

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Werner Cristiano Neis Koller

**PASSARELA PROTENDIDA PRÉ-MOLDADA:
DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE UMA PONTE
PARA PEDESTRES E PARA SUPORTE DE TUBULAÇÕES DE
ÓLEO**

Porto Alegre
dezembro 2011

WERNER CRISTIANO NEIS KOLLER

**PASSARELA PROTENDIDA PRÉ-MOLDADA:
DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE UMA PONTE
PARA PEDESTRES E PARA SUPORTE DE TUBULAÇÕES DE
ÓLEO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Rubem Clécio Schwingel

Porto Alegre
dezembro 2011

WERNER CRISTIANO NEIS KOLLER

**PASSARELA PROTENDIDA PRÉ-MOLDADA:
DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE UMA PONTE
PARA PEDESTRES E PARA SUPORTE DE TUBULAÇÕES DE
ÓLEO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 19 de dezembro de 2011

Prof. Rubem Clécio Schwingel
Mst. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Rubem Clécio Shwingle(UFRGS)
Mst. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia Maria R. d'Ávila(UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Roni e Edi, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Rubem Clécio Schwingel, pela orientação nesse trabalho, pelos ensinamentos e experiência transmitidos.

Agradeço à Profa. Carin Maria Schmitt, pela atenção, aprendizado e disponibilidade no acompanhamento de todas as etapas do trabalho.

Agradeço ao Engenheiro Tomás Horácio Cardoso pelo pela disponibilização do Sistema CAD/TQS 11.7 (2004) durante o período do trabalho.

Agradeço aos colegas de trabalho e amigos conquistados em todas as empresas nas quais estagiei – em especial à Vantec – os quais de alguma forma contribuíram para minha formação como Engenheiro Civil.

Agradeço à Simon Engenharia pela oportunidade oferecida e pela compreensão nesse término de trabalho.

Agradeço aos amigos pela compreensão, companheirismo e momentos de diversão proporcionados durante todo período de faculdade.

Agradeço ao meu irmão, Rodolfo Inácio Neis Koller, por aguentar meu mau humor, especialmente, durante a elaboração desse trabalho.

Agradeço, a cima de tudo, aos meus pais, Roni Klohs Koller e Edi Ilurtz Neis Koller, por me darem todo o suporte necessário para encarar essa etapa difícil da graduação e da vida, sempre me encorajando e motivando em cada uma das etapas desse longo trajeto.

Tenho a impressão de ter sido uma criança brincando à beira-mar, divertindo-me em descobrir uma pedrinha mais lisa ou uma concha mais bonita que as outras, enquanto o imenso oceano da verdade continua misterioso diante de meus olhos.

Isaac Newton

RESUMO

O desenvolvimento desse trabalho de diplomação tem como produto um projeto estrutural para uma passarela, a qual terá o seu tabuleiro executado em concreto protendido pré-moldado, os pilares executados em concreto armado e blocos de fundação dimensionados a partir do projeto de estaqueamento, o qual será fornecido ao autor. A revisão bibliográfica teve como objetivo reunir informações para o desenvolvimento e para caracterização do projeto. Inicialmente, definiu-se métodos de obtenção da força de protensão, de tipos de perda, bem como métodos de cálculo dessas perdas. Em seguida, passou-se para uma descrição de estruturas de pontes e de passarelas, bem como definições de modelos cálculo e de dimensionamento para o conjunto de lajes e de vigas protendidas pré-moldadas da superestrutura. Posteriormente, para a mesoestrutura, foram definidas condições de apoio usuais de projeto de pilares com o resto da estrutura, definiu-se o apoio de neoprene fretado e as considerações relativas ao seu dimensionamento. Por fim, fez-se considerações de cálculo de blocos de fundação pelo modelo de bielas e tirantes e seções típicas utilizadas em fundações profundas, tanto para perfis metálicos, quanto para seções em concreto armado. Inicialmente, definiu-se as soluções de projeto, bem com características dos materiais utilizados e as dimensões básicas para o entendimento da estrutura. Posteriormente, adotou-se o modelo estrutural para a superestrutura e para a mesoestrutura (onde se estabeleceu a condição de apoio com os blocos de fundação). Em seguida, passou-se para a memória de cálculo da estrutura, na qual se definiu as cargas atuantes sobre o tabuleiro, para que, a seguir, pode-se analisar a estrutura, obtendo-se, assim, os esforços de momento fletor e de esforço cortante. A partir desses esforços de cálculo dimensionou-se a armadura de protensão e as armaduras passivas – bem como o dente de apoio em viga – para o vigamento principal do tabuleiro. Para a mesoestrutura, definiu-se os carregamentos atuantes sobre os pórticos de travamento horizontal, e , após, efetuou-se o dimensionamento dos seus elementos estruturais com base na envoltória de momentos fletores, esforço normal e esforços cortante. Além disso, dimensionou-se os aparelhos de apoio de neoprene. Por fim, a partir da análise dos pórticos da mesoestrutura, chegou-se aos valores para as cargas nas fundações, e foi possível dimensionar os elementos de ligação entre a mesoestrutura e as estacas Hélice Contínua, definidas para o projeto de fundações.

Palavras-chave: Passarela. Concreto Protendido. Concreto Pré-Moldado. Projeto Estrutural.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa	20
Figura 2 – Painel alveolar protendido pré-moldado	33
Figura 3 – Porte transversal de solução para longarinas em vigas T pré-moldadas	34
Figura 4 – Seção de viga T	35
Figura 5 – Soluções usuais para pilares	39
Figura 6 – Tipos de ligação entre pilares e os elementos do tabuleiro e das fundações ..	40
Figura 7 – Tensão de cisalhamento x distorção	42
Figura 8 – Aparelho de neoprene	43
Figura 9 – Configuração das bielas comprimidas	44
Figura 10 – Sapatas flexíveis	45
Figura 11 – Perfis metálicos típicos	45
Figura 12 – Configurações típicas de estacas em concreto	45
Figura 13 – Modelo estrutural de um dos conjuntos paralelos de viga do tabuleiro	49
Figura 14 – Diagrama de momentos fletores para a carga de 1 kN/m	50
Figura 15 – Modelo estrutural do pórtico POR 1	51
Figura 16 – Modelo estrutural do pórtico POR 2	51
Figura 17 – Modelo estrutural do pórtico POR 3	51
Figura 18 – Esquema estrutural	52
Figura 19 – Gráfico de momentos fletores do conjunto de vigas principal com todas as cargas aplicadas na estrutura (kN.m)	54
Figura 20 – Gráfico de esforço cortante do conjunto de vigas principal com todas as cargas aplicadas na estrutura (kN)	55
Figura 21 – Seção transversal do conjunto de vigas protendidas pré-moldadas	56
Figura 22 – Posicionamento dos cabos de protensão na seção mais solicitada para V1A=V1B	58
Figura 23 – Posicionamento dos cabos de protensão na seção mais solicitada para V2A=V2B	66
Figura 24 – Posicionamento dos cabos de protensão na seção mais solicitada para V3A=V3B	71
Figura 25 – Verificação do par de pilares da extremidade esquerda PE1=PE2	84
Figura 26 – Verificação do par de pilares central PC1=PC2	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensionamento de lajes alveolares	53
Tabela 2 – Esforços normais e de momento fletor nas seções consideradas para V1A=V1B	59
Tabela 3 – Perdas de tensão no aço e respectivas variações na força normal e no momento fletor da força de protensão nas seções consideradas, para V1A=V1B	60
Tabela 4 – Tensões σ_{pg} – em $t_0=15$ – e tensões $\sigma_{pgq\psi}$ – em $t=\infty$, descontando-se as perdas progressivas – nas seções consideradas, para V1A=V1B	61
Tabela 5 – Área de aço da armadura passiva e número de barras necessárias por bitola para V1A=V1B	63
Tabela 6 – Esforços normais e de momento fletor nas seções consideradas para V2A=V2B	66
Tabela 7 – Perdas de tensão no aço e respectivas variações na força normal e no momento fletor da força de protensão nas seções consideradas, para V2A=V2B	67
Tabela 8 – Tensões σ_{pg} – em $t_0=15$ – e tensões $\sigma_{pgq\psi}$ – em $t=\infty$, descontando-se as perdas progressivas – nas seções consideradas, para V2A=V2B	68
Tabela 9 – Área de aço da armadura passiva e número de barras necessárias por bitola para V2A=V2B	69
Tabela 10 – Esforços normais e de momento fletor nas seções consideradas para V3A=V3B	71
Tabela 11 – Perdas de tensão no aço e respectivas variações na força normal e no momento fletor da força de protensão nas seções consideradas, para V3A=V3B	72
Tabela 12 – Tensões σ_{pg} – em $t_0=15$ – e tensões $\sigma_{pgq\psi}$ – em $t=\infty$, descontando-se as perdas progressivas – nas seções consideradas, para V3A=V3B	73
Tabela 13 – Área de aço da armadura passiva e número de barras necessárias por bitola para V3A=V3B	74
Tabela 14 – Valores de tensão para verificação do apoio de neoprene 2	79

LISTA DE SÍMBOLOS

p = carga móvel;

P_0 = força máxima no cabo de protensão;

P_i = força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;

$P_i(t, X)$ = força na armadura de protensão, no tempo t , na seção de abscissa X ;

$P_0(X)$ = força na armadura de protensão no tempo $t = 0$, na seção de abscissa X ;

$\Delta P(t, X)$ = perda de protensão por atrito;

$\Delta P_0(X)$ = perda imediata de protensão, medida a partir de P_i no tempo $t = 0$, na seção de abscissa X ;

$\Delta P_i(X)$ = perda de protensão na abscissa X , no tempo t , calculada após o tempo $t = 0$;

f_{ptk} = resistência característica à tração do aço da armadura ativa;

f_{pyk} = resistência característica ao escoamento da armadura ativa;

$\Delta\sigma_p$ = perdas na armadura de protensão;

σ_{cp} = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão instantânea de n cabos;

σ_{cg} = tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão;

$\sigma_{p,g+p}$ = tensão na armadura de protensão devido às cargas de utilização;

$\sigma_{p,adm}$ = tensão admissível na armadura de protensão;

$\sigma_{c,p0g}$ = tensões no concreto devidas à protensão e à cargas permanentes, negativas para compressão;

σ_{p0} = tensões na armadura ativa devida a P_0 , positivas para tração;

$\Delta\sigma_c(t, t_0)$ = variação na tensão do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_p(t, t_0)$ = variação da tensão na armadura de protensão no instante t para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ = perda de tensão por relaxação desde o instante inicial t_0 até o instante t considerado;

σ_{pi} = tensão inicial na armadura de protensão;

$\Delta\sigma_p(t, t_0)$ = perdas progressivas calculadas no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

$\sum\alpha$ = somatório dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa X (radianos);

α_p = relação entre E_p e E_{ci} ;

$\Delta\varepsilon_{pt}$ = variação na deformação específica das barras protendidas devido à tração;

$\Delta\varepsilon_{ct}$ = variação da deformação específica no concreto devido à tração;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = retração no instante t , descontada a retração no instante t_0 ;

$\psi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

$\psi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

$\chi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência do aço;

χ_p = coeficiente de fluência da armadura ativa;

χ_c = coeficiente de fluência do concreto;

E_{ci28} = módulo de elasticidade do concreto com idade de 28 dias;

E_p = módulo de elasticidade da armadura ativa;

E = módulo de Yung;

G_C = módulo de elasticidade transversal para o concreto;

G_n = módulo de cisalhamento do neoprene (pode-se utilizar 10 kgf/cm²);

h_n = altura do apoio de neoprene;

h = altura;

N = fora normal atuante no pilar;

N_p = esforço normal gerado pela armadura de protensão;

ΔN_p = variação no esforço normal gerado pela armadura de protensão, provocado pelas perdas progressivas;

M = momento fletor atuante sobre o pilar;

M_p = momento fletor gerado pela armadura de protensão;

ΔM_p = variação no momento fletor gerado pela armadura de protensão, provocado pelas perdas progressivas;

L_{eng} = comprimento de engastamento necessário;

I_C = momento de inércia máximo da seção considerada;

e = excentricidade, positiva na direção de Y positivo;

e = excentricidade da armadura de protensão ao eixo geométrico da seção considerada;

I_X = momento de inércia em relação ao eixo X;

γ = coeficiente de segurança;

n = número;

η = coeficiente para o cálculo de aderência;

ρ_p = taxa geométrica da armadura de protensão;

μ_b = coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

K = coeficiente de perda por metro, provocada por curvaturas não intencionais do cabo (pode-se utilizar 0.01μ , na falta de dados experimentais adequados);

x = abscissa do ponto onde se calcula ΔP , mede-se a partir da ancoragem

X = distância da borda comprimida da seção da viga à linha neutra;

A = área da seção transversal de concreto;

A_{cc} = área de concreto comprimida;

A_p = área da armadura de protensão;

A_s = área da armadura passiva;

A_n = área do apoio de neoprene;

$A_{z,nec}$ = área de aço necessária para a armadura de protensão;

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	18
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	18
2.2.1 Objetivo principal	18
2.2.2 Objetivo secundário	18
2.3 PRESSUPOSTO	19
2.4 DELIMITAÇÃO	19
2.5 LIMITAÇÕES	19
2.6 DELINEAMENTO	20
3 PROTENSÃO	22
3.1 FORÇA DE PROTENSÃO	22
3.2 PERDAS DE PROTENSÃO	23
3.2.1 Perdas imediatas	23
3.2.1.1 Elementos pré-tracionados	23
3.2.1.2 Elementos pós-tracionados	24
3.2.1.2.1 <i>Encurtamentos imediato do concreto</i>	24
3.2.1.2.2 <i>Perdas por atrito</i>	25
3.2.1.2.3 <i>Perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação na ancoragem</i>	26
3.2.3 Perdas progressivas	26
3.2.2.1 Processo simplificado	26
3.2.3.2 Processo aproximado	28
3.2.3.3 Relaxação do aço	30
4 SUPERESTRUTURAS DE PONTES E PASSARELAS	31
4.1 CONSIDERAÇÕES DE CARGA SOBRE O TABULEIRO	31
4.2 SUPERESTRUTURA	32
4.2.1 Lajes de concreto protendidas pré-moldadas	33
4.2.2 Vigas T protendidas pré-moldadas	33
4.2.2.1 Definição da seção transversal de cálculo	34
4.2.2.2 Armadura de protensão de uma viga simples	35
4.2.3 Dentes de apoio em vigas	36
5 MESOESTRUTURA E INTRAESTRUTURA EM PONTES	38

5.1 MESOESTRUTURA	38
5.1.1 Carregamentos no pilares	39
5.1.2 Condições de apoios nos pilares	40
5.1.3 Dente de apoio em pilares	41
5.1.4 Aparelhos de neoprene	42
5.2 INFRAESTRUTURA	43
5.2.1 Dimensionamento de blocos de duas estacas pelo método de bielas e tirantes	44
5.2.2 Fundações profundas	45
6 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA	47
6.1 SOLUÇÃO ESTRUTURAL	47
6.1.1 Superestrutura	47
6.1.2 Mesoestrutura	48
6.1.3 Infraestrutura	48
6.2 MODELO ESTRUTURAL	48
6.2.1 Tabuleiro	49
6.2.2 Mesoestrutura	50
6.2.3 Esquema estrutural	51
7 CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	52
7.1 LAJES ALVEOLARES	52
7.2 VIGAS PROTENDIDAS	53
7.2.1 Carregamentos adotados	53
7.2.2 Calculo dos esforços	53
7.2.3 Viga V1A=V1B	55
7.2.3.1 Dimensionamento da armadura de protensão	56
7.2.3.2 Dimensionamento da armadura passiva de flexão	62
7.2.3.3 Dimensionamento da armadura resistente ao esforço cortante	64
7.2.4 Viga V2A=V2B	65
7.2.4.1 Dimensionamento da armadura de protensão	65
7.2.4.2 Dimensionamento da armadura passiva de flexão	68
7.2.4.3 Dimensionamento da armadura resistente ao esforço cortante	70
7.2.5 Viga V3A=V3B	70
7.2.5.1 Dimensionamento da armadura de protensão	70
7.2.5.2 Dimensionamento da armadura passiva de flexão	73
7.2.5.3 Dimensionamento da armadura resistente ao esforço cortante	74
7.2.6 Dentes de apoio	75

7.2.7 Dimensionamento dos aparelhos de neoprene	77
7.2.7.1 Aparelho de apoio 1	77
7.2.7.2 Aparelho de apoio 2	79
7.3 PÓRTICOS DE TRAVAMENTO HORIZONTAL	80
7.3.1 Carregamentos adotados	80
7.3.2 Cálculo das solicitações	80
7.3.3 Dimensionamento das vigas V1, V2 e V3	81
7.3.4 Dimensionamento dos pilares	83
7.3.5 Dimensionamento das traves 1,2 e 3	85
7.3.6 Dimensionamento de blocos e vigas de fundação	87
7.3.6.1 Blocos	87
7.3.6.1.1 <i>Definição da geometria</i>	87
7.3.6.1.2 <i>Armadura de tração</i>	88
7.3.6.2 Vigas de fundação	88
7.3.6.2.1 <i>Cálculo das solicitações</i>	89
7.3.6.2.2 <i>Armadura longitudinal</i>	89
7.3.6.2.3 <i>Armadura transversal</i>	89
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	91
REFERÊNCIAS	93
APÊNDICE A	94
APÊNDICE B	97
APÊNDICE C	100
APÊNDICE D	103
APÊNDICE E	107
APÊNDICE F	111
APÊNDICE G	114
APÊNDICE H	117
APÊNDICE I	120
APÊNDICE J	123
APÊNDICE K	126
APÊNDICE L	129
ANEXO A	140

1 INTRODUÇÃO

O conceito de concreto protendido não é recente dentro da Engenharia. Entretanto, a sua utilização no Brasil vem crescendo somente nos últimos anos. Alguns dos fatores que destacam essa solução estrutural de concreto é a sua agilidade de execução, a possibilidade de vencer vãos maiores sem aumento da seção resistente e uma maior durabilidade da estrutura devido a um melhor controle de fissuração do concreto.

Por outro lado, os projetos arquitetônicos vêm exigindo, cada vez mais, estruturas esbeltas capazes de vencer vãos relativamente grandes. Além disso, a agilidade dos processos construtivos também é, muitas vezes, um pré-requisito imposto pelo contratante. Nesse contexto, as estruturas em concreto protendido, dentre outras, vem atendendo de forma satisfatória as necessidades de projeto e execução.

Neste trabalho será realizada a solução de projeto de uma passarela de pedestres, na qual as vigas e lajes serão executadas em concreto protendido. Serão dimensionados também, as fundações e os pilares de sustentação do tabuleiro. A motivação para essa proposta de projeto vem, justamente, do interesse em adquirir maior conhecimento sobre o dimensionamento de estruturas protendidas e a concepção de um projeto estrutural como um todo. O objetivo do projeto será, como em qualquer outro projeto de estruturas, propor uma solução que atenda as condições dos Estados Limites de Serviço e dos Estados Limites Últimos.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes necessárias para o desenvolvimento da pesquisa estão dispostas a seguir.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: qual é um projeto estrutural para uma passarela protendida pré-moldada, adequado para transpor o vão em questão, e que atenda aos requisitos do cliente?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundários e são apresentados nos próximos itens.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é o projeto da estrutura mais adequada – levando em consideração a análise estrutural dos elementos que compõe o projeto – para uma passarela protendida, a qual atenda aos requisitos do cliente.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário deste trabalho é a apresentação de método para projetos de passarelas protendidas pré-moldadas, o qual seja o mais abrangente possível e útil para o desenvolvimento de projetos semelhantes.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que as normas NBR 6118/2003 (Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento), NBR 6123/1988 (Forças devidas ao Vento em Edificações), NBR 7187/2003 (Projeto de Estruturas de Concreto Armado e Concreto Protendido) e NBR 7188/1984 (Carga Móvel em Ponte Rodoviária e em Passarela de Pedestre) são válidas e foram utilizadas como referência para o dimensionamento do projeto estrutural.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a um projeto de uma passarela protendida adequado às condições de contorno específicas do seu local de construção e da sua utilização em serviço.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

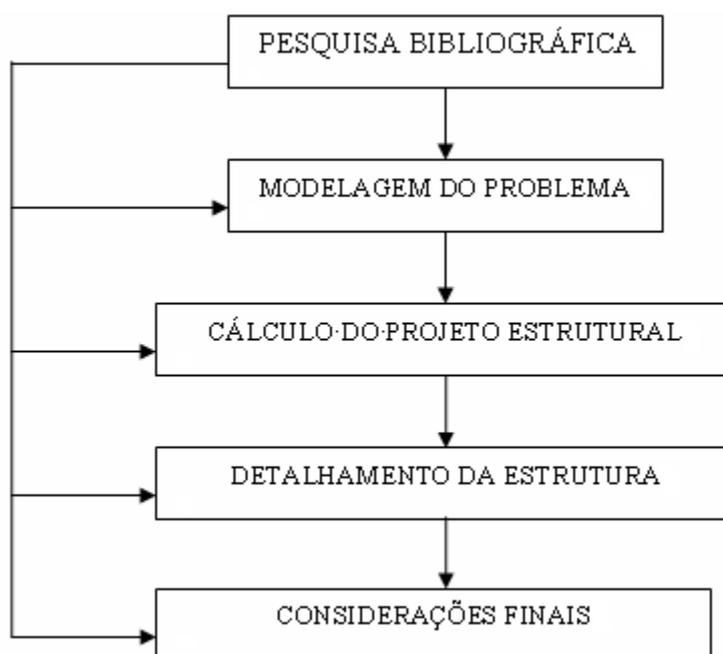
- a) a pesquisa restringe-se ao projeto de uma passarela com pré-tensão aderente pré-moldada, para o conjunto de vigas, e lajes alveolares pré-fabricadas protendidas (tanto a protensão da laje, quanto a protensão das vigas será executada com cabos retos);
- b) não foi verificado se a frequência de vibração natural da passarela poderá gerar oscilações ou vibrações devido ao seu tipo de utilização ou devido à ação do vento;
- c) não foi efetuado o dimensionamento e a verificação das lajes alveolares;
- d) a partir das cargas calculadas para as fundações, foi fornecida ao autor a solução para as estacas a serem utilizadas no projeto;
- e) o cálculo dos modelos estruturais propostos (vigas contínuas e pórticos) foi efetuado no programa Ftool 2.11 (2002);
- f) o dimensionamento das vigas protendidas foi efetuado em uma planilha Excel elaborada pelo autor;
- g) para o dimensionamento dos pilares e para o detalhamento dos demais elementos estruturais, foi utilizado o software CAD/TQS 11.7 (2004).

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir e descritas na figura 1:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) modelagem do problema;
- c) cálculo do projeto estrutural;
- d) detalhamento da estrutura;
- e) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

A etapa definida como **pesquisa bibliográfica** foi a etapa inicial, na qual foram reunidas informações teóricas de valia para a modelagem e para a definição da solução estrutural mais adequada para as condições de contorno do projeto a ser calculado. Essa etapa, além de dar início à pesquisa, coexistiu com as demais etapas, com a finalidade de auxiliar o desenvolvimento das mesmas.

Em seguida, apresenta-se a **modelagem do problema**, na qual foram definidos os modelos teóricos mais adequados para o dimensionamento da estrutura. Como se tratava de um projeto completo, foi definido para cada conjunto de elementos (vigas, lajes, pilares de sustentação e fundações) um modelo mais adequado.

Após a definição dos modelos de cálculos a serem utilizados, pode-se passar para o **cálculo do projeto estrutural**. Nessa etapa foram definidos os carregamentos na estrutura, os esforços ocasionados por esses carregamentos e o dimensionamento da estrutura para os Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço.

Com o término do cálculo do projeto de estruturas, passou-se para o **detalhamento da estrutura**. Nessa etapa, já com a geometria e com as armaduras (ativas e passivas) determinadas, foi feito o desenho da fôrma, o detalhamento das armaduras dos elementos estruturais da superestrutura (vigas e lajes), dos elementos da mesoestrutura (pilares) e dos elementos que compõem a fundação. Finalmente, para concluir a pesquisa foram estabelecidas as **considerações finais**.

3 PROTENSÃO

A respeito do conceito de protensão, Leonhardt (1983, p. 3) afirma que:

A deficiente resistência à tração do concreto fez com que, desde o início, se pensasse em colocar sob compressão as zonas tracionadas das estruturas de concreto, através de uma protensão, de tal modo que os esforços de tração tenham, em primeiro lugar, de anular estas tensões de compressão antes que surjam tensões de tração no concreto.

Nos próximos itens será abordada a forma para se determinar a força de protensão em um elemento estrutural imediatamente após o término da operação de protensão. Contudo, não é essa força que será utilizada para fins de projeto. Em consequência disso, serão identificados os tipos de perda de protensão a serem considerados, as quais devem ser subtraídas da força de protensão.

3.1 FORÇAS DE PROTENSÃO

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 43), a força de protensão média atuante sobre a armadura no eixo X para um determinado tempo t é dada pela seguinte fórmula:

$$P_t(X) = P_o(X) - \Delta P_t(X) = P_i - \Delta P_o(X) - \Delta P_t(X) \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$P_t(X)$ = força na armadura de protensão, no tempo t , na seção de abscissa X ;

$P_o(X)$ = força na armadura de protensão no tempo $t = 0$, na seção de abscissa X ;

P_i = força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;

$\Delta P_o(X)$ = perda imediata de protensão, medida a partir de P_i no tempo $t = 0$, na seção de abscissa X ;

$\Delta P_t(X)$ = perda de protensão na abscissa X , no tempo t , calculada após o tempo $t = 0$.

Dependendo do tipo de protensão utilizada (pré-tensão ou pós-tensão), devem ser respeitados alguns limites para P_i , definidos na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 43), os quais são:

a) armadura pré-tracionada,

- para aços da classe de relaxação normal: a tensão na armadura ativa σ_{pi} , após o término da operação de protensão (aplicação da força P_i), deve respeitar os limites **0,77 f_{ptk}** e **0,90 f_{pyk}** ;
- para aços da classe de relaxação baixa: a tensão na armadura ativa σ_{pi} , após o término da operação de protensão (aplicação da força P_i), deve respeitar os limites **0,77 f_{ptk}** e **0,85 f_{pyk}** ;

b) armadura pós-tracionada,

- para aços da classe de relaxação normal: a tensão na armadura ativa σ_{pi} , após o término da operação de protensão (aplicação da força P_i), deve respeitar os limites **0,74 f_{ptk}** e **0,87 f_{pyk}** ;
- para aços da classe de relaxação normal: a tensão na armadura ativa σ_{pi} , após o término da operação de protensão (aplicação da força P_i), deve respeitar os limites **0,74 f_{ptk}** e **0,82 f_{pyk}** .

3.2 PERDAS DE PROTENSÃO

Nos itens subsequentes serão identificados os tipos de perda na força de protensão, bem como os casos nos quais cada uma dessas perdas deve ser considerada. Além disso, os métodos de cálculo para a obtenção dessas perdas serão indicados.

3.2.1 Perdas imediatas

A consideração das perdas imediatas da força de protensão é efetuada de forma distinta dependendo do momento em que a aderência é dada entre a armadura ativa e o concreto. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 46-47) define a consideração dessas perdas por elementos pré-tracionados e pós-tracionados.

3.2.1.1 Elementos pré-tracionados

Em elementos estruturais, cuja protensão na armadura ativa é aplicada previamente à sua concretagem, a única perda imediata que ocorre é a devida ao encurtamento elástico do

concreto, sob a ação da protensão. A fórmula 2 do cálculo de tensões efetivas no aço de protensão, após esse tipo de perda, é (trabalho não publicado)¹:

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{p0}}{1 + \alpha_p \cdot A_p \cdot \left(\frac{1}{A_{CC}} + \frac{e_p^2}{I_C} \right)} \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

σ_p = tensão gerada pela protensão na seção analisada após as perdas imediatas (kN/cm²);

σ_{p0} = tensão inicial gerada pela protensão na seção analisada (kN/cm²);

α_p = razão entre o módulo de elasticidade do aço de protensão e do módulo de elasticidade do concreto;

A_p = área de aço da armadura de protensão (cm²);

A_{CC} = área de concreto da seção considerada (cm²);

e_p = excentricidade da armadura de protensão ao centro geométrico da seção considerada;

I_C = momento de inércia máximo da seção considerada.

3.2.1.2 Elementos pós-tracionados

Nos elementos estruturais, cuja protensão na armadura ativa é aplicada posteriormente à sua concretagem, os efeitos da perda de força de protensão imediata são avaliados (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

- a) pelo encurtamento imediato do concreto;
- b) pelas perdas por atrito;
- c) perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação na ancoragem.

3.2.1.2.1 Encurtamento imediato do concreto

Quando se utiliza protensão sucessiva em n cabos, o encurtamento imediato do concreto, devido à protensão individual de cada um dos cabos, provoca uma deformação no concreto, originando o afrouxamento dos cabos anteriormente tracionados. Esse fenômeno é estimado mediante o uso da fórmula 3:

¹ O material citado foi adquirido no curso de Concreto Protendido da UFRGS.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p \sigma_{cp} + \sigma_{cg} (k-1)}{2n} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

$\Delta\sigma_p$ = perda média de protensão por cabo devido ao encurtamento imediato do concreto;

σ_{cp} = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão instantânea de n cabos;

σ_{cg} = tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão;

α_p = relação entre E_p e E_{ci28} ;

n = número de cabos protendidos.

3.2.1.2.2 Perdas por atrito

A perda por atrito em elementos estruturais pós-tracionados é mensurada mediante a fórmula 4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

$$\Delta P(x) = P_i \cdot \left[1 - e^{-\mu_b \sum \alpha + k \cdot x} \right] \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

$\Delta P(x)$ = perda de protensão por atrito;

P_i = protensão inicial;

μ_b = coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

$\sum \alpha$ = somatório dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa X (radianos);

x = abscissa do ponto onde se calcula ΔP , mede-se a partir da ancoragem (metros);

K = coeficiente de perda por metro, provocada por curvaturas não intencionais do cabo (pode-se utilizar 0.01μ , na falta de dados experimentais adequados).

3.2.2.2.3 Perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação na ancoragem

Para a determinação desse tipo de perdas, deve-se consultar informações do fabricante do dispositivo de ancoragem ou deve-se verificar através de experimentos.

3.2.2 Perdas progressivas

As perdas de protensão devidas à fluência e à retração do concreto e, também, à relaxação do aço da armadura protendida geram o que se chama de perdas progressivas na força de protensão. A interação entre esses fenômenos deve ser considerada para o cálculo dessas perdas conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 47-49) segundo os seguintes processos:

- a) simplificado;
- b) aproximado;
- c) relaxação do aço.

3.2.2.1 Processo simplificado

Para que esse método possa ser utilizado, algumas condições devem ser verificadas quanto às características do elemento, no qual será aplicada a protensão. Essas condições são as seguintes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

- a) a concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão das armaduras ativas são executadas em um período de tempo próximo, assim, pode-se desprezar os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;
- b) considera-se a hipótese dos “cabos equivalentes”, a qual admite que a distância entre os cabos de protensão é ínfima, em relação à altura do elemento estrutural de forma que os seus efeitos possam ser considerados equivalentes. A área da seção do “cabo equivalente” corresponde à área de todos cabos e a sua posição é definida pela resultante dos esforços de tração na seção.

Dessa forma, as fórmulas 5 a 7 são relativas ao cálculo das perdas progressivas. As perdas progressivas calculadas no instante t para cargas permanentes de protensão aplicadas no instante t_0 :

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \psi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p} \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = retração no instante t, descontada a retração no instante t_0 ;

E_p = módulo de elasticidade da armadura ativa;

α_p = relação entre E_p e E_{ci28} ;

$\sigma_{c,p0g}$ = tensões no concreto devidas à protensão e à cargas permanentes, positiva para compressão;

$\psi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

σ_{p0} = tensões na armadura ativa devida a P_0 , positivas para tração;

$\chi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência do aço;

χ_p = coeficiente de fluência da armadura ativa;

χ_c = coeficiente de fluência do concreto;

η = coeficiente para o cálculo de aderência;

ρ_p = taxa geométrica da armadura de protensão.

A variação da deformação específica no concreto devido à tração:

$$\Delta\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{ci28}} \cdot \psi(t, t_0) + \frac{\Delta\sigma_c(t, t_0)}{E_{ci28}} \cdot \chi_c + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$\sigma_{c,p0g}$ = tensões no concreto devidas à protensão e à cargas permanentes, positiva para compressão;

E_{ci28} = módulo de elasticidade do concreto com idade de 28 dias;

$\psi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_c(t_0)$ = variação na tensão do concreto no instante t para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

χ_c = coeficiente de fluência no concreto;

$\varepsilon_{cs}(t_0)$ = retração no instante t, descontada a retração ocorrida até o instante t_0 .

A variação na deformação específica das barras protendidas devido à tração:

$$\Delta\varepsilon_{pt} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} \cdot \chi_c(t_0) + \frac{\Delta\sigma_p(t_0)}{E_p} \cdot \chi_p \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

σ_{p0} = tensão inicial na armadura de protensão;

$\Delta\sigma_p(t_0)$ = variação da tensão na armadura de protensão no instante t para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 ;

χ_p = coeficiente de fluência na armadura de protensão.

3.2.2.2 Processo aproximado

As condições para uso do processo aproximado no cálculo das perdas progressivas são os mesmos citados anteriormente para o processo simplificado, desde que a retração não difira mais de 25% do valor $8 \cdot 10^{-5} \cdot \varphi(t_0)$. As fórmulas são divididas de acordo com o tipo de relaxação do aço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

Para aços de relaxação normal (RN) deve ser usada a fórmula 8 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

$$\frac{\Delta\sigma_p(t_0)}{\sigma_{p0}} = 18,1 + \frac{\alpha_p}{47} \cdot \left[\varphi(t_0) \right]^{0,7} + \sigma_{c,p0g} \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

$\Delta\sigma_p(\infty, t_0)$ = variação da tensão na armadura de protensão no instante t_∞ para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 ;

σ_{p0} = tensão inicial na armadura de protensão;

α_p = relação entre E_p e E_{ci28} ;

$\psi(\infty, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t_∞ para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

$\sigma_{c,p0g}$ = tensões no concreto devidas à protensão e à cargas permanentes, positiva para compressão.

Para aços de relaxação baixa (RB) deve ser usada a fórmula 9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

$$\frac{\Delta\sigma_p(\infty, t_0)}{\sigma_{p0}} = 7,4 + \frac{\alpha_p}{18,7} \cdot [\psi(\infty, t_0)]^{1,07} + \sigma_{c,p0g} \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

$\Delta\sigma_p(\infty, t_0)$ = variação da tensão na armadura de protensão no instante t_∞ para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 ;

σ_{p0} = tensão inicial na armadura de protensão;

α_p = relação entre E_p e E_{ci28} ;

$\psi(\infty, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t_∞ para cargas permanentes e de protensão aplicadas no instante t_0 ;

$\sigma_{c,p0g}$ = tensões no concreto devidas à protensão e à cargas permanentes, positiva para compressão.

3.2.3.3 Relaxação do aço

A partir da fórmula 10, calcula-se a intensidade de relaxação do aço, a qual é necessária para o cálculo das perdas progressivas na armadura de protensão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}} \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

$\psi(t, t_0)$ = intensidade de relaxação do aço de protensão no instante t para cargas permanentes e de protensão no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ = perda de tensão por relaxação puta desde o instante inicial t_0 até o instante t considerado;

σ_{pi} = tensão inicial na armadura de protensão.

4 SUPERESTRUTURA DE PONTES E PASSARELAS

As pontes, de maneira geral, são estruturas construídas com a finalidade de transpor obstáculos. Uma das formas de classificação dessas estruturas está ligada, justamente, ao tipo de barreira a ser transposta. De maneira geral, as pontes podem ser classificadas como rodoviárias, ferroviárias, para pedestres (passarelas), ou ainda, destinar-se ao suporte de tubulações para água, gás, óleo, pistas de aeroportos e até vias navegáveis (PFEIL, 1979, p. 5). De acordo com a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 1), estruturas, as quais têm como finalidade a transposição por pedestres de obstáculos quaisquer – sejam eles naturais ou artificiais – são denominados passarelas de pedestres.

Para o correto dimensionamento da superestrutura de pontes e passarelas, assim como de qualquer estrutura, deve-se, a partir do seu tipo de utilização, mensurar os carregamentos atuantes. No caso de pontes, na grande maioria dos casos, a ação dinâmica das cargas tem grande relevância. Em seguida, passa-se para o dimensionamento dos elementos estruturais constituintes do tabuleiro, os quais são as lajes e as vigas, levando em consideração o método construtivo ou a solução estrutural já definidos.

4.1 CONSIDERAÇÕES DE CARGAS SOBRE O TABULEIRO

Os carregamentos especificados para o cálculo e o dimensionamento de pontes em concreto armado e concreto protendido estão especificado na NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 4) e são os seguintes:

- a) cargas que provêm do peso próprio dos elementos estruturais;
- b) cargas que provêm do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e dos dispositivos de sinalização ,ou seja, elementos característicos do tipo de ponte que será construída;
- c) empuxos, sejam eles providos pela terra ou pela água;
- d) deformações impostas, ou seja, deformações devidas à fluência e retração do concreto, à deslocamentos excessivos nos apoios, e à variações cíclicas de temperatura.

Em estruturas específicas, como pontes e passarelas de pedestres, deve-se considerar, conforme a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 2) a ocorrência de cargas móveis, cujo significado é “Sistema de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego a que a estrutura estará sujeita em serviço.”. No caso particular das passarelas de pedestres, a qual é uma classe única, considera-se para a carga móvel uma intensidade $p=5 \text{ kN/m}^2$ (500 kgf/m^2) de carga uniformemente distribuída sobre todo o tabuleiro.

4.2 SUPERESTRUTURA

De modo geral, as pontes podem ser divididas, quanto à funcionalidade da sua estrutura em três partes principais (PFEIL, 1979, p. 1):

- a) superestrutura;
- b) mesoestrutura;
- c) infraestrutura.

Dentro do projeto de uma ponte para pedestres, assim como para qualquer outro tipo de ponte, a escolha da seção transversal do tabuleiro, a qual compõe a superestrutura, é dependente de inúmeros fatores, os quais serão citados a seguir conforme Leonhardt (1979, p. 53):

- a) tamanho do vão referido ao sistema estrutural adotado;
- b) altura estrutural disponível ou esbeltez desejada, expressa por $l:h$ ou por $l_i:h$, no caso de continuidade, sendo l_i =distância aproximada entre os pontos de momento nulo (M_g);
- c) processo de construção: meios disponíveis, equipamentos etc;
- d) economia do processo construtivo escolhido. Estruturas esbeltas exigem um consumo maior de aço do que as menos esbeltas; por outro lado, deve se levar em consideração as consequências sobre as rampas de acesso;
- e) relação $q:g$ =carga móvel : próprio: valores grandes de $q:g$ implicam, no caso de vigas de concreto protendido, em quantidades adicionais de concreto no banzo tracionado como, por exemplo, na adoção de seções em duplo T ou em caixão.

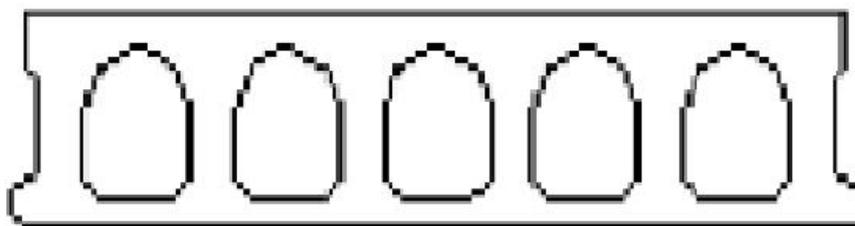
Ao avaliar os fatores relacionados acima para as condições de contorno do local aonde será executada a estrutura será definido o tabuleiro, o qual é composto, usualmente, por lajes e vigas.

4.2.1 Lajes de concreto protendidas pré-moldadas

As lajes pré-moldadas constituem-se de elementos pré-fabricados estreitos protendidos transversalmente, os quais são dispostos lado a lado, com a previsão de juntas entre os elementos, as quais, posteriormente, devem ser preenchidas com argamassa, a fim de tornar a estrutura rija (LEONHARTD, 1979, p. 55).

Uma solução semelhante são as lajes alveolares, a qual está prevista na NBR 14861 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2002, p. 1) e está definida como “Conjunto formado por painéis alveolares protendidos pré-fabricados, montados por justaposição lateral, eventualmente capa de concreto estrutural e material de rejuntamento.”. A figura 2 ilustra um painel alveolar de concreto protendido.

Figura 2 – Painel alveolar protendido pré-moldado



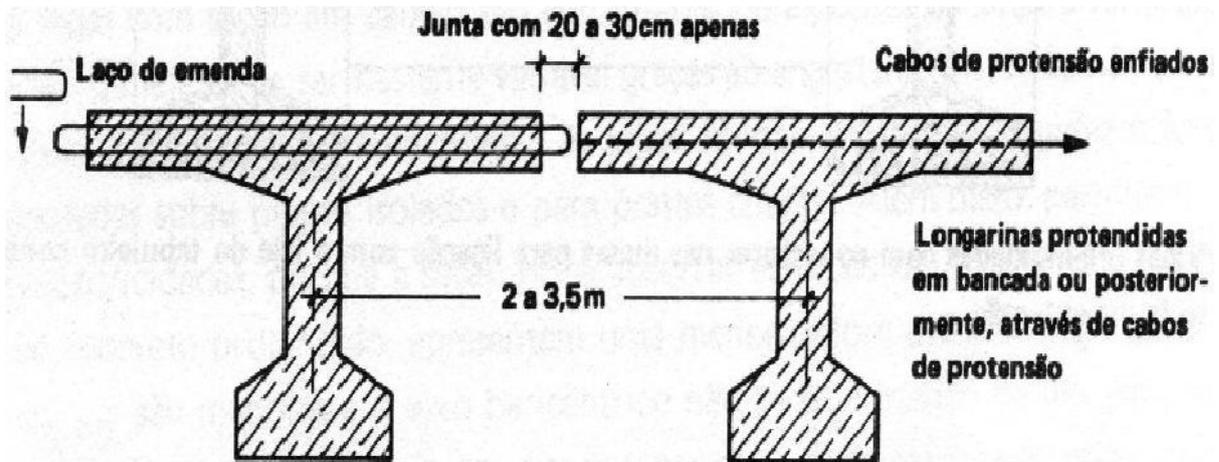
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2002, p. 1)

Atualmente, os fabricantes e os fornecedores de painéis alveolares protendidos pré-moldados padronizaram as dimensões desses elementos de acordo com o vão a ser vencido e a sobrecarga no elemento.

4.2.2 Vigas T protendidas pré-moldadas

Leonhardt (1979, p. 61) sugere, para seção transversal de vigas protendidas pré-moldadas, com mesas superiores largas – com dimensão limitada de 3 a 4m, em função do transporte – e juntas estreitas de concretagem, a armadura transversal é apenas constituída por laços e emendas. A figura 3 ilustra a seção transversal do tabuleiro de vigas T (protendidas pré-moldadas).

Figura 3 – Corte transversal de solução para longarinas em vigas T pré-moldadas



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 61)

Para a correta aplicação de protensão em seções transversais, como a exemplificada acima, devem ser feitas algumas ressalvas. Leonhardt (1979, p. 62) afirma que:

[...] deve-se chamar a atenção, antes de mais nada, para o fato de que as tensões no banzo tracionado, previamente comprimido, não sejam demasiado elevadas para o caso de carregamento $g+p$ (peso próprio+protensão) porque, caso contrário, a viga se abaíla, curvando-se para cima por efeito da deformação lenta. No caso de pontes sobre vários vãos, isto provoca um “ondulado” no tabuleiro que na maioria dos casos deve ser corrigido. Por isso, o melhor é adotar uma protensão parcial.

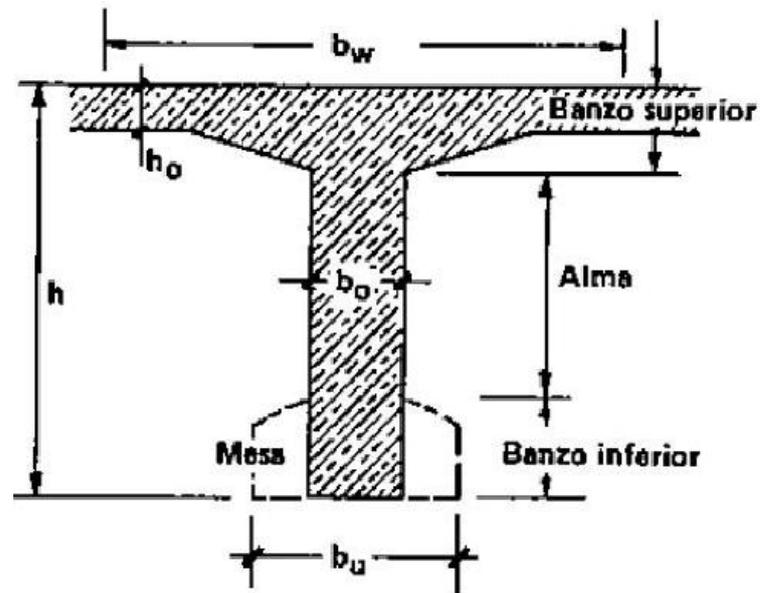
4.2.2.1 Definição da seção transversal de cálculo

A seção transversal de uma viga T na direção principal de uma ponte tem como configuração típica, de acordo com Leonhardt (1979, p. 152), os seguintes segmentos:

- a) a largura b_w , ou laje do banzo superior, é função da intensidade das cargas concentradas de maior intensidade, da distância entre as vigas principais e também do vão a ser vencido;
- b) b_o , correspondente à espessura da alma da viga, a qual pode ser constante ou variável;
- c) a parte inferior da viga, que resiste aos esforços de tração normalmente, com uma altura de $0,2h$, aproximadamente, pode ser alargada em um ou em ambos os lados.

A figura 4 apresenta uma configuração genérica de uma viga com seção T.

Figura 4 – seção de viga T



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 152)

4.2.2.2 Armadura de protensão de uma viga simples

De acordo com Leonhardt (1983, p. 205), a tensão na armadura de protensão é obtida com a utilização da fórmula 11:

$$\sigma_p + \sigma_{p,g+p} \leq \sigma_{p,adm} \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

σ_p = tensão inicial na armadura de protensão;

$\sigma_{p,g+p}$ = tensão na armadura de protensão devido às cargas de utilização;

$\sigma_{p,adm}$ = tensão admissível na armadura de protensão.

A área de aço necessária para a armadura de protensão é calculada com a fórmula 12 (LEONHARDT, 1983):

$$A_{z,nec} \geq \frac{|P_i|}{\sigma_{p,adm} - \sigma_{p,g+p}} \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

$A_{z,nec}$ = área de aço necessária para a armadura de protensão;

P_i = protensão inicial;

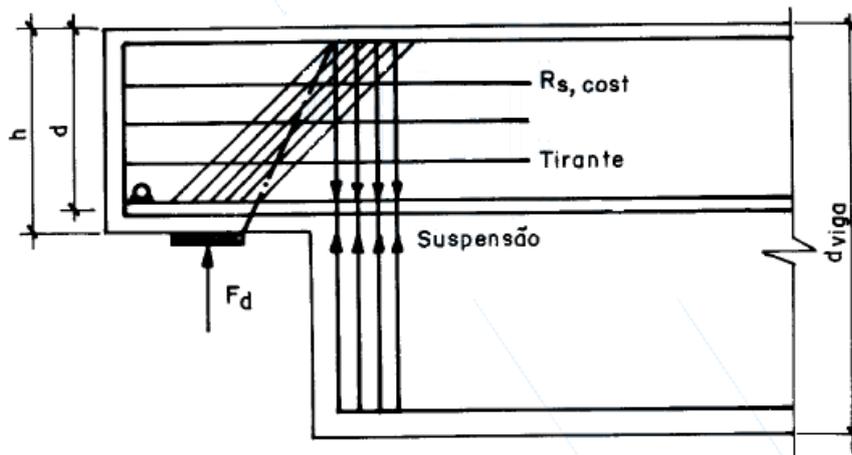
$\sigma_{p,adm}$ = tensão admissível na armadura de protensão;

$\sigma_{p,g+p}$ = tensão na armadura de protensão devido às cargas de utilização.

4.2.3 Dentes de apoio em vigas

Para dentes de apoio em vigas a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 26), sugere a posição da formação da biela comprimida no concreto, bem como a posição das armaduras de tração necessárias e as dimensões de cálculo para cargas diretas sobre o aparelho de apoio, conforme a figura 5.

Figura 5 – Dimensões do dente de apoio e esforços resistentes



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 26)

A consideração do modelo de cálculo para consolos muito curtos em dentes de apoio em vigas é satisfeita para a relação $a/d \leq 0,5$, onde a é a distância horizontal do ponto de aplicação da

carga até o centro geométrico da armadura de suspensão (trabalho não publicado)². A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 23) indica, para esse tipo de consolo, que se deve ter tensões de compressão na diagonal comprimida do concreto (τ_{wd}) menores do que $\tau_{wd} \leq 0,3f_{cd}$ ou $\tau_{wd} \leq 6\text{MPa}$.

² Informação obtida no curso de Estruturas de Concreto Protendido da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

5 MESOESTRUTURA E INFRAESTRUTURA EM PONTES

Mason (1977, p. 146) indica que “A mesoestrutura e a infraestrutura das pontes compreendem pilares, encontros, blocos de fundação, aparelhos de apoio e demais elementos destinados a transmitir as cargas às fundações.” Pfeil (1979, p. 1) define mesoestrutura e infraestrutura da seguinte forma:

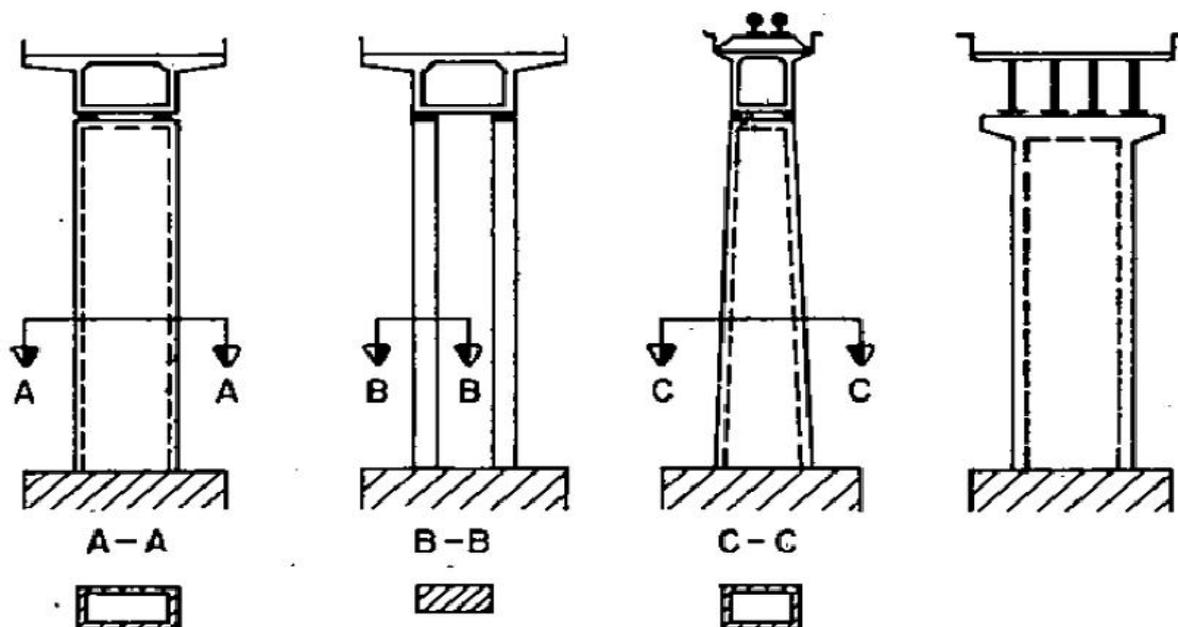
- a) mesoestrutura: os elementos estruturais que constituem essa parte da estrutura são os pilares, os quais são os elementos de sustentação da superestrutura, e tem a função de distribuir os esforços do tabuleiro para a infraestrutura;
- b) infraestrutura: parte da estrutura composta pelos elementos de fundação, os quais têm a função de receber e transmitir os esforços recebidos da mesoestrutura para o solo. Constituem a infraestrutura os blocos, as sapatas as estacas, os tubulões etc.

Nos próximos itens serão apresentadas soluções de projeto para mesoestrutura e infraestrutura de pontes. Na mesoestrutura, pilares que ligam o tabuleiro e os elementos de fundação, serão propostos formatos típicos, condições de apoio e a influência dos aparelhos de apoio de borracha fretada no modelo de cálculo da estrutura. Em seguida, na infraestrutura, composta pelos elementos de fundações, definiu-se os métodos de cálculo para fundações superficiais e seções típicas de aço e de concreto para fundações profundas.

5.1 MESOESTRUTURA

Os pilares, elementos constituintes da mesoestrutura de pontes, podem ter soluções pelo uso de pilar único ou pilares independentes, dependendo do tipo de superestrutura e da altura dos pilares (MASON, 1977, p. 146). A figura 6 ilustra algumas possibilidades de solução.

Figura 6 – Soluções usuais para pilares



(fonte: MASON, 1977, p. 146)

A definição da seção dos pilares de sustentação está intrinsecamente ligada às dimensões relevantes a esse elemento estrutural – especificamente a altura – e, além disso, ao aspecto arquitetônico desejado para a ponte ou passarela.

5.1.1 Carregamentos nos pilares

Os esforços para os quais os pilares devem ser dimensionados são horizontais e verticais, e são definidos da seguinte maneira por Pfeil (1979, p. 207-208):

- a) carregamentos horizontais,
 - reação de carga permanente;
 - reação da carga móvel;
 - reações horizontais devidas à ação do vento, provocando o efeito de tombamento na superestrutura;
 - peso próprio do pilar e transversinas;
- b) carregamentos verticais,
 - esforços longitudinais atuantes no estrado como o empuxo de terra, a componente longitudinal do vento e a frenação (ou aceleração);
 - esforços transversais que atuam no estrado, os quais atuam sob a forma do vento, força centrífuga (em curvas horizontais), impacto lateral (no caso de

- pontes ferroviárias) e a componente transversal de empuxo nas cortinas (para o caso de pontes esconsas);
- esforços parasitários que provém do efeito da variação da temperatura e retração do concreto, ambos no vigamento principal;
 - esforços atuantes diretamente sobre as mesoestrutura, os quais podem ser originários de empuxo de terra, da pressão da água ou do vento.

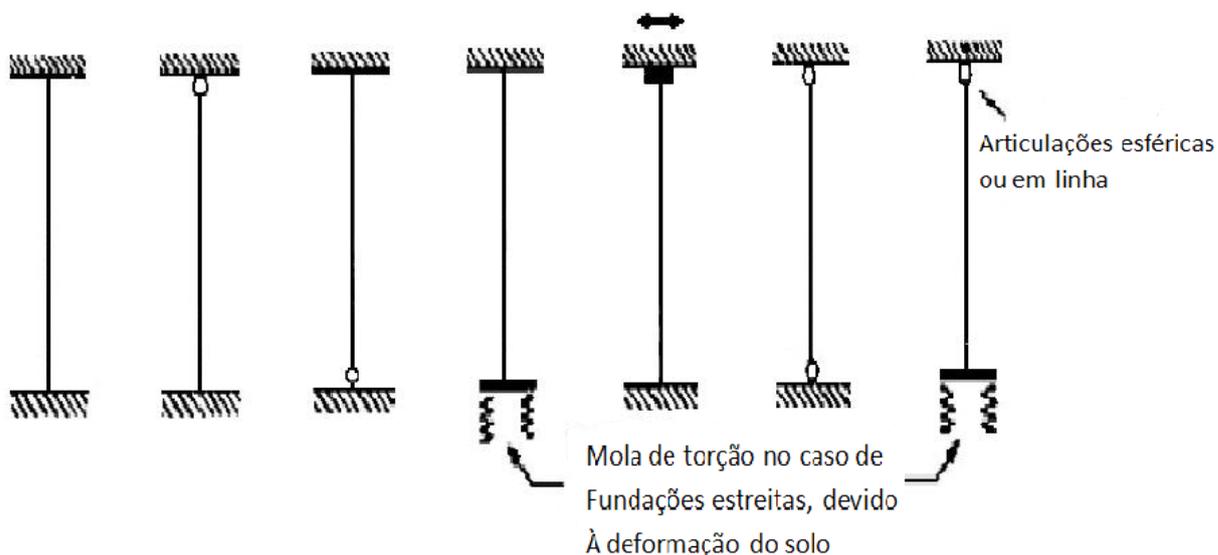
5.1.2 Condições de apoios de pilares

Leonhardt (1979, p. 91) afirma que:

Existem numerosas possibilidades quanto às condições de apoio [...] Os pilares podem ser engastados em cima e embaixo, podem absorver as cargas na parte de cima por meio de articulações esféricas ou em linha ou por meio de apoio deslizantes ou, ainda, serem engastados em cima e articulados embaixo [...] pode-se também adotar pilares tipo pêndulo, com articulações esféricas ou em linha, sendo que neste último caso pode-se aproveitar também a deformação do solo como uma articulação elástica. A escolha depende da mobilidade da superestrutura.

A figura 7 ilustra os tipos de relação de apoios nos pilares.

Figura 7 – Tipos de ligação entre pilares e os elementos do tabuleiro e das fundações



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 91)

As proposições das ligações entre os pilares e o restante da estrutura variam de acordo com as condições de contorno impostas ou pelo local de construção da estrutura – em alguns casos o solo da região – ou pelos aparelhos de apoio definidos em projeto.

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 8), indica as fórmulas 13 e 14 para o comprimento necessário de engastamento para pilares nas fundações, considerando superfícies de contato lisas (pode-se interpolar os valores que se encontrarem entre os limites):

$$L_{eng} \geq 1,5 \cdot h, \quad \text{para} \quad \frac{M}{N \cdot h} \leq 0,15 \quad (\text{fórmula 13})$$

$$L_{eng} \geq 2 \cdot h, \quad \text{para} \quad \frac{M}{N \cdot h} \geq 2 \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

L_{eng} = comprimento de engastamento necessário (cm);

h = dimensão paralela do pilar ao plano de ação do momento M (cm);

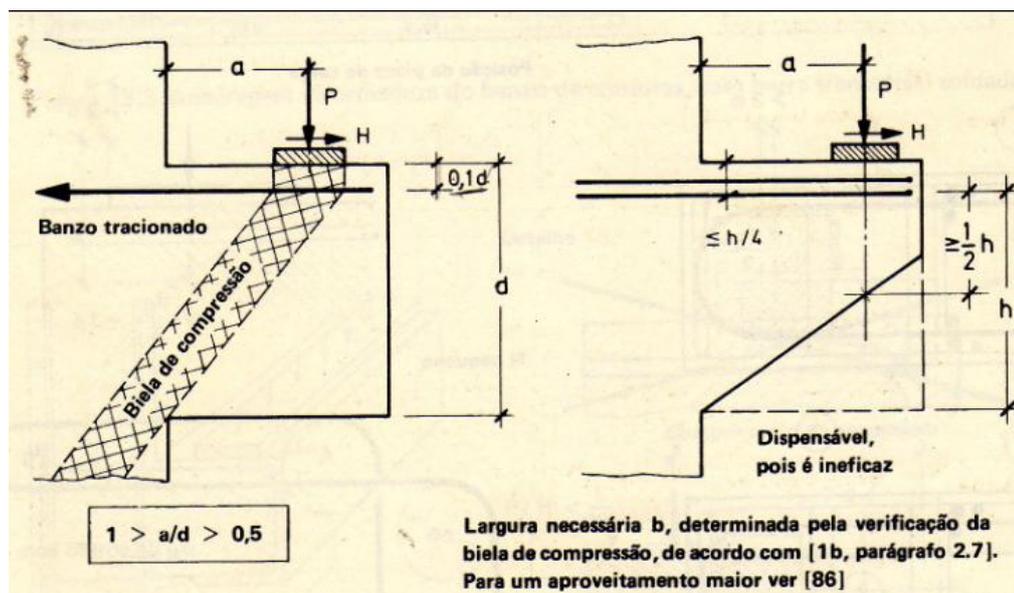
N = força normal atuante no pilar (kN);

M = momento fletor atuante sobre o pilar (kN.cm).

5.1.3 Dentes de apoio em pilares

Segundo Leonhardt (1978, p. 209), consolos carregados diretamente transmitem cargas horizontais e verticais através de uma biela de compressão e de um banzo tracionado situado em cima, considerando dimensões dentro dos limites apresentados na figura 8.

Figura 8 – Dimensões para consideração de consolos



(fonte: LEONHARDT, 1978, p. 209)

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 23), considera como consolos curtos peças com a mesma relação de geometria apresentadas acima, e sugere limites de tensão na biela de compressão para cargas diretas, menor do que f_{cd} , e para cargas indiretas, menor do que $0,85f_{cd}$.

5.1.4 Aparelhos de neoprene

A ligação entre a superestrutura e a mesoestrutura é definida da seguinte forma por Mason (1977, p. 169):

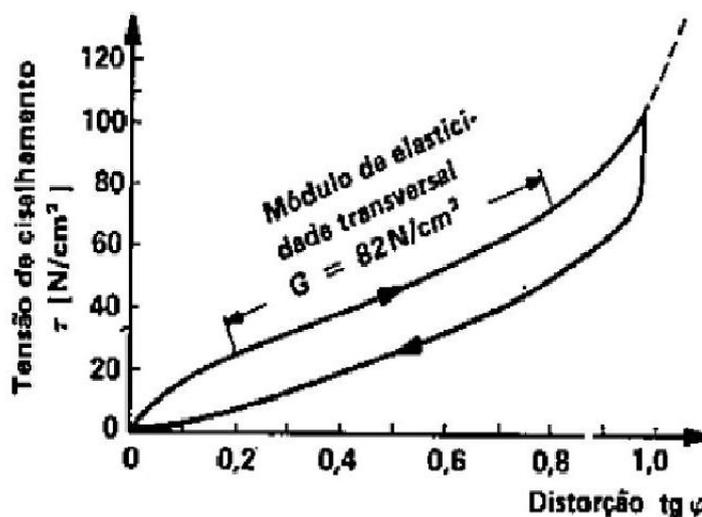
A transmissão de cargas da superestrutura aos pilares ou encontros ocorre, na maioria das pontes, através de elementos de transição denominados aparelhos de apoio.

Os aparelhos de apoio podem permitir alguns movimentos e impedir outros, de acordo com a natureza da obra ou do projeto. A disposição dos aparelhos de apoio deverá ser tal que garanta a fixação da superestrutura, considerada como um corpo rígido.

Os aparelhos de neoprene estão dentro da classe de apoios de elastômeros, cuja base é a borracha. A vantagem desse tipo de material é que o seu módulo de elasticidade transversal G é pequeno para o início da deformação por cisalhamento, entretanto, para deformações altas

por cisalhamento esse valor cresce abruptamente (LEONHARDT, 1979, p. 213). A figura 9 ilustra esse fenômeno.

Figura 9 – Tensão de cisalhamento x distorção



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 214)

Os aparelhos de neoprene são compostos, via de regra, por camadas sucessivas de borracha fretada (neoprene) intercaladas com chapas de aço. A figura 10 ilustra uma seção transversal de um aparelho de apoio de neoprene fretado.

Figura 10 – Aparelho de neoprene



(fonte: MASON, 1977, p. 171)

De forma geral, as considerações de projeto para aparelhos de neoprene são:

- definição das dimensões em planta, tendo como base a tensão média admissível;
- verificação do efeito de rotação;

- c) verificação do deslizamento;
- d) verificação das tensões nas chapas de aço e nos planos de colagem;
- e) observação da altura do aparelho.

5.2 INFRAESTRUTURA

As fundações, que compõe a infraestrutura da construção, são os elementos responsáveis por transferir para o solo as solicitações atuantes na estrutura (PFEIL, 1979, p. 286). Araújo (2010, p. 241) define os seguintes critérios que uma fundação deve satisfazer para ser considerada eficiente:

- a) com o objetivo de evitar danos à estrutura, por ventura de futuras escavações ou construções na vizinhança, é fundamental que a fundação esteja na profundidade adequada;
- b) deve ser dimensionada de tal forma que seja segura contra a ruptura do solo;
- c) os recalques nas fundações não devem ser excessivos, ou seja, devem ser adequados ao tipo de estrutura, de forma a não ocasionarem manifestações patológicas, principalmente, tratando-se de recalques diferenciais.

Nos itens conseguintes se contemplará o modelo de cálculo de bielas e tirantes para blocos de fundação, o qual será utilizado para o dimensionamento, e se exemplificará alguns tipos de fundações profundas, não entrando em detalhes quando à teorias de cálculo (pois, o projeto de fundações não será contemplado no projeto).

5.2.1 Dimensionamento de blocos de duas estacas pelo método de bielas e tirantes

Leonhardt (1978, p. 260) faz as seguintes considerações para o dimensionamento de blocos sob duas estacas pelo método de bielas e tirantes:

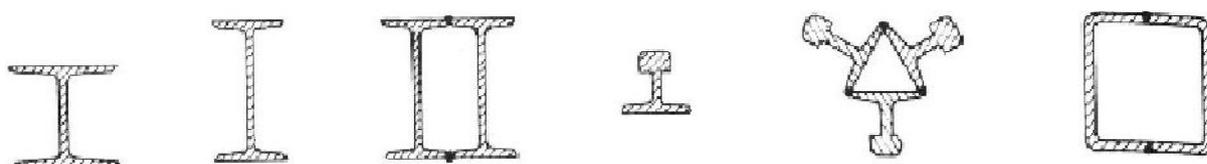
Os blocos de coroamento de estacas (pile caps), em geral, têm uma altura adotada em função da distância entre eixos de estaca, de tal modo que se formem bielas de compressão íngremes **D** entre a peça que transmite a carga (pilares) e as estacas; as componentes horizontais **Z** dessas bielas devem ser absorvidas por tirantes armados com barras ou com cabos de protensão [...] Em geral, a armadura que constitui esses tirantes é suficiente, pois, em “vigas curtas” ou em vigas escoradas como essas, além dos esforços de tração no banzo, não surgem “esforços de tração oriundos do cisalhamento” apreciáveis.

Para que possa se considerar o método de bielas para o dimensionamento, deve ser respeitada a relação $d \geq e/2$, sendo e a distância entre eixos de estacas e d a altura útil do bloco de fundação (ALONSO, 1983, p. 186). Pfeil (1979, p. 320-321)³ recomenda que, pode-se utilizar 0,2% da seção horizontal do bloco de duas estacas para a área da armadura dos estribos verticais de montagem, e para a armadura de construção, prevista para a parte superior, pode-se utilizar 10% da armadura principal de tração. Para Alonso (1983, p. 187)³, a armadura de pele posicionada em cada face do bloco, com a o objetivo de reduzir fissurações, pode ser estimada como 1/8 vezes a seção da armadura principal de tração.

5.2.2 Fundações profundas

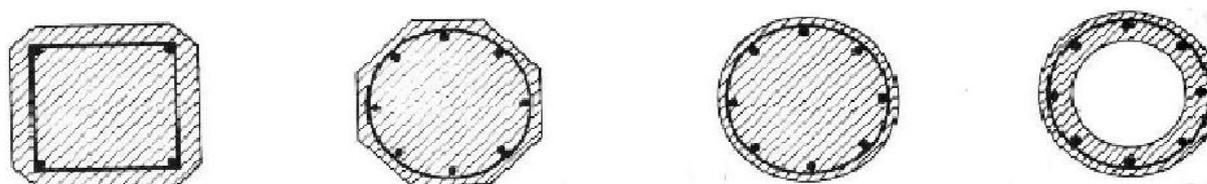
Mason (1977, p. 196) afirma que “Nas fundações profundas de pontes e viadutos, são empregadas estacas ou tubulões.”. De acordo com Araújo (2010, p. 242), quando o solo apresenta pouca resistência até uma grande profundidade, e também, quando tiverem de resistir a esforços horizontais devem ser utilizadas estacas. Segundo Pfeil (1983, p. 331), os materiais utilizados para as estacas podem ser a madeira, o aço ou o concreto (PFEIL, 1983, p. 331). A figura 11 ilustra alguns tipos de seção de estacas em perfis metálicos e a figura 12 ilustra alguns tipos de seção de estacas em concreto.

Figura 11: perfis metálicos



(fonte: PFEIL, 1983, p. 332)

Figura 12: configurações típicas de estacas em concreto



³ As recomendações referentes a essa citação não pertencem ao modelo de cálculo de Bielas e Tirantes.

Os problemas de cálculo para o projeto de fundações profundas, sejam em estacas ou em tubulões, (MASON, 1977, p. 197-198), indicam a necessidade de:

- a) determinação das cargas nos elementos de fundação;
- b) determinação, mediante o tipo de terreno, da capacidade de carga dos elementos de fundação;
- c) dimensionamento, de acordo com o modelo estrutural apropriado, dos elementos de fundação.

6 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

As características da estrutura descrita nesse capítulo se baseiam em um projeto original⁴ já concluído, no qual, definiu-se modificações pontuais nas soluções estruturais originalmente adotadas. Alterou-se, a mesoestrutura – a qual era composta, basicamente, por três pilares de sustentação e de travamento horizontal – os vãos entre pilares, as traves de cada pilar e foi efetuada uma nova análise para a definição dos vãos das vigas. Conseqüentemente, modificou-se também os blocos de fundação.

Neste capítulo, será apresentada a solução e o modelo estrutural adotado para a estrutura que compõe o projeto.

6.1 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A apresentação da solução está dividida em superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, conforme sugere Pfeil (1979, p. 1).

6.1.1 Superestrutura

A composição da superestrutura é dada por um conjunto de lajes e vigas.

As lajes são painéis alveolares pré-fabricados protendidos, com vão de 2,55 m apoiadas em vigas, com a previsão de uma capa de concreto, a qual varia de 5,5 cm, na seção média da ponte, a 4 cm, nas extremidades da ponte.

As vigas são pré-fabricadas em concreto protendido com seção I, dispostas em dois conjuntos paralelos. Cada um desses conjuntos é composto por três vigas – devido a uma limitação de comprimento máximo para esses elementos estruturais, que inviabilizaria o transporte da fábrica para o local de montagem da estrutura– das quais, duas são de extremidade

⁴ Projeto elaborado por uma empresa de cálculo de estruturas da cidade de Porto Alegre, RS

(comprimento de 30 e 23 m) e uma é interna (comprimento de 14 m, com 5 e 6 m em balanço).

6.1.2 Mesoestrutura

A composição da mesoestrutura é dada por três pórticos planos, cada um constituído por um par de pilares e uma viga.

Cada uma das três vigas é constituída de concreto armado (moldado no local), com 2,3 m de comprimento e seção retangular cheia.

Os três pares de pilares são pré-fabricados em concreto armado, com 810, 800 e 625 cm de comprimento e seção retangular cheia. A disposição dos pilares gera dois vãos com 36,5 e 30,5 m de comprimento.

6.1.3 Infraestrutura

A infraestrutura do projeto é composta por três pares de blocos de fundação responsáveis por transferir as cargas provenientes dos pilares para três conjuntos de quatro estacas do tipo Hélice Contínua, cada uma com 50 cm de diâmetro. Cada par de blocos será unido por uma viga, a qual deverá garantir a uniformidade de deformações entre os blocos.

Cada bloco de fundação possui 2,3 m de comprimento (dimensão na direção do eixo de maior inércia do pilar), 1m de largura e 2 m de altura, sendo moldados no local. A viga que une esses elementos estruturais tem 1,8m de comprimento, 70 cm de altura e 40 cm de largura – para os pilares centrais – e 60 cm de altura com 30 cm de largura, para os pilares de extremidade.

6.2 MODELO ESTRUTURAL

Nesse item, foi definida a forma do modelo de cálculo da estrutura. A partir desse modelo de cálculo foi efetuada uma análise para a definição dos vãos das vigas da superestrutura. Em

seguida, foi caracterizado o modelo estrutural da mesoestrutura. Por último, foi apresentado o esquema estrutural completo utilizado no projeto.

6.2.1 Tabuleiro

O modelo estrutural definido para o tabuleiro da estrutura é bidimensional, e considera somente um dentre os dois conjuntos paralelos do vigamento proposto, suportando metade do peso próprio da laje e do restante dos carregamentos considerados. Nas ligações com os pilares foi considerada vinculação com apoios simples, e na ligação entre as vigas de extremidade e na viga interna foram inseridas rótulas.

A figura 13 ilustra o modelo estrutural descrito a cima.

Figura 13 – Modelo estrutural de um dos conjuntos paralelos de vigas do tabuleiro

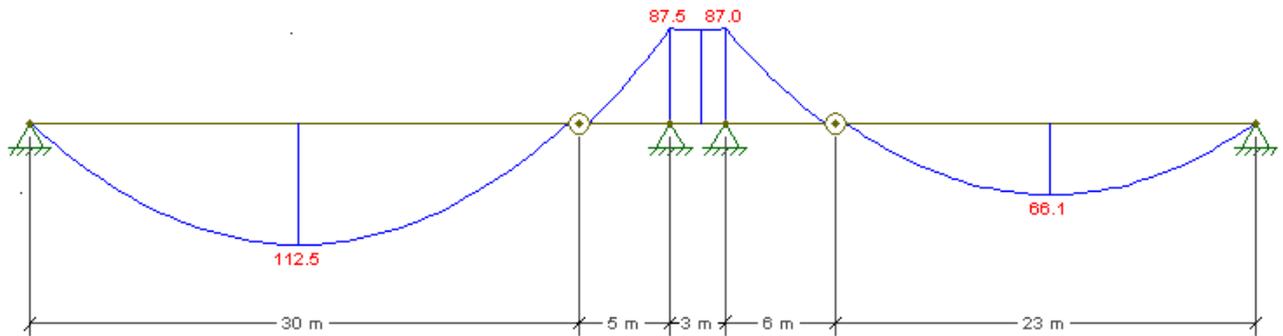


(fonte: representação do Ftool 2.11, 2002)

A partir desse modelo, realizou-se uma análise no programa Ftool 2.11 (2002) para a definição dos vãos das vigas, com um carregamento unitário por metro. O objetivo da análise foi obter uma relação de vãos que gerasse momentos fletores sobre os apoios do pilar central, aproximadamente, iguais. Dessa forma, consegue-se minimizar possíveis picos de momento fletor negativo na viga interna.

A figura 14 ilustra o gráfico de momentos fletores para a análise com uma carga distribuída de 1kN/m no modelo estrutural proposto com a relação de vãos ótima.

Figura 14 – Diagrama de momentos fletores para carga de 1kN/m



(fonte: representação do Ftool 2.11, 2002)

Com essa disposição de vãos, chega-se à conclusão que a viga da extremidade esquerda caracteriza o vão crítico – com maior momento fletor – a qual definiu as dimensões de todo o conjunto do vigaento.

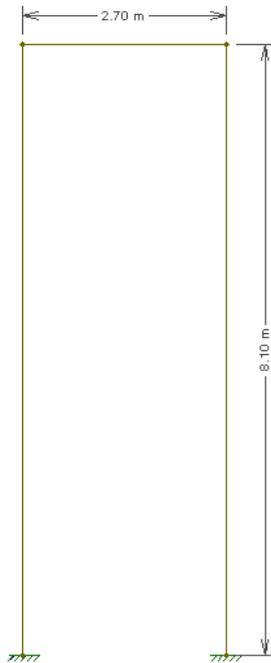
6.2.2 Mesoestrutura

Em uma ponte, a mesoestrutura tem como finalidade distribuir para as fundações os esforços recebidos da superestrutura, como define Pfeil (1979, p. 1). Entretanto, essa parte da estrutura também é responsável por absorver os esforços horizontais, no caso do projeto analisado, as cargas devidas ao vento.

Com base no levantamento topográfico obtido do projeto original⁵, definiu-se três pórticos com alturas distintas, posicionados horizontalmente de acordo com os vãos analisados anteriormente. As figuras 15 a 17 detalham os pórticos POR1, POR2 e POR3, respectivamente.

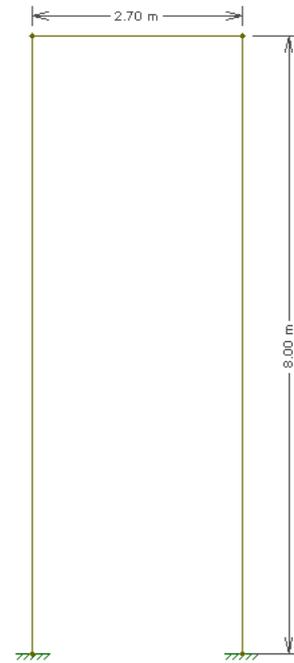
⁵ Projeto elaborado por uma empresa de cálculo de estruturas da cidade Porto Alegre, RS.

Figura 15 – Modelo estrutural do pórtico POR1



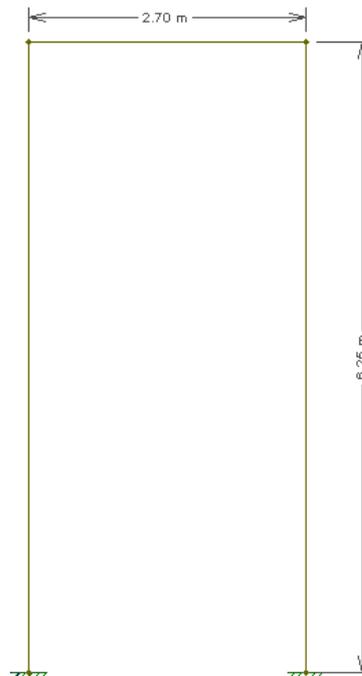
(fonte: representação do Ftool 2.11, 2002)

Figura 16 – Modelo estrutural do pórtico POR2



(fonte: representação do Ftool 2.11, 2002)

Figura 17 – Modelo estrutural do pórtico POR3

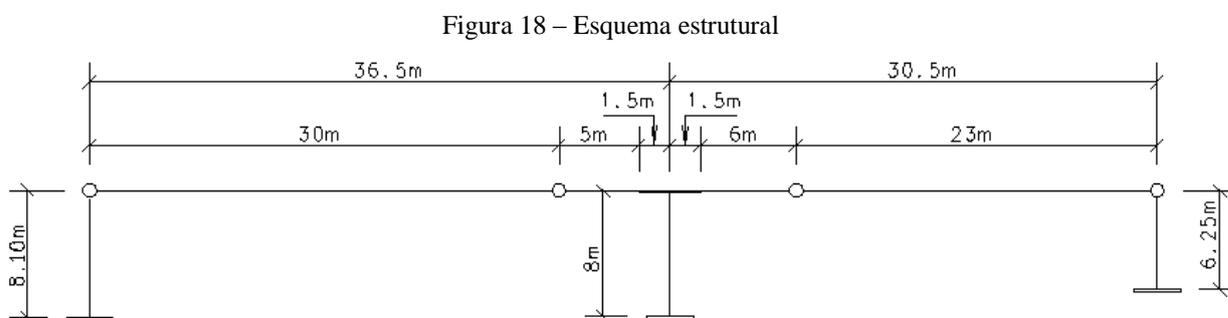


(fonte: representação do Ftool 2.11, 2002)

A ligação dos pilares com os blocos de fundação foi considerada como engastada, e, para garantir que isso ocorra na prática, os blocos serão projetados com encaixes para os respectivos pilares.

6.2.3 Esquema estrutural

A figura 18 ilustra o esquema estrutural bidimensional completo, unindo os dois esquemas descritos de forma separada anteriormente.



(fonte: elaborada pelo autor)

7 CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Neste capítulo, foi realizado o cálculo do modelo definido no capítulo anterior, utilizando o programa Ftool – a partir dos carregamentos considerados aplicados na estrutura – e, em seguida, com a utilização dos esforços provenientes dessas análises, foi dimensionado cada um dos elementos que compõe a estrutura.

7.1 LAJES ALVEOLARES

O procedimento de dimensionamento de lajes alveolares, na prática profissional, é efetuado pelo fabricante desses elementos. O projetista deve fornecer à empresa contratada os valores dos vãos e das respectivas sobrecargas aplicadas sobre a estrutura. A partir disso, com o auxílio de tabelas, verifica-se o vão máximo que se pode vencer com as respectivas

sobrecargas, para uma determinada espessura de laje. Cabe ao projetista realizar as verificações necessárias.

A tabela 1 exemplifica uma tabela de dimensionamento de lajes alveolares.

Tabela 1 – Dimensionamento de lajes alveolares

Dimensionamento					
LAJE	L12	L16	L20	L24	L28
Altura em cm	12	16	20	24	28
Largura em cm	120	120	120	120	120
Peso m em Kg m ²	240	300	370	500	510
Concreto de Rejunt. l/m ²	3	4	5,54	6,5	8
Vãos livres máximos admissíveis em metros					
0	9,53	12,65	13,33	13,67	17,32
50	8,92	11,98	12,77	13,23	16,77
100	8,43	11,41	12,28	12,83	16,27
150	8,01	10,92	11,84	12,22	15,81
200	7,65	10,38	11,39	11,70	15,40
250	7,32	9,84	10,88	11,23	15,01
300	6,93	9,37	10,40	10,82	14,52
400	6,32	8,61	9,62	10,12	13,59
500	5,84	8,01	9,00	9,53	12,82
600	5,46	7,52	8,49	9,04	12,16
700	5,14	7,10	8,05	8,62	11,60
800	4,88	6,75	7,68	8,25	11,11
900	4,65	6,45	7,35	7,92	10,67
1.000	4,45	6,19	7,06	7,63	10,29
1.250	4,04	5,64	6,47	7,03	9,30
1.500	3,73	5,22	6,00	6,55	8,08
1.750	3,48	4,88	5,62	6,16	7,14
2.000	3,13	4,66	5,31	5,82	6,40
2.500	2,55	3,72	4,81	5,30	5,30
3.000	2,15	3,15	4,21	4,85	4,52
3.500	1,86	2,73	3,66	4,23	3,94
4.000	1,63	2,40	3,23	3,74	3,49
4.500	1,46	2,15	2,90	3,36	3,14
5.000	1,32	1,94	2,62	3,05	2,85

(fonte: Preconcretos)

Tendo em vista que no projeto original⁶ obteve-se espessura mínima de 12 cm para os painéis alveolares e que as cargas sobre as estrutura são basicamente as mesmas, não foi realizada nenhuma verificação, simplesmente, adotou-se a mesma espessura.

7.2 VIGAS PROTENDIDAS PRÉ-MOLDADAS

Nesse item, definiu-se os carregamentos atuantes sobre o vigamento principal, e obteve-se os esforços de momento fletor e cortante. A partir desses esforços, foi dimensionada a armadura

⁶ Projeto elaborado por uma empresa de cálculo de estruturas da cidade de Porto Alegre, RS.

de protensão e a armadura passiva – longitudinal e transversal – responsável por resistir a essas solicitações.

7.2.1 Carregamentos adotados

Os carregamentos atuantes sobre o conjunto de vigas são os relativos:

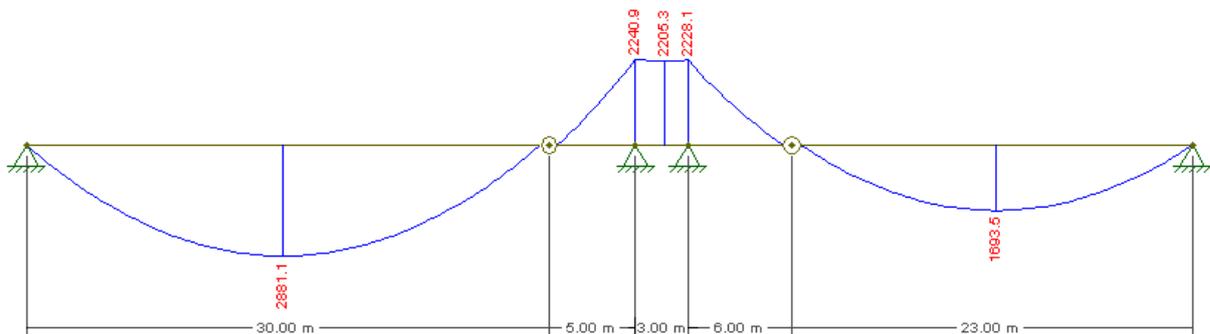
- à tubulação de óleo ($q_{\text{tubos}}=5 \text{ kN/m}^2$);
- à consideração da carga móvel em passarelas ($q_{\text{acidental}}=5 \text{ kN/m}^2$), conforme a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 2);
- ao peso próprio da laje alveolar e da capa de concreto ($q_{\text{laj.alv.}}=2 \text{ kN/m}^2$);
- ao peso próprio das vigas ($PP_V=10.16 \text{ kN/m}$)

7.2.2 Cálculo dos esforços

Definidos os carregamentos, pode-se efetuar o cálculo dos esforços atuantes em cada conjunto de vigas. O cálculo do modelo foi efetuado com o auxílio do programa Ftool 2.11 (2002).

A figura 19 ilustra o gráfico de momentos fletores para todos os carregamentos propostos.

Figura 19 – Gráfico de momentos fletores do conjunto de vigas principal com todas as cargas aplicadas na estrutura (kN.m)



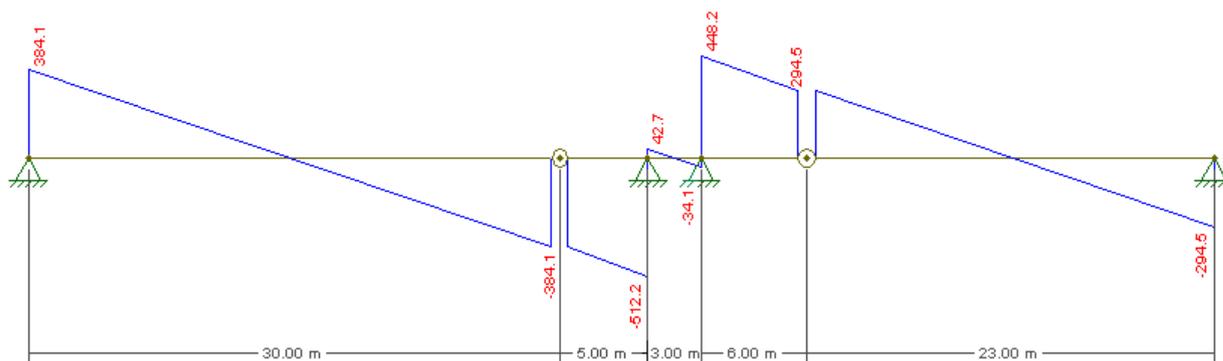
(fonte: representação do Ftool 2.11, 2002)

Ao se analisar o diagrama de momentos, observa-se que o trecho mais solicitado corresponde à viga V1A=V1B, o qual apresenta momento máximo no centro do vão de 2881,10 kN.m, conforme o esperado. O segundo trecho mais solicitado é o correspondente à viga V2A=V2B,

com momento máximo sobre o apoio esquerdo, cujo valor foi de 2240,90 kN.m. Para a viga da extremidade direita, o momento máximo foi de 1693,50 kN.m.

A figura 20 ilustra o gráfico de esforço cortante para todos os carregamentos propostos

Figura 20 – Gráfico esforço cortante do conjunto de vigas principal com todas as cargas aplicadas na estrutura (kN)



(fonte: representação do Ftool 2.11, 2002)

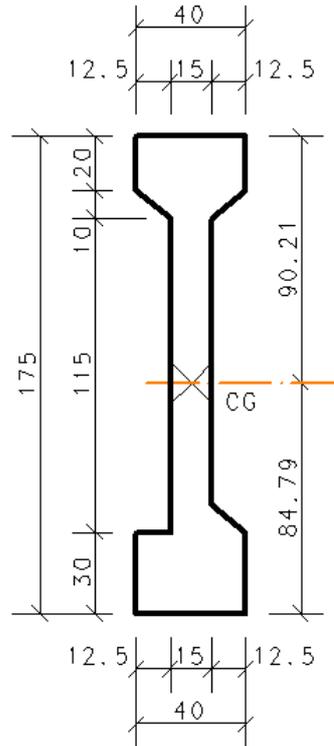
Ao se analisar o diagrama de esforço cortante, pode-se observar que a maior sollicitação se encontra no apoio esquerdo da viga central, comportamento esperado, pois a distância entre apoios para o vão esquerdo é maior do que a do vão direito. A partir do cálculo dos esforços solicitantes ilustrados nas figuras 19 e 20, foi dimensionado o conjunto principal de vigas da superestrutura ($V1A=V1B$, $V2A=V2B$ e $V3A=V3B$). Esses diagramas são provenientes dos carregamentos totais sobre a estrutura, e são importantes para se observar os esforços máximos críticos, entretanto para o dimensionamento de cada uma das vigas protendidas foi utilizada uma proporção particular dos carregamentos considerados para determinação das áreas de aço das armaduras passiva e ativa.

7.2.3 Viga $V1A=V1B$

As vigas $V1A$ e $V1B$, são iguais, assim, possuem a mesma memória de cálculo. Esses elementos estruturais, foram dimensionados com protensão parcial, ou seja, parte da carga é absorvida pela armadura de protensão e parte é absorvida pela armadura passiva. O dimensionamento da armadura ativa foi efetuado para o carregamento PP_V e para 20% do restante das cargas. As dimensões da seção bem como a posição horizontal do seu centro

geométrico são indicadas na figura 21. O detalhamento da geometria (planta 002) e das armaduras (planta 006) se encontra no apêndice L.

Figura 21 – Seção transversal do conjunto de vigas protendidas pré-moldadas



(fonte: elaborada pelo autor)

A fórmula 15 indica o carregamento suportado pela força de protensão.

$$q_{prot} = \left[q_{tubos} + q_{acidental} + q_{laj.alv} \right] \cdot 0,2 \times 1,275 \text{ m} + PP_v \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

q_{tubos} = carga proveniente da tubulação de óleo, igual a 5 kN/m²;

$q_{acidental}$ = carga proveniente do tráfego de pessoas, igual a 5 kN/m²;

$q_{laj.alv}$ = carga proveniente do peso próprio da laje alveolar, igual a 2 kN/m²;

PP_v = carga proveniente do peso próprio das vigas, igual a 10,16 kN/m.

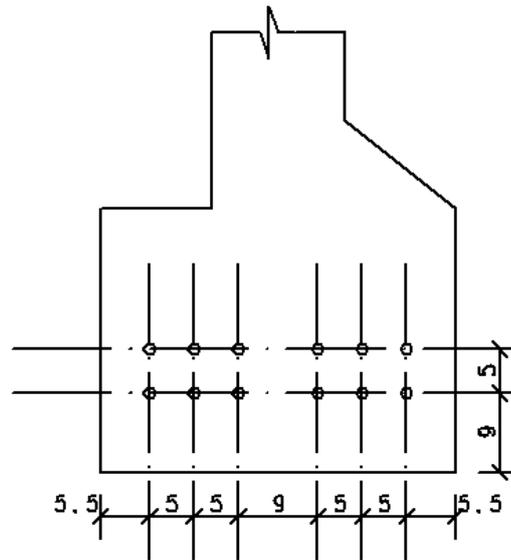
Ao se substituir os valores das cargas, obteve-se $q_{prot.}=13,22$ kN/m. A armadura passiva foi dimensionada para suportar o restante das cargas $q_{arm.pass.}=12,24$ kN/m. Separou-se as cargas

em Q_{prot} e em $Q_{\text{arm.pass}}$ para se ter uma idéia de quais parcelas da carga total cada armadura suporta, entretanto o seu dimensionamento é efetuado de forma conjunta, ou seja, não se analisou cada caso de forma isolada.

7.2.3.1 Dimensionamento da armadura de protensão

Para o dimensionamento da armadura ativa, foi utilizada uma planilha eletrônica com a sequência de cálculo para uma viga protendida bi-apoiada com seção I, protendida por cabos retos. Inicialmente, foi estipulada a seção I, para a qual, calculou-se as propriedades. Em seguida, foi efetuada uma estimativa da força de protensão necessária para resistir aos esforços provenientes dos carregamentos aplicados em $t_0=15$ (apenas PP_V) e $t=\infty$ (PP_V mais 20% do restante das cargas), considerando protensão completa para essa situação, ou seja, foi admitido somente tensões de compressão em todas as seções da viga. A verificação dessas tensões deve ser feita, teoricamente, em todas as seções da viga, todavia, dividiu-se o elemento estrutural em 11 seções para fins de cálculo, número que já é considerado satisfatório (como a viga é simétrica verificou-se somente metade das seções). Depois de efetuada a estimativa de P_0 , definiu-se a força de protensão necessária, e, por conseguinte, o número de cordoalhas a ser utilizado. Na seção central foi estimada uma força de protensão $P_0=1532,05$ kN. A cordoalha escolhida foi a de 12.7mm (CP-190 RB). Dessa forma, para aplicar essa força de protensão, são necessárias 12 cordoalhas na seção central, a qual é a mais solicitada. A figura 22 indica a posição dos cabos de protensão na seção considerada.

Figura 22 – Posicionamento dos cabos de protensão na seção mais solicitada para V1A=V1B



(fonte: elaborada pelo autor)

Em seguida, definiu-se o caminhamento da força de protensão, etapa onde se estipula o escalonamento da armadura, desde a extremidade da viga até a seção mais solicitada. Tendo feito isso, foi possível determinar os esforços normais (N_p) e os momentos fletores (M_p) gerados pela força de protensão.

Com a fórmula 16, calculou-se os esforços normais devidos à protensão para a seção média (Trabalho não publicado).⁷

$$N_p = \sigma_p \cdot A_p \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

σ_p = tensão gerada pela protensão na seção analisada, igual a -143,08 kN/cm²;

A_p = área de aço de protensão na seção analisada, igual a 12,02 cm².

Isso resulta em N_p igual a 1720,39 kN. Com a fórmula 17, calculou-se os esforços de momento fletor devidos à protensão para a mesma seção (Trabalho não publicado)⁷.

⁷ Notas de aula do Prof. Rubem C. Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

$$M_p = N_p \cdot e_p \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

N_p = esforço normal gerado pela armadura de protensão, igual a -1720,39 kN;

e_p = excentricidade do centro geométrico da armadura de protensão ao centro geométrico da seção, igual a 73,29 cm.

O resultado para M_p é igual a 1174,94 kNm. O restante dos resultados referentes às demais seções consideradas estão na tabela 2.

Tabela 2 – Esforços normais e de momento fletor nas seções consideradas para V1A=V1B

ESFORÇOS	SEÇÃO									
	0	1e	1d	2e	2d	3e	3d	4e	4d	5
NP (kN)	-886,20	-886,20	-1169,81	-1169,81	-1447,82	-1447,82	-1720,39	-1720,39	-1720,39	-1720,39
MP (kN.m)	-605,23	-605,23	-798,92	-798,92	-988,78	-988,78	-1174,94	-1174,94	-1174,94	-1174,94

(fonte: elaborada pelo autor)

Analisando a tabela 2 é possível observar o escalonamento da armadura. Utilizou-se quatro áreas de aço distintas para as seções 0-1, 1-2, 2-3 e 3-5, nas quais se utilizou, respectivamente, 6, 8, 10 e 12 cordoalhas.

Depois disso, foi possível determinar as perdas na força de protensão. Devido ao tipo de protensão utilizado, foi considerada, somente, redução de P_0 referente às perdas progressivas. Esse cálculo foi efetuado de acordo com o método descrito no item 3.2.3.1. A partir da determinação das perdas de tensão no aço, $\Delta\sigma_p(\infty, 15)$, determinou-se a variação do esforço normal ΔN_p e do momento fletor ΔM_p . O cálculo desses valores foi efetuado com as fórmulas 16 e 17.

A tabela 3 indica as perdas de tensão no aço e a variação do esforço normal e do momento fletor, devidos aos fenômenos que compõe as perdas progressivas, para todas as seções consideradas.

Tabela 3 – Perdas de tensão no aço e respectivas variações na força normal e no momento fletor da força de protensão nas seções consideradas, para V1A=V1B

SEÇÃO	$\Delta\sigma_p(t=\infty,15)$ (kN/cm ²)	ΔNP (kN)	ΔMP (kN.m)
0	-20,66	124,20	84,82
1e	-19,51	117,29	80,10
1d	-21,56	172,80	118,01
2e	-18,97	152,07	103,85
2d	-20,95	209,89	143,34
3e	-19,13	191,73	130,94
3d	-21,03	252,87	172,70
4e	-19,96	240,04	163,94
4d	-19,96	240,04	163,94
5	-19,61	235,76	161,01

(fonte: elaborada pelo autor)

Em seguida, foi verificado se as tensões σ_{pg} – em $t_0=15$ – e as tensões $\sigma_{pgq\psi}$ – em $t=\infty$, descontando-se as perdas progressivas – estão dentro dos limites estabelecidos para protensão completa.

A fórmula 18 estabelece o limite de tensões no banzo inferior para σ_{pg} .

$$-\sigma_{cc0} \leq \sigma_{pg} \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde:

σ_{cc0} = tensão de compressão de compressão admissível no concreto para protensão completa para $t_0=15$, igual a $\left[0,7 \cdot 0,8 \cdot 4\right] = -2,24$ kN/cm².

A fórmula 19 estabelece o limite de tensões no banzo superior para σ_{pg} :

$$\sigma_{ct0} \geq \sigma_{pg} \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

σ_{ct0} = tensão de tração admissível no concreto para $t_0=15$, igual a $\left[0,1 \cdot 0,8 \cdot 4\right] = 0,32$ kN/cm².

A fórmula 20 estabelece o limite de tensões do banzo inferior para $\sigma_{pgq\psi}$:

$$\sigma_{ct\infty} \geq \sigma_{pgq\psi} \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

$\sigma_{ct\infty}$ = tensão de tração admissível no concreto para $t=\infty$, igual a 0 (kN/cm²).

A fórmula 21 estabelece o limite de tensões no banzo superior para $\sigma_{pgq\psi}$:

$$\sigma_{cc\infty} \leq \sigma_{pgq\psi} \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

$\sigma_{cc\infty}$ = tensão de compressão admissível no concreto para $t=\infty$, igual a $\left(0,5 \cdot 4 \right) = -2.$ kN/cm².

A tabela 4 ilustra os valores das tensões $\sigma_{pgq\psi}$ e σ_{pg} para as seções consideradas:

Tabela 4 – Tensões σ_{pg} – em $t_0=15$ – e tensões $\sigma_{pgq\psi}$ – em $t=\infty$, descontando-se as perdas progressivas – nas seções consideradas, para V1A=V1B

SEÇÃO/BANZO		σ_{pg} (kN/cm ²)	$\sigma_{pgq\psi}$ (kN/cm ²)
0	sup	0,003	-0,077
	inf	-0,403	-0,371
1e	sup	-0,090	-0,196
	inf	-0,326	-0,184
1d	sup	-0,031	-0,149
	inf	-0,503	-0,326
2e	sup	-0,243	-0,420
	inf	-0,325	-0,108
2d	sup	-0,186	-0,375
	inf	-0,499	-0,246
3e	sup	-0,337	-0,568
	inf	-0,372	-0,092
3d	sup	-0,281	-0,524
	inf	-0,543	-0,224
4e	sup	-0,372	-0,640
	inf	-0,467	-0,133
4d	sup	-0,372	-0,640
	inf	-0,467	-0,133
5	sup	-0,402	-0,678
	inf	-0,441	-0,103
		OK	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

A partir da tabela 4 é possível verificar que as tensões nas seções da viga V1A=V1B atendem os limites estabelecidos para protensão completa devido às cargas consideradas no dimensionamento.

7.2.3.2 Dimensionamento da armadura passiva de flexão

O dimensionamento da armadura passiva em uma viga protendida com protensão parcial, deve considerar a força de protensão, logo esse dimensionamento possui algumas considerações distintas do cálculo para vigas em concreto armado simples. O momento fletor de cálculo na seção central da viga V1A=V1B devido a todas as cargas (q_{prot} e $q_{arm,pass}$) é de $M_d=4009,36$ kNm.

A fórmula 22 foi utilizada para se determinar a linha neutra na seção média, e foi obtida através das equações de equilíbrio da seção transversal considerada:

$$(A_{CC} \cdot f_c - A_P \cdot f_{pyd}) \cdot (d_S - 0,4 \cdot X) + A_P \cdot f_{pyd} \cdot (d_P - 0,4 \cdot X) = M_d \quad (\text{fórmula 22})$$

Onde:

$M_d = 4009,36$ kNm;

A_{CC} = área de concreto do banzo comprimido, função de X , igual a $(20 \cdot 25 + 5 \cdot 12,5 + 0,8 \cdot 15 \cdot X)$ cm²;

A_P = área da armadura de protensão na seção, igual a 12,02 cm²;

f_c = resistência à compressão do concreto, igual a $\left(\frac{0,85 \cdot 4}{1,4}\right) = 2,43$ kN/cm²;

f_{pyd} = resistência de cálculo ao escoamento da armadura ativa, igual a $\left(\frac{0,9 \cdot 190}{1,15}\right) = 148,70$ kN/cm²;

d_P = distância da face superior do banzo tracionado ao centro geométrico da armadura ativa, igual a 163,5 cm;

d_S = distância da face superior do banzo tracionado ao centro geométrico da armadura passiva, igual a 167,55 cm;

X = distância da borda comprimida da seção da viga à linha neutra.

Isso resulta em X igual a 40,46 cm, através da resolução de uma equação de 2º grau. Após a determinação de X , utilizou-se a fórmula 23 para se determinar a área de aço da armadura passiva.

$$A_s = \frac{(20 \cdot 25 + 5 \cdot 12,5 + 0,8 \cdot 15 \cdot X) \cdot f_c - A_p \cdot f_{ypd}}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 23})$$

Onde:

$X = 40,46$ cm;

$A_p = 12,02$ cm²;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento da armadura passiva longitudinal, igual a 43,5 kN/cm²;

f_c = resistência à compressão do concreto, igual a 2,43 kN/cm²;

f_{pyd} = resistência de cálculo ao escoamento da armadura ativa, igual a 148,70 kN/cm².

Isso resulta em A_s igual a 14,20 cm². A necessidade da utilização da armadura passiva foi verificada em todas as seções consideradas através de uma planilha eletrônica. Os seus respectivos valores das áreas de aço, bem como o número de barras por bitola necessárias para atender a essa demanda, estão dispostos na tabela 5.

Tabela 5 – Área de aço da armadura passiva e número de barras necessárias por bitola para V1A=V1B

SEÇÃO	Md (kN.m)	x (cm)	As (cm ²)	φ 16	φ 20
0	953,71	7,74	0,00	0	0
1e	1443,37	11,69	0,33	1	1
1d	1443,37	11,79	0,00	0	0
2e	2565,99	21,15	10,38	6	4
2d	2565,99	21,25	3,71	2	2
3e	3367,86	28,23	16,19	9	6
3d	3367,86	28,34	9,53	5	4
4e	3848,99	35,72	11,02	6	4
4d	3848,99	35,72	11,02	6	4
5	4009,36	40,46	14,20	8	5

(fonte: elaborada pelo autor)

Pode-se observar que em algumas seções a área de aço aparece igual a zero. Isso significa que nesses casos a seção analisada ainda está comprimida pela armadura ativa e não apresenta necessidade da utilização de armadura passiva para absorver os esforços solicitantes de momento fletor. Contudo, foi utilizada uma armadura mínima $A_{s,min}=0,158\%(A)$, como indica a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 117). Para a área de concreto do viga proposto esse valor é $A_{s,min}=6,42 \text{ cm}^2$. Assim, foi utilizada uma armadura de 4 barras de 16mm de diâmetro, como armadura mínima. Para o restante das seções escolheu-se bitola de 20 mm de diâmetro. Além disso, observa-se áreas de aço distintas, em alguns casos, para uma mesma seção, para os limites esquerdo (e) e direito (d). Isso ocorre, devido ao escalonamento da armadura de protensão, ou seja, somente naquelas seções que delimitam uma mudança na força que comprime o elemento estrutural.

7.2.3.3 Dimensionamento da armadura resistente ao esforço cortante

O esforço cortante de cálculo utilizado para o dimensionamento da armadura transversal é $V_d=534,58 \text{ kN}$. Esse valor corresponde ao esforço máximo obtido na análise do viga principal, considerando todo o carregamento aplicado na estrutura – para a viga $V1A=V1B$ – multiplicado pelo coeficiente 1,4.

A fórmula 24 foi utilizada para o dimensionamento da área de aço transversal por metro, para o modelo I de cálculo, conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p.122).

$$A_{sw} = \frac{\left(V_d - \left[1 + \frac{M_0}{M_{d,máx}} \right] \cdot V_{c0} \right) \cdot S_w}{0,9 \cdot d_s \cdot f_{ywd}} \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

M_0 = momento fletor de que descomprime a borda tracionada pelas cargas externas atuantes simultaneamente com V_d , igual a $(-0,423 + 0,794 + 0,058 - 0,11) \cdot 1802,93 = 576,213 \text{ kN.m}$;

$M_{d,máx}$ = momento fletor máximo, igual a $4009,36 \text{ kN.m}$;

V_d = esforço cortante de cálculo máximo, igual a $534,58 \text{ kN}$;

V_{c0} = resistência das bielas comprimidas de concreto sem a consideração da protensão, igual a $0,6 \cdot (0,3 \cdot (0,8 \cdot 40)^{2/3}) \cdot 0,1 \cdot (0,7 \div 1,4) \cdot 15 \cdot 167 = 222,48$ kN;

S_W = espaçamento para o qual é necessária a área de aço A_{SW} , igual a 100 cm;

$d_S = 167,50$ cm;

f_{ywd} = resistência de cálculo ao escoamento da armadura passiva transversal, igual a 43,5 kN/cm².

Isso resulta em A_{SW} igual a 4,27 cm²/m. Utilizando a tabela A.1 do anexo A, chegou-se à armadura de $\varnothing 8$ c/20.

7.2.4 Viga V2A=V2B

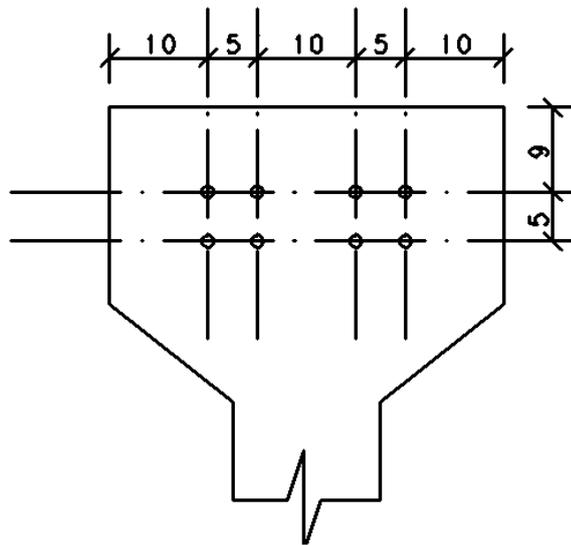
As vigas V2A e V2B são iguais, assim, possuem a mesma memória de cálculo. Esses elementos estruturais, foram dimensionados com protensão parcial, ou seja, parte da carga é absorvida pela armadura de protensão e parte é absorvida pela armadura passiva. O dimensionamento da armadura ativa considerou, unicamente, o carregamento PP_V . Dessa forma o valor de q_{prot} para esses elementos do viga principal é igual a 10,16 kN/m, e $q_{arm.pass}$ é igual a 15,30 kN/m. O detalhamento da geometria (planta 003) e das armaduras (planta 007) se encontra no apêndice L.

7.2.4.1 Dimensionamento da armadura de protensão

Para o dimensionamento da armadura ativa, foi utilizada uma planilha com a sequência de cálculo para uma viga protendida bi-apoiada com seção I, protendida por cabos retos, como a utilizada para a viga anterior. Entretanto, os esforços de momento fletor, para esse trecho do viga principal são negativos, dessa maneira, posicionou-se os cabos na parte superior da viga. A sequência de cálculo é, praticamente, igual à descrita para V1A=V1B. A estimativa da força de protensão necessária para resistir aos esforços provenientes dos carregamentos aplicados em $t_0=15$ (PP_V) e $t=\infty$ (PP_V), foi efetuada para protensão completa. A viga V2A=V2B não possui eixo de simetria, fez-se as verificações para todas as 11 seções. Na seção mais solicitada (seção 4) – sobre o apoio localizado a 5m da extremidade esquerda – foi estimada uma força de protensão $P_0=854,66$ kN. Dessa forma, necessitou-se 8 cordoalhas de

diâmetro 12,7mm (CP-190 RB). A figura 23 indica a posição dos cabos de protensão na seção considerada.

Figura 23 – Posicionamento dos cabos de protensão na seção mais solicitada para $V2A=V2B$



(fonte: elaborada pelo autor)

O cálculo de N_p , e M_p , para a seção 4, foi efetuado com as fórmulas 16 e 17, respectivamente, as quais constam no item 7.2.3.1. Para esse caso, foi considerado σ_p igual a 145,83 kN/cm², A_p igual a 8,02 cm² e e_p igual a 80,21 cm. Isso resultou em N_p igual a -1168,99 kN e M_p igual a -978,5 kN.m.

A tabela 6 ilustra os valores do esforço normal e do momento fletor devidos à protensão para todas as 11 seções.

Tabela 6 – Esforços normais e de momento fletor nas seções consideradas para $V2A=V2B$

ESFORÇOS	SEÇÕES									
	0	1e	1d	2e	2d	3e	3d	4e	4d	5e
NP (kN)	-301,42	-301,42	-596,60	-596,60	-885,73	-885,73	-1168,99	-1168,99	-1168,99	-1168,99
MP (kN.m)	-252,30	-252,30	-499,38	-499,38	-741,40	-741,40	-978,50	-978,50	-978,50	-978,50
ESFORÇOS	SEÇÕES									
	5d	6e	6d	7e	7d	8e	8d	9e	9d	10
NP (kN)	-1168,99	-1169	-1168,99	-1169	-885,725	-885,7	-596,598	-596,6	-301,42	-301,42
MP (kN.m)	-978,501	-978,5	-978,501	-978,5	-741,398	-741,4	-499,383	-499,38	-252,3	-252,3

(fonte: elaborada pelo autor)

Analisando a tabela 6 é possível observar o escalonamento da armadura. Utilizou-se quatro áreas de aço distintas. Para as seções 0-1 e 9-10, utilizou-se 2 cordoalhas. Para as seções 1-2 e 8-9, utilizou-se 4 cordoalhas. Para as seções 2-3 e 7-8, utilizou-se 6 cordoalhas. Por fim, para o trecho entre as seções 3-7, utilizou-se 8 cordoalhas.

O cálculo das perdas progressivas foi efetuado de acordo com o método descrito no item 3.2.3.1. A partir da determinação das perdas de tensão no aço, $\Delta\sigma_p(\infty,15)$, determinou-se a variação do esforço normal ΔN_p e do momento fletor ΔM_p . O cálculo desses valores foi efetuado com as fórmulas 16 e 17.

A tabela 7 indica as perdas de tensão no aço e a variação do esforço normal e do momento fletor, devidos aos fenômenos que compõe as perdas progressivas, para todas as seções consideradas.

Tabela 7 – Perdas de tensão no aço e respectivas variações na força normal e no momento fletor da força de protensão nas seções consideradas, para V2A=V2B

SEÇÃO	$\Delta\sigma_p$ (kN/cm ²)	ΔN_p (kN)	ΔM_p (kN.m)
0	-18,39	36,86	30,85
1e	-17,07	34,21	28,64
1d	-20,18	80,87	67,69
2e	-17,68	70,86	59,32
2d	-20,65	124,14	103,91
3e	-17,99	108,13	90,51
3d	-20,83	166,96	139,76
4e	-19,26	154,38	129,22
4d	-19,26	154,38	129,22
5e	-19,39	155,45	130,12
5d	-19,39	155,45	130,12
6e	-19,31	154,77	129,55
6d	-19,31	154,77	129,55
7e	-22,32	178,91	149,75
7d	-19,50	117,26	98,15
8e	-21,65	130,15	108,94
8d	-18,70	74,95	62,74
9e	-20,70	82,95	69,43
9d	-17,60	35,27	29,52
10	-18,63	37,34	31,26

(fonte: elaborada pelo autor)

A verificação das tensões σ_{pg} – em $t_0=15$ – e das tensões $\sigma_{pgq\psi}$ – em $t=\infty$, descontando-se as perdas progressivas – foi efetuada com a utilização das fórmulas 18, 19, 20 e 21 do item 7.2.3.1. A tabela 8 indica os valores dessas tensões em todas as seções consideradas.

Tabela 8 – Tensões σ_{pg} – em $t_0=15$ – e tensões $\sigma_{pgq\psi}$ – em $t=\infty$, descontando-se as perdas progressivas – nas seções consideradas, para V2A=V2B

SEÇÃO\BANZO		σ_{pg} (kN/cm ²)	$\sigma_{pgq\psi}$ (kN/cm ²)	SEÇÃO\BANZO		σ_{pg} (kN/cm ²)	$\sigma_{pgq\psi}$ (kN/cm ²)
0	sup	0,011	0,003	5d	sup	-0,231	-0,264
	inf	-0,176	-0,147		inf	-0,356	-0,232
1e	sup	-0,058	-0,066	6e	sup	-0,235	-0,269
	inf	-0,093	-0,066		inf	-0,350	-0,227
1d	sup	0,006	-0,012	6d	sup	-0,235	-0,269
	inf	-0,329	-0,265		inf	-0,350	-0,227
2e	sup	-0,128	-0,144	7e	sup	-0,066	-0,106
	inf	-0,169	-0,112		inf	-0,552	-0,409
2d	sup	-0,065	-0,092	7d	sup	-0,128	-0,154
	inf	-0,400	-0,301		inf	-0,325	-0,231
3e	sup	-0,212	-0,235	8e	sup	-0,010	-0,039
	inf	-0,225	-0,139		inf	-0,466	-0,362
3d	sup	-0,150	-0,186	8d	sup	-0,073	-0,090
	inf	-0,452	-0,318		inf	-0,234	-0,174
4e	sup	-0,238	-0,272	9e	sup	0,034	0,016
	inf	-0,347	-0,224		inf	-0,363	-0,296
4d	sup	-0,238	-0,272	9d	sup	-0,030	-0,038
	inf	-0,347	-0,224		inf	-0,126	-0,098
5e	sup	-0,231	-0,264	10	sup	0,024	0,016
	inf	-0,356	-0,232		inf	-0,192	-0,162
		OK	OK			OK	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

Pode-se observar que as tensões σ_{pg} e $\sigma_{pgq\psi}$ estão dentro dos limites estabelecidos, logo a condição requerida de protensão completa foi atendida.

7.2.4.2 Dimensionamento da armadura passiva de flexão

O dimensionamento da armadura passiva de flexão para a viga V2A=V2B foi efetuado com a utilização da fórmula 22 descrita no item 7.2.3.2. O momento fletor de cálculo na seção mais solicitada da viga V2A=V2B devido a todas as cargas (q_{prot} e $q_{arm.pass}$) é de $M_d=3137,26$ kN.m. Para o dimensionamento nessa seção, utilizou-se $A_{cc} = (0,8 \cdot 2,43 \cdot 40) \cdot X$ cm², $A_p = 8,02$ cm², $d_p = 163,5$ cm e $d_s = 167,5$ cm. (os demais valores são relativos às propriedades dos materiais, logo se utilizou os mesmo valores do dimensionamento efetuado para a V1A=V1B). Isso resultou em X igual a 26,09 cm através da resolução de uma equação do 2º grau.

Com a determinação da posição da linha neutra foi possível calcular a área de aço da armadura passiva, substituindo-se X na fórmula 25.

$$A_s = \frac{0,8 \cdot 40 \cdot X \cdot 2,43 - 8,02 \cdot 148,70}{43,5} \quad (\text{fórmula 25})$$

Onde:

X = distância da borda comprimida da seção da viga à linha neutra, igual a 26,09 cm.

Isso resulta em A_s igual a 19,22 cm². A necessidade da utilização da armadura passiva foi verificada em todas as seções consideradas através de uma planilha Excel, e os seus respectivos valores das áreas de aço, bem como o número de barras por bitola necessárias para atender a essa demanda, os quais estão dispostos na tabela 9.

Tabela 9 – Área de aço da armadura passiva e número de barras necessárias por bitola para V2A=V2B

SEÇÃO	Md (kN.m)	x (cm)	As (cm ²)	φ 16	φ 20	φ 25
0	346,64	2,77	0,00	0	0	0
1e	790,44	6,26	4,33	3	2	1
1d	790,44	6,35	0,00	0	0	0
2e	1644,02	13,23	9,94	5	4	3
2d	1644,02	13,33	3,26	2	2	1
3e	2572,50	21,10	17,15	9	6	4
3d	2572,50	21,20	10,48	6	4	3
4e	3137,26	26,09	19,22	10	7	4
4d	3137,26	26,09	19,22	10	7	4
5e	3089,38	25,67	18,47	10	6	4
5d	3089,38	25,67	18,47	10	6	4
6e	3119,34	25,94	18,93	10	7	4
6d	3119,34	25,94	18,93	10	7	4
7e	2047,22	16,76	2,55	2	1	1
7d	2047,22	16,67	9,22	5	3	2
8e	1295,42	10,49	0,00	0	0	0
8d	1295,42	10,39	4,87	3	2	1
9e	614,04	4,96	0,00	0	0	0
9d	614,04	4,87	1,84	1	1	1
10	266,56	2,15	0,00	0	0	0

(fonte: elaborada pelo autor)

Nas seções que ainda estão comprimidas pela armadura ativa foi utilizada uma armadura mínima $A_{s,min}=0,204\%(A)$, como indica a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE

NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 117). Para a área de concreto do viga proposto esse valor é $A_{s,min}=8,29 \text{ cm}^2$. Assim, foi utilizada uma armadura de 5 barras de 16mm de diâmetro, como armadura mínima. Para o restante das seções escolheu-se bitola de 20 e de 25mm de diâmetro.

7.2.4.3 Dimensionamento da armadura resistente ao esforço cortante

O esforço cortante de cálculo utilizado para o dimensionamento da armadura transversal é $V_d=717,08 \text{ kN}$. Esse valor corresponde ao esforço máximo obtido na análise do viga principal, considerando todo o carregamento aplicado na estrutura – para a viga $V2A=V2B$ – multiplicado pelo coeficiente 1,4.

O dimensionamento da armadura dos estribos foi efetuado com a fórmula 24, a qual se encontra no item 7.2.3.3. Entrando com os valores de $M_0 = 384,40 \text{ kN.m}$, de $V_c = 249,74 \text{ kN}$, de $V_{c0} = 222,48 \text{ kN}$, de $d_s = 167,5 \text{ cm}$ e de $S_w = 100 \text{ cm}$, obteve-se $A_{sw} = 7,13 \text{ cm}^2$. Utilizando a tabela A.1 do anexo A, chegou-se à armadura de $\emptyset 10 \text{ c}/20$.

7.2.5 Viga $V3A=V3B$

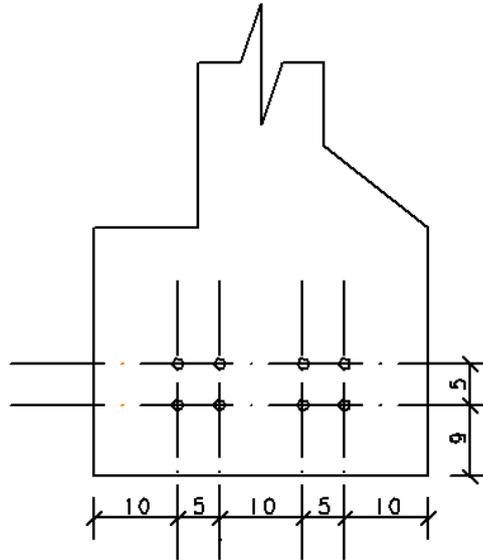
As vigas $V3A$ e $V3B$, são iguais, assim, possuem a mesma memória de cálculo. Esses elementos estruturais, foram dimensionados com protensão parcial, ou seja, parte da carga é absorvida pela armadura de protensão e parte é absorvida pela armadura passiva. O dimensionamento da armadura ativa considerou o carregamento PP_V e 40% do restante das cargas. Dessa forma, o valor de q_{prot} para esses elementos do viga principal é igual a $16,28 \text{ kN/m}$, e $q_{arm,pass}$ é igual a $9,18 \text{ kN/m}$. O detalhamento da geometria (planta 004) e das armaduras (planta 008) se encontra no apêndice L.

7.2.5.1 Dimensionamento da armadura de protensão

A sequência de cálculo para a $V3A=V3B$ é igual à descrita para $V1A=V1B$, já que a planilha eletrônica utilizada foi a mesma. A estimativa da força de protensão necessária para resistir aos esforços provenientes dos carregamentos aplicados em $t_0=15$ (PP_V) e $t=\infty$ (PP_V mais 40% do restante das cargas), foi efetuada considerando-se protensão completa. A viga $V3A=V3B$ possui eixo de simetria, logo, assim como para a viga $V1A=V1B$, o cálculo foi feito para

apenas 6 das 11 seções. Na seção central, a mais solicitada, foi estimada uma força de protensão $P_0 = 1123,76$ kN. Dessa forma, necessitou-se 8 cordoalhas de diâmetro 12,7mm (CP-190 RB). A figura 24 indica a posição dos cabos de protensão na seção considerada.

Figura 24 – Posicionamento dos cabos de protensão na seção mais solicitada para V3A=V3B



(fonte: elaborada pelo autor)

O cálculo de N_p , e M_p , para seção média, foi efetuado com as fórmulas 16 e 17, respectivamente, como apresentado no item 7.2.3.1. Para esse caso, foi considerado σ_p igual a 145,93 kN/cm², A_p igual a 8,02 cm² e e_p igual a 73,29 cm. Isso resultou em N_p igual a -1169,81 kN e M_p igual a -798,92 kN.m.

Na tabela 10, apresentou-se os valores do esforço normal (N_p) e do momento fletor (M_p) devidos à protensão para todas as seções consideradas.

Tabela 10 – Esforços normais e de momento fletor devidos à protensão nas seções consideradas para V3A=V3B

ESFORÇOS	SEÇÃO									
	0	1e	1d	2e	2d	3e	3d	4e	4d	5
NP (kN)	-596,81	-596,81	-886,20	-886,20	-1169,81	-1169,81	-1169,81	-1169,81	-1169,81	-1169,81
MP (kN.m)	-407,59	-407,59	-605,23	-605,23	-798,92	-798,92	-798,92	-798,92	-798,92	-798,92

(fonte: elaborada pelo autor)

Analisando a tabela 10 é possível observar o escalonamento da armadura. Utilizou-se três áreas de aço distintas para as seções 0-1, 1-2, 2-5, nas quais se utilizou, respectivamente, 4, 6 e 8 cordoalhas.

O cálculo das perdas progressivas foi efetuado de acordo com o método descrito no item 3.2.3.1. A partir da determinação das perdas de tensão no aço, $\Delta\sigma_p(\infty,15)$, determinou-se a variação do esforço normal ΔN_p e do momento fletor ΔM_p . O cálculo desses valores foi efetuado com as fórmulas 17 e 18.

A tabela 11 indica as perdas de tensão no aço e a variação do esforço normal e do momento fletor, devidos aos fenômenos que compõe as perdas progressivas, para todas as seções consideradas.

Tabela 11 – Perdas de tensão no aço e respectivas variações na força normal e no momento fletor da força de protensão nas seções consideradas, para V3A=V3B

SEÇÃO	$\Delta\sigma_p$ (kN/cm ²)	ΔN_p (kN)	ΔM_p (kN.m)
0	-19,45	77,95	53,23
1e	-18,76	75,18	51,35
1d	-20,91	125,69	85,84
2e	-19,36	116,37	79,48
2d	-21,41	171,60	117,19
3e	-20,32	162,90	111,25
3d	-20,32	162,90	111,25
4e	-19,67	157,67	107,68
4d	-19,67	157,67	107,68
5	-19,45	155,93	106,49

(fonte: elaborada pelo autor)

A verificação das tensões σ_{pg} – em $t_0=15$ – e das tensões $\sigma_{pgq\psi}$ – em $t=\infty$, descontando-se as perdas progressivas – foi efetuada com a utilização das fórmulas 18, 19, 20 e 21 do item 7.2.3.1. A tabela 12 indica os valores dessas tensões em todas as seções consideradas.

Tabela 12 – Tensões σ_{pg} – em $t_0=15$ – e tensões $\sigma_{pgq\psi}$ – em $t=\infty$, descontando-se as perdas progressivas – nas seções consideradas, para V3A=V3B

SEÇÃO\BANZO		σ_{pg} (kN/cm ²)	$\sigma_{pgq\psi}$ (kN/cm ²)
0	sup	0,017	-0,063
	inf	-0,284	-0,289
1e	sup	-0,037	-0,149
	inf	-0,239	-0,111
1d	sup	0,022	-0,100
	inf	-0,420	-0,260
2e	sup	-0,102	-0,297
	inf	-0,315	-0,099
2d	sup	-0,044	-0,250
	inf	-0,493	-0,242
3e	sup	-0,133	-0,391
	inf	-0,418	-0,128
3d	sup	-0,133	-0,391
	inf	-0,418	-0,128
4e	sup	-0,186	-0,475
	inf	-0,373	-0,059
4d	sup	-0,186	-0,475
	inf	-0,373	-0,059
5	sup	-0,204	-0,504
	inf	-0,359	-0,037
		OK	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

Pode-se observar que as tensões σ_{pg} e $\sigma_{pgq\psi}$ estão dentro dos limites estabelecidos, logo a verificação foi atendida.

7.2.5.2 Dimensionamento da armadura passiva de flexão

O dimensionamento da armadura passiva de flexão para a viga V3A=V3B foi efetuado com a utilização da fórmula 23 descrita no item 7.2.3.2. O momento fletor de cálculo na seção mais solicitada para esse elemento da estrutura, devido a todas as cargas (q_{prot} e $q_{arm.pass}$), é de $M_d=2356,61$ kNm. Para a obtenção da área de aço nessa seção, utilizou-se $A_{CC} = (0,8 \cdot 2,43 \cdot 40) \cdot X$ cm², $A_p = 8,02$ cm², $d_p = 163,5$ cm e $d_s = 167,5$ cm. (os demais valores são relativos às propriedades dos materiais, logo se utilizou os mesmo valores do dimensionamento efetuado para a V1A=V1B). Isso resultou em X igual a 19,37 cm através da resolução de uma equação do 2º grau.

Com a determinação posição da linha neutra foi possível calcular a área de aço da armadura passiva, substituindo-se X na fórmula 25. Isso resulta em A_S igual a $7,20 \text{ cm}^2$. A necessidade da utilização da armadura passiva foi verificada em todas as seções consideradas através de uma planilha eletrônica, e os seus respectivos valores das áreas de aço, bem como o número de barras por bitola necessárias para atender a essa demanda, os quais estão dispostos na tabela 13.

Tabela 13 – Área de aço da armadura passiva e número de barras necessárias por bitola para V3A=V3B

SEÇÃO	Md (kN.m)	x (cm)	As (cm ²)	φ 16	φ 20
0	560,57	4,54	0,00	0	0
1e	848,38	6,81	0,00	0	0
1d	848,38	6,91	0,00	0	0
2e	1508,23	12,22	1,28	1	1
2d	1508,23	12,31	0,00	0	0
3e	1979,55	16,20	1,54	1	1
3d	1979,55	16,20	1,54	1	1
4e	2262,35	18,57	5,77	3	2
4d	2262,35	18,57	5,77	3	2
5	2356,61	19,37	7,20	4	3

(fonte: elaborada pelo autor)

Nas seções que ainda estão comprimidas pela armadura ativa foi utilizada uma armadura mínima $A_{S,\min}=0,158\%(A)$, como indica a NBR 6118 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 117). Para a área de concreto do viga proposto esse valor é $A_{S,\min}=6,42 \text{ cm}^2$. Como $A_{S,\min}$ é bastante semelhante ao valor de A_S calculado para a seção média, utilizou-se 4 barras de 16mm de diâmetro para todo o comprimento da viga.

7.2.5.3 Dimensionamento da armadura resistente ao esforço cortante

O esforço cortante de cálculo utilizado para o dimensionamento da armadura transversal é $V_d = 409,85 \text{ kN}$. Esse valor corresponde ao esforço máximo obtido na análise do viga principal, considerando todo o carregamento aplicado na estrutura – para a viga V3A=V3B – multiplicado pelo coeficiente 1,4.

O dimensionamento da armadura dos estribos foi efetuado com a fórmula 24, a qual se encontra no item 7.2.3.3. Entrando com os valores de $M_0 = 393,70 \text{ kN.m}$, de $V_c = 259,64 \text{ kN}$,

de $V_{c0} = 222,48$ kN, de $d_s = 167,5$ cm e de $S_w = 100$ cm, obteve-se $A_{sw} = 2,29$ cm². Utilizando a tabela A3.1 do anexo A, chegou-se à armadura de $\varnothing 6,3$ c/20.

7.2.6 DENTES DE APOIO

O dimensionamento dos dentes de apoio Gerber – regiões de ligação entre as vigas que compõe o viga principal – foi feito para a pior situação, ou seja, para a maior reação obtida nas rótulas, admitindo-se todas as cargas aplicadas na estrutura. Esse valor corresponde ao esforço cortante atuante na rótula que estabelece a ligação entre a V1A=V1B e a V2A=V2B, e é igual a 384,10 kN. Para isso, considerou-se a teoria de cálculo de consolos muito curtos, pois a razão a (distância horizontal entre o ponto de aplicação da carga até o centro geométrico da armadura de suspensão) sobre d (distância vertical entre o centro geométrico da armadura de tração e a face mais distante dessa armadura), igual a 0,43 cm, encontrou-se dentro dos limites necessários para se considerar esse modelo de dimensionamento. O detalhamento das armaduras dos dentes de apoio se encontra juntamente com a armadura das vigas (apêndice L).

A área de aço da armadura de suspensão (A_{Susp}) foi calculada, substituindo-se o valor de cálculo de cortante V_a na fórmula 26 (Trabalho não publicado).⁸

$$A_{Susp} = \frac{\gamma \cdot V_d}{f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 384,1}{43,5} \quad (\text{fórmula 26})$$

Onde:

γ = coeficiente de majoração, igual a 1,4;

V = maior valor do esforço cortante nas rótulas do viga principal, igual a 384,10 kN;

$f_{yd} = 43,5$ kN/cm²

Isso resultou em A_{Susp} igual a 12,40 cm². Utilizou-se 7 barras com 12,5 mm de diâmetro a cada 5cm para atender essa demanda de aço

⁸ Notas de aula do Prof. Rubem C. Schwingel da disciplina de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Para o dimensionamento da área de aço da armadura de tração (A_{ST}), substituiu-se o valor de cálculo de esforço cortante V_d , igual a 384,10 kN, na fórmula 27 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 23).

$$A_{ST} = \frac{0,8 \cdot V_d}{\mu \cdot f_{yd}} + \frac{0,2 \cdot V_d}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 1,4 \cdot 384,1}{1,4 \cdot 43,5} + \frac{0,2 \cdot 1,4 \cdot 384,1}{43,5} \quad (\text{fórmula 27})$$

Onde:

V_d = valor de cálculo para o esforço cortante atuante na rótula de ligação entre as vigas V1A=V1B e V2A=V2B (kN);

μ = coeficiente de atrito par concreto lançado monoliticamente;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço.

Isso resultou em A_{ST} igual a 9,5 cm². Para atender a essa demanda de aço, utilizou-se duas barras de 25mm de diâmetro. A partir de A_{ST} , calculou-se a armadura de costura (A_{Scost}) igual a 0,5 A_{ST} (PFEIL, 1979, p. 197). A partir dessa relação determina-se A_{Scost} igual a 4,75cm². Utilizou-se 6 Ø 10 c/10 na lateral do dente de apoio para atende a essa demanda de aço.

Por fim, foi feita a verificação das tensões de compressão na diagonal comprimida (τ_{wd}) de concreto para os limites de tensão indicados no item 4.2.3, com a utilização da fórmula 28 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 183):

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 384,1}{40 \cdot 82} \leq 0,3 \cdot f_{cd} \quad \text{ou} \quad 6MPa \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

V_d = valor de cálculo para o esforço cortante atuante na rótula de ligação entre as vigas V1A=V1B e V2A=V2B (kN);

b_w = largura da base dente de apoio (cm);

d = altura efetiva do dente apoio (cm);

f_{cd} = resistência à compressão de cálculo do concreto, igual a 2,86 kN/cm².

Isso resulta em τ_{wd} igual a 0,16 kN/cm². Dessa forma, as tensões na diagonal comprimida do concreto estão dentro dos limites estabelecidos.

7.2.7 Dimensionamento dos aparelhos de neoprene

Dimensionou-se dois aparelhos de neoprene, por questões de geometria dos elementos de concreto. Um dos dimensionamentos foi efetuado para o neoprene fretado posicionado sobre as travessas dos pilares de sustentação (aparelho de apoio 1), e outra para os aparelhos elastoméricos posicionados sobre os dentes de apoio da viga V2A=V2B (aparelho de apoio 2). Não foi feita a verificação correspondente ao efeito de rotação indicada no item 5.1.4. Para ambos os apoios foi utilizado o aparelho de neoprene simples, com uma única camada de elastômero (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 13). O detalhamento dos aparelhos de apoio se encontra nas plantas 007 e 005 do apêndice L.

7.2.7.1 Aparelho de apoio 1

Inicialmente, definiu-se as dimensões em planta do aparelho de apoio 1, igual a 38x40 cm, e a espessura da camada de neoprene, igual a 2 cm, (a qual deve ser menor do que, aproximadamente, 5 vezes a maior dimensão em planta). Em seguida, verificou-se a condição estabelecida pela fórmula 29 para a carga horizontal (para essa verificação foi utilizada a carga horizontal concentrada de vento atuante sobre os pilares PC1 e PC2), conforme sugere Pfeil (1979, p. 174):

$$0,7 \geq \frac{H_d}{A_{ap} \cdot G} = \frac{1,4 \cdot 92,7}{38 \cdot 40 \cdot 0,127} = 0,67 \quad (\text{fórmula 29})$$

Onde:

H_d = força horizontal de cálculo (kN);

A_{ap} = área do aparelho de neoprene (cm²);

G = módulo de cisalhamento do neoprene fretado para cargas de longa duração (kN/cm²).

A tensão máxima cisalhante, ocasionada pela carga horizontal, na almofada é calculada pela fórmula 30 (PFEIL, 1979, p. 174):

$$\tau_H = \frac{H_d}{A_{ap}} = \frac{1,4 \cdot 92,7}{38 \cdot 40} = 0,085 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{fórmula 30})$$

Em seguida, calculou-se a tensão média de compressão (σ_m) para a maior carga de compressão atuante sobre o aparelho 1 – ou seja, a carga aplicada no apoio esquerdo da viga central – a partir da fórmula 31 (PFEIL, 1979, p. 172):

$$\sigma_m = \frac{P_d}{A_{ap}} = \frac{1,4 \cdot 554,9}{38 \cdot 40} = 0,551 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{fórmula 31})$$

Onde:

P_d = força de compressão de cálculo atuante sobre o aparelho de apoio 1 (kN);

A_{ap} = área do aparelho de apoio 1 (cm²).

Admite-se tensões de compressão médias (σ_m) no aparelho de neoprene da ordem de 0,981 a 1,177 kN/cm², indica Pfeil (1979, p. 175), logo os valores calculados são admissíveis.

Todavia, a força normal atuante sobre a almofada gera tensões cisalhantes. A tensão cisalhante máxima causada pela força de compressão aplicada sobre o neoprene fretado se calcula pela fórmula 32 (PFEIL, 1979, p. 172):

$$\tau_P = k_2 \cdot \sigma_m \cdot \left(\frac{h_n}{a} \right) = 4,55 \cdot 0,551 \cdot \left(\frac{2}{38} \right) = 0,132 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{fórmula 32})$$

Onde:

$k_2 = 4,55$;

σ_m = tensão média de compressão sobre a almofada devido à carga de compressão (kN/cm²);

h_n = altura do apoio de neoprene;

a = menor dimensão em planta do aparelho de apoio elastomérico (cm).

Por fim, verificou-se a condição ao deslizamento, a partir da fórmula 33 (PFEIL, 1979, p. 177):

$$\tau = \tau_H + \tau_p = 0,085 + 0,132 = 0,217 \leq 5 \cdot G = 5 \cdot 0,127 = 0,635 \quad (kN/cm^2) \quad (\text{fórmula 33})$$

Onde:

τ = soma das tensões cisalhantes no plano de colagem (kN/cm²);

τ_H = tensão cisalhante devida à carga horizontal aplicada sobre a almofada (kN/cm²);

τ_p = tensão cisalhante devida à carga de compressão aplicada sobre a almofada (kN/cm²).

G = módulo de cisalhamento do neoprene fretado para cargas de longa duração (kN/cm²).

Como se verificou todas as condições, aprovou-se as dimensões de planta estipuladas inicialmente.

7.2.7.3 Aparelho de apoio 2

Para o aparelho de apoio 2 – com dimensões em planta de 30x40 cm e espessura de 2 cm – efetuou-se, praticamente, a mesma seqüência de cálculo do item 7.2.7.2, haja vista que não há forças cisalhantes horizontais (τ_H) na almofada devido aos carregamentos atuantes sobre a estrutura. Assim, temos que $\tau = \tau_H$.

Os valores obtidos nas verificações do apoio 2 atendem aos limites de tensões, e estão dispostos na tabela 14.

Tabela 14 – Valores de tensão para verificação do apoio de neoprene 2

σ_m (kN/cm ²)	$\tau = \tau_p$ (kN/cm ²)	5.G (kN/cm ²)
0,896	0,407	0,635

(fonte: elaborada pelo autor)

7.3 PÓRTICOS DE TRAVAMENTO HORIZONTAL

Nesse item, definiu-se os carregamentos atuantes sobre os pórticos POR1, POR2 e POR3, e obteve-se os esforços de momento fletor e cortante atuantes sobre essas estruturas. A partir desses esforços, dimensionou-se as áreas de aço para as vigas V1, V2, V3 os pilares PE1=PE2, PC1=PC2, PD1=PD2 e as traves 1, 2 e 3. O detalhamento dos elementos estruturais da mesoestrutura se encontra na planta 005 do apêndice L.

7.3.1 Carregamentos adotados

Os carregamentos atuantes são os relativos:

- a) ao vento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), com incidência a 0° e a 180° ($q_{\text{vento}} = 0,773 \text{ kN/m}^2$);
- c) aos esforços provenientes da superestrutura;
- d) ao peso próprio da estrutura (PP_P).

Diferentemente do que para a superestrutura, para os pórticos, componentes da mesoestrutura, o dimensionamento foi efetuado a partir de três combinações dos carregamentos q_{vento} , cargas provenientes da estrutura e PP_P . Na primeira combinação, considerou-se somente PP_P e as cargas oriundas da análise do conjunto de vigas principais do tabuleiro. Em seguida, acrescentou-se o vento incidindo a 0° na estrutura (direção positiva do eixo y indicado na prancha 001 do apêndice). Na terceira combinação, considerou-se o vento incidindo a 180° na estrutura (direção negativa do eixo y indicado na prancha 001 do apêndice J). A partir da análise dessas três combinações foi gerada a envoltória dos esforços de momento fletor e de cortante para as quais se dimensionou a estrutura.

7.3.2 Cálculo das solicitações

Definidos os carregamentos, pode-se efetuar o cálculo dos esforços atuantes sobre cada um dos três pórticos da mesoestrutura. Como o programa utilizado para a solução dos pórticos foi o Ftool 2.11 (2002), o qual analisa a estrutura para um carregamento de cada vez, o número de análises foi muito extenso, por essa razão, os gráficos dos esforços podem ser encontrados do apêndice A ao I.

7.3.3 Dimensionamento das vigas V1, V2 e V3

Nesse item, a partir dos resultados obtidos das análises, dimensionou-se as áreas de aço resistente para as vigas V1, V2 e V3. Objetivando minimizar deformações, o domínio 2 de deformações balizou os dimensionamentos.

7.3.3.1 Armadura longitudinal

Para a determinação da linha neutra (**X**) foi utilizada a fórmula 34, proveniente do equilíbrio de esforços na seção considerada.

$$M_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot X \cdot \left[1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot X \right] \quad (\text{fórmula 34})$$

Onde:

M_d = momento fletor máximo de cálculo (kN.cm);

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, igual a 2,86 kN/cm²;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento da armadura passiva, igual a 43,50 kN/cm²;

b_w = largura da base da viga (cm);

d = distância da borda comprimida ao centro geométrico da armadura passiva (cm);

X = distância da borda comprimida da seção da viga à linha neutra.

Para a viga V1, que possui seção de concreto de 20/40, substituiu-se os valores de momento fletor de cálculo ($M_d = 10374$ kN.cm), da largura da base ($b_w = 20$ cm) e da distância da borda comprimida ao centro geométrico da armadura passiva ($d = 33$ cm) na fórmula 34. Isso resultou em **X** igual a 9,13 cm.

Para a viga V2, que possui seção de concreto de 30/60, substituiu-se os valores de momento fletor de cálculo ($M_d = 18520$ kN.cm), da largura da base ($b_w = 30$ cm) e da distância da borda comprimida ao centro geométrico da armadura passiva ($d = 53$ cm) na fórmula 34. Isso resultou em **X** igual a 9 cm.

Para a viga V3, que possui seção de concreto de 20/30, substituiu-se os valores de momento fletor de cálculo ($M_d = 6188$ kN.cm), da largura da base ($b_w = 20$ cm) e da distância da borda

comprimida ao centro geométrico da armadura passiva ($d = 23$ cm) na fórmula 34. Isso resultou em X igual a 8,04 cm.

Com a obtenção do valor de X , sabe-se a posição da linha neutra, e, conseqüentemente, a área de concreto comprimida. O valor da área de aço da armadura longitudinal (A_s) foi obtido a partir da fórmula 35, obtida, também, a partir das equações de equilíbrio da seção considerada.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 2,86 \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot X}{43,50} \quad (\text{fórmula 35})$$

Substituindo-se os valores de X , igual a 9,13 cm, e de b_w , igual a 20 cm, correspondentes à viga V1, na fórmula 28, obteve-se A_s igual a 9,42 cm². Para atender a essa área de aço, utilizou-se 3 Ø 20. Como os momentos fletores, positivo e negativo, da viga V1 são semelhantes, dimensionou-se A_s para a maior das duas solicitações, e a armadura obtida foi posicionada na parte superior e inferior (da mesma forma esse procedimento foi efetuado para V2 e V3).

Substituindo-se os valores de X , igual a 9 cm, e de b_w , igual a 30 cm, correspondentes à viga V2, na fórmula 35, obteve-se A_s igual a 12,70 cm². Para atender a essa área de aço, utilizou-se 4 Ø 20.

Substituindo-se os valores de X , igual a 8,04 cm, e de b_w , igual a 20 cm, correspondentes à viga V3, na fórmula 35, obteve-se A_s igual a 8,04 cm². Para atender a essa área de aço, utilizou-se 4 Ø 16.

7.3.3.2 Armadura transversal

O dimensionamento da armadura transversal, resistente ao esforço cortante, para as três vigas foi efetuado com o critério da armadura mínima $(A_{sw}/S)_{\min}$, pois o valor da parcela resistente do concreto ao cisalhamento (V_c) foi verificada maior do que o esforço cortante máximo de cálculo para V1, V2 e V3.

Substituindo-se a largura da base (b_w) das vigas V1 e V3 na fórmula 36 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a), obteve-se o valor de $(A_{sw}/S)_{\min}$ por metro

$$A_{sw \min} = \frac{0,2 \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot S}{f_{ywd}} = \frac{0,2 \cdot 0,3 \cdot (40)^{2/3} \cdot 20}{43,50} \cdot 100 \quad (\text{fórmula 36})$$

Isso resultou em $(A_{sw}/S)_{\min}$ igual a 2,81 cm²/m. Utilizando a tabela A.1 do anexo A, chegou-se à armadura de Ø 6,3 c/20.

Para a viga V2, substituiu-se o valor de b_w , igual a 30 cm, na fórmula 30. Isso resultou em $(A_{sw}/S)_{\min}$ igual a 4,21 cm²/m. Utilizando a tabela A.1 do anexo A, chegou-se à armadura de Ø 6,3 c/14.

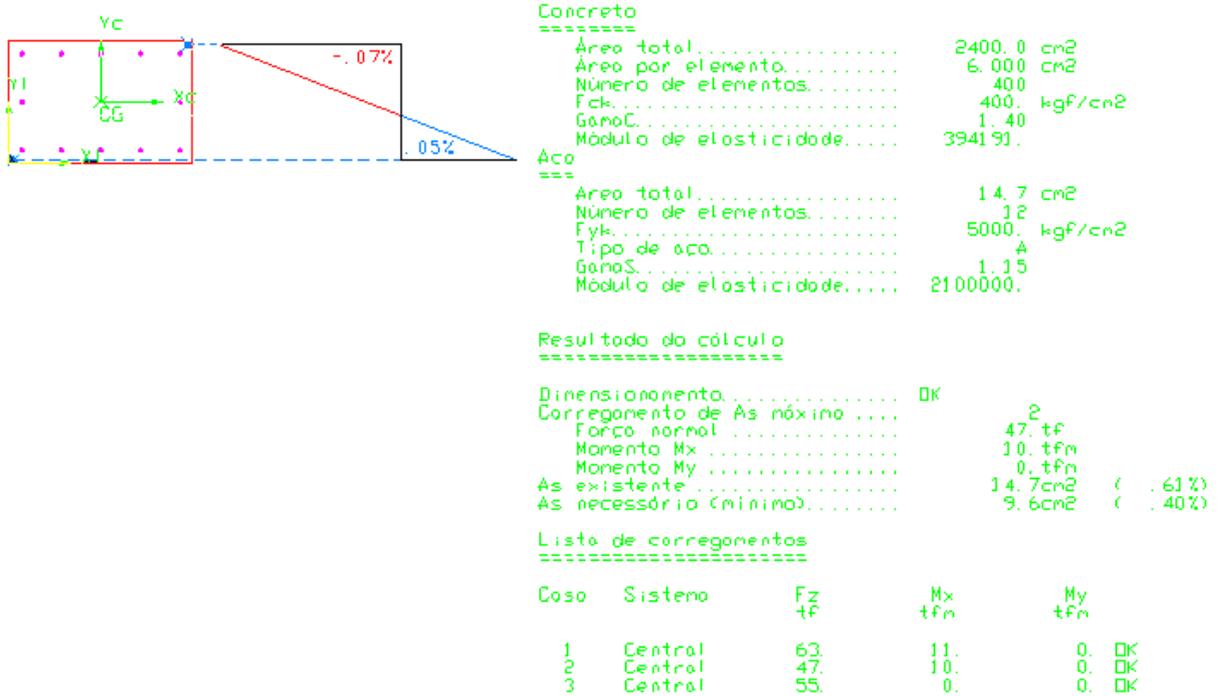
7.3.4 Dimensionamento dos pilares

Nesse, item, foi apresentado o dimensionamento dos pilares PE1=PE2, PC1=PC2, PD1=PD2 e das respectivas traves 1, 2 e 3.

Para os pilares, esse cálculo foi efetuado no programa CAD/TQS 11.7 (2004), a partir dos esforços obtidos das análises dos pórticos para os três carregamentos adotados.

A figura 19 apresenta essa verificação para o par de pilares da extremidade esquerda da estrutura (PE1=PE2).

Figura 25 – Verificação do par de pilares da extremidade esquerda PE1=PE2

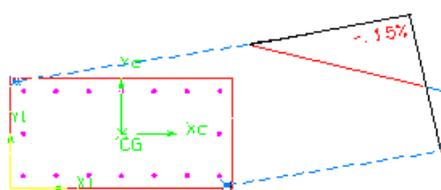


(fonte:sistemas CAD/TQS 11.7, 2004)

A área de aço necessária para suportar os esforços provenientes dos três carregamentos foi a área mínima, igual a 9,6 cm², para essa seção de 60/40. Adotou-se uma área de aço resistente de 14,70 cm² (12 Ø 12,5). Para o par de pilares da extremidade direita PD1=PD2, foi utilizada mesma área de aço, pois se verificou esforços menores do que para PE1=PE2.

A figura 26 apresenta a verificação no programa CAD/TQS 11.7 (2004) para o par de pilares central da estrutura (PC1=PC2).

Figura 26 – Verificação do par de pilares central PC1=PC2



```

Concreto
=====
Área total..... 3200.0 cm2
Área por elemento..... 8.000 cm2
Número de elementos..... 400
Fck..... 400. kgf/cm2
GomoC..... 1.40
Módulo de elasticidade..... 394191.

Aço
===
Área total..... 19.6 cm2
Número de elementos..... 16
Fyk..... 5000. kgf/cm2
Tipo de aço..... A
GomoS..... 1.15
Módulo de elasticidade..... 2100000.

Resultado do cálculo
=====
Dimensionamento..... OK
Corregimento de As máximo .... 1
Forço normal ..... 168. tf
Momento Mx ..... 26. tfm
Momento My ..... 16. tfm
As existente ..... 19.6cm2 ( .61%)
As necessário (mínimo)..... 12.8cm2 ( .40%)

Lista de carregamentos
=====
Caso Sistema Fz Mx My
tf tfm tfm
1 Central 168. 26. 16. OK
2 Central 168. 26. 16. OK
3 Central 146. 0. 16. OK

```

(fonte: sistemas CAD/TQS 11.7, 2004)

A área de aço necessária para suportar os esforços provenientes dos três carregamentos foi a área mínima, igual a 12,80 cm², para essa seção de 80/40. Adotou-se uma área de aço resistente de 19,60 cm² (16 Ø 12,5).

7.3.5 Dimensionamento das traves 1, 2 e 3

Nesse item, dimensionou-se as armadura de aço principais para as traves componentes dos pilares.

Para as traves 1 e 3, adotou-se armadura mínima (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a) – transversal, longitudinal e de pele – correspondente à menor seção transversal resistente, igual 40/50, pois esses elementos não são estruturais, possuem caráter, unicamente, arquitetônico.

Para a trave 2, foi considerada a teoria de cálculo de consolos curtos, pois a razão a (distância horizontal entre o ponto de aplicação a carga até a face mais próxima da seção resistente do pilar) sobre d (distância vertical entre o centro geométrico da armadura de tração e a borda comprimida), igual a 0,76 cm, encontrou-se dentro dos limites necessários para se considerar esse modelo. O dimensionamento desse elemento estrutural foi feito para a pior situação, ou seja, para a maior reação obtida dentre os dois apoios centrais, admitindo-se todas as cargas

aplicadas na estrutura. Esse valor corresponde ao esforço cortante atuante no apoio esquerdo da viga V2A=V2B, e é igual a 554,90 kN.

A fórmula 37 foi utilizada para dimensionar a armadura principal (A_{ST1}), de tração, para a trave 1 (Trabalho não publicado)⁹.

$$A_{ST1} = \frac{1,4 \cdot V \cdot \cos(\theta) / d}{43,50} \quad (\text{fórmula 37})$$

Substituindo-se os valores de cortante V considerado no cálculo, igual a 554,90 kN, e da relação a/d , igual a 0,76, obteve-se A_{ST1} igual a 13,60 cm². Utilizou-se 3 Ø 25 para atender a essa demanda de aço. A partir da dessa armadura principal de tração, calculou-se a armadura suplementar de costura, a qual, conforme Pfeil (1979, p. 197), deve ser maior ou igual à A_{ST1}

O próximo passo foi verificar se a diagonal comprimida suporta os esforços de compressão aos quais é exigida, ou seja, se a tensão no concreto é menor do que $(0,3 \cdot f_{cd})$ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a). Para isso, foi utilizada a fórmula 38 (Trabalho não publicado)⁹.

$$\sigma_c \geq \frac{1,4 \cdot \left(\frac{554,90}{\cos(\theta)} \right)}{B_n \cdot \cos(\theta) \cdot b_w} \quad (\text{fórmula 38})$$

Onde:

θ = ângulo da diagonal comprimida com a vertical, igual a 37,23°;

B_n = largura do aparelho de neoprene, igual a 40 cm;

b_w = largura da trave, igual a 40 cm;

σ_c = 0,858 kN/cm².

⁹ Notas de aula do Prof. Rubem C. Schwingel da disciplina de Estruturas Pré-moldadas de Concreto do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Isso resulta em uma tensão de compressão na diagonal comprimida do concreto igual a 0,766 kN/cm². Portanto, o concreto suporta os esforços de projeto e, dessa forma, não há necessidade de dimensionamento de estribos. O restante das armaduras é de caráter, unicamente, construtivo.

7.3.6 Blocos e vigas de fundação

Nesse item, a partir das cargas transferidas pelos pilares e do projeto de estaqueamento já definido, dimensionou-se os blocos de fundação BE1=BE2, BC1=BC2, BD1=BD2 e as vigas de fundação – VF1, VF2 e VF3 – responsáveis por unir cada um desses elementos estruturais. O detalhamento desses elementos de fundação se encontra nas plantas 009 e 010 do apêndice L.

7.3.6.1 Blocos

Nesse item, foi definida a geometria e dimensionada a armadura principal de tração para os blocos de fundação

7.3.6.1.1 Definição da geometria

A determinação da geometria dos blocos de fundação foi estipulada a partir das dimensões dos pilares e do projeto de estacas. Foi considerada, a partir da maior face de cada pilar, uma distância de 30 cm até a face do bloco de fundação. Isso foi feito, pois, para o encaixe do pilar, estipulou-se uma folga de 7,5 cm em cada direção. Logo, estimou-se uma largura (**L**) igual a 100 cm, para que as paredes do bloco não fossem demasiado finas. Com a posição das estacas já estabelecida, o comprimento (**C**) desses elementos – o qual depende, principalmente, da distância entre eixos de estaca, igual a 150 cm – , pode-se chegar à dimensão de 230 cm, mantendo-se, como menor distância entre a geratriz da estaca e a face do bloco, 15 cm. A partir dessas dimensões, utilizou-se, conforme sugere Pfeil (1979, p 320), a relação $L \leq (H/2)$. Isso resultou em uma altura (**H**) igual a 200 cm.

7.3.6.1.2 Armadura de tração

O dimensionamento da armadura de tração (A_{ST}), a qual é a armadura principal, foi efetuado de acordo com o modelo de cálculo de bielas, devido às dimensões estipuladas para os blocos. O esforço normal máximo por estaca (N) que essa armadura deve suportar – para os pilares de extremidade – é de 252 kN. Logo, utilizou-se a fórmula 39 para o dimensionamento de A_{ST} (Trabalho não publicado)¹⁰

$$A_{ST} = \frac{1,4 \cdot \frac{N}{\tan \theta}}{43,50} \quad (\text{fórmula 39})$$

Onde:

N = força normal em cada estaca (kN);

θ = ângulo da diagonal comprimida com a vertical.

Substituindo o valor de N na fórmula 33, obteve-se A_{ST} igual a 4,69 cm². Para atender a essa demanda de aço, utilizou-se 4 Ø 12,5 posicionados na parte inferior do bloco, sobre as estacas.

O esforço normal máximo por estaca (N), para os pilares centrais, foi de 719,90 kN. Substituindo o esse valor na fórmula 39, obteve-se A_{ST} igual a 13,4 cm². Para atender a essa demanda de aço, utilizou-se 7 Ø 16, posicionados na parte inferior do bloco, sobre as estacas. O restante das armaduras tem caráter de montagem, unicamente.

7.3.6.2 Vigas de fundação

Nesse item, dimensionou-se as áreas de aço resistentes para as vigas de fundação VF1, VF2 e VF3, a partir da envoltória de esforços de momento fletor e de esforço cortante.

¹⁰ Notas de aula do Prof. Rubem C. Schwingel da disciplina de Projeto de Estruturas de Concreto Armado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

7.3.6.2.1 Cálculo das solicitações

Os esforços, para os quais se dimensionou as vigas de fundação, são referentes aos momentos fletores gerados na base dos pilares, oriundos da ação dos três carregamentos considerados para dimensionamento dos pórticos de travamento horizontal. Calculou-se as três vigas como bi-apoiadas. As análises encontram-se no apêndice K.

7.3.6.2.2 Armadura longitudinal

O dimensionamento da armadura longitudinal para as vigas de fundação foi efetuado com a utilização das fórmulas 34 e 35 do item 7.3.3.1. Os valores calculados estão dispostos na tabela 15.

Tabela 15 – Área de aço da armadura longitudinal e número de barras necessárias por bitola para as vigas de fundação

VIGA	Md (kN.m)	b_w (cm)	h(cm)	x (cm)	A_s (cm ²)	ϕ 20
VF1=VF3	120,40	30	60	3,90	5,20	2
VF2	212,50	40	70	4,89	10,93	4

(fonte: elaborada pelo autor)

A viga V3 foi simplesmente igualada à viga VF1, por simplificação de projeto. Dessa forma, o momento fletor de cálculo utilizado no dimensionamento corresponde à análise de esforços, unicamente, para a viga VF1. Como a viga VF2 possui altura (**h**) maior do que 60 cm, calculou-se armadura de pele, conforme sugere a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 118)

7.3.6.2.3 Armadura transversal

O dimensionamento da armadura transversal, resistente ao esforço cortante, para as três vigas de fundação foi efetuado com o critério da armadura mínima $(A_{sw}/S)_{min}$ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a), pois o valor da parcela resistente do concreto ao cisalhamento (V_c) foi verificada maior do que o esforço cortante máximo de cálculo para VF1, VF2 e VF3. Utilizou-se para o dimensionamento de $(A_{sw}/S)_{min}$ a fórmula 36 do item 7.3.3.2. A tabela 16 ilustra os valores de $(A_{sw}/S)_{min}$ calculados.

Tabela 16 – Área de aço da armadura transversal e número de barras necessárias por bitola para as vigas de fundação

VIGA	b_w (cm)	A_s (cm ²)
VF1=VF3	30	4,21
VF2	40	5,61

(fonte: elaborada pelo autor)

Com a utilização da tabela A.1 do anexo A, estabeleceu-se armadura de estribos correspondente a $\varnothing 8$ c/20 (para VF1=VF2) e a $\varnothing 10$ c/20 (para VF1).

8 Considerações finais

O cálculo e o dimensionamento da efetuados para a estrutura proposta nesse trabalho, a partir das modificações pontuais previstas no projeto de uma empresa de cálculo estrutural da cidade de porto alegre para a estrutura, apresentaram resultados coerentes com os valores do cálculo e do dimensionamento existentes.

No conjunto de vigas principais protendidas pré-moldadas do tabuleiro, apesar de a viga V1A=V2A ter apresentado os maiores esforços de momento fletor, foi a viga central que apresentou maiores problemas para o dimensionamento das áreas de aço resistente (passiva e ativa). Essa viga apresenta uma característica especial. Em serviço, os esforços oriundos das cargas consideradas geram momento negativo, ao passo que no tempo inicial t_0 (no no qual os cabos de protensão são tensionados) o peso próprio gera momento positivo. Por essa razão, foi prevista armadura de protensão unicamente para o peso próprio da viga nas condições de serviço. Portanto, a armadura passiva complementar prevista foi maior do que para as vigas adjacentes.

Para as condições de transporte, às quais não foram apresentados os resultados das verificações, procurou-se posicionar os pontos de suspensão das vigas protendidas pré-moldadas de forma que não fosse alterado, de forma muito considerável, as condições de apoio em serviço desses elementos.

A carga de vento atuante sobre a viga interna da estrutura produziu torção no pórtico central. Devido ao fato de os balanços possuírem dimensões diferentes, a ação da carga distribuída de vento produz resultantes – a qual foi considerada concentrada nas rótulas – diferentes para a rótula da extremidade esquerda e da extremidade direita da viga V2A=V2B. A ação dessas duas forças produz momentos de módulos diferentes e sinal oposto. O momento resultante é o esforço responsável pela torção no pórtico POR2.

O dimensionamento dos dormentes – estruturas de apoio da tubulação de óleo – foi dimensionado pelo critério de armadura mínima de vigas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a), tanto para a armadura longitudinal, quanto para a armadura transversal.

A previsão das vigas VTR1, posicionadas na interface inferior da junta entre os dentes de apoio em viga, foi necessária para servir de apoio para os painéis alveolares de fechamento, nessas regiões. Esses elementos foram dimensionados como bi-apoiados. A carga utilizada para o dimensionamento foi referente à soma do peso próprio da laje alveolar ($q_{\text{laj.alv.}}$), da tubulação de óleo (q_{tubos}) e da carga móvel em passarelas ($q_{\text{acidental}}$) para a pior situação de apoio encontrada nessas regiões. As áreas de aço dimensionadas para esses elementos foram as áreas de aço mínimas para vigas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Rio Grande: DUNAS, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado . Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 14861**: laje pré-fabricada – painel alveolar de concreto protendido. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003a.

_____. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

_____. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

_____. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1983.

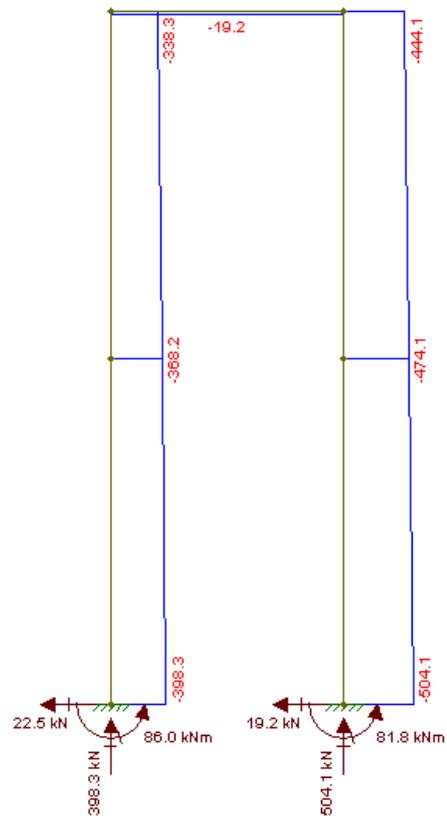
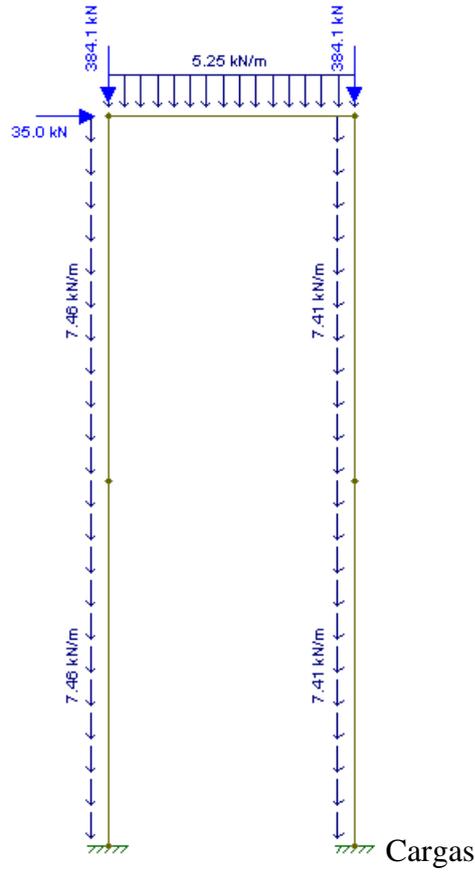
MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido**: princípios do projeto e cálculo. Rio de Janeiro: LTC, 1977.

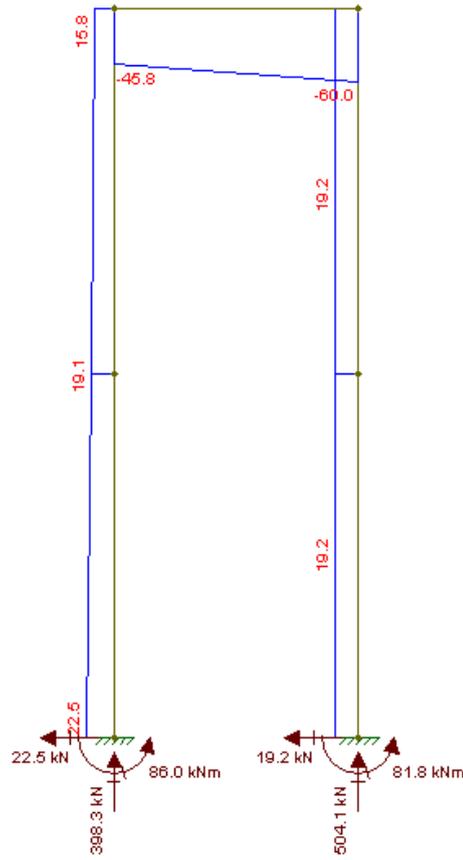
O'CONNOR, C. **Pontes**: superestruturas. Rio de Janeiro: LTC, 1975.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. Rio de Janeiro: LTC, 1979.

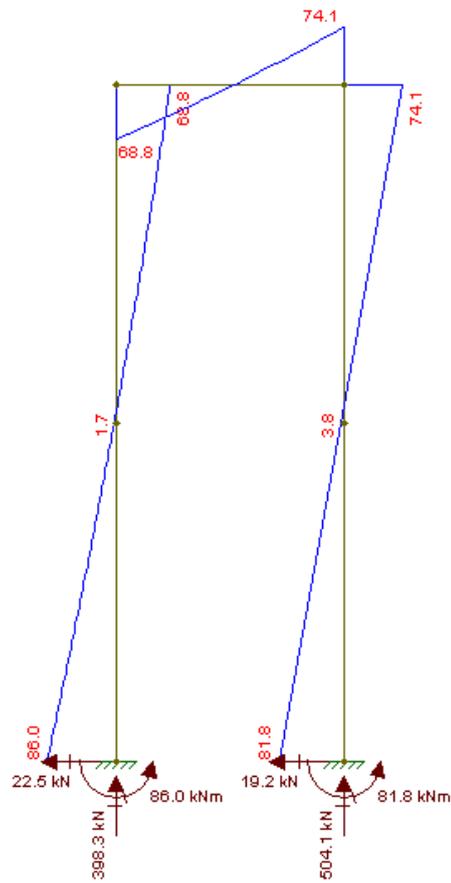
_____. **Pontes em concreto armado**. Rio de Janeiro: LTC, 1983.

Apêndice A – Definição e análise do pórtico POR1 para o carregamento 1



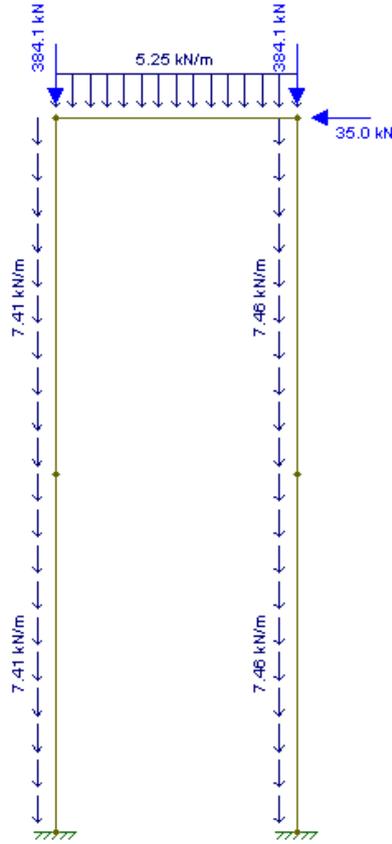


Esforço cortante

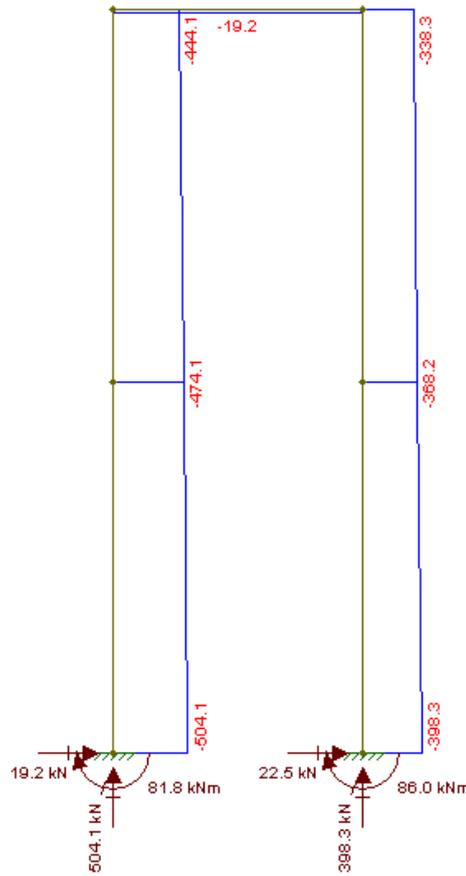


Momento fletor

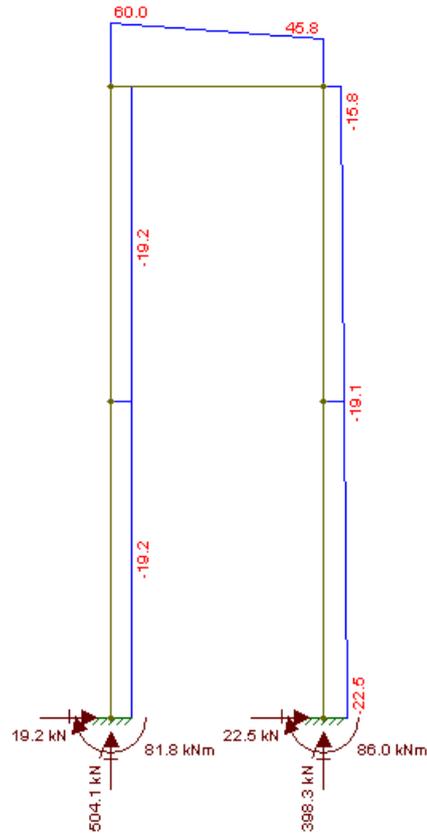
Apêndice B – Definição e análise do pórtico POR1 para o carregamento 2



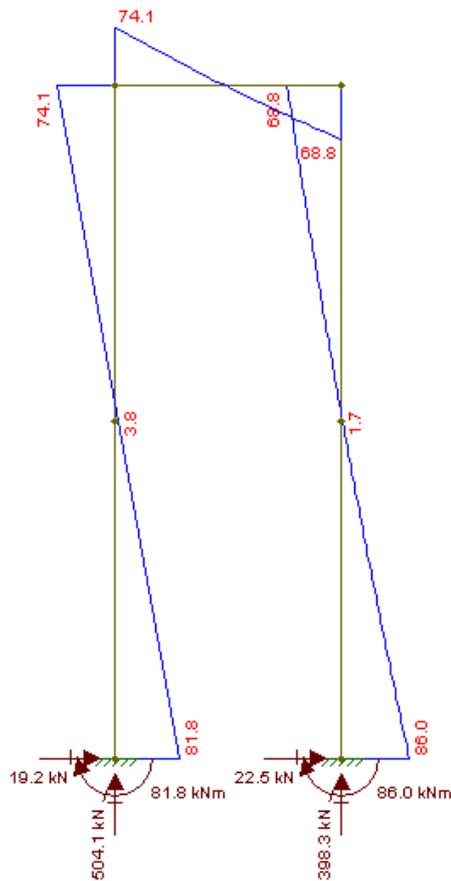
Cargas



Esforço normal

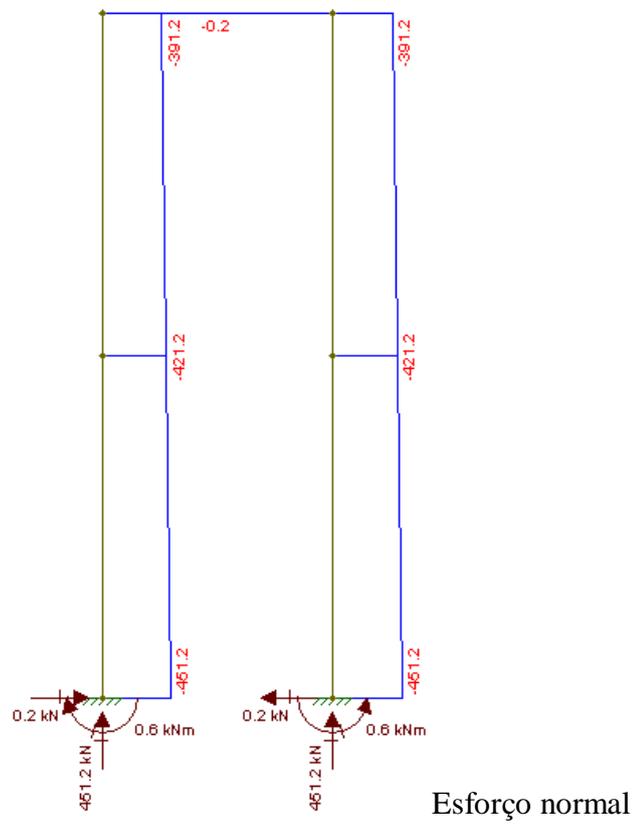
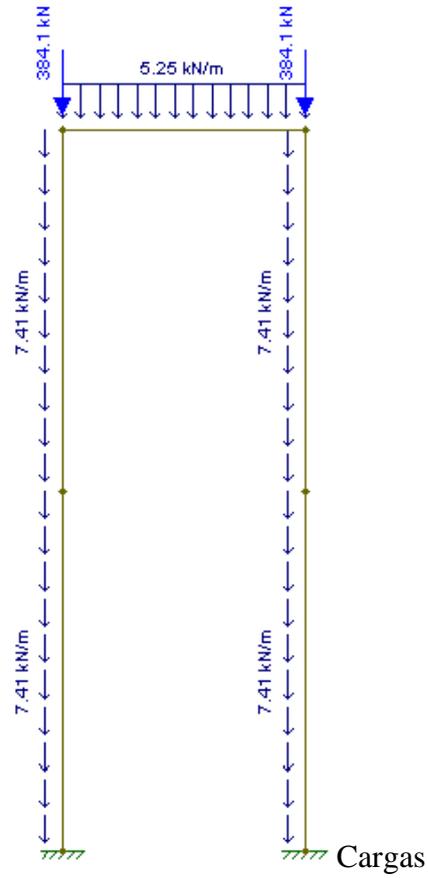


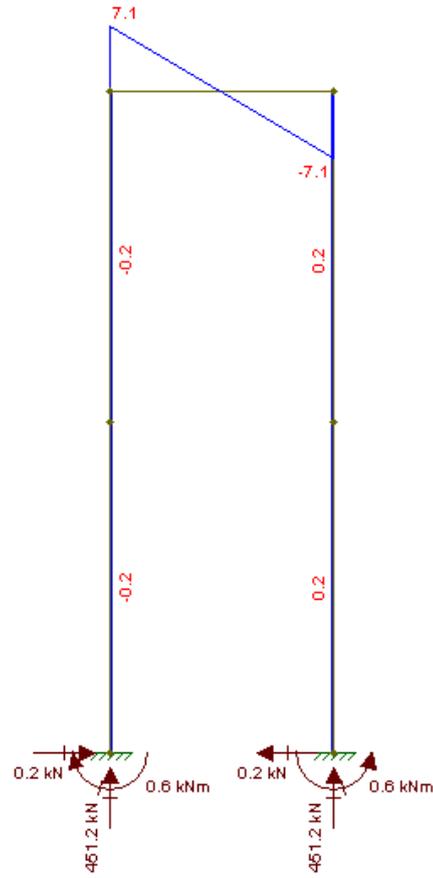
Esforço cortante



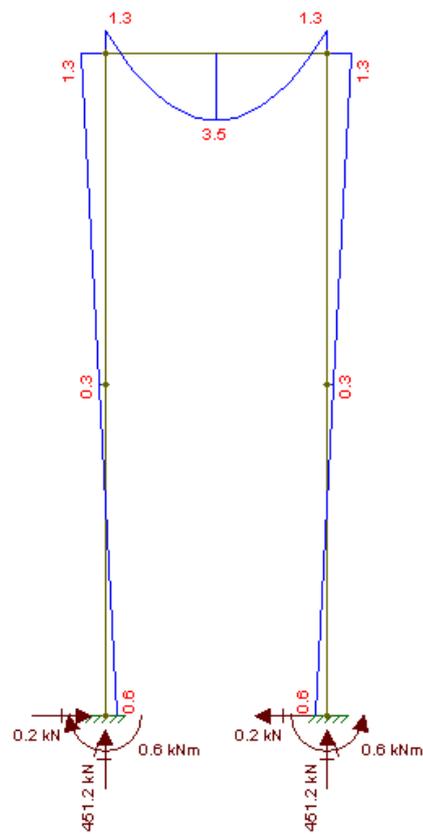
Momento fletor

Apêndice C – Definição e análise do pórtico POR1 para o carregamento 3



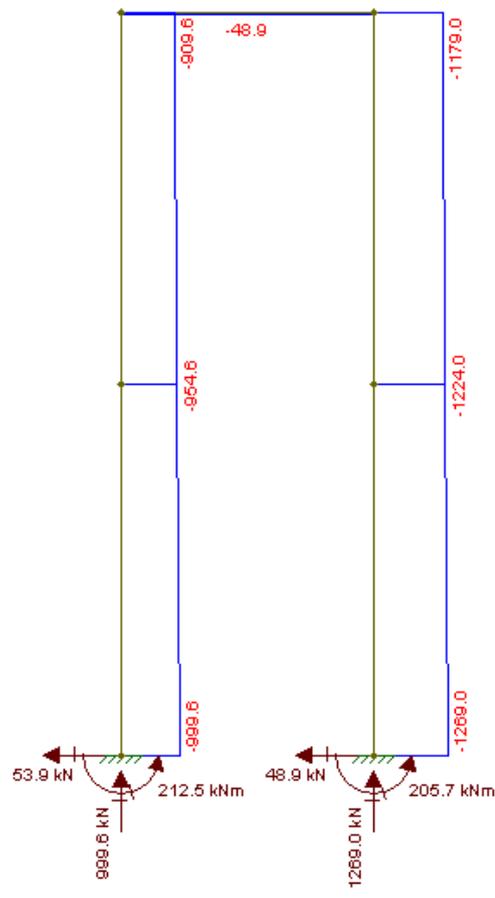
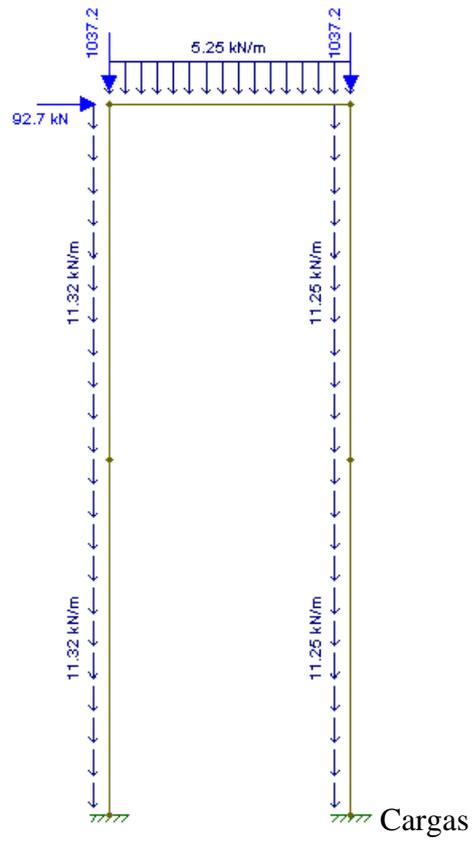


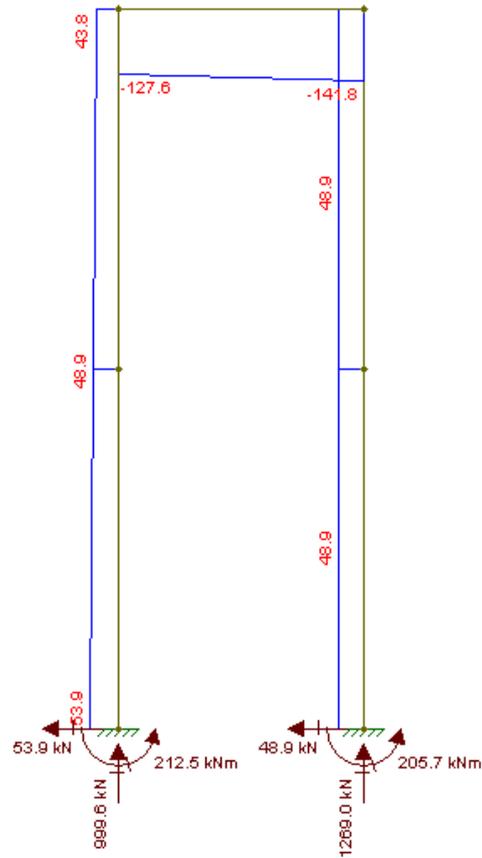
Esforço cortante



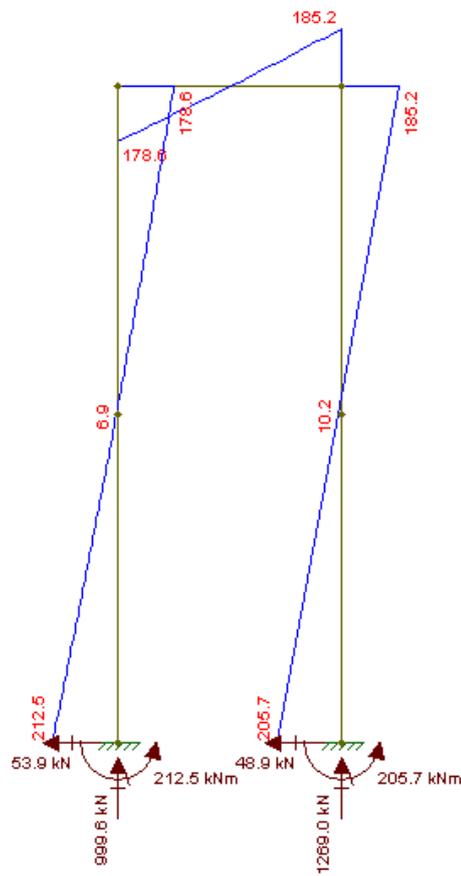
Momento fletor

Apêndice D – Definição e análise do pórtico POR2 para o carregamento 1

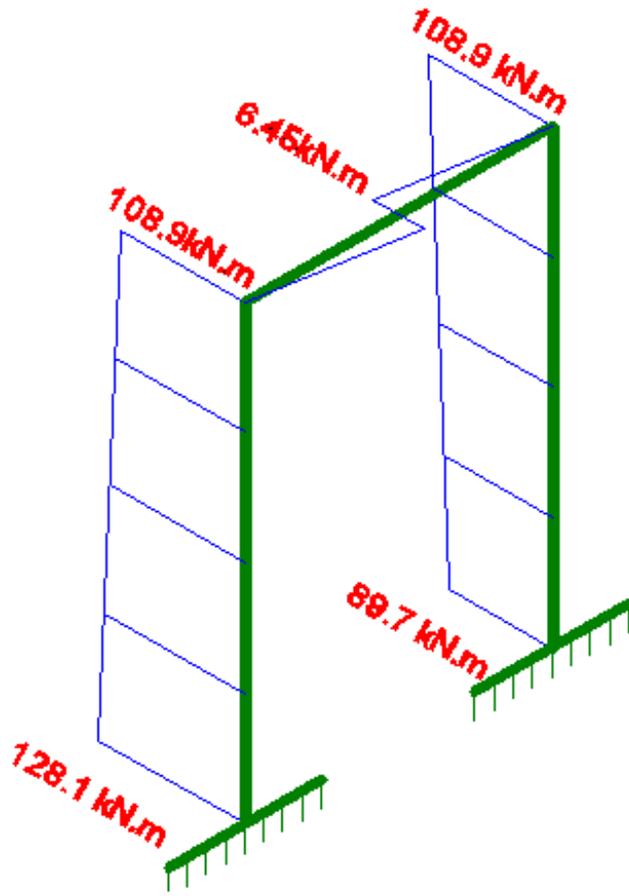




Esforço cortante

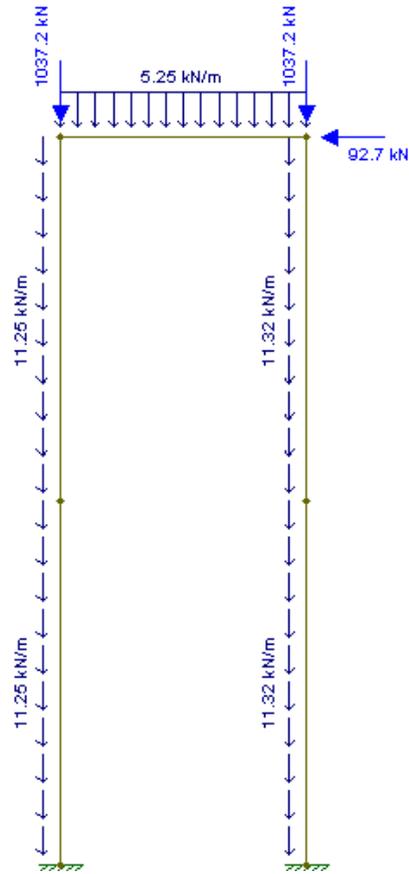


Momento fletor

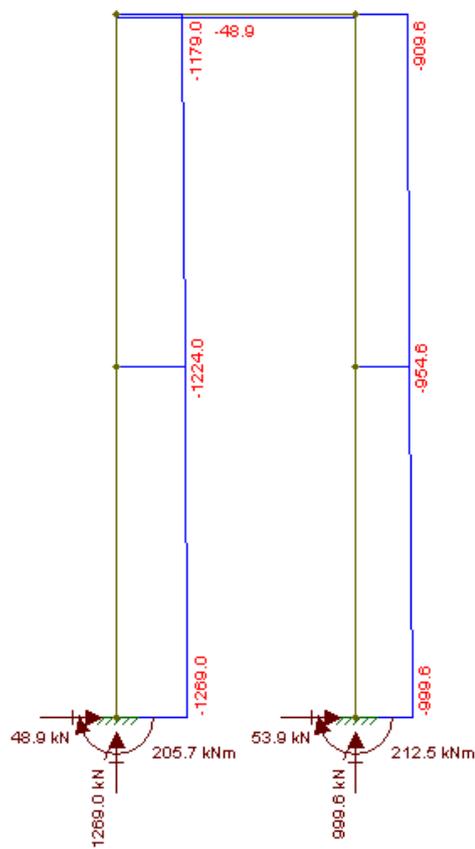


Momento fletor

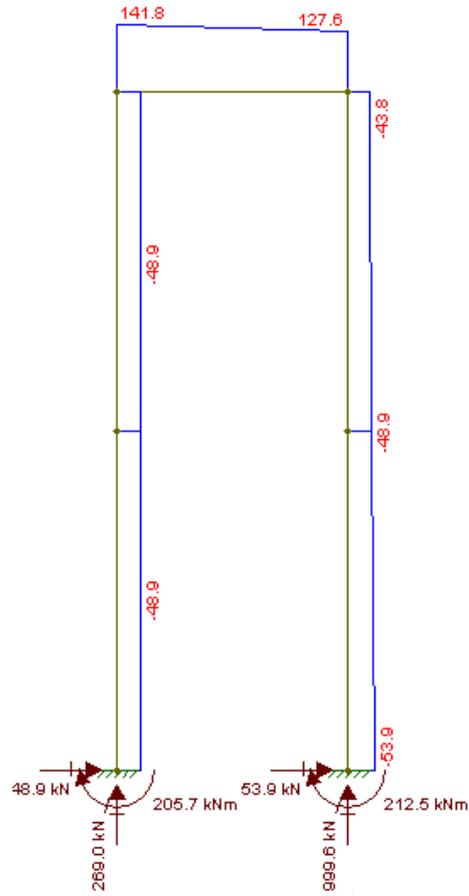
Apêndice E – Definição e análise do pórtico POR2 para o carregamento 2



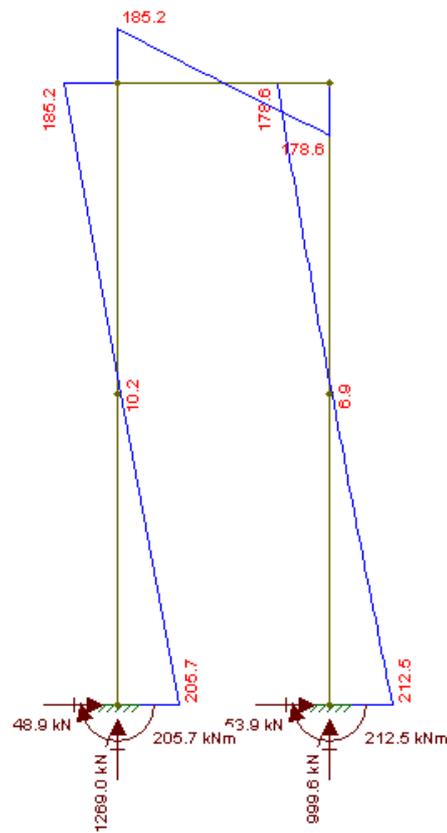
Cargas



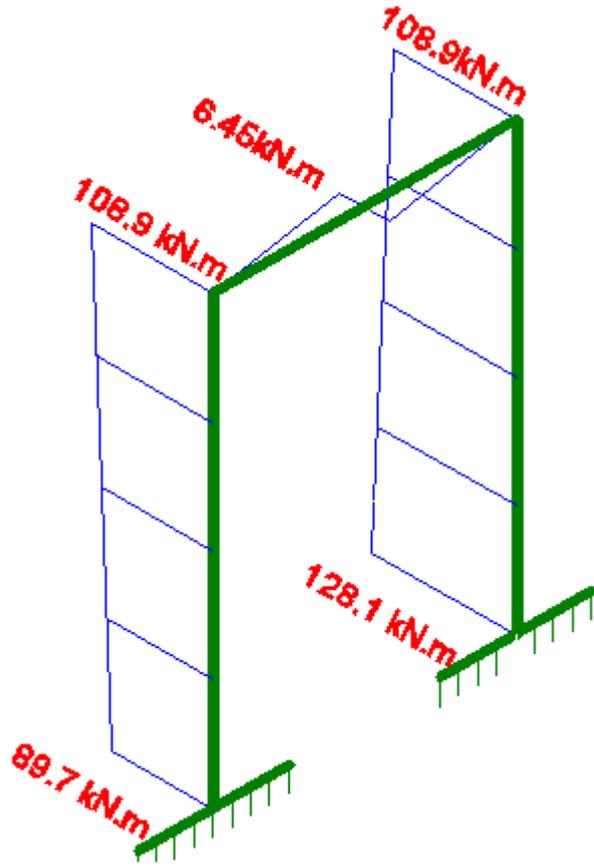
Esforço normal



Esforço cortante

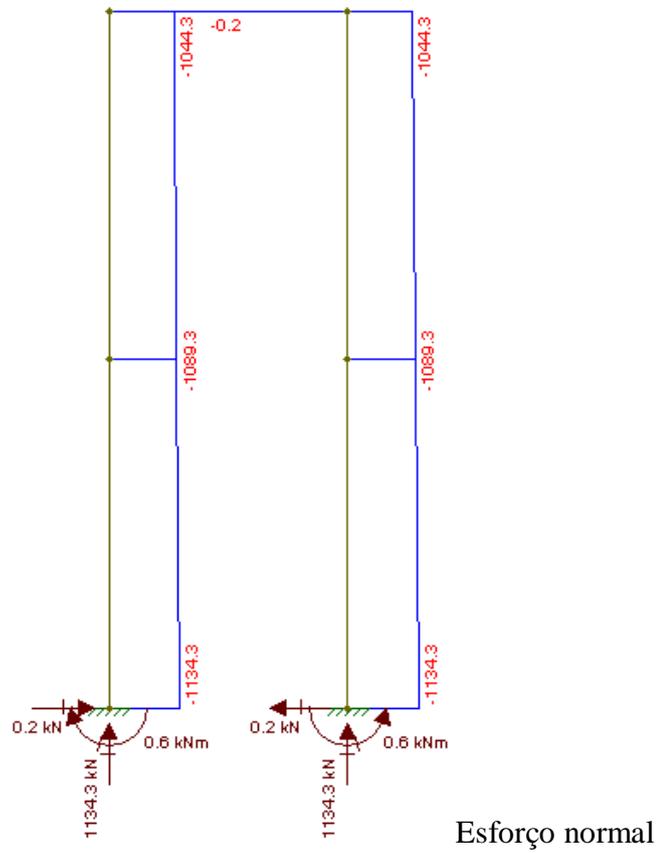
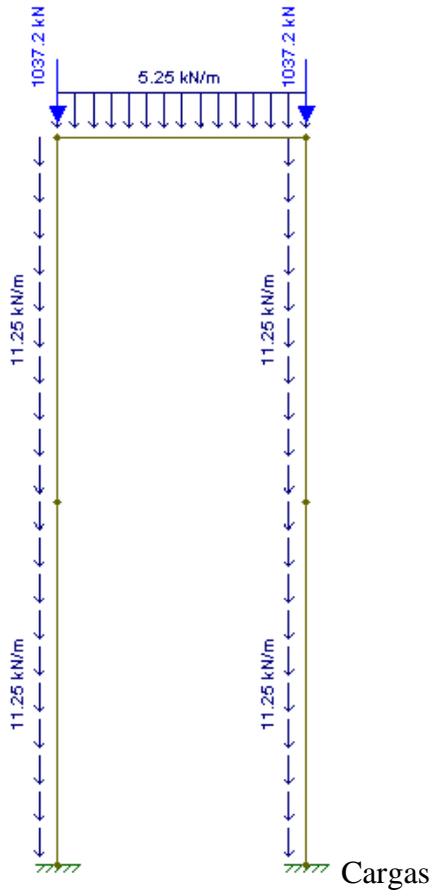


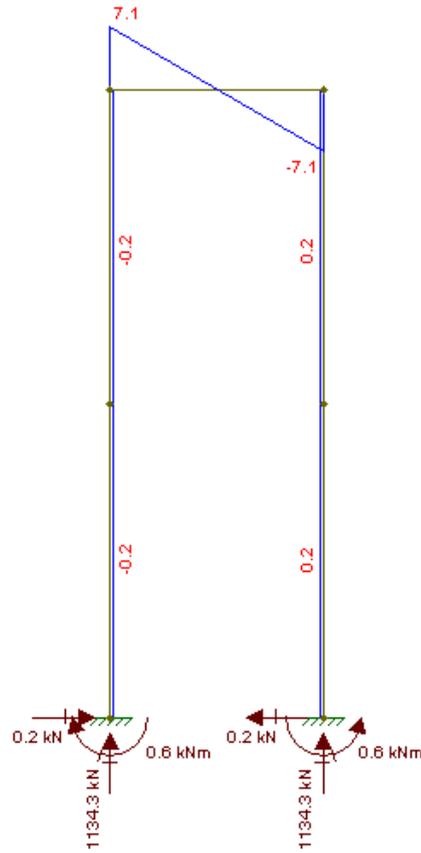
Momento fletor



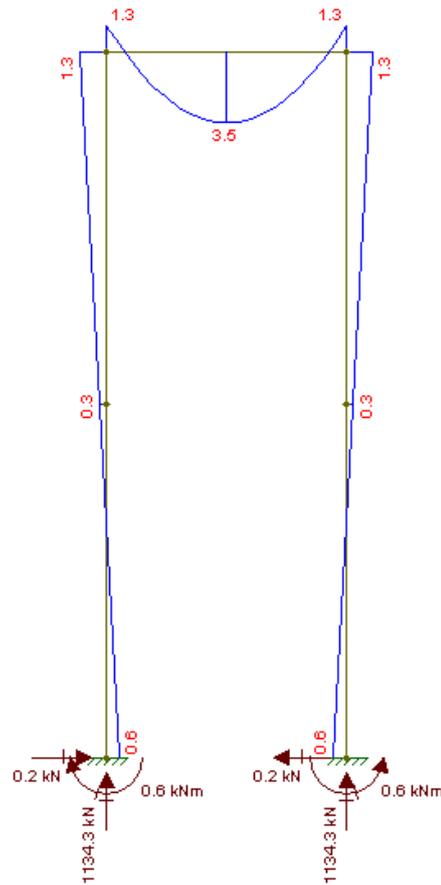
Momento fletor

Apêndice F – Definição e análise do pórtico POR2 para o carregamento 3



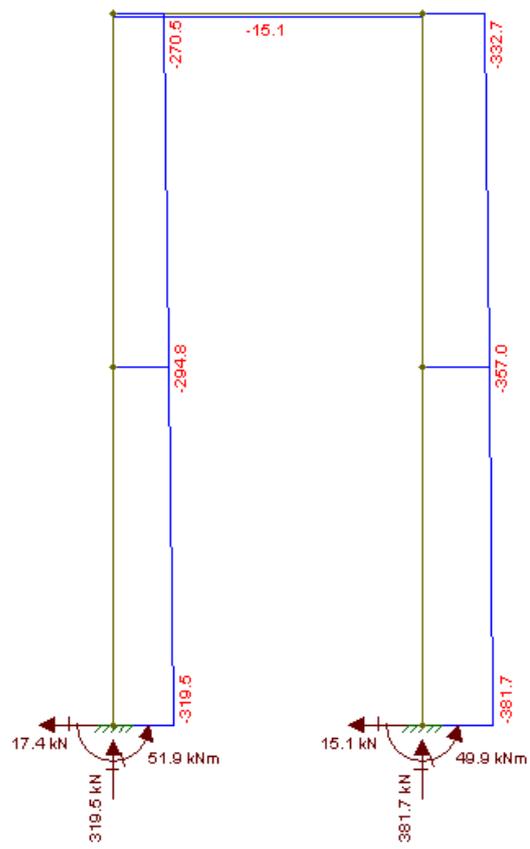
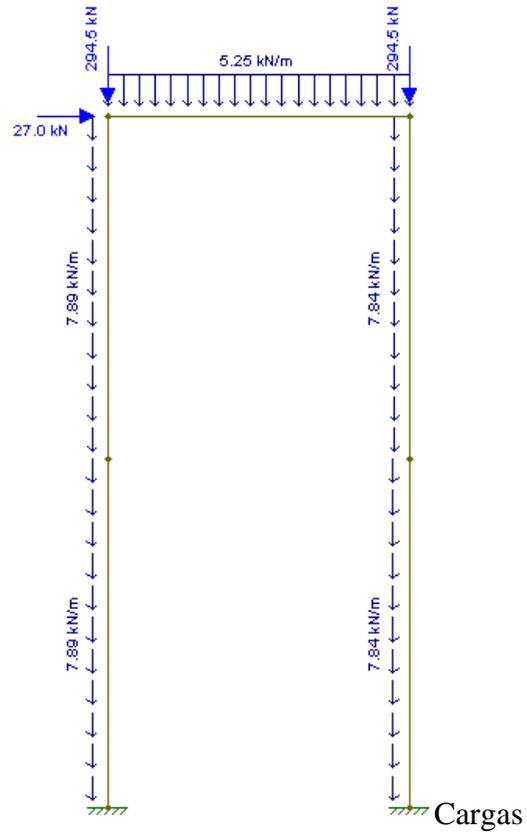


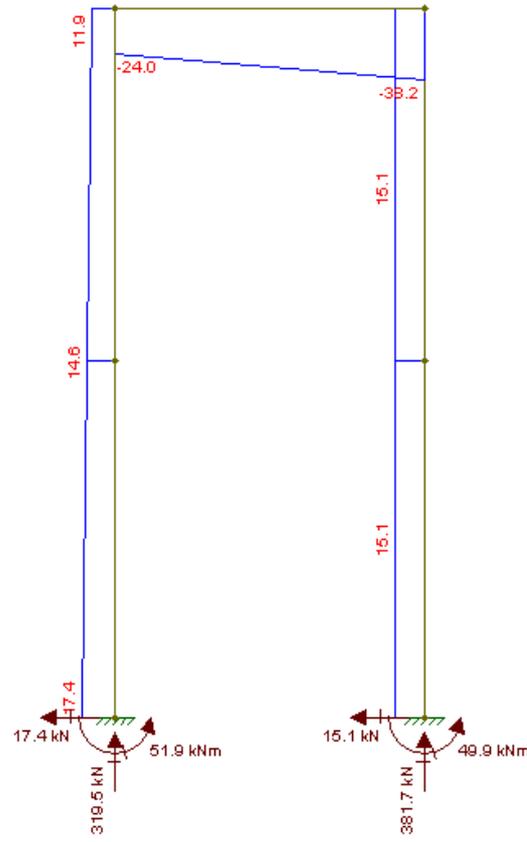
Esforço cortante



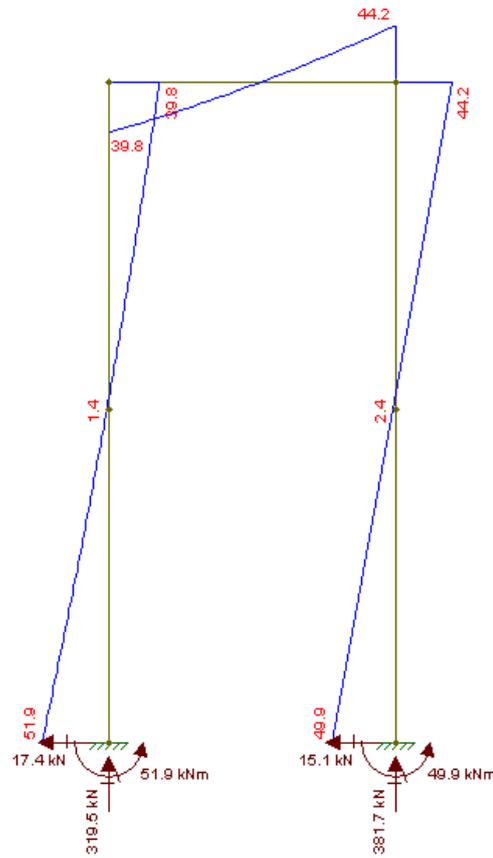
Momento fletor

Apêndice G – Definição e análise do pórtico POR3 para o carregamento 1



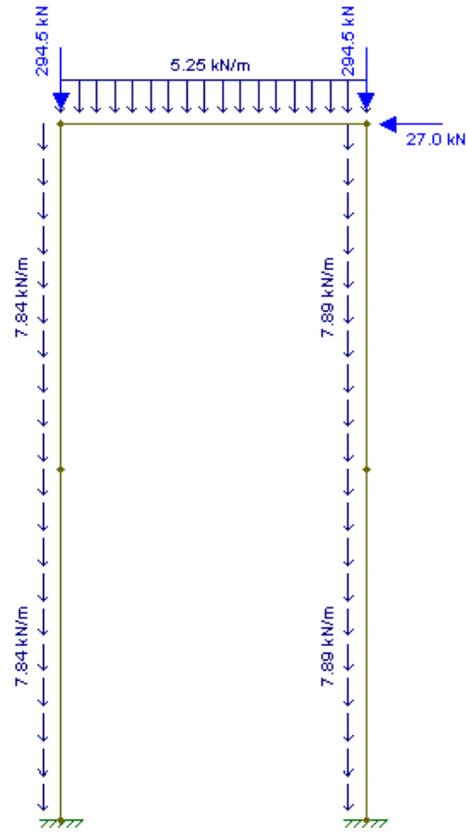


Esforço cortante

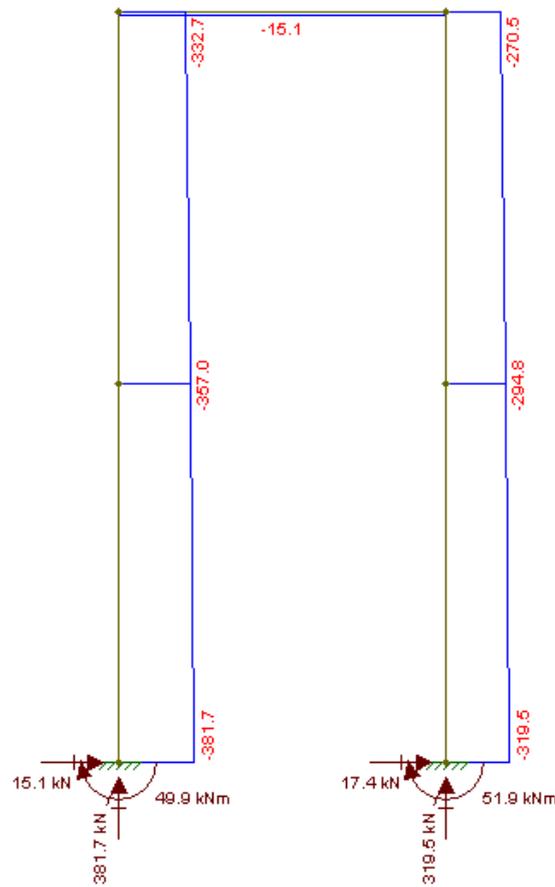


Momento fletor

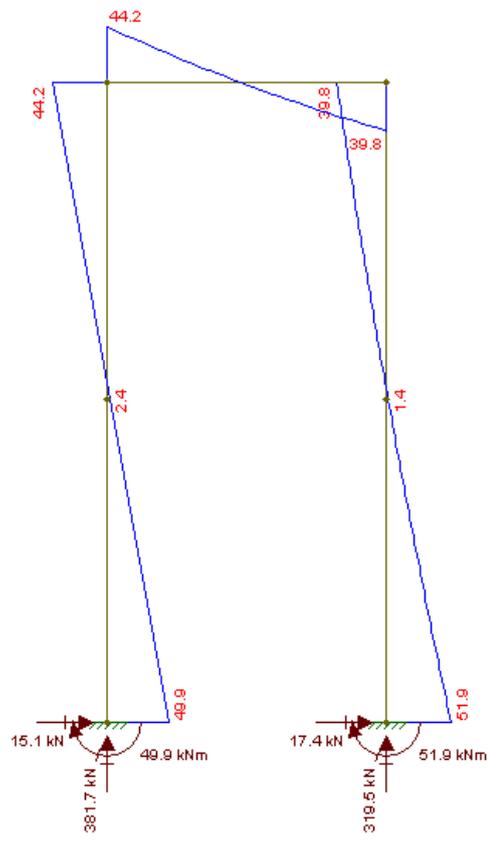
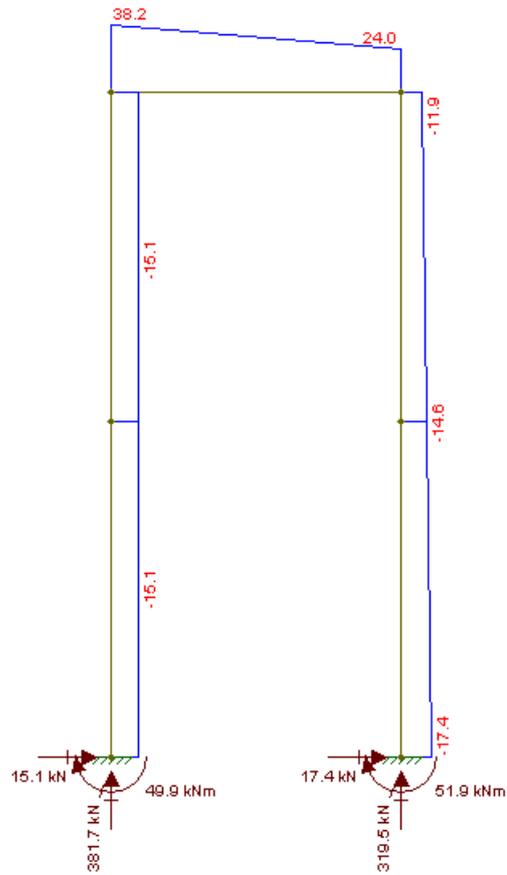
Apêndice H – Definição e análise do pórtico POR3 para o carregamento 2



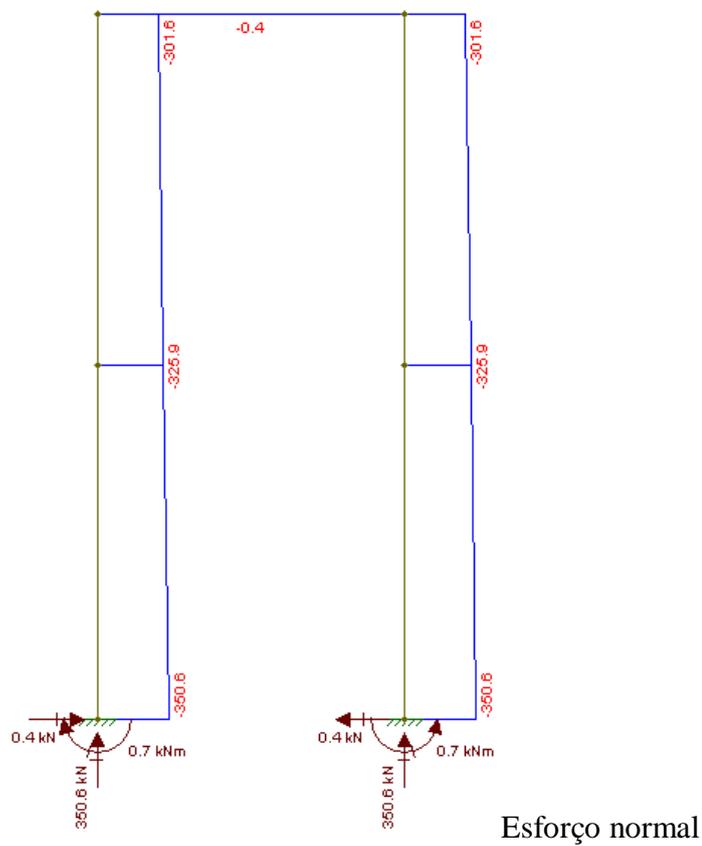
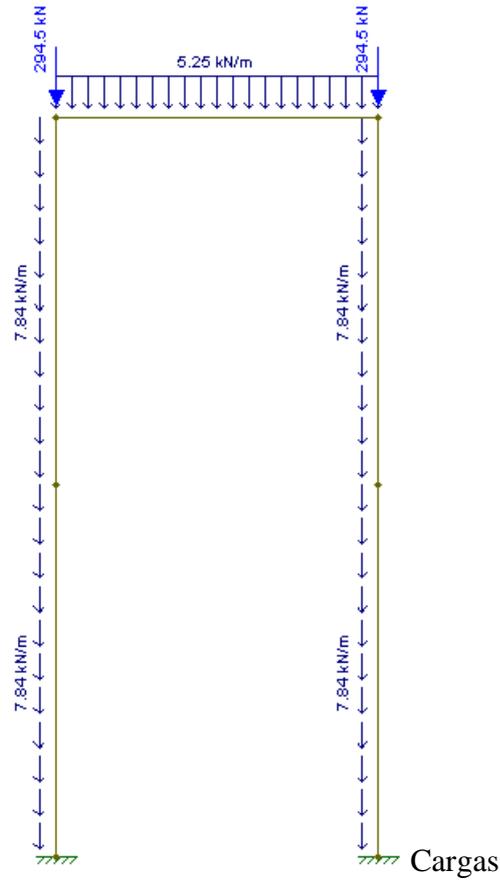
Cargas

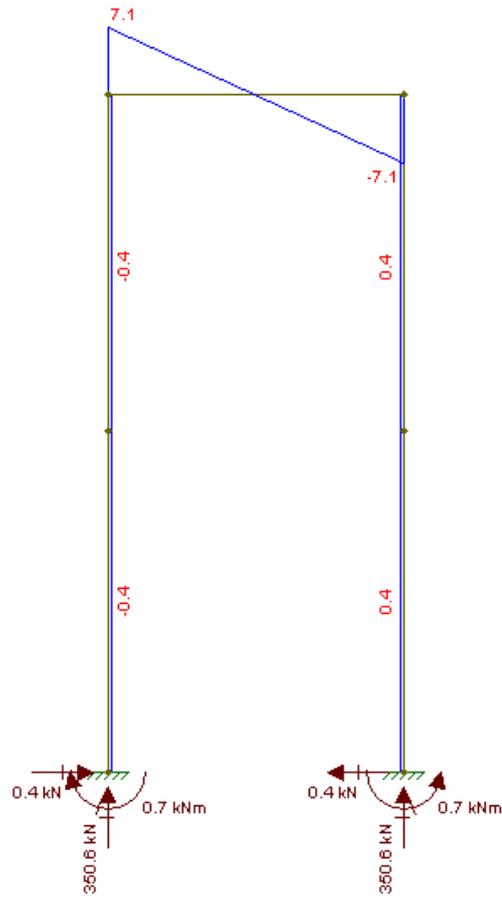


Esforço normal

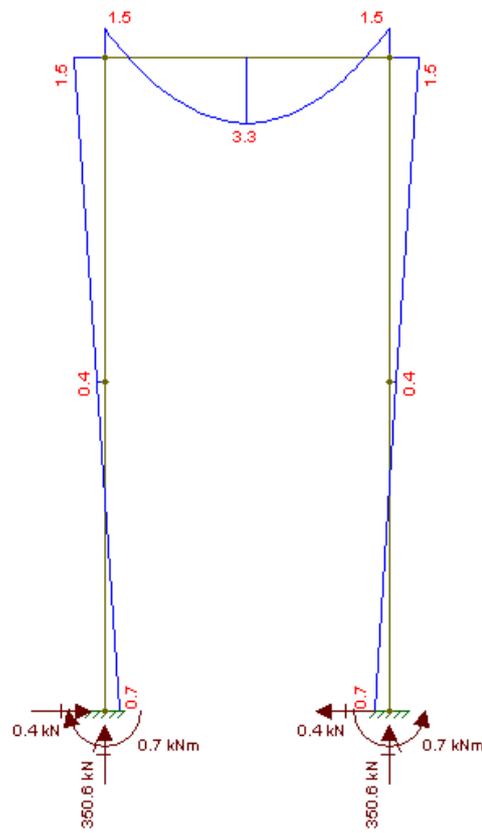


Apêndice I – Definição e análise do pórtico POR3 para o carregamento 3





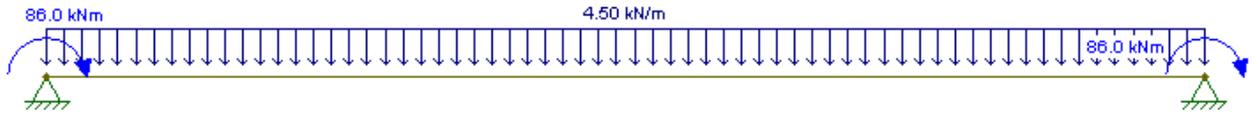
Esforço cortante



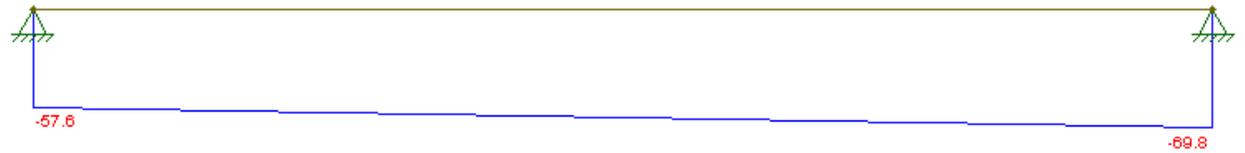
Momento fletor

Apêndice J – Definição e análise das vigas de fundação VF1=VF3 para os carregamento 1, 2 e 3, respectivamente

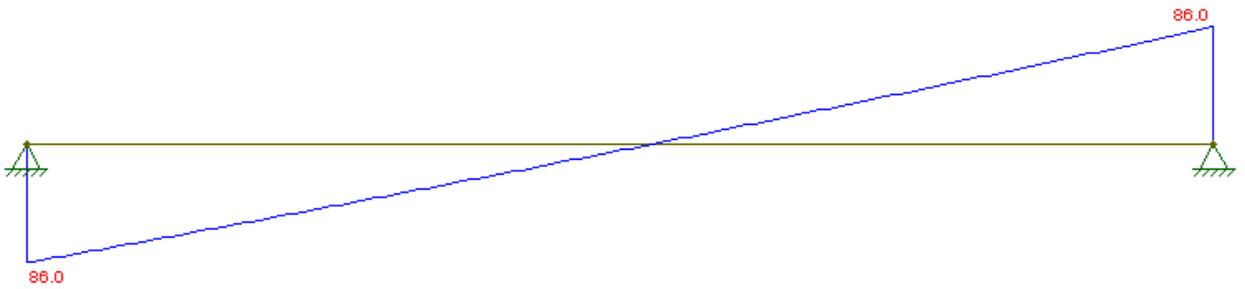
Carregamento 1



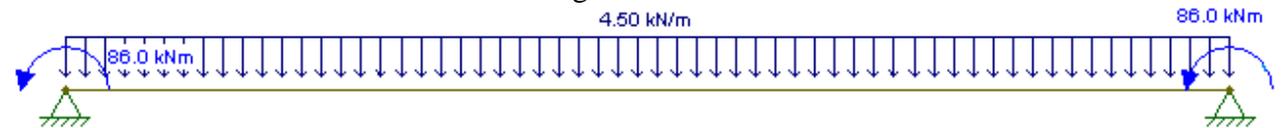
Esforço cortante



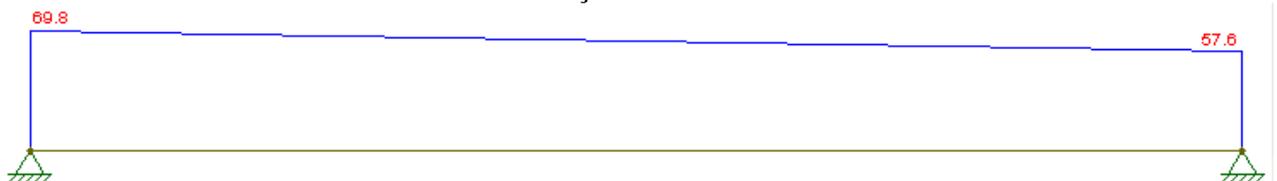
Momento fletor



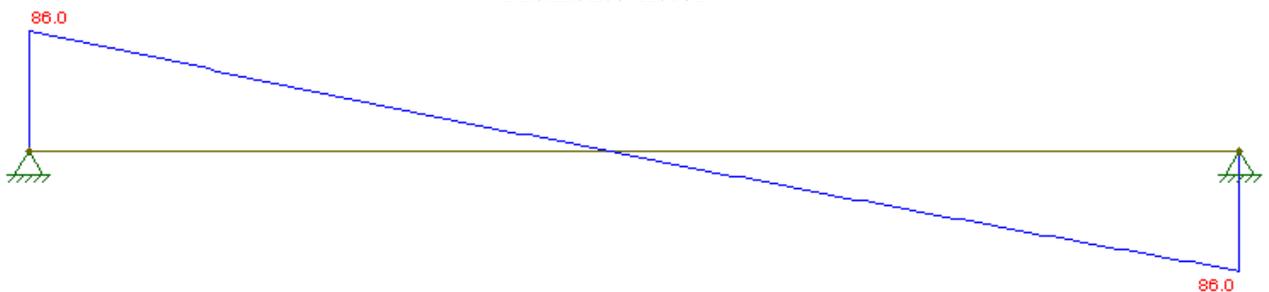
Carregamento 2



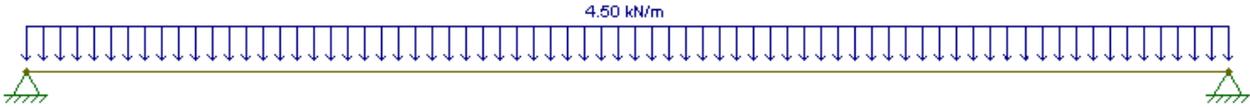
Esforço cortante



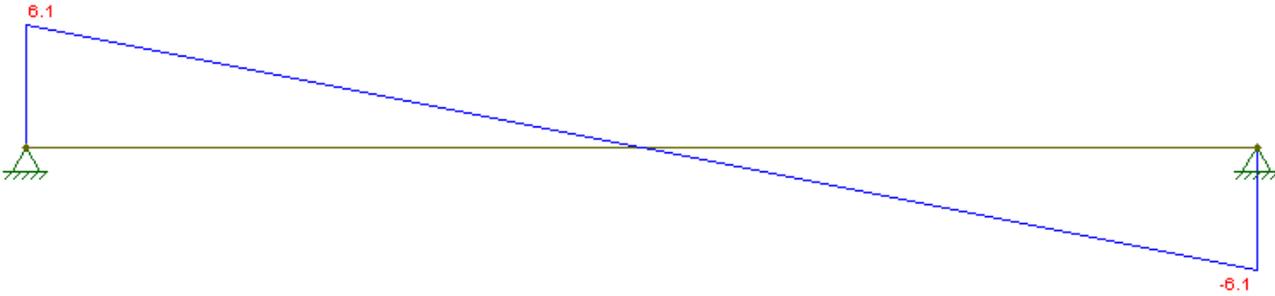
Momento fletor



Carregamento 3



Esforço cortante

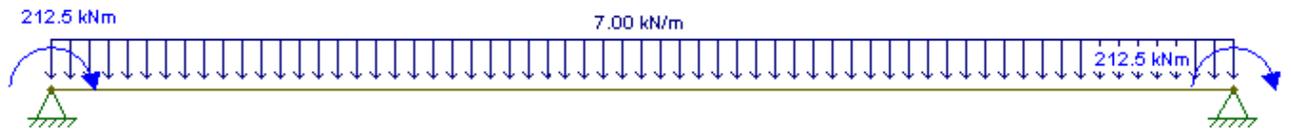


Momento fletor

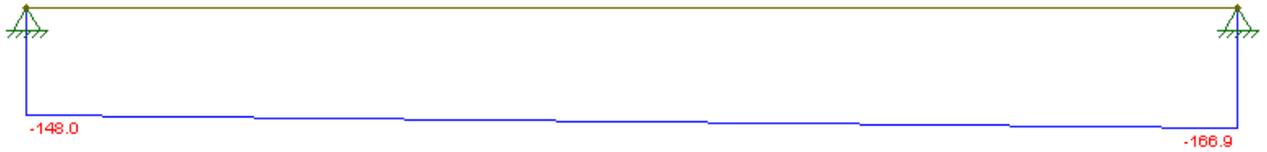


Apêndice K – Definição e análise das vigas de fundação VF2 para os carregamentos 1, 2 e 3, respectivamente

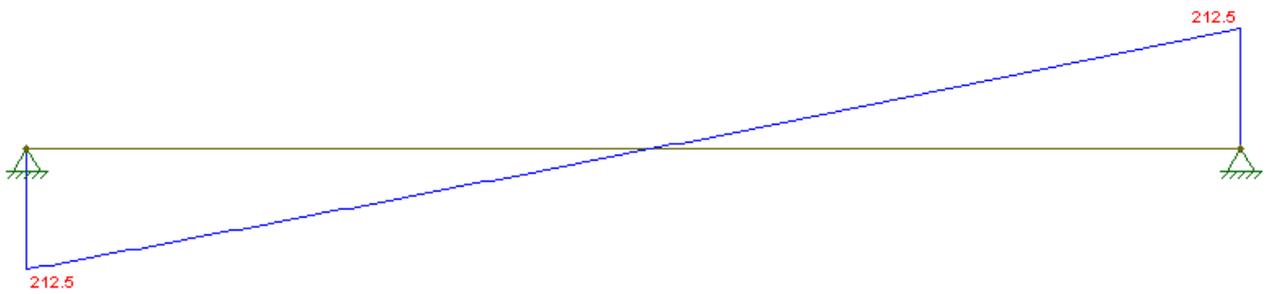
Carregamento 1



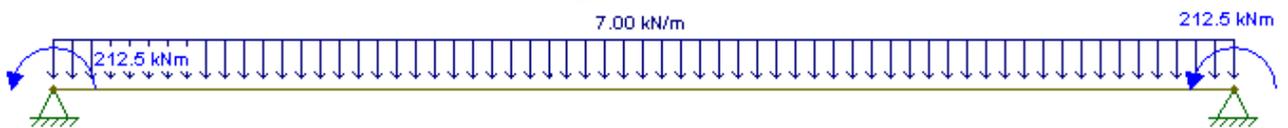
Esforço cortante



Momento fletor



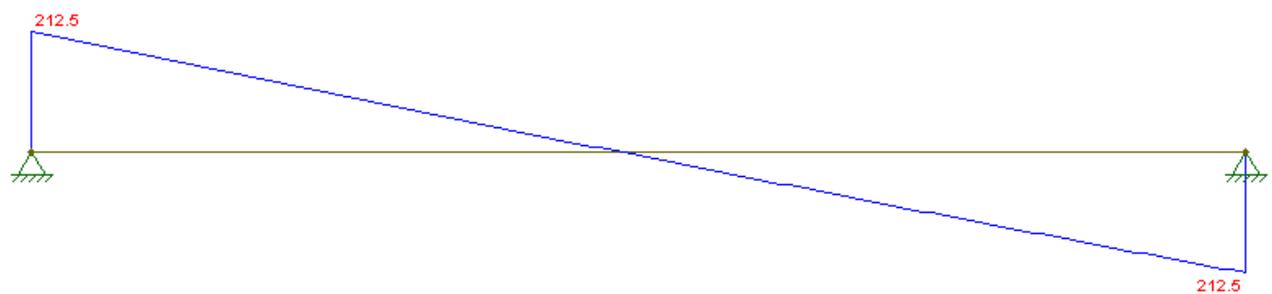
Carregamento 2



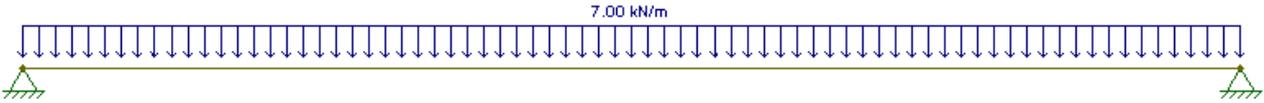
Esforço cortante



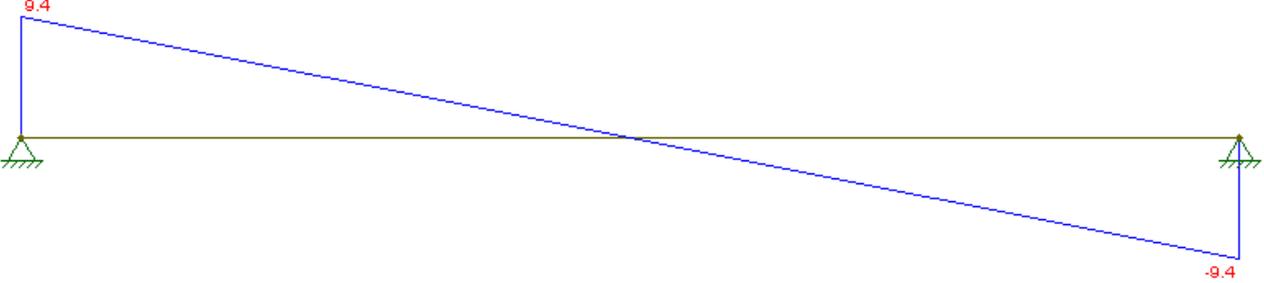
Momento fletor



Carregamento 3



Esforço cortante



Momento fletor



ANEXO A – Tabela para determinação da área da seção de armadura por metro de largura

Tabela A.1 – Área de aço de armadura por metro de largura

espaçamento s (cm)	Bitola ϕ					
	4,2	5	6,3	8	10	12,5
7,0	1,98	2,80	4,45	7,18	11,22	17,53
7,5	1,85	2,62	4,16	6,70	10,47	16,36
8,0	1,73	2,45	3,90	6,28	9,82	15,34
8,5	1,63	2,31	3,67	5,91	9,24	14,44
9,0	1,54	2,18	3,46	5,59	8,73	13,64
9,5	1,46	2,07	3,28	5,29	8,27	12,92
10	1,39	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27
11	1,26	1,78	2,83	4,57	7,14	11,16
12	1,15	1,64	2,60	4,19	6,54	10,23
13	1,07	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44
14	0,99	1,40	2,23	3,59	5,61	8,77
15	0,92	1,31	2,08	3,35	5,24	8,18
16	0,87	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67
17	0,81	1,15	1,83	2,96	4,62	7,22
18	0,77	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82
19	0,73	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46
20	0,69	0,98	1,56	2,51	3,93	6,14
21	0,66	0,93	1,48	2,39	3,74	5,84
22	0,63	0,89	1,42	2,28	3,57	5,58
23	0,60	0,85	1,36	2,19	3,41	5,34
24	0,58	0,82	1,30	2,09	3,27	5,11
25	0,55	0,79	1,25	2,01	3,14	4,91
26	0,53	0,76	1,20	1,93	3,02	4,72
27	0,51	0,73	1,15	1,86	2,91	4,55
28	0,49	0,70	1,11	1,80	2,80	4,38
29	0,48	0,68	1,07	1,73	2,71	4,23
30	0,46	0,65	1,04	1,68	2,62	4,09

(fonte: ARAÚJO, 2010, p. 390)