil, Michèle – Concreto Armado – Dimensionamento, 2ª Edição, Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, 2000;
14. Pfeil, Walter – Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático, 7ª Edição, Livros Técnicos e Científicos Editora, São Paulo – SP, 1975;
15. Pfeil, Walter – Pontes em Concreto Armado, Volume 1, 3ª edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro – RJ, 1983;
16. Pinho, Fernando Ottoboni e Bellei, Ildony Hélio – Manual de Construção em Aço – Pontes e Viadutos em vigas mistas, Rio de Janeiro – RJ, 2007.
17. Souza, Aline Nacif e Mota, Marcelo Garnier – Dimensionamento Estrutural de uma Ponte em Concreto Armado, Projeto Final de Curso, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Campos dos Goytacazes – RJ, 2004;
18. Velloso, Dirceu de Alencar e Lopes, Francisco de Rezende – Fundações, Volume 2, COPPE – UFRJ Editora, Rio de Janeiro – RJ, 2002.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–6118 – Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2003;
2. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–6120 – Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1982;
3. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–6123 – Força devido ao Vento em Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1988;
4. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–7187 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2003;
5. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR–7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1982;
6. Almeida, Sérgio Marques Ferreira de – Notas de Aula das disciplinas de Pontes I e II, Universidade Federal Fluminense – UFF, Niterói – RJ, 1986;
7. Araújo, José Milton de – Curso de Concreto Armado, Volumes 1 a 4, Editora Dunas, Rio Grande – RS, 2003;
8. DNER, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários (Escopos Básicos/Instruções de Serviços), Rio de Janeiro – RJ, 1999;
9. Pfeil, Walter e Pfeil, Michèle – Concreto Armado – Dimensionamento, 2ª Edição, Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, 2000;
10. Pfeil, Walter – Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático, 7ª Edição, Livros Técnicos e Científicos Editora, São Paulo – SP, 1975;
11. Pfeil, Walter – Pontes em Concreto Armado, Volume 1, 3ª edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro – RJ, 1983;
12. Pinho, Fernando Ottoboni e Bellei, Ildony Hélio – Manual de Construção em Aço – Pontes e Viadutos em vigas mistas, Rio de Janeiro – RJ, 2007.
13. Velloso, Dirceu de Alencar e Lopes, Francisco de Rezende – Fundações, Volume 2, COPPE – UFRJ Editora, Rio de Janeiro – RJ, 2002.

APÊNDICE I

Superestrutura – Relatórios emitidos pelo SALT – UFRJ.

- Vão de 14,0m:

SALT - Marca Registrada da UFRJ
INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA : 11:36:14
ARQUIVO DE DADOS : li_e.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
força : não informada.
comprimento : não informada.

nó	sistema	c o o r d e n a d a s		n o d a i s	
		coordenada	coordenada	coordenada	coordenada
		x	y	z	
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000	
2	global	1.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	
3	global	2.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	
4	global	3.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	
5	global	4.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	

número de nós 5

nó	código	r e s t r i ç õ e s			n o d a i s
		transl. x	transl. y	rotação z	
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000	
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000	

número de nós com restrição 2

barra	p r o p r i e d a d e s			d o s e l e m e n t o s		
	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento	
1	1	2	1	2	1.00E+0001	
2	1	1	2	3	1.00E+0001	
3	1	1	3	4	1.00E+0001	
4	1	2	4	5	1.00E+0001	

número de elementos 4

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade 2.1E+0008
M. E. Transversal ... 7.9E+0007
C. Poisson 3.0E-0001
C. D. Térmica 1.2E-0005
P. Específico 78.50

número de tipos de material 1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.47E-0002
2	1.25E-0002

número de tipos seções 2

sequência de tráfego

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
 4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

linhas de influência

elemento	nó	esforço
1	I	MZ
1	I	QY
1	I	N
2	I	MZ
2	I	QY
2	I	N
3	I	MZ
3	I	QY
3	I	N
4	I	MZ
4	F	MZ
4	I	QY
4	F	QY
4	I	N
4	F	N

número de linhas de influência 15

resultado da renumeração nodal

perfil antes da renumeração : 9
 perfil após a renumeração : 9

 resultados

momento fletor Mz
 elemento: 1 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 1)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.0000
2	-0.0000	-0.0000
3	-0.0000	-0.0000
4	-0.0000	-0.0000

força cortante Qy
 elemento: 1 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 1)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	1.0000	0.7500
2	0.7500	0.5000
3	0.5000	0.2500
4	0.2500	0.0000

força normal
 elemento: 1 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 1)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

momento fletor Mz
 elemento: 2 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 2)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-7.5000
2	-7.5000	-5.0000
3	-5.0000	-2.5000
4	-2.5000	-0.0000

força cortante Qy
 elemento: 2 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 2)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final

1	0.0000	-0.2500
2	0.7500	0.5000
3	0.5000	0.2500
4	0.2500	0.0000

força normal
 elemento: 2 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 2)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

momento fletor Mz
 elemento: 3 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-5.0000
2	-5.0000	-10.0000
3	-10.0000	-5.0000
4	-5.0000	-0.0000

força cortante Qy
 elemento: 3 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.2500
2	-0.2500	-0.5000
3	0.5000	0.2500
4	0.2500	0.0000

força normal
 elemento: 3 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000

4 0.0000 0.0000

 momento fletor Mz
 elemento: 4 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-2.5000
2	-2.5000	-5.0000
3	-5.0000	-7.5000
4	-7.5000	-0.0000

 momento fletor Mz
 elemento: 4 - nó final
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-0.0000
2	-0.0000	-0.0000
3	-0.0000	-0.0000
4	-0.0000	0.0000

 força cortante Qy
 elemento: 4 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-0.2500
2	-0.2500	-0.5000
3	-0.5000	-0.7500
4	0.2500	-0.0000

 força cortante Qy
 elemento: 4 - nó final
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.2500
2	0.2500	0.5000
3	0.5000	0.7500
4	0.7500	1.0000

força normal
 elemento: 4 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

força normal
 elemento: 4 - nó final
 (valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
 INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
 HORA : 11:38:08
 ARQUIVO DE DADOS : li_r.slt
 TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
 força : não informada.
 comprimento : não informada.

nó	sistema	c o o r d e n a d a s n o d a i s		
		coordenada	coordenada	coordenada
		x	y	z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	1.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	2.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	3.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	4.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós 5

r e s t r i ç õ e s n o d a i s
 constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição 2

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade	2.1E+0008
M. E. Transversal	...	7.9E+0007
C. Poisson	3.0E-0001
C. D. Térmica	1.2E-0005
P. Específico	78.50

número de tipos de material 1

tipo	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

tipo	wz
1	1.47E-0002
2	1.25E-0002

número de tipos seções 2

sequência de tráfego

elemento -->	1 nó : inicial	2 nó : inicial	3 nó : inicial
	4 nó : inicial		

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

nó	reação
1	FY
1	FX
5	FY

número de linhas de influência 3

resultado da renumeração nodal

perfil antes da renumeração : 9

perfil após a renumeração : 9

r e s u l t a d o s

nó: 1 força Y
(valores em relação ao sistema global)

elemento	nó inicial	nó final
1	1.000000E+0000	7.500000E-0001
2	7.500000E-0001	5.000000E-0001
3	5.000000E-0001	2.500000E-0001
4	2.500000E-0001	1.657214E-0043

nó: 1 força X
(valores em relação ao sistema global)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.000000E+0000	0.000000E+0000
2	0.000000E+0000	0.000000E+0000
3	0.000000E+0000	0.000000E+0000
4	0.000000E+0000	0.000000E+0000

nó: 5 força Y
(valores em relação ao sistema global)

elemento	nó inicial	nó final
1	3.017927E-0044	2.500000E-0001
2	2.500000E-0001	5.000000E-0001
3	5.000000E-0001	7.500000E-0001
4	7.500000E-0001	1.000000E+0000

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA : 11:38:39
ARQUIVO DE DADOS : vm_e.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s

força : não informada.
 comprimento : não informada.

c o o r d e n a d a s n o d a i s

nó	sistema	coordenada		
		x	y	z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	1.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	2.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	3.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	4.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós 5

r e s t r i ç õ e s n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição 2

p r o p r i e d a d e s d o s e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade 2.1E+0008
 M. E. Transversal ... 7.9E+0007
 C. Poisson 3.0E-0001
 C. D. Térmica 1.2E-0005
 P. Específico 78.50

número de tipos de material 1

p r o p r i e d a d e s d a s s e ç õ e s

tipo	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

m ó d u l o s d e f l e x ã o

tipo	wz
1	1.47E-0002
2	1.25E-0002

número de tipos seções 2

s e q u ê n c i a d e t r á f e g o

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
 4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

valores	extremos	de	esforço
elemento	nó		esforço
1	I		MZ
1	I		QY
1	I		N
2	I		MZ
2	I		QY
2	I		N
3	I		MZ
3	I		QY
3	I		N
4	I		MZ
4	F		MZ
4	I		QY
4	F		QY
4	I		N
4	F		N

carga móvel

trem tipo especial

número de cargas concentradas : 3

comprimento do veículo : 6.000

cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	139.800
2	3.000	139.800
3	4.500	139.800

cargas distribuídas

mínima	máxima	no trecho do veículo
17.500	17.500	17.500

coeficiente de impacto

(para os elementos da seqüência de tráfego)

barra	valor	barra	valor	barra	valor
1	1.000	2	1.000	3	1.000
4	1.000				

resultado da renumeração nodal

perfil antes da renumeração : 9

perfil após a renumeração : 9

valores extremos

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 100

valores extremos de esforço
(no sistema local do elemento)

barra	esforço	nó	força normal	cortante y	cortante z	momento de torção	momento fletor y	momento fletor z
1	MZ	I	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	0.00

0.00				0.00	281.87	0.00	0.00	0.00	-
0.00	1	QY	I	0.00	753.67	0.00	0.00	0.00	-
0.00				0.00	196.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00	1	N	I	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00				0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00	2	MZ	I	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	-
1968.75				0.00	327.95	0.00	0.00	0.00	-
5613.23	2	QY	I	0.00	478.47	0.00	0.00	0.00	-
5773.63				0.00	66.68	0.00	0.00	0.00	-
5756.41	2	N	I	0.00	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
656.25				0.00	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
656.25	3	MZ	I	0.00	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
3062.50				0.00	-69.90	0.00	0.00	0.00	-
7484.30	3	QY	I	0.00	206.61	0.00	0.00	0.00	-
7379.45				0.00	-206.61	0.00	0.00	0.00	-
7379.45	3	N	I	0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
437.50				0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
437.50	4	MZ	I	0.00	-196.87	0.00	0.00	0.00	-
2406.25				0.00	-334.02	0.00	0.00	0.00	-
5613.23	4	MZ	F	0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00				0.00	281.87	0.00	0.00	0.00	-
0.00	4	QY	I	0.00	-66.68	0.00	0.00	0.00	-
5298.68				0.00	-478.47	0.00	0.00	0.00	-
5602.74	4	QY	F	0.00	752.62	0.00	0.00	0.00	-
0.00				0.00	324.24	0.00	0.00	0.00	-
0.00	4	N	I	0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
218.75				0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
218.75	4	N	F	0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00				0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00									

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ

INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA : 11:39:13
ARQUIVO DE DADOS : vm_r.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
força : não informada.
comprimento : não informada.

c o o r d e n a d a s n o d a i s
nó sistema coordenada coordenada coordenada
x y z
1 global 0.00E+0000 0.00E+0000 0.00E+0000
2 global 1.00E+0001 0.00E+0000 0.00E+0000
3 global 2.00E+0001 0.00E+0000 0.00E+0000
4 global 3.00E+0001 0.00E+0000 0.00E+0000
5 global 4.00E+0001 0.00E+0000 0.00E+0000

número de nós 5

r e s t r i ç õ e s n o d a i s
constante de mola
nó código transl. x transl. y rotação z
1 110 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000
5 010 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000

número de nós com restrição 2

p r o p r i e d a d e s d o s e l e m e n t o s
barra material seção nó inicial nó final comprimento
1 1 2 1 2 1.00E+0001
2 1 1 2 3 1.00E+0001
3 1 1 3 4 1.00E+0001
4 1 2 4 5 1.00E+0001

número de elementos 4

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade 2.1E+0008
M. E. Transversal ... 7.9E+0007
C. Poisson 3.0E-0001
C. D. Térmica 1.2E-0005
P. Específico 78.50

número de tipos de material 1

p r o p r i e d a d e s d a s s e ç õ e s
tipo área x área y inércia z
1 3.31E-0002 0.00E+0000 1.03E-0002
2 2.99E-0002 0.00E+0000 8.80E-0003

m ó d u l o s d e f l e x ã o

```

tipo          wz
1  1.47E-0002
2  1.25E-0002

```

número de tipos seções 2

seqüência de tráfego

```

elemento --> 1 nó : inicial      2 nó : inicial      3 nó : inicial
              4 nó : inicial

```

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

```

v a l o r e s      e x t r e m o s      d e      r e a ç ã o
                nó                reação
                1                FY
                1                FX
                5                FY

```

c a r g a m ó v e l

```

trem tipo especial
número de cargas concentradas : 3
comprimento do veículo :      6.000
cargas concentradas

```

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	139.800
2	3.000	139.800
3	4.500	139.800

cargas distribuídas

mínima	máxima	no trecho do veículo
17.500	17.500	17.500

c o e f i c i e n t e d e i m p a c t o
(para os elementos da seqüência de tráfego)

barra	valor	barra	valor	barra	valor
1	1.000	2	1.000	3	1.000
4	1.000				

r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 9

perfil após a renumeração : 9

v a l o r e s e x t r e m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 100

v a l o r e s e x t r e m o s d e r e a ç ã o
(no sistema global)

nó	reação	força	força	força	momento	momento
momento		x	y	z	x	y
z						

1	FY	0.00	753.67	0.00	0.00	0.00	-
0.00		0.00	196.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00							
1	FX	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00		0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00							
5	FY	0.00	752.62	0.00	0.00	0.00	-
0.00		0.00	324.24	0.00	0.00	0.00	-
0.00							

Fim Do Programa

- Vão de 40,0m (i=2,3%):

SALT - Marca Registrada da UFRJ
INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA : 11:42:49
ARQUIVO DE DADOS : vão de 40m(lie).slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
força : não informada.
comprimento : não informada.

nó	sistema	c o o r d e n a d a s n o d a i s		
		coordenada	coordenada	coordenada
		x	y	z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	1.00E+0001	2.32E-0001	0.00E+0000
3	global	2.00E+0001	4.65E-0001	0.00E+0000
4	global	3.00E+0001	6.97E-0001	0.00E+0000
5	global	4.00E+0001	9.30E-0001	0.00E+0000

número de nós 5

nó	r e s t r i ç õ e s n o d a i s			
	código	transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição 2

barra	p r o p r i e d a d e s d o s e l e m e n t o s				
	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade 2.0E-0004
 M. E. Transversal ... 7.7E-0005
 C. Poisson 3.0E-0001
 C. D. Térmica 1.2E-0005
 P. Específico 78.50

número de tipos de material 1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.47E-0002
2	1.25E-0002

número de tipos seções 2

sequência de tráfego

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
 4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

linhas de influência

elemento	nó	esforço
1	I	MZ
1	I	QY
1	I	N
2	I	MZ
2	I	QY
2	I	N
3	I	MZ
3	I	QY
3	I	N
4	I	MZ
4	F	MZ
4	I	QY
4	F	QY
4	I	N
4	F	N

número de linhas de influência 15

resultado da renumeração nodal

perfil antes da renumeração : 9
 perfil após a renumeração : 9

r e s u l t a d o s

momento fletor Mz
elemento: 1 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 1)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

força cortante Qy
elemento: 1 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 1)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.9997	0.7498
2	0.7498	0.4999
3	0.4999	0.2499
4	0.2499	0.0000

força normal
elemento: 1 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 1)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0232	0.0174
2	0.0174	0.0116
3	0.0116	0.0058
4	0.0058	0.0000

momento fletor Mz
elemento: 2 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 2)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-7.5000
2	-7.5000	-5.0000
3	-5.0000	-2.5000
4	-2.5000	-0.0000

força cortante Q_y
elemento: 2 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 2)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-0.2499
2	0.7498	0.4999
3	0.4999	0.2499
4	0.2499	-0.0000

força normal
elemento: 2 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 2)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.0058
2	0.0175	0.0116
3	0.0116	0.0058
4	0.0058	0.0000

momento fletor M_z
elemento: 3 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-5.0000
2	-5.0000	-10.0000
3	-10.0000	-5.0000
4	-5.0000	0.0000

força cortante Q_y
elemento: 3 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.2499
2	-0.2499	-0.4999
3	0.4999	0.2499
4	0.2499	0.0000

força normal
elemento: 3 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.0058
2	-0.0058	-0.0116
3	0.0116	0.0058
4	0.0058	0.0000

momento fletor Mz
elemento: 4 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-2.5000
2	-2.5000	-5.0000
3	-5.0000	-7.5000
4	-7.5000	0.0000

momento fletor Mz
elemento: 4 - nó final
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-0.0000
2	-0.0000	-0.0000
3	-0.0000	-0.0000
4	-0.0000	0.0000

força cortante Qy
elemento: 4 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-0.2499
2	-0.2499	-0.4999
3	-0.4999	-0.7498
4	0.2499	0.0000

força cortante Qy
elemento: 4 - nó final

(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

	carga unitária posicionada no	
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.2499
2	0.2499	0.4999
3	0.4999	0.7498
4	0.7498	0.9997

força normal
elemento: 4 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

	carga unitária posicionada no	
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.0058
2	-0.0058	-0.0116
3	-0.0116	-0.0175
4	0.0058	-0.0000

força normal
elemento: 4 - nó final
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

	carga unitária posicionada no	
elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	0.0058
2	0.0058	0.0116
3	0.0116	0.0175
4	0.0175	0.0233

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA : 11:44:52
ARQUIVO DE DADOS : vÃo de 40m.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
força : não informada.
comprimento : não informada.

		c o o r d e n a d a s		n o d a i s	
nó	sistema	coordenada	coordenada	coordenada	coordenada
		x	y	z	
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000	

2	global	1.00E+0001	2.32E-0001	0.00E+0000
3	global	2.00E+0001	4.65E-0001	0.00E+0000
4	global	3.00E+0001	6.97E-0001	0.00E+0000
5	global	4.00E+0001	9.30E-0001	0.00E+0000

número de nós 5

r e s t r i ç õ e s n o d a i s

constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição 2

p r o p r i e d a d e s d o s e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade	2.0E-0004
M. E. Transversal	...	7.7E-0005
C. Poisson	3.0E-0001
C. D. Térmica	1.2E-0005
P. Específico	78.50

número de tipos de material 1

p r o p r i e d a d e s d a s s e ç õ e s

tipo	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

m ó d u l o s d e f l e x ã o

tipo	wz
1	1.47E-0002
2	1.25E-0002

número de tipos seções 2

s e q u ê n c i a d e t r á f e g o

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

valores	extremos	de	esforço
elemento	nó		esforço
1	I		MZ
1	I		QY

1	I	N
2	I	MZ
2	I	QY
2	I	N
3	I	MZ
3	I	QY
3	I	N
4	I	MZ
4	F	MZ
4	I	QY
4	F	QY
4	I	N
4	F	N

c a r g a m ó v e l

trem tipo especial

número de cargas concentradas : 3

comprimento do veículo : 6.000

cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	139.800
2	3.000	139.800
3	4.500	139.800

cargas distribuídas

mínima	máxima	no trecho do veículo
17.500	17.500	17.500

c o e f i c i e n t e d e i m p a c t o

(para os elementos da seqüência de tráfego)

barra	valor	barra	valor	barra	valor
1	1.000	2	1.000	3	1.000
4	1.000				

r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 9

perfil após a renumeração : 9

v a l o r e s e x t r e m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 100

v a l o r e s e x t r e m o s d e e s f o r ç o
(no sistema local do elemento)

barra	esforço	nó	força normal	cortante y	cortante z de torção	momento fletor y	momento fletor z
1	MZ	I	6.54	281.78	0.00	0.00	0.00
0.00			3.55	153.13	0.00	0.00	0.00
0.00							
1	QY	I	19.31	753.56	0.00	0.00	0.00
0.00			11.63	196.88	0.00	0.00	0.00
0.00							

1	N	I	17.48	832.36	0.00	0.00	0.00	
0.00								
			4.57	501.38	0.00	0.00	0.00	
0.00								
2	MZ	I	3.57	153.13	0.00	0.00	0.00	-
1969.28								
			10.90	467.67	0.00	0.00	0.00	-
5613.85								
2	QY	I	10.90	479.80	0.00	0.00	0.00	-
5795.83								
			1.66	69.00	0.00	0.00	0.00	-
5733.08								
2	N	I	11.18	467.67	0.00	0.00	0.00	-
5795.83								
			1.61	71.45	0.00	0.00	0.00	-
5733.08								
3	MZ	I	-0.51	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
3063.33								
			1.62	69.87	0.00	0.00	0.00	-
7485.25								
3	QY	I	4.50	206.53	0.00	0.00	0.00	-
7380.23								
			-4.47	-204.70	0.00	0.00	0.00	-
7359.60								
3	N	I	4.79	193.91	0.00	0.00	0.00	-
7380.23								
			-4.75	-192.88	0.00	0.00	0.00	-
7359.60								
4	MZ	I	-4.59	-196.87	0.00	0.00	0.00	-
2406.90								
			-7.78	-333.99	0.00	0.00	0.00	-
5613.96								
4	MZ	F	0.51	21.87	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
			6.57	281.80	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
4	QY	I	-2.00	-66.73	0.00	0.00	0.00	-
5299.13								
			-11.01	-478.40	0.00	0.00	0.00	-
5603.53								
4	QY	F	17.53	752.52	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
			8.15	324.27	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
4	N	I	-1.55	-85.91	0.00	0.00	0.00	-
5299.13								
			-11.15	-472.70	0.00	0.00	0.00	-
5603.53								
4	N	F	17.53	752.52	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
			7.56	350.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00								

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA : 11:46:44

ARQUIVO DE DADOS : vÃo de 40m_li_r.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

Unidades Utilizadas
força : não informada.
comprimento : não informada.

n	sistema	c o o r d e n a d a s n o d a i s		
		coordenada x	coordenada y	coordenada z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	1.00E+0001	2.32E-0001	0.00E+0000
3	global	2.00E+0001	4.65E-0001	0.00E+0000
4	global	3.00E+0001	6.97E-0001	0.00E+0000
5	global	4.00E+0001	9.30E-0001	0.00E+0000

número de ns 5

n	cdigo	r e s t r i ç õ e s n o d a i s		
		constante de mola	transl. x	transl. y
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de ns com restrio 2

barra	material	p r o p r i e d a d e s d o s e l e m e n t o s			
		seo n inicial	n final	comprimento	
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade	2.0E-0004
M. E. Transversal	...	7.7E-0005
C. Poisson	3.0E-0001
C. D. Trmica	1.2E-0005
P. Específico	78.50

número de tipos de material 1

tipo	p r o p r i e d a d e s d a s s e ç õ e s		
	área x	área y	inrcia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

tipo	m  d u l o s d e f l e x é o	
	wz	
1	1.47E-0002	
2	1.25E-0002	

número de tipos seções 2

s e q u ê n c i a d e t r á f e g o

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

l i n h a s d e i n f l u ê n c i a
nó reação
1 FY
1 FX
5 FY

número de linhas de influência 3

r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 9
perfil após a renumeração : 9

r e s u l t a d o s

nó: 1 força Y
(valores em relação ao sistema global)

carga unitária posicionada no
elemento nó inicial nó final

1	1.000000E+0000	7.500000E-0001
2	7.500000E-0001	5.000000E-0001
3	5.000000E-0001	2.500000E-0001
4	2.500000E-0001	5.802480E-0044

nó: 1 força X
(valores em relação ao sistema global)

carga unitária posicionada no
elemento nó inicial nó final

1	0.000000E+0000	1.615697E-0015
2	1.615697E-0015	2.350074E-0015
3	2.350074E-0015	1.672435E-0015
4	1.672435E-0015	2.460477E-0043

nó: 5 força Y
(valores em relação ao sistema global)

v a l o r e s e x t r e m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 100

v a l o r e s e x t r e m o s d e r e a ç ã o
(no sistema global)

nó	reação	força			momento		
		x	y	z	x	y	
1	FY	0.00	753.76	0.00	0.00	0.00	
1	FX	0.00	262.19	0.00	0.00	0.00	
5	FY	0.00	752.73	0.00	0.00	0.00	-

Fim Do Programa

- Vão de 40,0m (0%):

SALT - Marca Registrada da UFRJ
INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA : 11:39:53
ARQUIVO DE DADOS : li_e.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
força : não informada.
comprimento : não informada.

c o o r d e n a d a s n o d a i s

nó	sistema	coordenada		
		x	y	z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	1.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	2.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	3.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	4.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós 5

r e s t r i ç õ e s n o d a i s
constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição 2

propriedades dos elementos

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade 2.1E+0008
M. E. Transversal ... 7.9E+0007
C. Poisson 3.0E-0001
C. D. Térmica 1.2E-0005
P. Específico 78.50

número de tipos de material 1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.47E-0002
2	1.25E-0002

número de tipos seções 2

sequência de tráfego

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

linhas de influência

elemento	nó	esforço
1	I	MZ
1	I	QY
1	I	N
2	I	MZ
2	I	QY
2	I	N
3	I	MZ
3	I	QY
3	I	N
4	I	MZ
4	F	MZ
4	I	QY
4	F	QY
4	I	N
4	F	N

r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 9
 perfil após a renumeração : 9

 r e s u l t a d o s

 momento fletor Mz
 elemento: 1 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 1)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.0000
2	-0.0000	-0.0000
3	-0.0000	-0.0000
4	-0.0000	-0.0000

 força cortante Qy
 elemento: 1 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 1)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	1.0000	0.7500
2	0.7500	0.5000
3	0.5000	0.2500
4	0.2500	0.0000

 força normal
 elemento: 1 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 1)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

 momento fletor Mz
 elemento: 2 - nó inicial

(valores em relação ao sistema local do elemento 2)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-7.5000
2	-7.5000	-5.0000
3	-5.0000	-2.5000
4	-2.5000	-0.0000

força cortante Q_y
elemento: 2 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 2)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.2500
2	0.7500	0.5000
3	0.5000	0.2500
4	0.2500	0.0000

força normal
elemento: 2 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 2)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

momento fletor M_z
elemento: 3 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 3)

carga unitária posicionada no		
elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-5.0000
2	-5.0000	-10.0000
3	-10.0000	-5.0000
4	-5.0000	-0.0000

força cortante Q_y
elemento: 3 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 3)

carga unitária posicionada no

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.2500
2	-0.2500	-0.5000
3	0.5000	0.2500
4	0.2500	0.0000

força normal
 elemento: 3 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

momento fletor Mz
 elemento: 4 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-2.5000
2	-2.5000	-5.0000
3	-5.0000	-7.5000
4	-7.5000	-0.0000

momento fletor Mz
 elemento: 4 - nó final
 (valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-0.0000
2	-0.0000	-0.0000
3	-0.0000	-0.0000
4	-0.0000	0.0000

força cortante Qy
 elemento: 4 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-0.2500

2	-0.2500	-0.5000
3	-0.5000	-0.7500
4	0.2500	-0.0000

força cortante Qy
 elemento: 4 - nó final
 (valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.2500
2	0.2500	0.5000
3	0.5000	0.7500
4	0.7500	1.0000

força normal
 elemento: 4 - nó inicial
 (valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

força normal
 elemento: 4 - nó final
 (valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
 INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
 HORA : 11:40:29
 ARQUIVO DE DADOS : li_r.slt
 TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

Unidades Utilizadas
força : não informada.
comprimento : não informada.

nó	sistema	coordenadas nodais		
		coordenada x	coordenada y	coordenada z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	1.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	2.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	3.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	4.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós 5

nó	código	restrições nodais		
		constante de mola transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição 2

barra	propriedades dos elementos				
	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade	2.1E+0008
M. E. Transversal	...	7.9E+0007
C. Poisson	3.0E-0001
C. D. Térmica	1.2E-0005
P. Específico	78.50

número de tipos de material 1

tipo	propriedades das seções		
	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

tipo	módulos de flexão	
	wz	
1	1.47E-0002	
2	1.25E-0002	

número de tipos seções 2

sequência de tráfego

elemento -->	1 nó : inicial	2 nó : inicial	3 nó : inicial
	4 nó : inicial		

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

linhas de influência	reação
nó	
1	FY
1	FX
5	FY

número de linhas de influência 3

resultado da renumeração nodal

perfil antes da renumeração : 9
perfil após a renumeração : 9

r e s u l t a d o s

nó: 1 força Y
(valores em relação ao sistema global)

elemento	carga unitária posicionada no nó inicial	nó final
1	1.000000E+0000	7.500000E-0001
2	7.500000E-0001	5.000000E-0001
3	5.000000E-0001	2.500000E-0001
4	2.500000E-0001	1.657214E-0043

nó: 1 força X
(valores em relação ao sistema global)

elemento	carga unitária posicionada no nó inicial	nó final
1	0.000000E+0000	0.000000E+0000
2	0.000000E+0000	0.000000E+0000
3	0.000000E+0000	0.000000E+0000
4	0.000000E+0000	0.000000E+0000

nó: 5 força Y
(valores em relação ao sistema global)

elemento	carga unitária posicionada no nó inicial	nó final
1	3.017927E-0044	2.500000E-0001

```

2 2.500000E-0001 5.000000E-0001
3 5.000000E-0001 7.500000E-0001
4 7.500000E-0001 1.000000E+0000

```

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

```

-----
DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA : 11:41:02
ARQUIVO DE DADOS : vm_e.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano
-----

```

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
força : não informada.
comprimento : não informada.

```

c o o r d e n a d a s n o d a i s
nó sistema coordenada coordenada coordenada
x y z
1 global 0.00E+0000 0.00E+0000 0.00E+0000
2 global 1.00E+0001 0.00E+0000 0.00E+0000
3 global 2.00E+0001 0.00E+0000 0.00E+0000
4 global 3.00E+0001 0.00E+0000 0.00E+0000
5 global 4.00E+0001 0.00E+0000 0.00E+0000

```

número de nós 5

```

r e s t r i ç õ e s n o d a i s
constante de mola
nó código transl. x transl. y rotação z
1 110 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000
5 010 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000

```

número de nós com restrição 2

```

p r o p r i e d a d e s d o s e l e m e n t o s
barra material seção nó inicial nó final comprimento
1 1 2 1 2 1.00E+0001
2 1 1 2 3 1.00E+0001
3 1 1 3 4 1.00E+0001
4 1 2 4 5 1.00E+0001

```

número de elementos 4

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

```

M. Elasticidade ..... 2.1E+0008
M. E. Transversal ... 7.9E+0007
C. Poisson ..... 3.0E-0001
C. D. Térmica ..... 1.2E-0005
P. Específico ..... 78.50

```

número de tipos de material 1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.47E-0002
2	1.25E-0002

número de tipos seções 2

sequência de tráfego

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

valores	extremos	de	esforço
elemento	nó		esforço
1	I		MZ
1	I		QY
1	I		N
2	I		MZ
2	I		QY
2	I		N
3	I		MZ
3	I		QY
3	I		N
4	I		MZ
4	F		MZ
4	I		QY
4	F		QY
4	I		N
4	F		N

carga móvel

trem tipo especial

número de cargas concentradas : 3

comprimento do veículo : 6.000

cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	139.800
2	3.000	139.800
3	4.500	139.800

cargas distribuídas

mínima	máxima	no trecho do veículo
17.500	17.500	17.500

coeficiente de impacto

(para os elementos da sequência de tráfego)

barra	valor	barra	valor	barra	valor
1	1.000	2	1.000	3	1.000
4	1.000				

resultado da renumeração nodal

perfil antes da renumeração : 9
 perfil após a renumeração : 9

v a l o r e s e x t r e m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 100

v a l o r e s e x t r e m o s d e e s f o r ç o
 (no sistema local do elemento)

barra	esforço	nó	força normal	cortante y	cortante z	momento de torção	momento fletor y	
1	MZ	I	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	281.87	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
1	QY	I	0.00	753.67	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	196.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
1	N	I	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00			0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00								
2	MZ	I	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	-
1968.75			0.00	327.95	0.00	0.00	0.00	-
5613.23								
2	QY	I	0.00	478.47	0.00	0.00	0.00	-
5773.63			0.00	66.68	0.00	0.00	0.00	-
5756.41								
2	N	I	0.00	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
656.25			0.00	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
656.25								
3	MZ	I	0.00	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
3062.50			0.00	-69.90	0.00	0.00	0.00	-
7484.30								
3	QY	I	0.00	206.61	0.00	0.00	0.00	-
7379.45			0.00	-206.61	0.00	0.00	0.00	-
7379.45								
3	N	I	0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
437.50			0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
437.50								
4	MZ	I	0.00	-196.87	0.00	0.00	0.00	-
2406.25			0.00	-334.02	0.00	0.00	0.00	-
5613.23								
4	MZ	F	0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	281.87	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
4	QY	I	0.00	-66.68	0.00	0.00	0.00	-
5298.68								

5602.74			0.00	-478.47	0.00	0.00	0.00	-
4	QY	F	0.00	752.62	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	324.24	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
4	N	I	0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
218.75			0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
218.75			0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	-
4	N	F	0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00								

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
 INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

 DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
 HORA : 11:41:37
 ARQUIVO DE DADOS : vm_r.slt
 TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
 força : não informada.
 comprimento : não informada.

		c o o r d e n a d a s n o d a i s		
nó	sistema	coordenada	coordenada	coordenada
		x	y	z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	1.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	2.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	3.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	4.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós 5

		r e s t r i ç õ e s n o d a i s		
		constante de mola		
nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição 2

		p r o p r i e d a d e s d o s e l e m e n t o s			
barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade 2.1E+0008
M. E. Transversal ... 7.9E+0007
C. Poisson 3.0E-0001
C. D. Térmica 1.2E-0005
P. Específico 78.50

número de tipos de material 1

propriedades das seções
tipo área x área y inércia z
1 3.31E-0002 0.00E+0000 1.03E-0002
2 2.99E-0002 0.00E+0000 8.80E-0003

módulos de flexão
tipo wz
1 1.47E-0002
2 1.25E-0002

número de tipos seções 2

sequência de tráfego

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
 4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

valores extremos de reação
nó reação
1 FY
1 FX
5 FY

carga móvel

trem tipo especial

número de cargas concentradas : 3

comprimento do veículo : 6.000

cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	139.800
2	3.000	139.800
3	4.500	139.800

cargas distribuídas

mínima	máxima	no trecho do veículo
17.500	17.500	17.500

coeficiente de impacto

(para os elementos da sequência de tráfego)

barra	valor	barra	valor	barra	valor
1	1.000	2	1.000	3	1.000
4	1.000				

resultado da renumeração nodal

perfil antes da renumeração : 9
 perfil após a renumeração : 9

v a l o r e s e x t r e m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 100

v a l o r e s e x t r e m o s d e r e a ç ã o
 (no sistema global)

nó	reação	força			momento		
		x	y	z	x	y	
1	FY	0.00	753.67	0.00	0.00	0.00	-
0.00		0.00	196.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00							
1	FX	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00		0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00							
5	FY	0.00	752.62	0.00	0.00	0.00	-
0.00		0.00	324.24	0.00	0.00	0.00	-
0.00							

Fim Do Programa

- Vão de 40,0m (i = 7,5%)

SALT - Marca Registrada da UFRJ
 INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

 DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
 HORA : 11:50:12
 ARQUIVO DE DADOS : li_e.slt
 TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
 força : não informada.
 comprimento : não informada.

c o o r d e n a d a s n o d a i s

nó	sistema	coordenada		
		x	y	z
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000
2	global	1.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
3	global	2.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
4	global	3.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000
5	global	4.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000

número de nós 5

restrições nodais
 constante de mola

nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição 2

propriedades dos elementos

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade	2.1E+0008
M. E. Transversal	...	7.9E+0007
C. Poisson	3.0E-0001
C. D. Térmica	1.2E-0005
P. Específico	78.50

número de tipos de material 1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.47E-0002
2	1.25E-0002

número de tipos seções 2

sequência de tráfego

elemento	-->	1 nó : inicial	2 nó : inicial	3 nó : inicial
		4 nó : inicial		

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

linhas de influência

elemento	nó	esforço
1	I	MZ
1	I	QY
1	I	N
2	I	MZ
2	I	QY
2	I	N
3	I	MZ
3	I	QY
3	I	N

4 0.0000 0.0000

momento fletor Mz
elemento: 2 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 2)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-7.5000
2	-7.5000	-5.0000
3	-5.0000	-2.5000
4	-2.5000	-0.0000

força cortante Qy
elemento: 2 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 2)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.2500
2	0.7500	0.5000
3	0.5000	0.2500
4	0.2500	0.0000

força normal
elemento: 2 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 2)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

momento fletor Mz
elemento: 3 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-5.0000
2	-5.0000	-10.0000
3	-10.0000	-5.0000
4	-5.0000	-0.0000

força cortante Qy
elemento: 3 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	-0.2500
2	-0.2500	-0.5000
3	0.5000	0.2500
4	0.2500	0.0000

força normal
elemento: 3 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 3)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

momento fletor Mz
elemento: 4 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-2.5000
2	-2.5000	-5.0000
3	-5.0000	-7.5000
4	-7.5000	-0.0000

momento fletor Mz
elemento: 4 - nó final
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-0.0000
2	-0.0000	-0.0000
3	-0.0000	-0.0000
4	-0.0000	0.0000

força cortante Qy

elemento: 4 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	-0.0000	-0.2500
2	-0.2500	-0.5000
3	-0.5000	-0.7500
4	0.2500	-0.0000

força cortante Qy
elemento: 4 - nó final
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.2500
2	0.2500	0.5000
3	0.5000	0.7500
4	0.7500	1.0000

força normal
elemento: 4 - nó inicial
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

força normal
elemento: 4 - nó final
(valores em relação ao sistema local do elemento 4)

elemento	nó inicial	nó final
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

```

-----
DATA      : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA      : 11:52:20
ARQUIVO DE DADOS   : li_r.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano
-----

```

```

Unidades Utilizadas
força      : não informada.
comprimento : não informada.

```

```

c o o r d e n a d a s      n o d a i s
nó sistema coordenada coordenada coordenada
                x                y                z
1  global  0.00E+0000  0.00E+0000  0.00E+0000
2  global  1.00E+0001  0.00E+0000  0.00E+0000
3  global  2.00E+0001  0.00E+0000  0.00E+0000
4  global  3.00E+0001  0.00E+0000  0.00E+0000
5  global  4.00E+0001  0.00E+0000  0.00E+0000

```

número de nós 5

```

r e s t r i ç õ e s      n o d a i s
constante de mola
nó código transl. x transl. y rotação z
1  110 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000
5  010 0.0E+0000 0.0E+0000 0.0E+0000

```

número de nós com restrição 2

```

p r o p r i e d a d e s      d o s      e l e m e n t o s
barra material seção nó inicial nó final comprimento
1  1  2  1  2  1.00E+0001
2  1  1  2  3  1.00E+0001
3  1  1  3  4  1.00E+0001
4  1  2  4  5  1.00E+0001

```

número de elementos 4

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

```

M. Elasticidade ..... 2.1E+0008
M. E. Transversal ... 7.9E+0007
C. Poisson ..... 3.0E-0001
C. D. Térmica ..... 1.2E-0005
P. Específico ..... 78.50

```

número de tipos de material 1

```

p r o p r i e d a d e s      d a s      s e ç õ e s
tipo área x área y inércia z
1  3.31E-0002 0.00E+0000 1.03E-0002
2  2.99E-0002 0.00E+0000 8.80E-0003

```

```

m ó d u l o s      d e      f l e x ã o
tipo w z
1  1.47E-0002
2  1.25E-0002

```

número de tipos seções 2

seqüência de tráfego

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

linhas de influência
nó reação
1 FY
1 FX
5 FY

número de linhas de influência 3

resultado da renumeração nodal

perfil antes da renumeração : 9
perfil após a renumeração : 9

r e s u l t a d o s

nó: 1 força Y
(valores em relação ao sistema global)

carga unitária posicionada no
elemento nó inicial nó final

1 1.000000E+0000 7.500000E-0001
2 7.500000E-0001 5.000000E-0001
3 5.000000E-0001 2.500000E-0001
4 2.500000E-0001 1.657214E-0043

nó: 1 força X
(valores em relação ao sistema global)

carga unitária posicionada no
elemento nó inicial nó final

1 0.000000E+0000 0.000000E+0000
2 0.000000E+0000 0.000000E+0000
3 0.000000E+0000 0.000000E+0000
4 0.000000E+0000 0.000000E+0000

nó: 5 força Y

(valores em relação ao sistema global)

	carga unitária	posicionada no
elemento	nó inicial	nó final
1	3.017927E-0044	2.500000E-0001
2	2.500000E-0001	5.000000E-0001
3	5.000000E-0001	7.500000E-0001
4	7.500000E-0001	1.000000E+0000

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
HORA : 11:54:02
ARQUIVO DE DADOS : vm_e.slt
TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
força : não informada.
comprimento : não informada.

nó	sistema	c o o r d e n a d a s		n o d a i s	
		coordenada	coordenada	coordenada	coordenada
		x	y	z	
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000	
2	global	1.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	
3	global	2.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	
4	global	3.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	
5	global	4.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	

número de nós 5

nó	código	r e s t r i ç õ e s n o d a i s			
		constante de mola	transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000	
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000	

número de nós com restrição 2

barra	p r o p r i e d a d e s			d o s e l e m e n t o s		
	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento	
1	1	2	1	2	1.00E+0001	
2	1	1	2	3	1.00E+0001	
3	1	1	3	4	1.00E+0001	
4	1	2	4	5	1.00E+0001	

número de elementos 4

p r o p r i e d a d e s d o s m a t e r i a i s

material : 1

M. Elasticidade 2.1E+0008
M. E. Transversal ... 7.9E+0007

C. Poisson 3.0E-0001
 C. D. Térmica 1.2E-0005
 P. Específico 78.50

número de tipos de material 1

propriedades das seções
 tipo área x área y inércia z
 1 3.31E-0002 0.00E+0000 1.03E-0002
 2 2.99E-0002 0.00E+0000 8.80E-0003

módulos de flexão
 tipo wz
 1 1.47E-0002
 2 1.25E-0002

número de tipos seções 2

seqüência de tráfego

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
 4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

valores	extremos	de	esforço
elemento	nó		esforço
1	I		MZ
1	I		QY
1	I		N
2	I		MZ
2	I		QY
2	I		N
3	I		MZ
3	I		QY
3	I		N
4	I		MZ
4	F		MZ
4	I		QY
4	F		QY
4	I		N
4	F		N

carga móvel
 trem tipo especial
 número de cargas concentradas : 3
 comprimento do veículo : 6.000
 cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	139.800
2	3.000	139.800
3	4.500	139.800

 cargas distribuídas

mínima	máxima	no trecho do veículo
17.500	17.500	17.500

coeficiente de impacto
 (para os elementos da seqüência de tráfego)

barra	valor	barra	valor	barra	valor
1	1.000	2	1.000	3	1.000
4	1.000				

r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 9

perfil após a renumeração : 9

v a l o r e s e x t r e m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 100

v a l o r e s e x t r e m o s d e e s f o r ç o
(no sistema local do elemento)

barra	esforço	nó	força	cortante	cortante	momento	momento	
momento			normal	y	z de torção	fletor y		
fletor z								
1	MZ	I	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	281.87	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
1	QY	I	0.00	753.67	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	196.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00								
1	N	I	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00			0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00								
2	MZ	I	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	-
1968.75			0.00	327.95	0.00	0.00	0.00	-
5613.23								
2	QY	I	0.00	478.47	0.00	0.00	0.00	-
5773.63			0.00	66.68	0.00	0.00	0.00	-
5756.41								
2	N	I	0.00	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
656.25			0.00	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
656.25								
3	MZ	I	0.00	-21.87	0.00	0.00	0.00	-
3062.50			0.00	-69.90	0.00	0.00	0.00	-
7484.30								
3	QY	I	0.00	206.61	0.00	0.00	0.00	-
7379.45			0.00	-206.61	0.00	0.00	0.00	-
7379.45								
3	N	I	0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
437.50			0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	-
437.50								
4	MZ	I	0.00	-196.87	0.00	0.00	0.00	-
2406.25								

5613.23			0.00	-334.02	0.00	0.00	0.00	0.00	-
4	MZ	F	0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	281.87	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	-66.68	0.00	0.00	0.00	0.00	-
4	QY	I	0.00	-66.68	0.00	0.00	0.00	0.00	-
5298.68			0.00	-478.47	0.00	0.00	0.00	0.00	-
5602.74			0.00	752.62	0.00	0.00	0.00	0.00	-
4	QY	F	0.00	752.62	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	324.24	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-
4	N	I	0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-
218.75			0.00	-21.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-
218.75			0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-
4	N	F	0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00			0.00	21.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-
0.00									-

Fim Do Programa

SALT - Marca Registrada da UFRJ
 INFLU - Linhas de Influência - versão 10.00

TÍTULO : gerado pelo Assistente versão 10.00

 DATA : 14/1/2008(segunda-feira)
 HORA : 11:55:58
 ARQUIVO DE DADOS : vm_r.slt
 TIPO DA ESTRUTURA : pórtico plano

U n i d a d e s U t i l i z a d a s
 força : não informada.
 comprimento : não informada.

		c o o r d e n a d a s		n o d a i s	
nó	sistema	coordenada	coordenada	coordenada	
		x	y	z	
1	global	0.00E+0000	0.00E+0000	0.00E+0000	
2	global	1.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	
3	global	2.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	
4	global	3.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	
5	global	4.00E+0001	0.00E+0000	0.00E+0000	

número de nós 5

		r e s t r i ç õ e s n o d a i s		
		constante de mola		
nó	código	transl. x	transl. y	rotação z
1	110	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000
5	010	0.0E+0000	0.0E+0000	0.0E+0000

número de nós com restrição 2

p r o p r i e d a d e s d o s e l e m e n t o s

barra	material	seção	nó inicial	nó final	comprimento
1	1	2	1	2	1.00E+0001
2	1	1	2	3	1.00E+0001
3	1	1	3	4	1.00E+0001
4	1	2	4	5	1.00E+0001

número de elementos 4

propriedades dos materiais

material : 1

M. Elasticidade	2.1E+0008
M. E. Transversal ...	7.9E+0007
C. Poisson	3.0E-0001
C. D. Térmica	1.2E-0005
P. Específico	78.50

número de tipos de material 1

propriedades das seções

tipo	área x	área y	inércia z
1	3.31E-0002	0.00E+0000	1.03E-0002
2	2.99E-0002	0.00E+0000	8.80E-0003

módulos de flexão

tipo	wz
1	1.47E-0002
2	1.25E-0002

número de tipos seções 2

sequência de tráfego

elemento --> 1 nó : inicial 2 nó : inicial 3 nó : inicial
4 nó : inicial

número de elementos com tráfego..... 4

direção da força unitária (sistema global): -y

valores extremos de reação

nó	reação
1	FY
1	FX
5	FY

carga móvel

trem tipo especial

número de cargas concentradas : 3

comprimento do veículo : 6.000

cargas concentradas

carga	distância ao início do veículo	valor
1	1.500	139.800
2	3.000	139.800
3	4.500	139.800

cargas distribuídas

mínima	máxima	no trecho do veículo
17.500	17.500	17.500

c o e f i c i e n t e d e i m p a c t o
 (para os elementos da seqüência de tráfego)

barra	valor	barra	valor	barra	valor
1	1.000	2	1.000	3	1.000
4	1.000				

r e s u l t a d o d a r e n u m e r a ç ã o n o d a l

perfil antes da renumeração : 9
 perfil após a renumeração : 9

v a l o r e s e x t r e m o s

metodologia : INCREMENTAL número de divisões por barra: 100

v a l o r e s e x t r e m o s d e r e a ç ã o
 (no sistema global)

nó	reação	força	força	força	momento	momento	
momento		x	y	z	x	y	
z							
1	FY	0.00	753.67	0.00	0.00	0.00	-
0.00		0.00	196.88	0.00	0.00	0.00	-
0.00							
1	FX	0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00		0.00	153.13	0.00	0.00	0.00	
0.00							
5	FY	0.00	752.62	0.00	0.00	0.00	-
0.00		0.00	324.24	0.00	0.00	0.00	-
0.00							

Fim Do Programa

APÊNDICE II

Superestrutura - Resultados finais do dimensionamento e verificação obtidos nas planilhas do Microsoft Excel

Perfil Metálico:

Vãos de 40,0m				Vão de 14,0m	
PERFIL 1		PERFIL 2		PERFIL ÚNICO	
b _s (cm)	50	b _s (cm)	40	b _s (cm)	40
t _s (cm)	4,2	t _s (cm)	4,2	t _s (cm)	1,5
d(cm)	200	d(cm)	200	d(cm)	110
b _i (cm)	60	b _i (cm)	50	b _i (cm)	40
t _i (cm)	6	t _i (cm)	6	t _i (cm)	2,1
t _w (cm)	1,25	t _w (cm)	1,25	t _w (cm)	0,95
h(cm)	189,80	h(cm)	189,80	h(cm)	106,40
A(cm ²)	807,25	A(cm ²)	705,25	A(cm ²)	245,08
CG(cm)	82,47	CG(cm)	82,36	CG(cm)	49,91
I _x (cm ⁴)	5865830,43	I _x (cm ⁴)	4927040,04	I _x (cm ⁴)	510146,22
W _s (cm ³)	49911,12	W _s (cm ³)	41883,03	W _s (cm ³)	8490,27
W _i (cm ³)	71122,97	W _i (cm ³)	59821,84	W _i (cm ³)	10220,50
R _x (cm)	85,24	R _x (cm)	83,58	R _x (cm)	45,62
I _y (cm ⁴)	151780,89	I _y (cm ⁴)	84930,89	I _y (cm ⁴)	19207,60
W _y (cm ³)	5059,36	W _y (cm ³)	3397,24	W _y (cm ³)	960,38
R _y (cm)	13,71	R _y (cm)	10,97	R _y (cm)	8,85
P(kgf/cm)	6,34	P(kgf/cm)	5,54	P(kgf/cm)	1,92

Seção Mista:

Vãos de 40,0m				Vão de 14,0m	
PERFIL 1		PERFIL 2		PERFIL ÚNICO	
b _c (cm)	230,00	b _c (cm)	230,00	b _c (cm)	230,00
N ₁	8,00	N ₁	8,00	N ₁	8,00
N ₂	24,00	N ₂	24,00	N ₂	24,00

t _c (cm)	19,00	t _c (cm)	19,00	t _c (cm)	19,00
e _c (cm)	19,50	e _c (cm)	19,50	e _c (cm)	19,50
d(cm)	200,00	d(cm)	200,00	d(cm)	110,00
A(cm ²)	807,25	A(cm ²)	705,25	A(cm ²)	245,08
CG	82,47	CG	82,36	CG	49,91
I _x (cm ⁴)	5865830,43	I _x (cm ⁴)	4927040,04	I _x (cm ⁴)	510146,22
YM(cm)	137,78	YM(cm)	142,22	YM(cm)	104,85
YMF(cm)	107,69	YMF(cm)	110,50	YMF(cm)	83,84
IMI(cm ⁴)	11999343,3	IMI(cm ⁴)	10732692,2	IMI(cm ⁴)	1598135,58
IMIF(cm ⁴)	8660886,15	IMIF(cm ⁴)	7654233,64	IMIF(cm ⁴)	1177318,23
WSM(cm ³)	192840,13	WSM(cm ³)	185749,12	WSM(cm ³)	310420,30
WSMF(cm ³)	93827,53	WSMF(cm ³)	85525,05	WSMF(cm ³)	45001,87
WIM(cm ³)	87093,33	WIM(cm ³)	75465,73	WIM(cm ³)	15241,87
WIMF(cm ³)	80421,59	WIMF(cm ³)	69267,19	WIMF(cm ³)	14042,70
WC(cm ³)	1052293,51	WC(cm ³)	989409,55	WC(cm ³)	374398,91
WCF(cm ³)	1713521,94	WCF(cm ³)	1550264,10	WCF(cm ³)	512234,38

Verificação:

$$F_y = 35,0 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{ck} = 2,5 \frac{kN}{cm^2}$$

$$F_b = 19,25 \frac{kN}{cm^2}$$

$$F_v = 11,55 \frac{kN}{cm^2}$$

$$F_c = 1,0 \frac{kN}{cm^2}$$

Vãos de 40,0m				Vão de 14,0m	
Tensões Máximas no Perfil 1		Tensões Máximas no Perfil 2		Tensões Máximas no Perfil único	
Mcp1(kN.cm)	433.210	Mcp1(kN.cm)	324.920	Mcp1(kN.cm)	46.340

Mcp2(kN.cm)	194550	Mcp2(kN.cm)	145910	Mcp2(kN.cm)	23770
Mcm(kN.cm)	749413	Mcm(kN.cm)	562089	Mcm(kN.cm)	168636
Qcp(kN)	313	Qcp(kN)	626	Qcp(kN)	200,3
Qcm(kN)	479,8	Qcm(kN)	753,67	Qcm(kN)	496,39
Ncp(kN)	23,5	Ncp(kN)	47	Ncp(kN)	4,5
Ncm(kN)	35,92	Ncm(kN)	56,43	Ncm(kN)	11,49
Qcmn(kN)	110,9975	Qcmn(kN)	-	Qcmn(kN)	-
Mesa superior		Mesa superior		Mesa superior	
$fbs(\frac{kN}{cm^2})$	14,639	$fbs(\frac{kN}{cm^2})$	12,49	$fbs(\frac{kN}{cm^2})$	6,5295
Mesa inferior		Mesa inferior		Mesa inferior	
$fbi(\frac{kN}{cm^2})$	17,115	$fbi(\frac{kN}{cm^2})$	14,986	$fbi(\frac{kN}{cm^2})$	17,291
Alma		Alma		Alma	
$fv(\frac{kN}{cm^2})$	3,3416	$fv(\frac{kN}{cm^2})$	5,8153	$fv(\frac{kN}{cm^2})$	6,8925
Laje de concreto		Laje de concreto		Laje de concreto	
$fc(\frac{kN}{cm^2})$	0,965	$fc(\frac{kN}{cm^2})$	0,7777	$fc(\frac{kN}{cm^2})$	0,5409

Flecha máxima devido à carga móvel e impacto:

Vãos de 40,0m		Vão de 14,0m	
$qm(\frac{kN}{cm})$	0,175	$qm(\frac{kN}{cm})$	0,204
Pm(kN)	139,8	Pm(kN)	163,5
L(cm)	4000	L(cm)	1400
$E_s(\frac{kN}{cm^2})$	20500	$E_s(\frac{kN}{cm^2})$	20500
$\Delta_{adm}(cm)$	5	$\Delta_{adm}(cm)$	1,75
$\Delta(cm)$	4,90	$\Delta(cm)$	1,17

Contra-flecha (Cargas Permanentes):

Vãos de 40,0m		Vão de 14,0m	
CP1($\frac{kN}{cm}$)	0,216	CP1($\frac{kN}{cm}$)	0,1891
CP2($\frac{kN}{cm}$)	0,097	CP2($\frac{kN}{cm}$)	0,097
X ₀ (cm)	0	X ₀ (cm)	0
X ₁ (cm)	1000	X ₁ (cm)	350
X ₂ (cm)	2000	X ₂ (cm)	700
NA SEÇÃO		NA SEÇÃO	
S ₀ (cm)	0	S ₀ (cm)	0
NA SEÇÃO		NA SEÇÃO	
S ₁ (cm)	6,01	S ₁ (cm)	0,78
NA SEÇÃO		NA SEÇÃO	
S ₂ (cm)	8,44	S ₂ (cm)	1,10

Conectores de cisalhamento:

hs = 15,0cm

ds = 2,2cm

$\alpha = 7,3$

Ns = 4

Vãos de 40,0m				Vão de 14,0m	
PERFIL 1		PERFIL 2		PERFIL ÚNICO	
Asc(cm ²)	3,80	Asc(cm ²)	3,80	Asc(cm ²)	3,80
hs/ds	6,82	hs/ds	6,82	hs/ds	6,81
Zrs($\frac{kN}{Stud}$)	35,33	Zrs($\frac{kN}{Stud}$)	35,33	Zrs($\frac{kN}{Stud}$)	35,33
Ec(MPa)	2400	Ec(MPa)	2400	Ec(MPa)	2400
Sus($\frac{kN}{Stud}$)	147,22	Sus($\frac{kN}{Stud}$)	147,22	Sus($\frac{kN}{Stud}$)	147,22

$Sr0\left(\frac{kN}{cm}\right)$	2,96	$Sr0\left(\frac{kN}{cm}\right)$	2,20	$Sr0\left(\frac{kN}{cm}\right)$	4,18
d0s(cm)	47,67	d0s(cm)	64,30	d0s(cm)	33,79

Verificação do nº de conectores na metade da viga:

Vãos de 40,0m		Vão de 14,0m	
Resist.ult.aço(kN)	28253,75	Resist.ult.aço(kN)	8577,8
Resist.ult.laje(kN)	9286,25	Resist.ult.laje(kN)	9286,25
Nsmin	74,20	Nsmin	68,54
Nstuds	146,11	Nstuds	82,85

Enrijecedores de apoio:

Vãos de 40,0m		Vão de 14,0m	
Qmax(kN)	1379,67	Qmax(kN)	696,69
desl.(50°)	2,4	desl.(50°)	0,84
bsa(cm)	18	bsa(cm)	18
t _{sa} (cm)	1,86	t _{sa} (cm)	1,86
Asa(cm ²)	95,03	Asa(cm ²)	83,15
I _{sa} (cm ⁴)	7229,43	I _{sa} (cm ⁴)	7226,99
rsa(cm)	8,72	rsa(cm)	9,32
$Fsa\left(\frac{kN}{cm^2}\right)$	16,13	$Fsa\left(\frac{kN}{cm^2}\right)$	16,41
$fsa\left(\frac{kN}{cm^2}\right)$	14,52	$fsa\left(\frac{kN}{cm^2}\right)$	8,38

Para o vão de 40,0m adotou-se aparelho de neoprene 350,0x450,0x54,0mm (carregamento = 1580 kN, deslocamento 27mm – Tabela Manual CBCA)

Para o vão de 14,0m adotou-se aparelho de neoprene 300,0x400,0x19,0mm (carregamento = 1200 kN, deslocamento 9,5mm - Tabela Manual CBCA)

Enrijecedores transversais:

Para o vão de 40,0m:

Verificação da necessidade de enrijecedores transversais:

$$d01 = 84,0\text{cm} < 1,5 \cdot h_2$$

$$d02 = 130,0\text{cm} < 3 \cdot h_2$$

$$d03 = 300,0\text{cm} < 3 \cdot h_1$$

$F_{yst}(\frac{kN}{cm^2})$	35
$bs_2(\text{cm})$	40
$h_1(\text{cm})$	189,8
$h_2(\text{cm})$	189,8
$tw(\text{cm})$	1,25
$f_{v1}(\frac{kN}{cm^2})$	3,34
$f_{v2}(\frac{kN}{cm^2})$	5,82
$F_v(\frac{kN}{cm^2})$	11,55
$F_{ve}(\frac{kN}{cm^2})$	2,19

Necessita de enrijecedor

Espaçamento entre o apoio e o primeiro enrijecedor transversal:

C01	0,98
$F_{v1}(\frac{kN}{cm^2})$	11,48

Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários dos perfis extremos:

C02	0,60
$F_{v2}(\frac{kN}{cm^2})$	10,35

Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários do perfil central:

C03	0,27
$F_{V3}(\frac{kN}{cm^2})$	7,11

Dimensionamento dos enrijecedores transversais intermediários:

$$b_{si} = 17\text{cm}$$

$$t_{si} = 1,25\text{cm}$$

Momento de inércia mínimo dos enrijecedores transversais:

$$J = 3,33$$

$$I_{st} = 1950,59\text{cm}^4$$

Área mínima do enrijecedor transversal (chapa simples):

$$b = 2,4\text{cm}$$

$$F_{cr} = 33,64 \frac{kN}{cm^2}$$

$$A_{st} = -9,37\text{cm}^2$$

$$A_s = 21,25\text{cm}^2$$

$$I_s = 2047,08\text{cm}^4$$

Para o vão de 14,0m:

Verificação da necessidade de enrijecedores transversais:

$$h = 106,4\text{cm}$$

$$t_w = 0,95\text{cm}$$

=> Não necessita de enrijecedor transversal

Enrijecedores longitudinais:

Para o vão de 40,0m:

$$t_{w(1)} = 1,25\text{cm}$$

=> Não necessita de enrijecedor longitudinal

Para o vão de 14,0m:

$$t_w = 0,95\text{cm}$$

=> Não necessita de enrijecedor longitudinal

Solda:

$$Q_{cp1} = 432,0\text{kN}$$

$$Q_{cp2} = 194,0\text{kN}$$

$$Q_{cm} = 753,67\text{kN}$$

Esforço na solda da mesa superior ($\frac{kN}{cm}$)	
Scp1_sup	1,70
Scp2_sup	0,88
Scm_sup	3,62
solda_sup	6,20
Esforço na solda da mesa inferior ($\frac{kN}{cm}$)	
Scp1_inf	2,09
Scp2_inf	0,82
Scm_inf	2,93
solda_inf	5,84
Dimensionamento das soldas dos perfis	
$F_u(\frac{kN}{cm^2})$	48,5
$F_{vs}(\frac{kN}{cm^2})$	13,10
$R_{\text{filete}}(\frac{kN}{cm^2})$	0,82
Filete(mm)	3,80

Filetes de solda				
		Dimensões (cm)		Filete mínimo (mm)
Vãos de 40,0m	flange sup.	ts ₁	4,2	8
	flange inf.	ti ₁	6	8
	flange sup.	ts ₂	4,2	8
	flange inf.	ti ₂	6	9
Vão de 14,0m	flange sup.	ts	1,5	6
	flange inf.	ti	2,1	8

Dimensionamento dos diafragamas:

num_diaf. = 7

dist_diaf. = 571,43cm

Raio de giração mínimo para os montantes:

Esbel_comp. = 120

Esbel_trac. = 200

b = 350cm

RMmin = 2,92cm

Raio de giração mínimo para as diagonais:

RDmin = 2,02cm

Verificação da fadiga:

Para os vãos de 40,0m:

Categoria	B
Sr	16,2
Sr1	8,60
Na emenda dos perfis das longarinas:	
Sr2	8,60
No pé da solda dos enrijecedores transversais e conectores:	
Categoria	C
Sr	11,2
Sr1	8,60

As tensões estão em $\left(\frac{kN}{cm^2}\right)$

Para o vão de 14,0m:

Categoria	B
Sr	16,2
Sr1	11,06
Na emenda dos perfis das longarinas:	
Sr2	11,06
No pé da solda dos enrijecedores transversais e conectores:	
Categoria	C
Sr	11,2
Sr1	11,06

As tensões estão em $\left(\frac{kN}{cm^2}\right)$

Dimensionamento das ligações:

PERFIL 1

Características do perfil:

$$F_{tb} = 19,25$$

$$F_{tl} = 22,31$$

$$F_c = 19,25$$

$$F_v = 11,55$$

Características do parafuso:

$$d = 2,2\text{cm}$$

$$A = 3,80\text{cm}^2$$

$$\text{Furo} = 2,5\text{cm}$$

$$F_y = 40,1$$

A viga de 4000,0cm é constituída por 4 vãos com 1000,0cm cada.

$$Q = 792,8\text{kN}$$

Tensões:

Mesa superior	
$f_{v_m\acute{e}d}(\frac{kN}{cm^2})$	12,20
Força transmitida pela mesa - F _{vt} (kN)	2237,67
Nº linhas	4
Nº parafusos por linha	7
f _v (kN)	39,96
Tala interna (cm)	2,2
	19
Tala externa (cm)	2,2
	40
A _{nec} (cm ²)	168
A _{talas} (cm ²)	171,6

Mesa inferior	
fv_médio($\frac{kN}{cm^2}$)	14,57
Fvt (kN)	4372,22
Nº linhas	4
Nº parafusos por linha	14
fv (kN)	39,04
Tala interna (cm)	3,2
	24
Tala externa (cm)	3
	50
A_nec (cm ²)	300
A_talas (cm ²)	303,6
Verificação da mesa	
Furos (cm)	10
Redução Permitida (cm)	7,5
Redução Aplicada (cm)	2,5
Largura Efetiva (cm)	47,5
Capacidade máx. da mesa líquida à tração (kN)	6358,35
Alma	
fv($\frac{kN}{cm^2}$)	3,34
fv_médio($\frac{kN}{cm^2}$)	7,45
Valma (kN)	2055,18
M (kN.m)	100555,94
Parafusos	
Espaçamento (cm)	3,75
Nº linhas	2
Nº parafusos por linha	23
M (kN.m)	107096,54
Inércia polar do grupo (cm ²)	130200,70
fh (kN)	72,38

fv (kN)	20,32
f (kN)	37,59
Talas	
h_perfil (cm)	189,8
h_tala (cm)	184
A_alma (cm ²)	237,25
e_tala (cm)	0,7
A_tala (cm ²)	257,6

PERFIL 2

Características do perfil:

$$F_{tb} = 19,25$$

$$F_{tl} = 22,31$$

$$F_c = 19,25$$

$$F_v = 11,55$$

Características do parafuso:

$$d = 2,2\text{cm}$$

$$A = 3,80\text{cm}^2$$

$$F_{uro} = 2,5\text{cm}$$

$$F_y = 40,1$$

A viga de 4000,0cm é constituída por 4 vãos com 1000,0cm cada.

$$Q = 206,61\text{kN}$$

Tensões:

Mesa superior	
fv_médio($\frac{kN}{cm^2}$)	14,3
Força transmitida pela mesa - Fvt (kN)	3018,1
Nº linhas	6
Nº parafusos por linha	7
fv (kN)	35,9
Tala interna (cm)	2

	24
Tala externa (cm)	2,5
	50
A_nec (cm ²)	210
A_talas (cm ²)	221
Mesa inferior	
fv_médio($\frac{kN}{cm^2}$)	16,6
Fvt (kN)	5989,87
Nº linhas	4
Nº parafusos por linha	20
fv (kN)	37,44
Tala interna (cm)	3,2
	29
Tala externa (cm)	3,2
	60
A_nec (cm ²)	360
A_talas (cm ²)	377,6
Verificação da mesa	
Furos (cm)	10
Redução Permitida (cm)	9
Redução Aplicada (cm)	1
Largura Efetiva (cm)	59
Capacidade máx. da mesa líquida à tração (kN)	7897,74
Alma	
fv($\frac{kN}{cm^2}$)	0,87
fv_médio($\frac{kN}{cm^2}$)	6,21
Valma (kN)	2055,18
M (kN.m)	114836,51
Parafusos	
Espaçamento (cm)	3,75

Nº linhas	2
Nº parafusos por linha	23
M (kN.m)	116541,04
Inércia polar do grupo (cm ²)	130200,70
fh (kN)	78,77
fv (kN)	7,89
f (kN)	39,58
Talas	
h_perfil (cm)	189,8
h_tala (cm)	184
A_alma (cm ²)	237,25
e_tala (cm)	0,7
A_tala (cm ²)	257,6

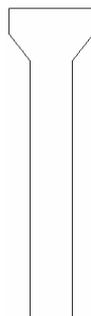
APÊNDICE III

Mesoestrutura – Planilhas de dimensionamento no Microsoft Excel

Os planos a que se referem os cálculos que aqui se encontram, apresentam-se ilustrados na seqüência.



Plano XY



Plano ZY

- Pilar 2:

Dimensionamento das armaduras do cabeçote:

Armadura longitudinal superior de flexão no plano XY:

$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	1471,7
$h(cm)$	100
$d(cm)$	92
$b_{w(xy)}(cm)$	160

$\rho(\%)$	0,15
$A_s(\text{cm}^2)$	33,8
$A_{s_{\min}}(\text{cm}^2)$	24
$A_{s_{\text{adot}}}(\text{cm}^2)$	33,8
ϕ (mm)	20
N_{barras}	12
$S(\text{cm})$	14

Armadura longitudinal superior de flexão no plano ZY:

$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{\text{critico}}(\text{kN})$	1157,3
$h(\text{cm})$	100
$d(\text{cm})$	92
$b_{w(zY)}(\text{cm})$	1140
$\rho(\%)$	0,15
$A_s(\text{cm}^2)$	26,6
$A_{s_{\min}}(\text{cm}^2)$	171
$A_{s_{\text{adot}}}(\text{cm}^2)$	171
$\phi(\text{mm})$	16
N_{barras}	88
$S(\text{cm})$	13

Armadura longitudinal inferior de flexão no plano ZY:

$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{\text{critico}}(\text{kN})$	218,7
$h(\text{cm})$	100

d(cm)	92
$b_{w(xy)}$ (cm)	160
ρ (%)	0,15
A_s (cm ²)	5,0
$A_{s_{min}}$ (cm ²)	24
$A_{s_{adot}}$ (cm ²)	24
ϕ (mm)	16
N_{barras}	14
S(cm)	13

Dimensionamento da base de apoio para o vão de 14,0m:

Dimensionamento a compressão:

L(cm)	1140
B(cm)	40
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
N_{res} (kN)	81428,6
N_{sol} (kN)	908,8
$A_{s_{min}}$ (cm ²)	280,9
ϕ (mm)	16
S(cm)	16
$N_{estribos}$	72

Dimensionamento da armadura de cisalhamento:

$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}$ (kN)	746,3
$S_{treliça}$ (cm)	25
A_s (cm ²)	17,2

$\phi(\text{mm})$	10
$N_{\text{pernas do estribo}}$	15
$S(\text{cm})$	17
N_{estribos}	9

Dimensionamento do pilar:

Seção:

L(cm)	150
B(cm)	80

Armadura longitudinal de tração que será distribuída no plano ZY:

$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{\text{critico}}(\text{kN})$	534,9
$b_{w(xy)}(\text{cm})$	80
$A_s(\text{cm}^2)$	12,3
$A_{s\text{min}}(\text{cm}^2)$	48
$\phi(\text{mm})$	20
$S(\text{cm})$	5
N_{barras}	17

Armadura longitudinal de tração que será distribuída no plano XY:

$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{\text{critico}}(\text{kN})$	702
$b_{w(xy)}(\text{cm})$	150
$A_s(\text{cm}^2)$	16,1
$A_{s\text{min}}(\text{cm}^2)$	48
$\phi(\text{mm})$	25
$S(\text{cm})$	15

N_{barras}	11
---------------------	----

Cálculo da armadura de cisalhamento:

$h(\text{cm})$	458
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{\text{critico}}(\text{kN})$	334,7
$S_{\text{treliça}}(\text{cm})$	86
$A_s(\text{cm}^2)$	7,7
$\phi(\text{mm})$	8
$S(\text{cm})$	11
N_{estribos}	42

- Pilares 3 e 4:

Dimensionamento das armaduras do cabeçote:

Armadura longitudinal superior de flexão no plano XY:

$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{\text{critico}}(\text{kN})$	1760
$h(\text{cm})$	100
$d(\text{cm})$	92
$b_{w(xy)}(\text{cm})$	160
$\rho(\%)$	0,15
$A_s(\text{cm}^2)$	40,5
$A_{s\text{min}}(\text{cm}^2)$	24
$A_{s\text{adot}}(\text{cm}^2)$	40,5
$\phi(\text{mm})$	20
N_{barras}	15
$S(\text{cm})$	12

Armadura longitudinal de flexão no plano ZY:

$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	1178,1
$h(cm)$	100
$d(cm)$	92
$b_{w(zy)}(cm)$	1140
$\rho(\%)$	0,15
$A_s(cm^2)$	27,1
$A_{smin}(cm^2)$	171
$A_{s\dot{a}dot}(cm^2)$	171
$\phi(mm)$	16
N_{barras}	89
$S(cm)$	13

Armadura longitudinal inferior de flexão no plano XY:

$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	280,7
$h(cm)$	100
$d(cm)$	92
$b_{w(xy)}(cm)$	160
$\rho(\%)$	0,15
$A_s(cm^2)$	6,4
$A_{smin}(cm^2)$	24
$A_{s\dot{a}dot}(cm^2)$	24
$\phi(mm)$	16
N_{barras}	14

S(cm)	13
-------	----

Dimensionamento do pilar:

Seção:

L(cm)	150
B(cm)	80

Armadura longitudinal de tração que será distribuída no plano ZY:

$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	808,8
$b_{w(xy)}(cm)$	80
$A_s(cm^2)$	18,6
$A_{smin}(cm^2)$	48
$\phi(mm)$	20
S(cm)	5
N_{barras}	17

Armadura longitudinal de tração que será distribuída no plano XY:

$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	331,1
$b_{w(xy)}(cm)$	150
$A_s(cm^2)$	7,6
$A_{smin}(cm^2)$	48
$\phi(mm)$	20
S(cm)	9
N_{barras}	18

Cálculo da armadura de cisalhamento:

h(cm)	596
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	336,7
$S_{treliça}(cm)$	100
$A_s(cm^2)$	7,7
$\phi(mm)$	8
S(cm)	12
$N_{estribos}$	50

- Pilar 5:

Dimensionamento das armaduras do cabeçote:

Armadura longitudinal superior de flexão no plano XY:

$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	1760
h(cm)	100
d(cm)	92
$b_{w(xy)}(cm)$	160
$\rho(\%)$	0,15
$A_s(cm^2)$	40,5
$A_{smin}(cm^2)$	24
$A_{s adot}(cm^2)$	40,5
$\phi(mm)$	20
N_{barras}	15
S(cm)	12

Armadura longitudinal superior de flexão no plano ZY:

$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	1177,6
$h(cm)$	100
$d(cm)$	92
$b_{w(zy)}(cm)$	1140
$\rho(\%)$	0,15
$A_s(cm^2)$	27,1
$A_{smin}(cm^2)$	171
$A_{s adot}(cm^2)$	171
$\phi(mm)$	16
N_{barras}	88
$S(cm)$	13

Armadura longitudinal inferior de flexão no plano ZY:

$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	272,6
$h(cm)$	100
$d(cm)$	92
$b_{w(xy)}(cm)$	160
$\rho(\%)$	0,15
$A_s(cm^2)$	6,2
$A_{smin}(cm^2)$	24
$A_{s adot}(cm^2)$	24
$\phi(mm)$	16
N_{barras}	14

S(cm)	13
-------	----

Dimensionamento do pilar:

Seção:

L(cm)	150
B(cm)	80

Armadura longitudinal de tração que será distribuída no plano ZY:

$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	272,3
$b_{w(xy)}(cm)$	80
$A_s(cm^2)$	6,3
$A_{smin}(cm^2)$	48
$\phi(mm)$	20
S(cm)	5
N_{barras}	17

Armadura longitudinal de tração que será distribuída no plano XY (todos os elementos são bielas):

$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$f_{ck}(\frac{kN}{m^2})$	25000
$N_{res}(kN)$	21428,5
$N_{sol}(kN)$	908,8
$A_{smin}(cm^2)$	73,9
$\phi(mm)$	16
S(cm)	12
N_{barras}	15

Cálculo da armadura de cisalhamento:

h(cm)	366
$f_{yk}(\frac{kN}{m^2})$	500000
$N_{critico}(kN)$	448,7
$S_{treliça}(cm)$	100
$A_s(cm^2)$	10,3
$\phi(mm)$	10
S(cm)	15
$N_{estribos}$	25

APÊNDICE IV

Infra-estrutura – Resultados finais do cálculo da capacidade de carga de fundações profundas obtidos nas planilhas do Microsoft Excel

Classificação adotada para aplicação nas tabelas de Aoki-Velloso:

1	- Areia
2	- Areia siltosa
3	- Areia silto-argilosa
4	- Areia argilo-siltosa
5	- Areia argilosa
6	- Silte arenoso
7	- Silte areno-argiloso
8	- Silte
9	- Silte argilo-arenoso
10	- Silte argiloso
11	- Argila arenosa
12	- Argila areno-siltosa
13	- Argila silto-arenosa
14	- Argila siltosa
15	- Argila

Capacidade de carga do solo existente nas cabeceiras da ponte (Sondagem 1):

- Aoki-Velloso

Resistência lateral:

L(m)	18
B(cm)	33

camada	tipo de solo	$k \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	α (%)	Δl (cm)	N_{SPT}	$k\alpha N \Delta l$
1	14	2,2	4	217	8	152,768
2	1	10	1,4	335	11	515,9

3	1	10	1,4	125	12	210
4	1	10	1,4	464	16	1039,36
5	14	2,2	4	136	11	131,648
6	1	10	1,4	490	22	1509,2

ql.A (tf)	369,0
-----------	-------

Resistência de ponta:

$K_s \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10,0
N_{SPTs}	13
$K_s \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10,0
N_{SPTs}	22

Deve-se fazer média ponderada entre estes valores para encontrar um valor representativo da q_{ps} .

$q_{ps} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	220
------------------------------------------	-----

$K_i \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10	da última camada
N_{SPTs}	28	

$q_{pi} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	280
------------------------------------------	-----

F1	1,75
F2	3,5
FS	2
Qult (tf)	242

Carga admissível :

Qadm(tf)	121,1
----------	-------

Capacidade de carga a tração:

Qult (tf)	105
-----------	-----

Qadm(tf)	52,7
----------	------

- Décourt-Quaresma:

Resistência de ponta:

C	40
N _{SPTs}	24

$q_{p,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	960
Q _{p,ult} (tf)	82

Resistência lateral:

N médio	13,33
$\tau_{l,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	5,4
Q _{l,ult} (tf)	101,6

Carga admissível:

Qadm(tf)	98,7
----------	------

Capacidade de carga a tração:

Qadm(tf)	78,2
----------	------

Resultados:

	Compressão	Tração
Aoki-Velloso (tf)	121,1	52,7
Décourt-Quaresma (tf)	98,7	78,2
Carga usual (tf)	70	-
Qadotado	70,0	52,7

O valor adotado é o menor entre os valores mostrados em cada coluna.

Capacidade de carga do solo existente no pilar 2 (Sondagem 2):

- Aoki-Velloso

Resistência lateral:

L(m)	14
B(cm)	33

camada	tipo de solo	$k \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	α (%)	Δl (cm)	N_{SPT}	$k\alpha N \Delta l$
1	14	2,2	4	147	5	64,68
2	1	10	1,4	163	5	114,1
3	1	10	1,4	365	10	511
4	1	10	1,4	354	19	941,64
5	14	2,2	4	46	3	12,144
6	1	10	1,4	285	22	877,8

ql.A (tf)	261,4
-----------	-------

Resistência de ponta:

$K_s \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10,0
N_{SPTs}	15
$K_s \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10,0
N_{SPTs}	24

Deve-se fazer média ponderada entre estes valores para encontrar um valor representativo da q_{ps} .

$q_{ps} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	240
------------------------------------------	-----

$K_i \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10	da última camada
N_{SPTi}	30	

$q_{pi} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	300
------------------------------------------	-----

F1	1,75
F2	3,5
FS	2
Qult (tf)	221

Carga admissível :

Qadm(tf)	110,7
----------	-------

Capacidade de carga a tração:

Qult (tf)	75
-----------	----

Qadm(tf)	37,3
----------	------

- Décourt-Quaresma:

Resistência de ponta:

C	40
N_{SPTs}	26

$q_{p,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	1040
Qp,ult (tf)	89

Resistência lateral:

N médio	10,67
$\tau_{l,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	4,6
Ql,ult (tf)	66,1

Carga admissível:

Qadm(tf)	73,1
----------	------

Capacidade de carga a tração:

Qadm(tf)	50,9
----------	------

Resultados:

	Compressão	Tração
Aoki-Velloso (tf)	110,7	37,3
Décourt-Quaresma (tf)	73,1	50,9
Carga usual (tf)	70	-
Qadotado	70,0	37,3

O valor adotado é o menor entre os valores mostrados em cada coluna.

Capacidade de carga do solo existente no pilar 3 (Sondagem 3):

- Aoki-Velloso

Resistência lateral:

L(m)	14
B(cm)	33

camada	tipo de solo	$k \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	α (%)	Δl (cm)	N _{SPT}	$k\alpha N \Delta l$
1	1	10	1,4	306	7	299,88
2	1	10	1,4	394	13	717,08
3	1	10	1,4	276	12	463,68
4	14	2,2	4	149	18	236,016
5	1	10	1,4	781	14	1530,76
1	1	10	1,4	306	7	299,88

ql.A (tf)	336,7
-----------	-------

Resistência de ponta:

$K_s \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10,0
N_{SPTs}	18

$qp_s \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	180
----------------------------------------	-----

$K_i \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10	da última camada
N_{SPTi}	21	

$qpi \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	210
---------------------------------------	-----

F1	1,75
F2	3,5
FS	2
Qult (tf)	199

Carga admissível :

Qadm(tf)	99,4
----------	------

Capacidade de carga a tração:

Qult (tf)	96
-----------	----

Qadm(tf)	48,1
----------	------

- Décourt-Quaresma:

Resistência de ponta:

C	40
N_{SPTs}	19

$q_{p,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	760
$Q_{p,ult} (tf)$	65

Resistência lateral:

N médio	12,8
$\tau_{l,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	5,3
$Q_{l,ult} (tf)$	76,4

Carga admissível:

$Q_{adm}(tf)$	75,1
---------------	------

Capacidade de carga a tração:

$Q_{adm}(tf)$	58,8
---------------	------

Resultados:

	Compressão	Tração
Aoki-Velloso (tf)	99,4	48,1
Décourt-Quaresma (tf)	75,1	58,8
Carga usual (tf)	70	-
Qadotado	70,0	48,1

O valor adotado é o menor entre os valores mostrados em cada coluna.

Capacidade de carga do solo existente no pilar 4 (Sondagem 4):

- Aoki-Velloso

Resistência lateral:

L(m)	13
B(cm)	33

camada	tipo de solo	$k \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	α (%)	Δl (cm)	N_{SPT}	$k\alpha N \Delta l$
1	14	2,2	4	311	5	136,84
2	1	10	1,4	190	11	292,6
3	1	10	1,4	150	8	168
4	1	10	1,4	70	9	88,2
5	1	10	1,4	260	11	400,4
6	14	2,2	4	50	20	88
7	1	10	1,4	190	26	691,6

ql.A (tf)	336,7
-----------	-------

Resistência de ponta:

$K_s \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	2,2
N_{SPTs}	11
$K_s \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10,0
N_{SPTs}	26

Deve-se fazer média ponderada entre estes valores para encontrar um valor representativo da q_{ps} .

$q_{ps} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	260
------------------------------------------	-----

$K_i \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10	da última camada
N_{SPTi}	28	

$q_{pi} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	280
------------------------------------------	-----

F1	1,75
F2	3,5

FS	2
Qult (tf)	192

Carga admissível :

Qadm(tf)	96,1
----------	------

Capacidade de carga a tração:

Qult (tf)	55
-----------	----

Qadm(tf)	27,6
----------	------

- Décourt-Quaresma:

Resistência de ponta:

C	40
N _{SPTs}	26

$q_{p,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	1040
Q _{p,ult} (tf)	89

Resistência lateral:

N médio	12,86
$\tau_{l,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	5,3
Q _{l,ult} (tf)	71,2

Carga admissível:

Qadm(tf)	77,0
----------	------

Capacidade de carga a tração:

Qadm(tf)	54,8
----------	------

Resultados:

	Compressão	Tração
Aoki-Velloso (tf)	96,1	27,6
Décourt-Quaresma (tf)	77,0	54,8
Carga usual (tf)	70	-
Qadotado	70,0	27,6

O valor adotado é o menor entre os valores mostrados em cada coluna.

Capacidade de carga do solo existente no pilar 5 (Sondagem 5):

- Aoki-Velloso

Resistência lateral:

L(m)	14
B(cm)	33

camada	tipo de solo	$k \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	α (%)	Δl (cm)	N_{SPT}	$k\alpha N \Delta l$
1	1	10	1,4	276	7	270,48
2	1	10	1,4	280	13	509,6
3	1	10	1,4	83	12	139,44
4	1	10	1,4	362	18	912,24
5	15	2	6	45	14	75,6

ql.A (tf)	197,7
-----------	-------

Resistência de ponta:

$K_s \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10,0
N_{SPTs}	16

Deve-se fazer média ponderada entre estes valores para encontrar um valor representativo da q_{ps} .

$q_{ps} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	160
------------------------------------------	-----

$K_i \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	10	da última camada
N_{SPTi}	32	

$q_{pi} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	320
------------------------------------------	-----

F1	1,75
F2	3,5
FS	2
Qult (tf)	213

Carga admissível :

Qadm(tf)	106,4
----------	-------

Capacidade de carga a tração:

Qult (tf)	56
-----------	----

Qadm(tf)	28,2
----------	------

- Décourt-Quaresma:

Resistência de ponta:

C	40
N_{SPTs}	21

$q_{p,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	840
Qp,ult (tf)	72

Resistência lateral:

N médio	12,8
$\tau_{l,ult} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$	5,3
Q _{l,ult} (tf)	76,4

Carga admissível:

Q _{adm} (tf)	76,8
-----------------------	------

Capacidade de carga a tração:

Q _{adm} (tf)	58,8
-----------------------	------

Resultados:

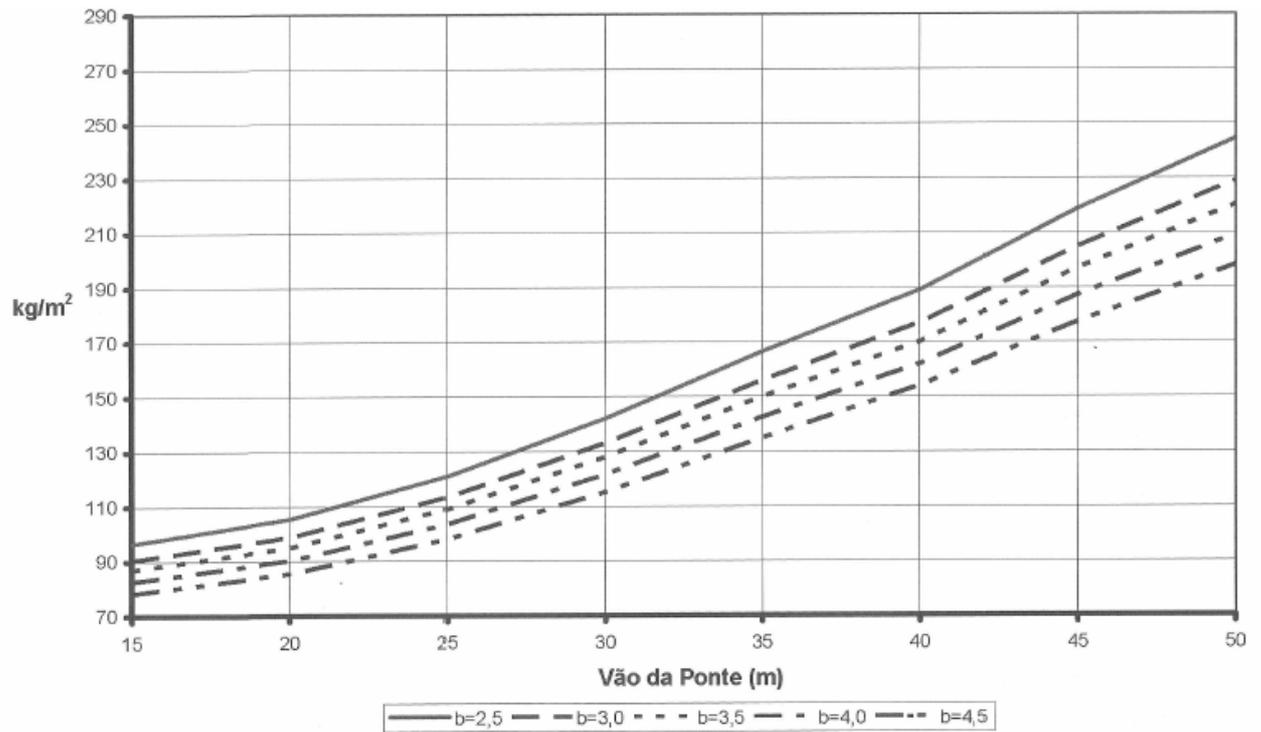
	Compressão	Tração
Aoki-Velloso (tf)	106,4	28,2
Décourt-Quaresma (tf)	76,8	58,8
Carga usual (tf)	70	-
Q_{adotado}	70,0	28,2

O valor adotado é o menor entre os valores mostrados em cada coluna.

ANEXO I

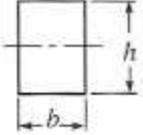
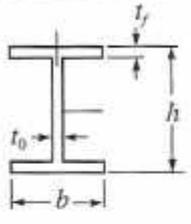
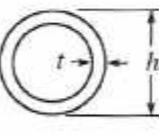
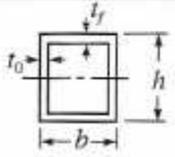
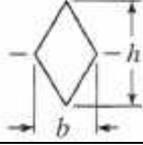
Gráfico – Peso da ponte metálica para classe de cálculo 45t

$$(F_y = 35,0 \frac{kN}{cm^2})$$



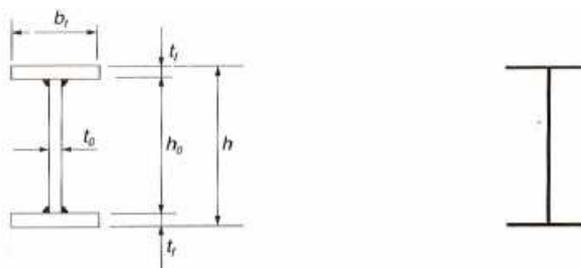
ANEXO II

Tabela – Módulo Plástico (Z) e Coeficiente de forma (Z/W) de seções de vigas

<i>Seção</i>	<i>Módulo Plástico Z</i>	<i>Z/W</i>
	$\frac{bh^2}{4}$	1,5
	$(x-x)$ $bt_f(h-t_f) + \frac{t_0}{4}(h-2t_f)^2$	1,12 (aprox.)
	$(y-y)$ $\frac{b^2 t_f}{2} + \frac{1}{4}(h-2t_f)t_0^2$	1,55 (aprox.)
	$\frac{h^3}{6}$	1,70
	$\frac{h^3}{6} \left[1 - \left(1 - \frac{2t}{h} \right)^3 \right]$ $th^2 (t \ll h)$	$\frac{16}{3\pi} \left[\frac{1 - \left(1 - \frac{2t}{h} \right)^3}{1 - \left(1 - \frac{2t}{h} \right)^4} \right]$ 1,27 ($t \ll h$)
	$\frac{bh^2}{4} \left[1 - \left(1 - \frac{2t_0}{b} \right) \left(1 - \frac{2t_f}{h} \right)^2 \right]$	1,12 (aprox.)
	$\frac{bh^2}{12}$	2

ANEXO III

Tabela – Perfis soldados – série vigas soldadas



Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_r	J	$b/2t_f$	h/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b		cm	cm ⁴		
VS	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
400 × 49	48,7	400	62,0	6,3	381	9,5	200	17 393	870	16,75	971	1 267	127	4,52	5	3,7	5,25	15	10,5	60,5
400 × 58	57,8	400	73,6	6,3	375	12,5	200	21 545	1 077	17,11	1 190	1 667	167	4,76	5	3,6	5,37	29	8,0	59,5
400 × 68	68,4	400	87,2	6,3	368	16,0	200	26 223	1 311	17,34	1 442	2 134	213	4,95	6	3,5	5,45	58	6,3	58,4
400 × 78	77,6	400	98,8	6,3	362	19,0	200	30 094	1 505	17,45	1 654	2 534	253	5,06	6	3,4	5,50	94	5,3	57,5
450 × 51	51,1	450	65,2	6,3	431	9,5	200	22 640	1 006	18,64	1 130	1 268	127	4,41	5	4,2	5,19	15	10,5	68,4
450 × 60	60,3	450	76,8	6,3	425	12,5	200	27 962	1 243	19,08	1 378	1 668	167	4,66	5	4,1	5,32	30	8,0	67,5
450 × 71	70,9	450	90,3	6,3	418	16,0	200	33 985	1 510	19,40	1 664	2 134	213	4,86	6	4,0	5,41	58	6,3	66,3
450 × 80	80,0	450	102,0	6,3	412	19,0	200	38 989	1 733	19,56	1 905	2 534	253	4,99	6	3,9	5,47	95	5,3	65,4
500 × 61	61,1	500	77,8	6,3	481	9,5	250	34 416	1 377	21,03	1 529	2 475	198	5,64	5	3,7	6,55	18	13,2	76,3
500 × 73	72,6	500	92,4	6,3	475	12,5	250	42 768	1 711	21,51	1 879	3 256	260	5,94	5	3,6	6,70	37	10,0	75,4
500 × 86	85,9	500	109,5	6,3	468	16,0	250	52 250	2 090	21,85	2 281	4 168	333	6,17	6	3,5	6,81	72	7,8	74,3
500 × 97	97,4	500	124,1	6,3	462	19,0	250	60 154	2 406	22,02	2 621	4 949	396	6,31	6	3,5	6,87	118	6,6	73,3

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_r	J	$b/2t_f$	h/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b		cm	cm ⁴		
VS	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
550 × 64	63,5	550	81,0	6,3	531	9,5	250	42 556	1 547	22,93	1 728	2 475	198	5,53	5	4,1	6,49	19	13,2	84,3
550 × 75	75,0	550	95,6	6,3	525	12,5	250	52 747	1 918	23,49	2 114	3 256	261	5,84	5	4,0	6,65	37	10,0	83,3
550 × 88	88,4	550	112,6	6,3	518	16,0	250	64 345	2 340	23,90	2 559	4 168	333	6,08	6	3,9	6,77	73	7,8	82,2
550 × 100	99,9	550	127,3	6,3	512	19,0	250	74 041	2 692	24,12	2 935	4 949	396	6,24	6	3,9	6,84	119	6,6	81,3
600 × 95	95,0	600	121,0	8,0	575	12,5	300	77 401	2 580	25,29	2 864	5 627	375	6,82	5	3,7	7,89	49	12,0	71,9
600 × 111	111,0	600	141,4	8,0	568	16,0	300	94 091	3 136	25,79	3 448	7 202	480	7,14	6	3,6	8,05	92	9,4	71,0
600 × 125	124,8	600	159,0	8,0	562	19,0	300	108 073	3 602	26,07	3 943	8 552	570	7,33	6	3,6	8,14	147	7,9	70,3
600 × 140	140,4	600	178,8	8,0	555	22,4	300	123 562	4 119	26,29	4 498	10 082	672	7,51	8	3,5	8,22	234	6,7	69,4
600 × 152	152,3	600	194,0	8,0	550	25,0	300	135 154	4 505	26,39	4 918	11 252	750	7,62	8	3,5	8,27	322	6,0	68,8
650 × 98	98,1	650	125,0	8,0	625	12,5	300	92 487	2 846	27,20	3 172	5 628	375	6,71	5	4,1	7,83	50	12,0	78,1
650 × 114	114,2	650	145,4	8,0	618	16,0	300	112 225	3 453	27,78	3 807	7 203	480	7,04	6	3,9	8,00	92	9,4	77,3
650 × 128	127,9	650	163,0	8,0	612	19,0	300	128 792	3 963	28,11	4 346	8 553	570	7,24	6	3,9	8,10	148	7,9	76,5
650 × 144	143,5	650	182,8	8,0	605	22,4	300	147 178	4 529	28,37	4 950	10 083	672	7,43	8	3,8	8,18	235	6,7	75,7
650 × 155	155,4	650	198,0	8,0	600	25,0	300	160 963	4 953	28,51	5 408	11 253	750	7,54	8	3,8	8,23	323	6,0	75,0
700 × 105	105,2	700	134,0	8,0	675	12,5	320	115 045	3 287	29,30	3 661	6 830	427	7,14	5	4,1	8,35	53	12,8	84,4
700 × 122	122,3	700	155,8	8,0	668	16,0	320	139 665	3 990	29,94	4 395	8 741	546	7,49	6	4,0	8,53	99	10,0	83,5
700 × 137	137,0	700	174,6	8,0	662	19,0	320	160 361	4 582	30,31	5 017	10 379	649	7,71	6	3,9	8,63	158	8,4	82,8
700 × 154	153,7	700	195,8	8,0	655	22,4	320	183 368	5 239	30,60	5 716	12 236	765	7,91	8	3,9	8,72	251	7,1	81,9
700 × 166	166,4	700	212,0	8,0	650	25,0	320	200 642	5 733	30,76	6 245	13 656	854	8,03	8	3,8	8,77	344	6,4	81,3
750 × 108	108,3	750	138,0	8,0	725	12,5	320	134 197	3 579	31,18	4 001	6 830	427	7,03	5	4,4	8,29	54	12,8	90,6
750 × 125	125,5	750	159,8	8,0	718	16,0	320	162 620	4 337	31,90	4 789	8 741	546	7,40	6	4,3	8,48	100	10,0	89,8
750 × 140	140,2	750	178,6	8,0	712	19,0	320	186 545	4 975	32,32	5 458	10 380	649	7,62	6	4,2	8,59	158	8,4	89,0
750 × 157	156,8	750	199,8	8,0	705	22,4	320	213 178	5 685	32,67	6 210	12 236	765	7,83	8	4,2	8,69	252	7,1	88,2
750 × 170	169,6	750	216,0	8,0	700	25,0	320	233 200	6 219	32,86	6 780	13 656	854	7,95	8	4,1	8,74	345	6,4	87,5
800 × 111	111,5	800	142,0	8,0	775	12,5	320	155 074	3 877	33,05	4 351	6 830	427	6,94	5	4,8	8,23	55	12,8	96,9
800 × 129	128,6	800	163,8	8,0	768	16,0	320	187 573	4 689	33,84	5 194	8 741	546	7,30	6	4,6	8,43	100	10,0	96,0
800 × 143	143,3	800	182,6	8,0	762	19,0	320	214 961	5 374	34,31	5 910	10 380	649	7,54	6	4,6	8,55	159	8,4	95,3
800 × 160	160,0	800	203,8	8,0	755	22,4	320	245 485	6 137	34,71	6 714	12 237	765	7,75	8	4,5	8,65	253	7,1	94,4
800 × 173	172,7	800	220,0	8,0	750	25,0	320	268 458	6 711	34,93	7 325	13 657	854	7,88	8	4,4	8,71	346	6,4	93,8

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_r	J	$b/2t_f$	h_d/t_0
VS	<i>m</i>	<i>h</i>	<i>A</i>	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	<i>b</i>					
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
850 × 120	120,5	850	153,5	8,0	825	12,5	350	190 878	4 491	35,26	5 025	8 936	511	7,63	5	4,6	9,03	60	14,0	103,1
850 × 139	139,3	850	177,4	8,0	818	16,0	350	231 269	5 442	36,10	6 009	11 437	654	8,03	6	4,5	9,24	110	10,9	102,3
850 × 155	155,4	850	198,0	8,0	812	19,0	350	265 344	6 243	36,61	6 845	13 581	776	8,28	6	4,4	9,37	174	9,2	101,5
850 × 174	173,7	850	221,2	8,0	805	22,4	350	303 358	7 138	37,03	7 785	16 010	915	8,51	8	4,4	9,48	276	7,8	100,7
850 × 188	187,6	850	239,0	8,0	800	25,0	350	331 998	7 812	37,27	8 499	17 868	1 021	8,65	8	4,3	9,54	378	7,0	100,0
900 × 124	123,6	900	157,5	8,0	875	12,5	350	216 973	4 822	37,12	5 414	8 936	511	7,53	5	4,9	8,98	61	14,0	109,4
900 × 142	142,4	900	181,4	8,0	868	16,0	350	262 430	5 832	38,03	6 457	11 437	654	7,94	6	4,8	9,20	110	10,9	108,5
900 × 159	158,5	900	202,0	8,0	862	19,0	350	300 814	6 685	38,59	7 345	13 581	776	8,20	6	4,7	9,33	175	9,2	107,8
900 × 177	176,8	900	225,2	8,0	855	22,4	350	343 674	7 637	39,06	8 343	16 010	915	8,43	8	4,6	9,44	277	7,8	106,9
900 × 191	190,8	900	243,0	8,0	850	25,0	350	375 994	8 355	39,34	9 101	17 868	1 021	8,58	8	4,6	9,51	379	7,0	106,3
950 × 127	126,8	950	161,5	8,0	925	12,5	350	245 036	5 159	38,95	5 813	8 936	511	7,44	5	5,2	8,92	61	14,0	115,6
950 × 146	145,6	950	185,4	8,0	918	16,0	350	295 858	6 229	39,94	6 916	11 437	654	7,85	6	5,1	9,15	111	10,9	114,8
950 × 162	161,7	950	206,0	8,0	912	19,0	350	338 808	7 133	40,56	7 855	13 581	776	8,12	6	5,0	9,29	176	9,2	114,0
950 × 180	179,9	950	229,2	8,0	905	22,4	350	386 806	8 143	41,08	8 911	16 011	915	8,36	8	4,9	9,41	278	7,8	113,2
950 × 194	193,9	950	247,0	8,0	900	25,0	350	423 027	8 906	41,38	9 714	17 868	1 021	8,51	8	4,9	9,47	380	7,0	112,5
1000 × 140	139,7	1000	178,0	8,0	975	12,5	400	305 593	6 112	41,43	6 839	13 337	667	8,66	5	4,8	10,29	69	16,0	121,9
1000 × 161	161,3	1000	205,4	8,0	968	16,0	400	370 339	7 407	42,46	8 172	17 071	854	9,12	6	4,7	10,53	126	12,5	121,0
1000 × 180	179,7	1000	229,0	8,0	962	19,0	400	425 095	8 502	43,09	9 306	20 271	1 014	9,41	6	4,6	10,68	199	10,5	120,3
1000 × 201	200,7	1000	255,6	8,0	955	22,4	400	486 331	9 727	43,62	10 584	23 897	1 195	9,57	8	4,5	10,80	316	8,9	119,4
1000 × 217	216,7	1000	276,0	8,0	950	25,0	400	532 575	10 652	43,93	11 555	26 671	1 334	9,83	8	4,5	10,88	433	8,0	118,8
1100 × 159	158,7	1100	202,1	9,5	1 075	12,5	400	394 026	7 164	44,15	8 182	13 341	667	8,12	5	5,4	9,97	83	16,0	113,2
1100 × 180	180,1	1100	229,5	9,5	1 068	16,0	400	472 485	8 591	45,38	9 647	17 074	854	8,63	6	5,3	10,27	140	12,5	112,4
1100 × 199	198,5	1100	252,9	9,5	1 062	19,0	400	538 922	9 799	46,16	10 894	20 274	1 014	8,95	6	5,2	10,45	213	10,5	111,8
1100 × 219	219,4	1100	279,4	9,5	1 055	22,4	400	613 316	11 151	46,85	12 300	23 901	1 195	9,25	8	5,1	10,60	330	8,9	111,1
1100 × 235	235,3	1100	299,8	9,5	1 050	25,0	400	669 562	12 174	47,26	13 368	26 674	1 334	9,43	8	5,0	10,69	447	8,0	110,5
1200 × 200	200,1	1200	255,0	9,5	1 168	16,0	450	630 844	10 514	49,74	11 765	24 308	1 080	9,76	6	5,1	11,59	156	14,1	122,9
1200 × 221	220,9	1200	281,4	9,5	1 162	19,0	450	720 523	12 009	50,60	13 304	28 865	1 283	10,13	6	5,0	11,78	239	11,8	122,3
1200 × 244	244,4	1200	311,3	9,5	1 155	22,4	450	821 045	13 684	51,35	15 040	34 028	1 512	10,45	8	4,9	11,95	370	10,0	121,6
1200 × 262	262,4	1200	334,3	9,5	1 150	25,0	450	897 121	14 952	51,81	16 360	37 977	1 688	10,66	8	4,9	12,05	502	9,0	121,1
1200 × 307	307,3	1200	391,5	9,5	1 137	31,5	450	1084 322	18 072	52,63	19 634	47 849	2 127	11,06	8	4,8	12,24	970	7,1	119,7

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_r	J	$b/2t_f$	h_d/t_0
CS	<i>m</i>	<i>h</i>	<i>A</i>	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	<i>b</i>					
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
1300 × 237	237,5	1300	302,5	12,5	1268	16,0	450	805 914	12 399	51,62	14 269	24 321	1 081	8,97	6	5,8	11,11	205	14,1	101,4
1300 × 258	258,1	1300	328,8	12,5	1262	19,0	450	910 929	14 014	52,64	15 930	28 877	1 283	9,37	6	5,6	11,36	288	11,8	101,0
1300 × 281	281,4	1300	358,5	12,5	1255	22,4	450	1028 744	15 827	53,57	17 802	34 040	1 513	9,74	8	5,5	11,58	419	10,0	100,4
1300 × 299	299,3	1300	381,3	12,5	1250	25,0	450	1117 982	17 200	54,15	19 227	37 989	1 688	9,98	8	5,4	11,71	550	9,0	100,0
1300 × 344	343,9	1300	438,1	12,5	1237	31,5	450	1337 847	20 852	55,26	22 763	47 861	2 127	10,45	8	5,3	11,95	1 018	7,1	99,0
1400 × 260	259,8	1400	331,0	12,5	1368	16,0	500	1032 894	14 756	55,86	16 920	33 356	1 334	10,04	6	5,6	12,39	226	15,6	109,4
1400 × 283	282,8	1400	360,3	12,5	1362	19,0	500	1169 143	16 702	56,97	18 917	39 606	1 584	10,49	6	5,4	12,67	317	13,2	109,0
1400 × 309	308,8	1400	393,4	12,5	1355	22,4	500	1322 113	18 887	57,97	21 168	46 689	1 868	10,89	8	5,3	12,90	463	11,2	108,4
1400 × 329	328,7	1400	418,8	12,5	1350	25,0	500	1438 060	20 544	58,60	22 883	52 105	2 084	11,15	8	5,3	13,04	609	10,0	108,0
1400 × 378	378,5	1400	482,1	12,5	1337	31,5	500	1724 041	24 629	59,80	27 140	65 647	2 626	11,67	8	5,1	13,31	1 129	7,9	107,0
1400 × 424	424,4	1400	540,6	12,5	1325	37,5	500	1983 133	28 330	60,57	31 033	78 147	3 126	12,02	8	5,0	13,48	1 844	6,7	106,0
1400 × 482	481,8	1400	613,6	12,5	1310	45,0	500	2300 464	32 864	61,22	35 850	93 771	3 751	12,36	10	5,0	13,63	3 123	5,6	104,8
1500 × 270	269,6	1500	343,5	12,5	1468	16,0	500	1210 476	16 140	59,36	18 606	33 357	1 334	9,85	6	6,0	12,28	232	15,6	117,4
1500 × 293	292,6	1500	372,8	12,5	1462	19,0	500	1367 419	18 232	60,57	20 749	39 607	1 584	10,31	6	5,9	12,56	324	13,2	117,0
1500 × 319	318,6	1500	405,9	12,5	1455	22,4	500	1543 737	20 583	61,67	23 167	46 690	1 868	10,73	8	5,8	12,80	469	11,2	116,4
1500 × 339	338,5	1500	431,3	12,5	1450	25,0	500	1677 461	22 366	62,37	25 008	52 107	2 084	10,99	8	5,7	12,95	615	10,0	116,0
1500 × 388	388,3	1500	494,6	12,5	1437	31,5	500	2007 598	26 768	63,71	29 582	65 648	2 626	11,52	8	5,5	13,23	1 135	7,9	115,0
1500 × 434	434,2	1500	553,1	12,5	1425	37,5	500	2307 085	30 761	64,58	33 768	78 148	3 126	11,89	8	5,4	13,41	1 851	6,7	114,0
1500 × 492	491,6	1500	626,3	12,5	1410	45,0	500	2674 415	35 659	65,35	38 950	93 773	3 751	12,24	10	5,3	13,57	3 129	5,6	112,8

ANEXO IV

Aparelhos de apoio quadrados ou retangulares em neoprene fretado com chapas de aço



Dimensões padronizadas		Composição do apoio fretado					Valores admissíveis		Rotação por camada individual de elastomero	
Dimensões em planta	Espessura (mm)	Espessura camadas elastomero (mm)	Espessura chapa de aço (mm)	Quantidade camadas elastomero (unid.)	Quantidade chapas de aço (unid.)	Espessura Total camadas Elastomero (mm)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Comprimento (radiano)	Largura (radiano)
300x400	19	8	3	1	2	13	9,5	1200	0,002	0,0012
	30			2	3	21	15			
	41			3	4	29	20,5			
	52			4	5	37	26			
	63			5	6	45	31,5			
	74			6	7	53	37			
	85			7	8	61	42,5			
350x450	24	11	4	1	2	16	12	1580	0,0025	0,002
	39			2	3	27	19,5			
	54			3	4	38	27			
	69			4	5	49	34,5			
	84			5	6	60	42			
	99			6	7	71	49,5			
400x500	24	11	4	1	2	16	12	2000	0,002	0,0015
	39			2	3	27	19,5			
	54			3	4	38	27			
	69			4	5	49	34,5			
	84			5	6	60	42			
	99			6	7	71	49,5			
	114			7	8	82	57			
450x600	24	11	4	1	2	16	12,5	2700	0,002	0,0012
	36			2	3	27	19,5			
	54			3	4	38	27			
	69			4	5	49	34,5			
	84			5	6	60	42			
	99			6	7	71	49,5			
	114			7	8	82	57			
	129			8	9	93	64,5			

ANEXO V

Relatórios de sondagem

- Sondagem 1:

Cota:		Profundidade do Nível D'água:		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm		Data inicial:	Data final:	Revestimento
0,22 m		2,95 metros em 06/07/07		- Diâmetro Externo 50,8mm		04/07/07	06/07/07	4,00 m
Anos/etn	Profundidade da camada	Penetração			30cm		Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm			Iniciais	Finais		
0[]	0,33							Atorro: siltos argilosos, com areia fina, média e grossa, cor preta.
1[]		3	4	4	7	8		Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.
2[]		2	3	4	5	7		
3[]	2,50	1	1	3	2	4		Areia fina, média e grossa, com mica, cor amarela, fofa.
4[]		5	7	7	12	14		Idem, medianamente compacta.
5[]		5	7	8	12	15		
6[]	5,85	3	4	6	7	10		Areia fina, média e grossa, com pedregulhos, cor cinza, medianamente compacta.
7[]		5	6	8	11	14		Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza clara, medianamente compacta.
8[]		8	7	6	15	13		
9[]		9	10	10	19	20		Idem, compacta.
10[]		9	11	13	20	24		
11[]		3	2	3	5	5		Idem, pouco compacta.
12[]	11,74	1	1	1	2	2		Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, cor cinza, muito mole.
13[]		9	10	11	19	21		
14[]		10	11	11	21	22		Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza escura, compacta.
15[]		9	11	13	20	24		
16[]		8	10	12	18	22		
17[]		8	12	7	20	19		

Cota: 0,22 m		Profundidade do Nível D'água: 2,95 metros em 06/07/07				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 04/07/07	Data final: 05/07/07	Revestimento 4,00 m
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm Inicial	30cm final	Gráfico		Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm					0	10		
18[]	18,00	10	12	14	22	26	18		Areia fina, média e grossa, com pedregulhos, cor cinza, compacta.	
19[]		12	13	17	25	30	19			
20[]		11	12	13	23	25	20			
21[]		10	10	11	20	21	21			
22[]	21,94	6	9	12	15	21	22		Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, compacta.	
23[]		5	8	8	13	16	23		Idem, medianamente compacta.	
24[]		6	7	9	13	16	24			
25[]		9	9	10	18	19	25		Idem, compacta.	
26[]	26,45	11	10	13	21	23	26		Sondagem paralisada à 26,45 metros.	
27[]							27			
28[]							28			
29[]							29			
30[]							30			
31[]							31			
32[]							32			
33[]							33			

- Sondagem 2:

Cota: 0,15 m		Profundidade do Nível D'água: 2,50 metros em 10/07/07				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 05/07/07	Data final: 09/07/07	Revestimento 4,00 m			
Amostrina	Profundidade da camada	Penetração Nº de Golpes/15cm			30cm inicial	30cm final	Gráfico		Classificação do Material				
							0	10	20	30	40	50	
0[]	0,04 0,40						0						Argila siltosa, cor preta.
1[]		3	3	3	6	6	1						Alto: silte argiloso, com areia fina, média e grossa, cor preta.
2[]	1,87	1	2	2	3	4	2						Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor amarela, média.
3[]		3	2	3	5	5	3						Areia fina, com mica, cor variegada, fofa.
4[]	3,50	3	2	2	5	4	4						Areia fina, média e grossa, cor amarela, fofa.
5[]		3	5	7	8	12	5						Idem, medianamente compacta.
6[]		5	7	7	12	14	6						
7[]	7,15	3	5	6	8	11	7						Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, medianamente compacta.
8[]		7	8	10	15	18	8						
9[]		7	9	13	16	22	9						Idem, compacta.
10[]		7	7	9	14	16	10						Idem, medianamente compacta.
11[]	10,69 11,15	1	1	1	2	2	11						Argila siltosa, com areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza escura.
12[]		9	11	12	20	23	12						Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, fofa.
13[]		9	10	10	19	20	13						Idem, compacta.
14[]	14,00	8	13	15	21	28	14						Areia fina, com mica, cor cinza, compacta.
15[]	15,30	12	13	19	25	32	15						Areia fina, média e grossa, cor cinza, compacta.
16[]		10	11	15	21	26	16						
17[]		7	10	12	17	22	17						

Cota: 0,15 m		Profundidade do Nível D'água: 2,50 metros em 10/07/07				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 05/07/07	Data final: 09/07/07	Revestimento 4,00 m			
Amostragem	Profundidade da camada	Penetração			Início da 30cm	Fim da 30cm	Gráfico	Classificação do Material					
		Nº de Golpes/15cm											
18[]		7	9	9	16	18		Areia fina, média e grossa, cor cinza, medianamente compacta.					
19[]		7	7	8	14	15							
20[]		8	9	10	17	19							
21[]		6	6	8	12	14							
22[]		6	7	9	13	16							
23[]	23,10	8	10	10	18	20					----- Areia fina e média, com mica, cor cinza, compacta.		
24[]		9	9	9	18	18					Idem, medianamente compacta.		
25[]	25,00	8	10	9	18	19					----- Areia fina, média e grossa, cor cinza, compacta.		
26[]	26,45	8	8	7	16	15					Idem, medianamente compacta.		
27[]											----- Sondagem paralisada à 26,45 metros.		
28[]													
29[]													
30[]													
31[]													
32[]													
33[]													

- Sondagem 3:

Cota: 0,15 m		Profundidade do Nível D'água: 2,90 metros em 10/07/07				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 10/07/07	Data final: 12/07/07	Revestimento 4,00 m	
Amostrins	Profundidade da camada	Penetração			30cm Inicial	30cm Final	Gráfico			Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm					0	10	20		30
0[]	0,05 0,25										Aterro: silte argiloso, com areia fina, média e grossa, cor preta.
1[]	0,94	2	3	4	5	7					Aterro: silte argiloso, com areia fina, média e grossa, com cascalhos, cor variegada.
2[]		2	3	3	5	6					Areia fina, silte argilosa, com mica, cor amarela, pouco compacta.
3[]		2	3	4	5	7					
4[]	4,00	6	6	7	12	13					Areia fina, média e grossa, cor amarela, medianamente compacta.
5[]		6	5	5	11	10					
6[]		7	7	9	14	16					
7[]		7	8	10	15	18					
8[]	7,94	4	4	5	8	9					Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza clara, medianamente compacta.
9[]		5	5	6	10	11					
10[]		5	7	6	12	13					
11[]	10,70	2	2	2	4	4					Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor cinza escura, mole.
12[]	12,19	9	14	17	23	31					Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, compacta.
13[]		5	5	5	10	10					Idem, medianamente compacta.
14[]		4	6	6	10	12					
15[]		5	6	7	11	13					
16[]		5	7	9	12	16					
17[]		8	9	6	17	15					

Cota: 0,15 m		Profundidade do Nível D'água: 2,90 metros em 08/07/07				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 10/07/07	Data final: 12/07/07	Revestimento 4,00 m	
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm Inicial	30cm final	Gráfico			Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm					0	10	20		30
18 []	24,79	7	9	9	16	18	18				Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, medianamente compacta.
19 []		8	7	7	15	14	19				
20 []		10	10	11	20	21	20				Idem, compacta.
21 []		11	12	9	23	21	21				
22 []		6	10	11	16	21	22				
23 []		7	9	12	16	21	23				
24 []		7	9	13	16	22	24				
25 []		8	8	12	16	20	25				Areia fina, média e grossa, silto argilosa, com pedregulhos com mica, cor cinza, compacta.
26 []		9	9	14	18	23	26				
27 []		7	8	10	15	18	27				Idem, medianamente compacta.
28 []	30,45	6	7	7	13	14	28				
29 []		6	7	9	13	16	29				
30 []		7	9	9	16	18	30				
31 []							31				Sondagem paralisada à 30,45 metros.
32 []							32				
33 []							33				

- Sondagem 4:

Cota: 0,10 m		Profundidade do Nível D'água: 3,74 metros em 17/07/07				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 12/07/07	Data final: 16/07/07	Revestimento 4,00 m	
Amostrinas	Profundidade da camada	Penetração				30cm		Gráfico			Classificação do Material
		Nº de Golpes/16cm				Inicial	Final	0 10 20 30 40 50			
0[]											Aterro: silte argiloso, com areia fina, média e grossa, com cascalhos, cor variegada.
1[]	0,79	2	2	2	4	4	1				Argila siltosa, com areia fina, com mica, cor variegada, mole.
2[]		2	2	3	4	5	2				
3[]		2	3	3	5	6	3				Idem, média.
4[]	3,90	5	4	4	9	8	4				Areia fina, média e grossa, com mica, cor amarela, pouco compacta.
5[]		6	6	7	12	13	5				Idem, medianamente compacta.
6[]	5,80	3	4	4	7	8	6				Areia fina, média e grossa, com pedregulhos, cor amarela, pouco compacta.
7[]	7,30	4	4	4	8	8	7				
8[]	8,00	4	4	5	8	9	8				Areia fina, média e grossa, com mica, cor amarela, pouco compacta.
9[]		4	5	5	9	10	9				Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, medianamente compacta.
10[]	10,60	5	6	7	11	13	10				
11[]	11,10	4	9	15	13	24	11				Argila siltosa, com areia fina e média, com detritos vegetais, com mica, cor cinza escura.
12[]		6	10	14	16	24	12				Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza escura, compacta.
13[]	12,97	11	14	16	25	30	13				
14[]		10	12	14	22	26	14				Areia fina, média e grossa, com pedregulhos, com mica, cor cinza, compacta.
15[]		9	11	8	20	19	15				
16[]		9	9	10	18	19	16				

Cota: 0,10 m		Profundidade do Nível D'água: 3,74 metros em 17/07/07				Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 12/07/07	Data final: 16/07/07	Revestimento 4,00 m	
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm Iniciais	30cm finais	Gráfico			Classificação do Material	
		Nº de Golpes/15cm					0	10	20		30
17[]		10	8	6	18	14	17				Areia fina, média e grossa, com pedregulhos, com mica, cor cinza, medianamente compacta.
18[]	17,84	9	7	7	16	14	18				Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, medianamente compacta.
19[]		5	7	7	12	14	19				
20[]		5	6	9	11	15	20				
21[]		6	8	8	14	16	21				
22[]		7	9	9	16	18	22				
23[]	23,00	9	10	10	19	20	23				Areia fina, média e grossa, com pedregulhos, com mica, cor cinza, compacta.
24[]		11	13	14	24	27	24				
25[]	25,10	10	11	14	21	25	25				Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza escura, compacta.
26[]		12	13	15	25	28	26				
27[]		13	15	16	28	31	27				
28[]		11	13	17	24	30	28				
29[]		12	15	18	27	33	29				
30[]	30,45	14	17	22	31	39	30				
31[]							31				Sondagem paralisada à 30,45 metros.
32[]							32				
33[]							33				

- Sondagem 5:

Cota: 0,27 m		Profundidade do Nível D'água: 3,00 metros em 18/07/07		Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 18/07/07	Data final: 18/07/07	Revestimento 4,00 m		
Amostras	Profundidade da camada	Penetração					Iniciais	Finais	Gráfico	Classificação do Material
		Nº de Golpes/16cm			30cm	30cm				
0 []								0		Aterro: silte argiloso, com areia fina, média e grossa, cor cinza.
1 []	0,79	5	6	7	11	13		1		Areia fina, silte argiloso, com mica, cor amarela, medianamente compacta.
2 []		3	3	5	6	8		2		Idem, pouco compacta.
3 []	3,55	3	3	4	6	7		3		
4 []		6	8	10	16	18		4		Areia fina, média e grossa, cor amarela, medianamente compacta.
5 []		9	10	11	19	21		5		Idem, compacta.
6 []	6,35	10	11	13	21	24		6		
7 []	7,18	8	7	8	15	15		7		Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, compacta.
8 []		6	6	6	12	12		8		Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza clara, medianamente compacta.
9 []		5	6	5	11	11		9		
10 []		4	4	4	8	8		10		Idem, pouco compacta.
11 []	10,80 11,25	9	12	16	21	28		11		Argila, com areia fina, com mica, cor cinza escura.
12 []		10	16	20	26	36		12		Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, compacta.
13 []		11	13	15	24	28		13		
14 []		10	12	17	22	29		14		
15 []		10	9	13	19	22		15		
16 []		9	9	13	18	22		16		
17 []	17,00	7	9	8	16	17		17		Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, medianamente compacta.

Cota: 0,27 m		Profundidade do Nível D'água: 3,00 metros em 19/07/07			Amostrador Padrão - Diâmetro Interno 34,9mm - Diâmetro Externo 50,8mm		Data inicial: 16/07/07	Data final: 18/07/07	Revestimento 4,00 m	
Amostras	Profundidade da camada	Penetração			30cm Iniciais	30cm finais	Gráfico			Classificação do Material
		Nº de Golpes/15cm					0 10 20 30 40 50			
18[]		6	6	6	12	12		Areia fina, média e grossa, com mica, cor cinza, medianamente compacta.		
19[]		6	7	7	13	14		Idem, compacta.		
20[]		8	8	8	16	16				
21[]		9	7	8	16	15				
22[]		9	13	15	22	28				
23[]		5	8	11	13	19				
24[]		6	7	12	13	19				
25[]	25,10	8	10	13	18	23		----- Areia fina, média e grossa, com pedregulhos, cor cinza, compacta.		
26[]		14	13	18	27	31				
27[]		13	14	17	27	31				
28[]		11	10	14	21	24				
29[]		12	12	15	24	27				
30[]	30,45	14	13	21	27	34		----- Sondagem paralisada à 30,45 metros.		
31[]										
32[]										
33[]										