



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de
maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



Vigas Pré-moldadas Protendidas de Pontes Ferroviárias com 36 metros de vão

Bernardo Zurli Barreira¹
Fernando Celso Uchôa Cavalcanti²

¹Beton Stahl Engenharia Ltda / bernardo@betonstahl.com.br

²Escola Politécnica da UFRJ / Departamento de Estruturas / feruchoa@poli.ufrj.br

Resumo

Os projetos atuais de vigas pré-moldadas protendidas para pontes ferroviárias apresentam duas limitações que têm restringido esta solução estrutural a vãos máximos da ordem de 31 metros. A primeira é o próprio dimensionamento da viga e a segunda é a limitação de seu peso em 1200 kN, tendo em vista a capacidade das treliças de lançamento existentes hoje no mercado brasileiro. Este artigo tem por finalidade apresentar o resultado de um projeto desenvolvido na Escola Politécnica da UFRJ que teve por objetivo estudar a possibilidade de aumento do limite do vão atualmente empregado em pontes ferroviárias quando consideramos os avanços obtidos no aumento da resistência dos materiais concreto e aço de protensão ao longo dos últimos anos.

Palavras-chave

Pontes ferroviárias; concreto protendido; vigas pré-moldadas protendidas.

Introdução

A ideia básica foi projetar pontes com um vão de 36 metros considerando o Trem-tipo TB-360 da NBR 7189. Foram realizadas duas alternativas relacionadas às razões altura/vão de 1:10 e 1:11, sendo que a partir dos resultados desta última foi ainda desenvolvida uma terceira alternativa com redução do comprimento do trecho alargado da viga, de 3,42 m para 1,92 m, visando à redução de seu peso para 1182 kN. Assim, foram realizadas as modelagens das vigas, a obtenção dos esforços, o lançamento dos cabos e, finalmente, partiu-se para o dimensionamento e verificações de tensões na estrutura.

A armadura de protensão é constituída de cabos de 15,2 mm (Aço CP190 RB). O concreto empregado possui uma resistência com um $f_{ck} \geq 40$ MPa e a armadura passiva composta por barras de aço CA-50. Para que se possa ter uma ideia mais clara dos detalhes do projeto, representam-se a seção transversal da superestrutura no meio do vão (figura 1) e no apoio (figura 2), bem como o corte longitudinal e a planta do tabuleiro (figura 3) para a segunda alternativa, com relação altura/vão de 1:11.



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21,22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:

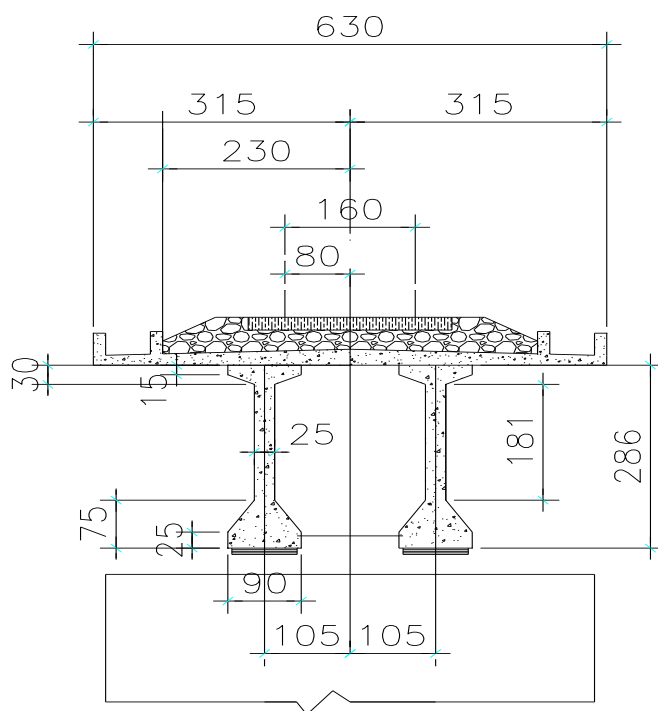


Fig. 1 – relação 1/11 – seção do meio do vão

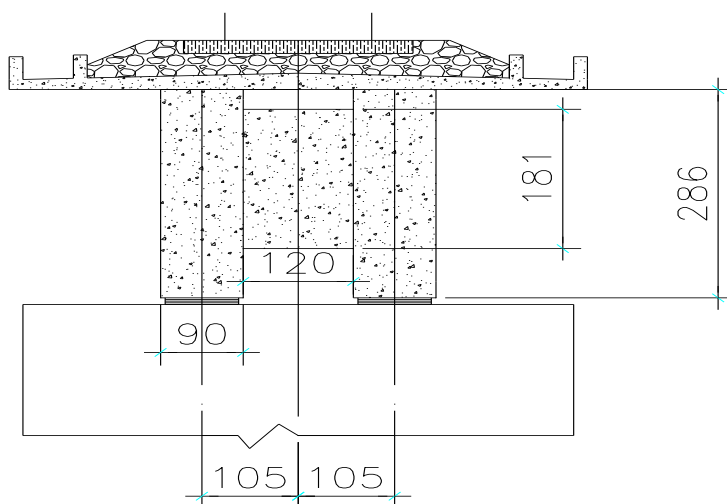


Fig. 2 – relação 1/11 – seção do apoio



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21,22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



Observações sobre o projeto

A viga apresentada neste artigo tem um comprimento total de 34,20 metros, com a finalidade de cobrir um vão de 36 metros. As propriedades geométricas das seções transversais da viga pré-moldada isolada, da viga completa e das transversinas foram calculadas por meio de planilhas desenvolvidas por Diaz, B. E.. A laje foi definida em elementos de área com 0,25 metros de espessura. No cálculo da inércia à torção das seções, foram utilizadas fórmulas de Roark, R. J.. Em relação às áreas de cisalhamento, foram utilizadas as fórmulas de Timoshenko, S.. Com essas informações, foram utilizados os softwares SAP2000 versão 10 e VIGACON para análise de estruturas.

Os carregamentos atuantes considerados foram o peso próprio da viga pré-moldada (g_1), o peso próprio da laje e das transversinas (g_2), o peso próprio do conjunto lastro, trilhos, dormentes, guarda-corpos e canaletas (g_3) e a carga-móvel (q). O coeficiente de impacto é o mencionado na NBR 7187. No projeto da segunda alternativa (1:11), para a carga permanente, a discrepância observada entre os valores dos momentos fletores máximos foi inferior a 2% e entre os esforços cortantes máximos foi menor que 5%. Para a carga móvel, as discrepâncias entre os mesmos esforços foram inferiores a, respectivamente, 1% e 8%. Os esforços adotados para o dimensionamento e a verificação de tensões foram os obtidos com o VIGACON.

O número de cabos foi definido por meio de uma planilha de dimensionamento das seções à flexão no estado limite último, com os esforços de cálculo sendo obtidos por meio da tabela 11.3 da NBR 6118.

O cálculo indicou a necessidade de 4 cabos com 15 cordoalhas de 15,2 mm, sem necessidade de armadura passiva para complementação no combate à força de tração. O traçado dos cabos, com a disposição esquemática dos cabos (figura 4) e os desvios em corte longitudinal (figura 5) e em planta (figura 6), foi desenvolvido com o AutoCad, encontrando-se, em cada seção, as inclinações e calculando-se os ângulos de desvio.

No cálculo das perdas imediatas, considerou-se o item 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118 para as perdas por atrito e, no das perdas progressivas, incluindo retração e fluência do concreto e relaxação do aço de protensão, os itens 8.4.8 e 9.6.3.4 e o anexo A da mesma norma.



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:

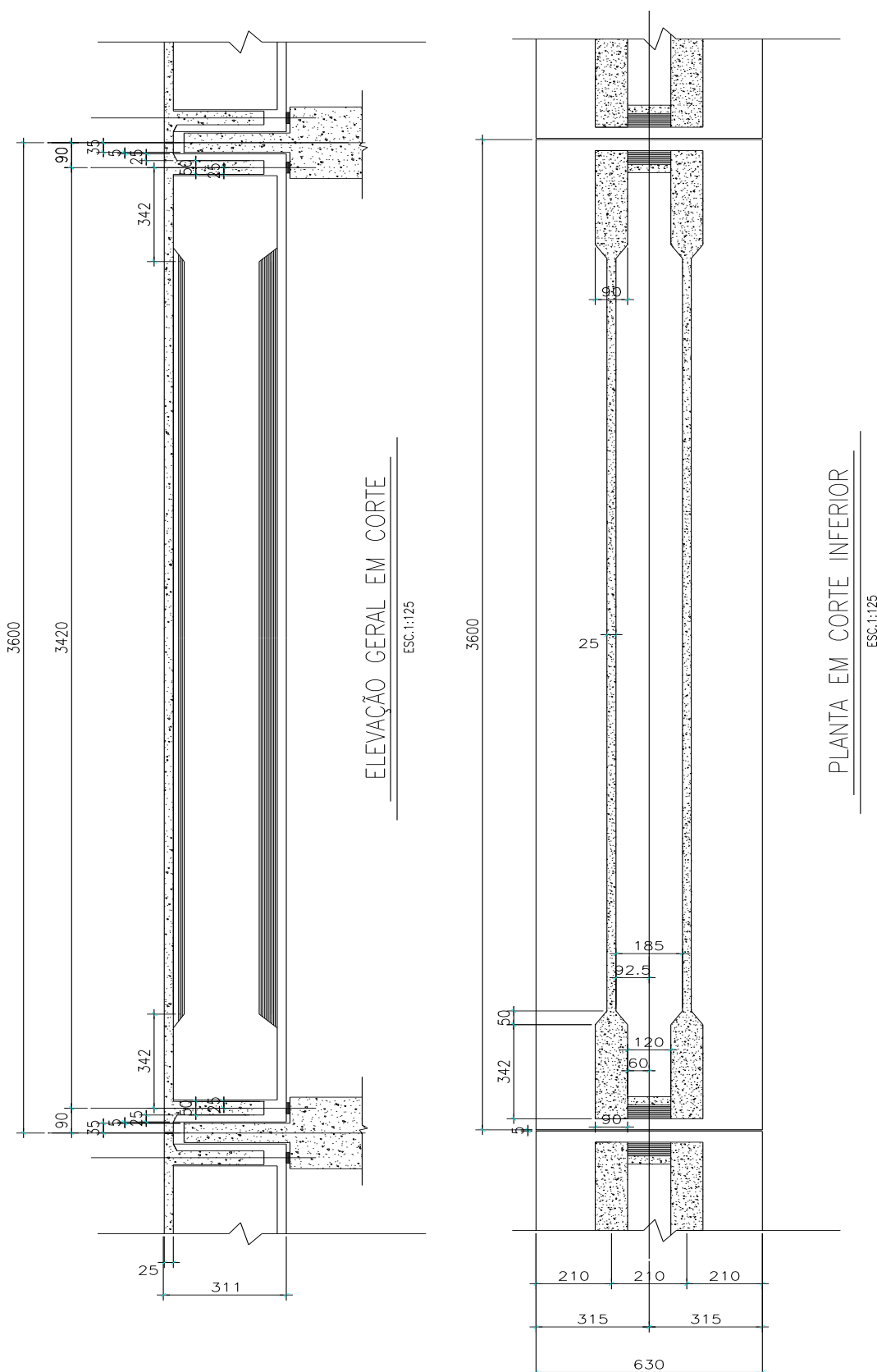


Fig. 3 – relação 1/11 – corte longitudinal e planta do tabuleiro



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

Realização:



COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

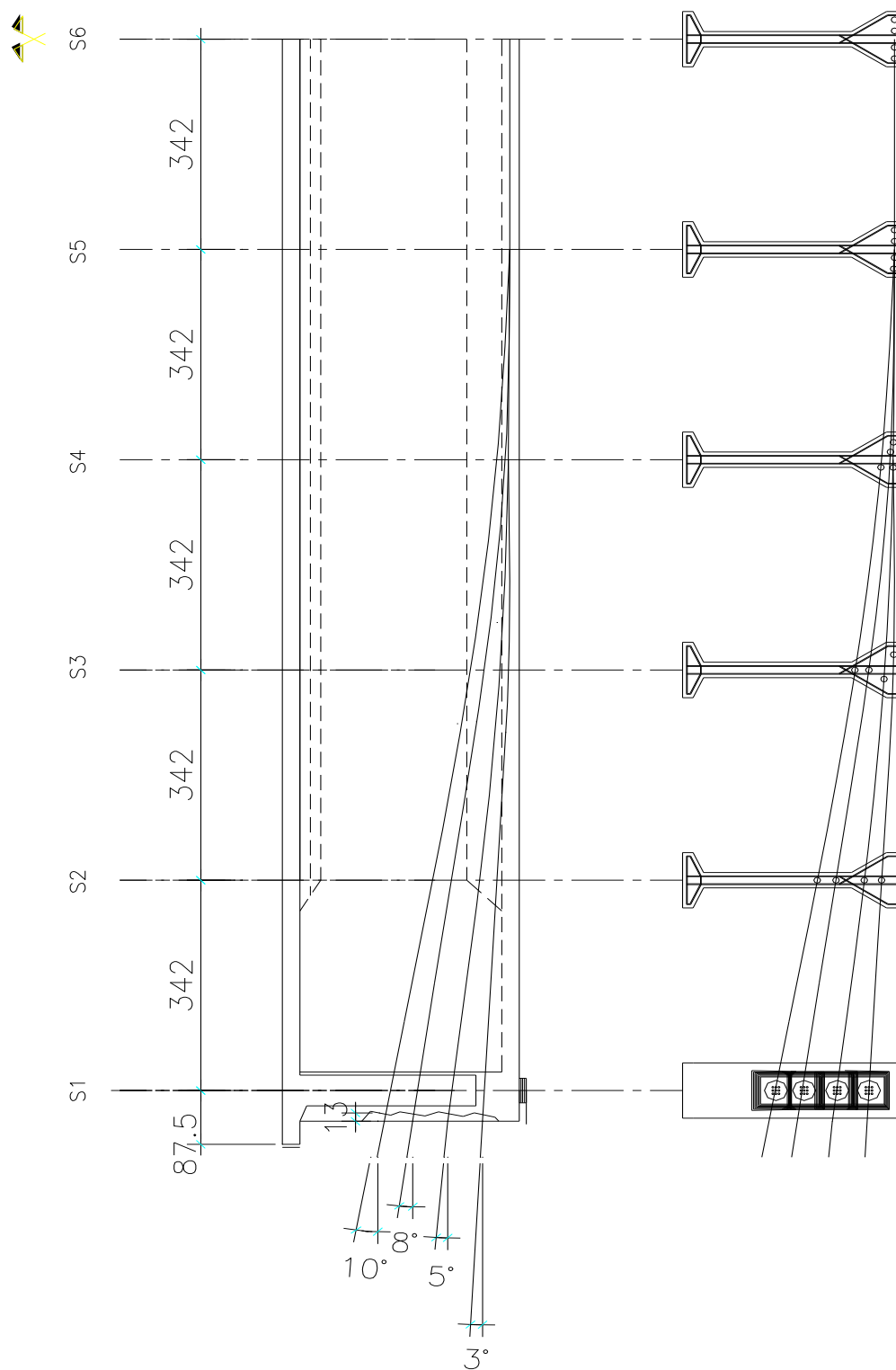


Fig. 4 – disposição esquemática dos cabos



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

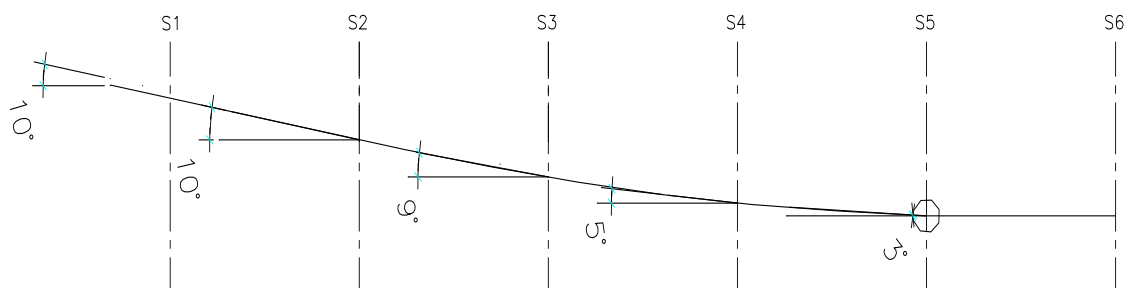
21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

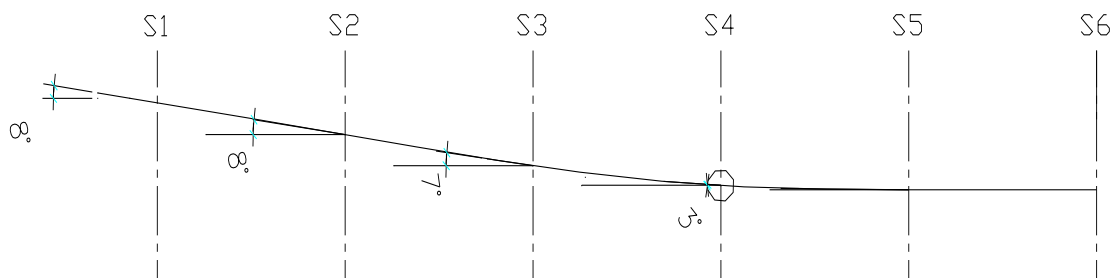
Realização:



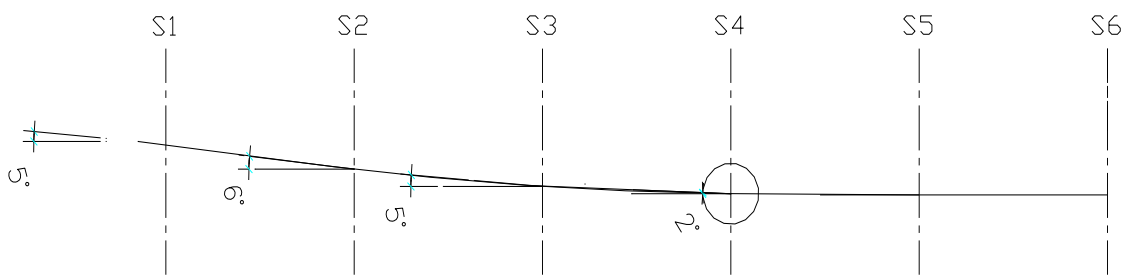
CABO 4



CABO 3



CABO 2



CABO 1

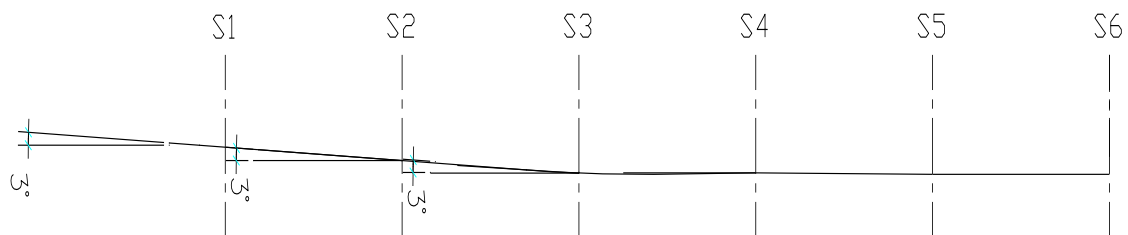


Fig. 5 – desvios dos cabos em corte longitudinal



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:

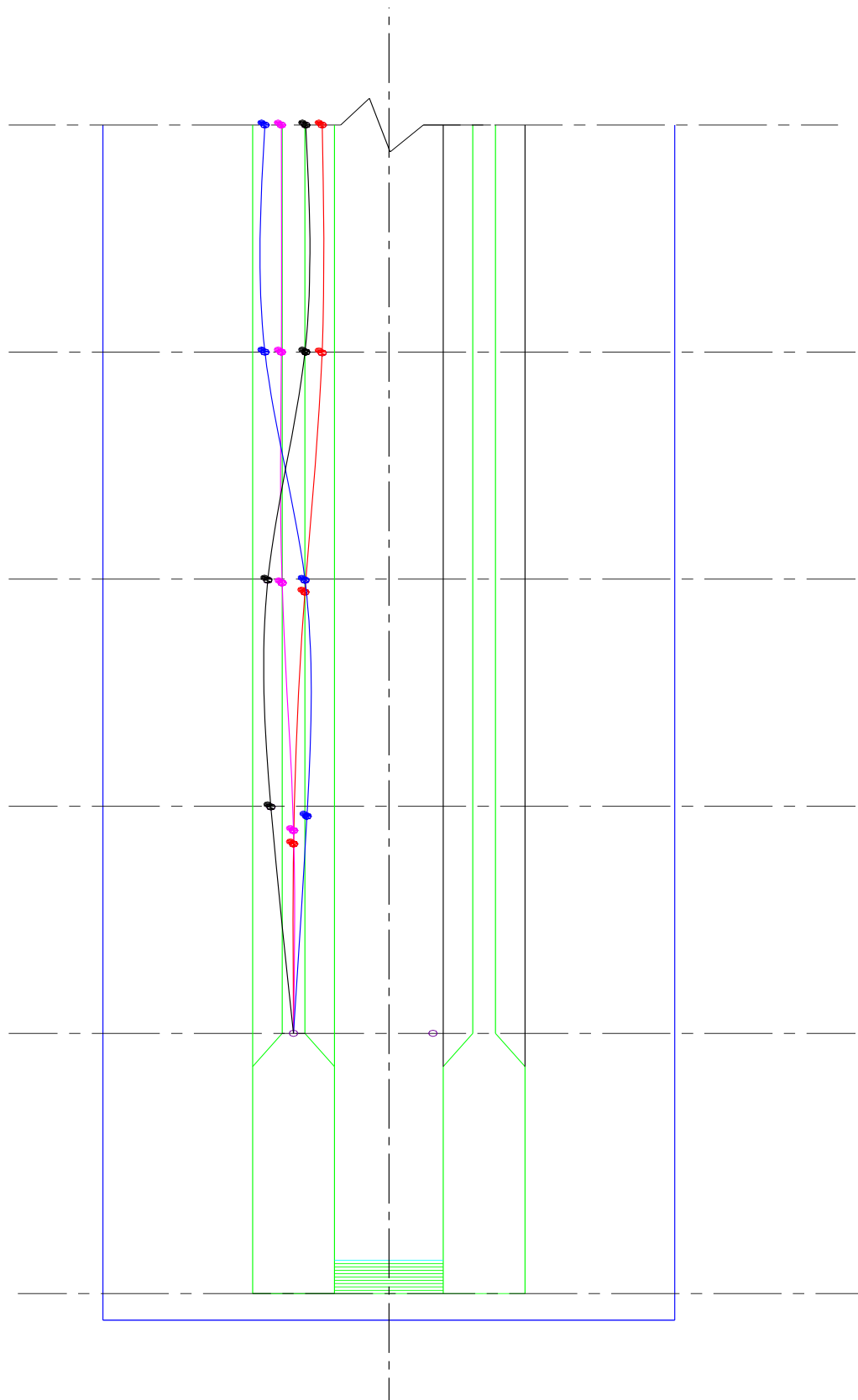


Fig. 6 – desvios dos cabos em planta



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



A verificação à flexão e o dimensionamento ao cisalhamento no Estado Limite Último de todas as alternativas foram realizados com auxílio de planilhas desenvolvidas por Diaz, B. E..

Verificação de tensões

Foram examinadas as seguintes combinações:

a) Caso para $1,1p_0 + g_1$:

Trata-se da situação crítica criada pela protensão inicial. A tensão no concreto não deve ultrapassar $0,7f_{ck,j}$ (resistência no dia da protensão). Assim, a tensão não deve ultrapassar 28 MPa. As tensões de tração não devem ser maiores que $1,2f_{ctm}$ na data da protensão e precisam ser resistidas por armaduras dimensionadas no estágio II com tensões de 250 MPa, de acordo com o item 17.2.4.3.2 da NBR 6118.

b) Combinações frequentes:

Segundo as tabelas 11.4 e 13.3 da NBR 6118 e a tabela 6 da NBR 8681, as combinações frequentes para ferrovias não especializadas são: $p_0 + g + 0,7q$ e $p_\infty + g + 0,7q$, e o estado limite de descompressão (ELS-D) não pode ser atingido. Não pode haver tensões de tração.

c) Combinações raras:

De acordo com as mesmas tabelas do item anterior, as combinações raras para ferrovias não especializadas são: $p_0 + g + q$ e $p_\infty + g + q$, e o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) não pode ser atingido. São permitidas tensões de tração limitadas à tensão de tração na flexão, que segundo os itens 3.22 e 8.2.5 da NBR 6118 vale: $f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} = 3,51$ MPa.

Para a terceira alternativa, além das seções 1 a 6 examinadas nas duas primeiras alternativas, foi também estudada a seção 2', situada exatamente no fim do trecho com 0,90 m de largura, a 1,92 m da seção do apoio.

Conclusões

As três alternativas examinadas para a viga pré-moldada (relação 1:10 e peso de 1392 kN; relação 1:11, trecho com alargamento de 3,42 m e peso de 1286 kN; relação 1:11, trecho com alargamento de 1,92 m e peso de 1182 kN) atendem aos requisitos de segurança das normas brasileiras. A segunda e a terceira alternativas foram geradas a partir da tentativa



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



anterior, tendo como objetivo diminuir o custo do elemento estrutural e o peso da viga pré-moldada, em função das treliças hoje existentes no mercado brasileiro.

Na terceira alternativa, a seção 2' verificada, situada a 1,92 m da extremidade, necessitou apenas de uma maior armadura de combate ao cisalhamento. Porém, o maior receio, que era o esmagamento da biela de compressão, foi verificado com sucesso.

A viga assim considerada passou em todas as verificações e seu peso ficou abaixo de 1200 kN, o que permite seu transporte nas obras-de-arte pelas treliças atualmente disponíveis no mercado.

É importante salientar que uma treliça limitada ao peso de 1200 kN dificulta muito o processo de otimização de projetos de vigas pré-moldadas protendidas com vãos maiores no Brasil. Isso significa dizer que essa situação já está impedindo a redução significativa de custos nesse tipo de obra. É importante o aumento da concorrência neste segmento do mercado brasileiro para que cada vez mais sejam utilizadas treliças capazes de transportar vigas com um peso maior, seguindo tendência mundial para este tipo de solução estrutural. É possível afirmar que, dispondo-se de treliças de maior capacidade de carga, podemos atingir, sem maiores problemas, vãos da ordem de 40 m, o que torna fácil a constatação de que essa nova solução é certamente mais vantajosa para pontes de maior comprimento.

Referências

- ABNT NBR 7189 - Cargas Móveis para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias, 1985.
- ROARK, J.R. Mechanics of Materials. McGraw-Hill Kogakusha Ltd., 1965.
- TIMOSHENKO, S. Resistência dos Materiais. LTC Livros Técnicos e Científicos S.A., 1985.
- SAP2000 Advanced 14.0.0. Computers and Structures, Inc., 1995.
- VIGACON. Software desenvolvido por Diaz, B.E.
- ABNT NBR 7187 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido, 2003.
- ABNT NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, 2003.
- Autodesk, AutoCad, 2009.
- ABNT NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas, 2003.