

Comparativo técnico entre o dimensionamento de longarinas em concreto armado e concreto protendido

¹Carolina de Souza Gonçalves, ²Hanna Paula de Aguiar, ³Esp. Lucas Matheus de Oliveira Scoz, ⁴Msc. Luiz Alberto Duarte Filho

¹Universidade do Vale do Itajaí / Centro de Ciências Tecnológicas da Terra e do Mar / Engenharia Civil / carolinasouzagoncalves@gmail.com

²Universidade do Vale do Itajaí / Centro de Ciências Tecnológicas da Terra e do Mar / Engenharia Civil / hannapauladeaguir@gmail.com

³Universidade do Vale do Itajaí / Centro de Ciências Tecnológicas da Terra e do Mar / Engenharia Civil / lucas_scoz@gmail.com

⁴Universidade do Vale do Itajaí / Centro de Ciências Tecnológicas da Terra e do Mar / Engenharia Civil / luiz@duarteperreira.com.br

Resumo

O artigo aborda a comparação técnica entre os sistemas construtivos em concreto armado e concreto protendido em longarinas de ponte. Foram comparados fatores como redução de seção, flecha e quantidade de materiais. Para tanto, foram adotados quatro modelos de pontes, ambos analisados no sistema em concreto protendido não aderente com monocordoalhas engraxadas, em concreto protendido aderente e em concreto armado. Os modelos consistem em um tabuleiro apoiado sobre duas longarinas de seção transversal I, com três apoios, e um balanço para cada extremidade. A seção transversal conta com pista simples e um balanço para cada lado destinado ao tráfego de pedestres e ciclistas. Os comprimentos entre apoios são de 6, 12, 20 e 30 metros. O dimensionamento de cada viga foi realizado por meio de planilhas no software Excel e os resultados dos esforços internos das longarinas foram obtidos com auxílio do software FTOOL. Observou-se que o sistema em concreto protendido apresentou ser mais competitivo, devido as menores dimensões da seção transversal da peça, o que possibilitaria uma altura livre maior, dessa maneira reduz os esforços transmitidos aos apoios e fundações e ainda contribui para a diminuição da quantidade de materiais. Destaca-se também o sistema aderente, o qual gerou menor quantidade de armaduras, já que foi possível aproveitar mais a protensão e com isso atribuir para a maioria dos casos armadura passiva mínima. Ao se comparar com os modelos em concreto armado houve uma redução média de 73% de quilogramas de aço passivo e 31% em relação ao sistema não aderente, ambos para as duas longarinas. Com os parâmetros avaliados, conclui-se que o sistema aderente é o mais adequado para todos os vãos.

Palavras-chave

Longarina; concreto armado; concreto protendido; dimensionamento.

Introdução

No Brasil, o método em concreto armado é empregado desde 1904, sendo atualmente o sistema construtivo mais utilizado devido à vasta disponibilidade de seus componentes. Sendo ele, a combinação de dois elementos, onde o concreto é responsável pela garantia

de resistência à compressão e o aço pela resistência à tração. A armadura somente receberá esforços após a deformação da peça (VASCONCELOS, 2008).

Em função de certas limitações no concreto armado, o concreto protendido tem se mostrado uma excelente alternativa como melhoria de desempenho da estrutura. Nesta combinação, o aço, denominado como armadura ativa, recebe esforços prévios de tração que comprime o concreto, a fim de melhorar a sua resistência.

No entanto, vale ressaltar que o dimensionamento de uma ponte vai além do sistema construtivo utilizado, dependendo de fatores distintos, tendo como exemplos os métodos construtivos, os materiais empregados, a estética, os esforços solicitantes e os impactos sociais, econômicos e ambientais, ocasionados por essa. Desta forma, faz-se necessário no meio técnico a criação de parâmetros de uma ponte genérica que permita a escolha entre os sistemas em concreto armado e concreto protendido.

Sendo assim, um item de grande importância a ser definido é a superestrutura da ponte. Quadros (2013) simplifica as pontes em viga como uma estrutura rígida colocada sobre dois pilares, onde no tabuleiro é solicitado esforços por tração nas fibras inferiores e, por compressão, nas superiores.

As pontes em viga podem ter sua seção transversal aberta ou celular. A seção aberta mais conhecida como T ou I, é composta por longarinas, transversinas e lajes, que agem em conjunto formando uma grelha. A seção celular (caixão) é composta por uma única grande peça que possui uma distribuição uniforme de cargas por toda sua seção. As diferentes seções resultam em pontes distintas e cada tipo de ponte estruturalmente funciona de forma diferente (QUADROS, 2013).

Nas vigas T a mesa é constituída pelo tabuleiro da ponte e pelo banzo comprimido da longarina. O banzo tracionado se concentra na parte inferior da alma e é ideal para a absorção de momentos fletores positivos, além de ser uma forma muito apropriada para os sistemas construtivos em concreto armado e concreto protendido (LEONHARDT, 1982).

Para Pfeil (1988) ao se estudar a seção de uma peça em concreto armado, é possível perceber que as tensões de tração são desprezadas devido à fissuração do concreto, o que acarreta o não aproveitamento de uma parte da área desta seção para a inércia. Com a protensão, aplicam-se tensões prévias de compressão nas partes tracionadas pelos esforços solicitantes. Hanai (2005) afirma também que esta técnica permite a construção de grandes estruturas, visto que é uma ótima alternativa para superar vãos.

O engenheiro Evandro Duarte afirma que, de modo geral, a protensão melhora o desempenho estrutural das pontes antigas, aumenta a capacidade de carga das vigas principais (caso da protensão longitudinal) e da laje do tabuleiro (caso da protensão transversal). O efeito da protensão aumenta a rigidez da estrutura, diminui significativamente a fissuração e melhora a resistência ao cisalhamento dos elementos que está inserida (IBRACON, 2015).

Vale lembrar que a protensão é dividida em sistema aderente ou não aderente ao concreto. No Quadro 1 são apresentadas as principais diferenças entre os sistemas.

Quadro 1 – Comparativo entre os sistemas de protensão.

Sistema aderente	Sistema não aderente
Cabos inseridos em uma bainha metálica.	Cordoalhas engraxadas plastificadas.
Injeção com nata de cimento após a protensão para criar aderência e proteger o aço.	Armadura é protegida por graxa e PEAD-polietileno de alta densidade, impermeável a água, extremamente resistente, durável e com mínimas chances de corrosão.
Melhor comportamento da peça em estado de serviço (ELS), visto que a aderência melhora a distribuição de fissuras e reduz a abertura das mesmas. Aumento da capacidade das seções no estado limite último (ELU).	Pode não impedir a fissuração da peça estrutural, sendo necessário utilizar uma armadura passiva.
Vantagem: Falha de um cabo pode ocasionar consequências restritas, o que resulta em uma maior segurança à ruptura para efeitos localizados.	Vantagem: Rapidez na montagem, diminuição das perdas por atrito, eliminação do serviço de injeção da nata de cimento. Permite a reprotensão tomando-se os cuidados especiais.

A NBR 6118:2014 estabelece que a escolha do tipo de protensão deve ser feita de acordo com a classe de agressividade ambiental e com os estados limites de serviço referentes à fissuração.

A protensão limitada existe quando se verificam as seguintes condições: para combinação quase-permanente de ações não admite tensões de tração neste nível de carregamento de serviço por respeitar o estado limite de descompressão (ELS-D) e para a combinação frequente admite pequenas tensões de tração sem a formação de fissuras para este nível de carregamento de serviço por respeitar o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) (NBR 6118, 2014).

A viga de uma ponte é dimensionada da mesma maneira que a viga de uma edificação, o que difere são os coeficientes empregados para majoração e minoração das cargas, conforme a combinação de ações a ser utilizada e o efeito dinâmico causado pela ação das cargas móveis, provenientes de veículos e pedestres. Assim, para o dimensionamento de uma ponte se determina um veículo (carga) padrão, denominado trem tipo. A presença das cargas móveis acarreta no uso das linhas de influência e envoltórias. (SCOZ; SANTOS, 2012).

Entretanto, a característica principal do projeto de uma ponte é a presença da ação de elevados carregamentos. Originados a partir das cargas atuantes, de caráter permanente, como o peso próprio da estrutura e principalmente devido à ação de cargas variáveis, resultantes do trem tipo e carga de multidão. Bem como devido à presença de outras cargas variáveis de menor magnitude, como frenagem, aceleração, ventos e

temperatura. Contudo, deve-se observar que as ações variáveis não atuarão todas simultaneamente (SCOZ; SANTOS, 2012).

A avaliação dos esforços gerados pela carga móvel é obtida com o intermédio das linhas de influência, que segundo Martha (s.d.) é a representação gráfica ou analítica que descreve a variação de um determinado efeito elástico (reação de apoio, esforço cortante ou um momento fletor) em uma seção, em função da posição de uma carga unitária, geralmente de cima para baixo, que percorre a estrutura.

Em sequência, com base no diagrama obtido pelas linhas de influência, e em conjunto com os diagramas das ações permanentes, é possível obter as envoltórias limites de esforços cortantes e momentos fletores, em que se determinam as envoltórias máximas e mínimas que possibilitará o dimensionamento da estrutura sujeita a estas solicitações.

Devido a tipologia estrutural da ponte, o elemento considerado mais significativo no dimensionamento é a longarina, já que essa é o componente responsável por transmitir os esforços do tabuleiro para a mesoestrutura e as suas dimensões impactam diretamente na concepção arquitetônica, já que existe um limitante que é o gabarito disponível no local a ser implantada.

Metodologia

Foi realizado o dimensionamento da viga principal de uma ponte e foram encontrados os coeficientes de cálculo para a definição da armadura. Para isso, definiu-se os modelos de pontes a serem dimensionadas nos sistemas em concreto armado, em concreto protendido com aderência posterior e em concreto protendido não aderente com monocordoalhas engraxadas.

Desta forma, os três sistemas construtivos tiveram seus vãos adotados em 6, 12, 20 e 30 metros de extensão. Os modelos considerados no dimensionamento consistem em uma ponte com duas vigas principais de seção transversal do tipo I, sendo o tabuleiro composto por pista simples, com um balanço em cada lado designado para passeio de pedestres e ciclistas.

As duas faixas de rolamento possuem 3,60 metros de largura, e 3,0 metros para passeio e ciclovia em conjunto, com a presença da barreira New Jersey de 0,40 metros de largura, conforme DNER 698/96. Longitudinalmente, as vigas principais possuem três apoios, ou seja, três pilares por viga, dessa maneira se pode atribuir que essa terá o comportamento de uma estrutura hiperestática. Foi considerado ainda, um balanço em cada extremidade da ponte, para que se faça possível a conexão na transição entre a ponte e as vias de acesso, conforme os modelos genéricos da Figura 1 e Figura 2.

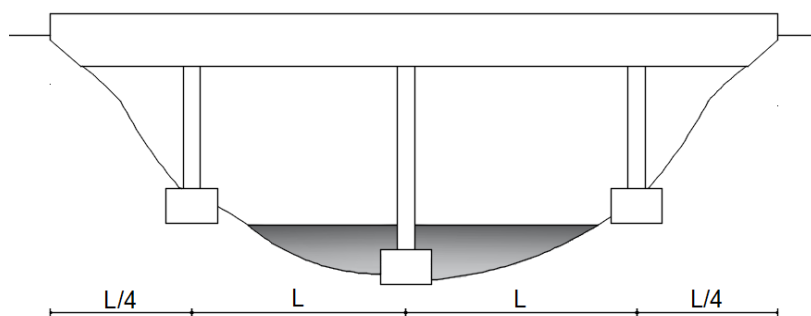


Figura 1 - Seção longitudinal dos modelos.

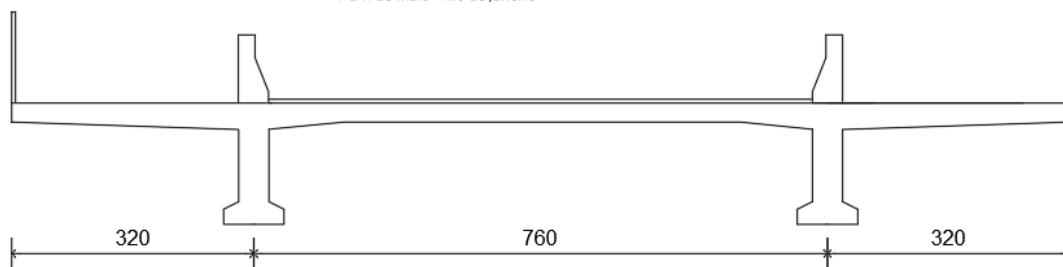


Figura 2 - Seção transversal dos modelos com medidas em centímetros.

Após conhecidas as premissas de dimensionamento, foram desenvolvidas planilhas eletrônicas com o auxílio do software Excel para a determinação dos esforços e da quantidade de armadura das longarinas. Os resultados dos esforços internos foram obtidos utilizando software FTOOL. Com as planilhas executadas, foi possível efetuar as verificações dos dimensionamentos.

Nos modelos em concreto armado, para que fosse possível manter uma proporcionalidade entre os vãos dimensionados, atribui-se a relação vão/altura da longarina em torno de 7,5. Outro fator utilizado para isso, foi a padronização da largura da alma bw em 40 cm. Foi considerado também, uma taxa aceitável de armadura (ρ) com cerca de 1% da seção e uma altura de modo a evitar armadura dupla, ou seja, que as áreas de armadura dessem apenas armaduras simples.

Para o concreto armado as verificações foram realizadas por meio de planilhas específicas que consistiram no dimensionamento no estado limite último, a flexão e ao esforço cortante. No estado limite de serviço, foram analisados a flecha, fadiga e abertura de fissuras.

Para os sistemas em concreto protendido foram definidos os traçados dos cabos correspondentes o mais próximo possível do diagrama do momento fletor gerado pelas cargas permanentes e variáveis. Os modelos para os sistemas aderente e não aderente possuem a mesma geometria. A proporcionalidade adotada entre os vãos foi a relação vão/altura da longarina em torno de 10. A largura da alma foi mantida igual a de concreto armado onde bw possui 40 cm e o comprimento do balanço também foi mantido como $\frac{1}{4}$ do vão principal. Os modelos foram calculados para receberem tração após o endurecimento do concreto, ou seja, são vigas pós tracionadas.

Sendo assim foram realizadas planilhas para o sistema aderente e não aderente, a fim de encontrar as perdas de protensão e também determinar a armadura ativa no estado limite de serviço com a comparação das tensões limites de tração e compressão, e no ato da protensão pelo estado limite último. A armadura passiva, os estribos e a armadura de pele também foram dimensionadas no estado limite último. Por conseguinte, foi realizado a comparação e análise dos resultados dos dimensionamentos.

Perdas de Protensão

Inicialmente as perdas de carga foram estimadas em 20% (10% imediata e 10% progressiva) para ter uma estimativa da quantidade de cordoalhas necessárias na longarina. A quantidade de cabos utilizados depende do limite de protensão do cabo e da força de protensão do conjunto de cabos, que influenciam na força de protensão

imediate e na força de protensão após as perdas progressivas. O cabo utilizado para o dimensionamento foi o CP-190 RB de 12,7mm de diâmetro.

Com as verificações feitas e com os limites determinados, foi possível analisar que todas estão dentro dos limites estabelecidos (referentes a protensão limitada), sendo assim, calculou-se as reais perdas de protensão para o sistema aderente e não aderente. Para as perdas imediatas foram consideradas as perdas por atrito, ancoragem e encurtamento elástico do concreto, onde somadas resultam nas perdas imediatas totais. As perdas progressivas foram formadas pelas perdas por retração, fluência e relaxação. Os resultados obtidos estão contidos no Quadro 2.

Quadro 2 – Comparativo entre as perdas de protensão.

Perdas de Protensão				
Vão	Imediatas		Progressivas	
	Aderente	Não Aderente	Aderente	Não Aderente
6 m	21,435%	8,642%	8,390%	12,251%
12 m	19,193%	7,997%	8,759%	11,821%
20 m	22,228%	9,632%	7,759%	11,397%
30 m	26,472%	11,783%	6,939%	10,719%

Armadura Ativa (Com base nas tensões)

Para o dimensionamento dos cabos de protensão é necessário que os esforços gerados pelo peso próprio, cargas permanentes, cargas acidentais, cargas de protensão imediata e cargas de protensão ao longo do tempo, sejam analisados de forma individual, sendo realizado o estudo do diagrama gerado por cada carga.

As cargas acidentais consideradas foram o trem tipo não majorado e a carga mínima de 2 kN/m ao longo de todo o guarda-corpo, conforme NBR 6120:1980. Essas cargas foram inseridas no software FTOOL, o qual forneceu as envoltórias para conhecimento dos valores dos momentos resultantes da ação dessas cargas. Os momentos referentes ao peso próprio, as cargas permanentes, cargas de protensão imediata e cargas de protensão ao longo do tempo também foram retirados do software FTOOL separadamente.

Foi definido um concreto de 35 MPa, utilizando o cimento CPIII. Realizou-se tentativas para a quantidade de cabos a se utilizar considerando a Protensão Limitada. Esta exige que sejam satisfeitos a Combinação Quase Permanentes (respeitado o estado limite de descompressão e a compressão total da peça) e a Combinação Freqüente (respeitado o estado limite de formação de fissuras) no vão, nos apoios extremos e no apoio central. Os modelos calculados foram realizados separados em protensão aderente e protensão não aderente, onde foram obtidos os resultados conforme Quadro 3.

Quadro 3 – Quantitativo de armadura ativa.

Cabos de Protensão		
Vão	Aderente	Não Aderente
6 m	10 cabos	8 cabos
12 m	18 cabos	16 cabos
20 m	27 cabos	24 cabos
30 m	45 cabos	37 cabos

Armadura passiva, estribos e de pele

Primeiramente foram calculadas as cargas permanentes da estrutura. Dessa maneira, computou-se o peso das lajes, da barreira New Jersey, do guarda corpo, do revestimento, o peso das transversinas de apoio e intermediárias (dispostas a cada 3 metros como cargas pontuais atuando ao longo das longarinas). Na cabeceira da ponte é considerado uma carga concentrada resultante da soma de três elementos, a aba de concreto, cortina de concreto e o empuxo do solo.

Levantadas as cargas permanentes, partiu-se para a designação do trem tipo atuante na ponte de acordo com o vão. Com o trem tipo definido, foi necessário o cálculo dos coeficientes de majoração para obter os efeitos desse na longarina. Ambas as cargas foram inseridas no software FTOOL já majoradas, onde foram retirados os valores de momento e cortante.

As armaduras passivas foram dimensionadas para as seções de momentos máximos, sendo para a positiva o centro de um dos vãos, e para negativa, no apoio central e num dos apoios extremos. Como se trata de uma viga simétrica, entende-se que as armaduras para o outro vão e o outro apoio extremo, são iguais as calculadas. Foi padronizado o uso de armaduras com diâmetro de 25 mm para o uso de menos barras para os modelos em concreto armado e pensando na facilidade para a compra e execução. No caso dos modelos em concreto protendido, atribui-se o diâmetro de 20 mm por ter maior resistência a fadiga do aço.

A verificação e o dimensionamento de elementos lineares sob a ação de esforço cortante, foram feitos com base em um modelo de treliça, associado a mecanismos resistentes desenvolvidos no interior do elemento conforme NBR 6118:2014. Foi adotado o modelo de cálculo I, considerando que as diagonais de compressão têm inclinação de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Os esforços cortantes presentes nos modelos também foram retirados dos diagramas no software FTOOL. Em ambos os sistemas, para as armaduras transversais foi padronizado o emprego de barras com 10 mm de diâmetro, utilizando 4 ramos para diminuição da quantidade de estribos.

Devido as dimensões das longarinas, foi necessário o emprego das armaduras laterais mínimas, sendo estas 0,10% da seção transversal. Dessa maneira, para as armaduras de pele, foram atribuídas barras de 8 mm. No Quadro 4 estão apresentados os resultados referentes a armadura passiva encontrados para todos os modelos.

Quadro 4 – Quantitativo de armadura passiva.

Armadura Passiva									
Apoio Central			Apoio Extremo			Vão			
	(Φ 25mm)	(Φ 20mm)		(Φ 25mm)	(Φ 20mm)		(Φ 25mm)	(Φ 20mm)	
Vão	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente
6 m	40,000 cm ²	12,600 cm ²	34,650 cm ²	30,000 cm ²	9,450 cm ²	12,600 cm ²	40,000 cm ²	28,350 cm ²	40,950 cm ²
12 m	70,000 cm ²	40,950 cm ²	59,850 cm ²	40,000 cm ²	15,750 cm ²	28,350 cm ²	65,000 cm ²	34,650 cm ²	59,850 cm ²
20 m	105,000 cm ²	44,100 cm ²	72,450 cm ²	65,000 cm ²	22,050 cm ²	28,350 cm ²	85,000 cm ²	25,200 cm ²	69,300 cm ²
30 m	175,000 cm ²	50,400 cm ²	113,400 cm ²	95,000 cm ²	34,650 cm ²	53,550 cm ²	135,000 cm ²	34,650 cm ²	97,650 cm ²
Estribos (10 Φ mm) - Apoio Central			Estribos (10 Φ mm) - Apoio Extremo			Armadura de Pele (8 Φ mm)			
Vão	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente
6 m	36,800 cm ² /m	12,000 cm ² /m	12,000 cm ² /m	29,600 cm ² /m	12,800 cm ² /m	12,800 cm ² /m	3,500 cm ² /face		4,500 cm ² /face
12 m	30,400 cm ² /m	12,000 cm ² /m	12,000 cm ² /m	24,000 cm ² /m	12,800 cm ² /m	12,800 cm ² /m	6,500 cm ² /face		4,500 cm ² /face
20 m	24,000 cm ² /m	12,000 cm ² /m	12,000 cm ² /m	19,200 cm ² /m	13,600 cm ² /m	13,600 cm ² /m	10,500 cm ² /face		8,000 cm ² /face
30 m	26,400 cm ² /m	12,000 cm ² /m	12,000 cm ² /m	20,000 cm ² /m	13,600 cm ² /m	13,600 cm ² /m	14,500 cm ² /face		12,000 cm ² /face

Estado Limite de Serviço (Flecha, Fadiga e Abertura de Fissuras)

Para as verificações no Estado Limite de Serviço foi realizada a verificação da flecha, ou seja, avaliada as longarinas no estado limite de deformação (ELS-DEF), que determina a utilização da combinação quase permanente. Para as cargas acidentais, no caso de pontes, há a minoração dessas cargas com o coeficiente de redução $\psi_2 = 0,3$ para pontes rodoviárias de acordo com a norma 8681:2004, sendo a carga acidental no guarda corpo de 2 kN/m também minorada por este coeficiente.

Com essa combinação, é feito um novo lançamento no software Ftool para obtenção de outra envoltória de momentos minorada no ELS-DEF, na qual foi utilizado apenas o momento máximo no centro do vão. Dessa maneira, por ser avaliada em serviço, onde é considerado a aceitabilidade sensorial, o limite imposto em norma é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. A flecha admissível, de acordo com a NBR 6118 é o vão sobre 250, ou seja, no vão de 6 metros é permitido uma flecha de até 24 mm, para o vão de 12 metros é admissível até 48 mm, para 20 metros até 80 mm, e para 30 metros até 120 mm.

Para saber se a peça já fissurou e se essa se encontra em outro estágio, é necessário compará-la com o momento de fissuração. Caso o momento de cálculo (já considerando as combinações) seja maior que o de fissuração, a peça se encontra no estágio II, ou seja, ela fissurou.

Segundo a NBR 6118:2014, a fadiga é um fenômeno relacionado a ações dinâmicas repetidas, que pode ser entendido como uma série de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material sujeito a variação de tensões consequentes dessas ações. Embora seja o efeito da acumulação de ações, a verificação pode ser feita considerando apenas um valor de sollicitação, gerado com a combinação frequente das ações na estrutura.

Com as cargas permanentes não majoradas e não minoradas, somadas ao trem tipo multiplicado pelo $\psi_1 = 0,5$ (vigas em pontes rodoviárias) foi realizado o lançamento no Ftool para obtenção da envoltória de momentos. Foi avaliado a fadiga das armaduras positiva e negativa para o maior momento negativo encontrado. Para as bitolas de 25 mm utilizadas no dimensionamento de concreto armado a tensão admissível imposta pela norma é de até 1750 kgf/cm² e para as armaduras ativas utilizadas em concreto protendido a tensão admissível é de até 1100 kgf/cm².

A fissuração em estruturas de concreto armado é algo inevitável, principalmente pela baixa resistência à tração do concreto. Para que se tenha uma proteção adequada das armaduras e não seja prejudicada a aceitabilidade do usuário, procura-se controlar a abertura de fissuras.

Os modelos em concreto protendido foram dimensionados na protensão limitada e por isso já foram calculados para respeitar a tensão de tração sendo menor que a admissível, ou seja, não há necessidade de saber a abertura de fissuras. Nos modelos em concreto armado foi avaliado a seção do vão e assim como a fadiga, a limitação da abertura de fissuras pode ser estimada usando a combinação frequente de ações.

A abertura de fissuras sofre a influência também das restrições volumétricas da estrutura, e das condições de execução. Por isso é avaliado o comportamento de forma geral, não garantindo precisamente a avaliação de uma fissura específica. No Quadro 5 estão apresentados os resultados referentes ao ELS encontrados para todos os modelos.

Quadro 5 – Valores para verificações no ELS.

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO						
Flecha						
Vão	Imediata			Diferida		
	(Φ 25mm)	(Φ 20mm)		(Φ 25mm)	(Φ 20mm)	
	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente
6 m	1,30 mm	1,20 mm	1,20 mm	3,20 mm	3,10 mm	3,10 mm
12 m	2,70 mm	2,10 mm	2,10 mm	6,70 mm	5,10 mm	5,10 mm
20 m	6,40 mm	2,40 mm	2,30 mm	15,90 mm	6,00 mm	5,70 mm
30 m	15,80 mm	3,90 mm	4,20 mm	39,50 mm	9,80 mm	10,50 mm
Fadiga: CA - (adm = 1750 kgf/cm ²) e CP - (adm = 1850 kgf/cm ²)						
Vão	Positiva			Negativa		
	(Φ 25mm)	Armadura Ativa		(Φ 25mm)	Armadura Ativa	
	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente	Concreto Armado	Aderente	Não Aderente
6 m	662,180 kgf/cm ²	194,467 kgf/cm ²	158,741 kgf/cm ²	1022,900 kgf/cm ²	622,070 kgf/cm ²	624,707 kgf/cm ²
12 m	597,870 kgf/cm ²	176,621 kgf/cm ²	236,924 kgf/cm ²	573,100 kgf/cm ²	578,095 kgf/cm ²	574,913 kgf/cm ²
20 m	742,230 kgf/cm ²	199,839 kgf/cm ²	269,526 kgf/cm ²	626,910 kgf/cm ²	531,957 kgf/cm ²	529,270 kgf/cm ²
30 m	621,480 kgf/cm ²	223,711 kgf/cm ²	223,546 kgf/cm ²	564,140 kgf/cm ²	564,487 kgf/cm ²	582,885 kgf/cm ²
Abertura de Fissuras : (adm = 0,30 mm)						
Vão	(Φ 25mm)					
	Concreto Armado					
6 m	0,046 mm					
12 m	0,063 mm					
20 m	0,074 mm					
30 m	0,061 mm					

Quantitativos

Com o dimensionamento foi realizado o quantitativo de todos os sistemas construtivos abordados como forma de comparar as quantidades para as duas longarinas entre cada vão conforme o Quadro 6.

Quadro 6 – Quantidade de materiais.

Vão	Quantitativo										
	Concreto Protendido Aderente				Concreto Protendido Não Aderente				Concreto Armado		
	CA-50	CP-190	Formas	Concreto	CA-50	CP-190	Formas	Concreto	CA-50	Formas	Concreto
6 m	912,158 kg	237,60 kg	82,0 m ²	14,70 m ³	1356,958 kg	190,08 kg	82,0 m ²	14,70 m ³	3701,00 kg	94 m ²	17,00 m ³
12 m	2777,299 kg	807,84 kg	278,0 m ²	53,40 m ³	3774,240 kg	760,32 kg	278,0 m ²	53,40 m ³	8044,40 kg	363 m ²	68,00 m ³
20 m	4397,433 kg	2138,40 kg	740,0 m ²	147,00 m ³	6932,533 kg	1900,80 kg	740,0 m ²	147,00 m ³	19606,77 kg	920 m ²	182,00 m ³
30 m	13011,164 kg	5108,40 kg	1650,0 m ²	331,50 m ³	18499,664 kg	4158,00 kg	1650,0 m ²	331,50 m ³	46761,97 kg	1980 m ²	399,00 m ³

Conclusões

Pode-se perceber que a admissão da seção I contribuiu para obter menor área de seção, melhor distribuição dos esforços internos e menor quantidade de materiais necessária.

Entende-se que nos modelos em concreto armado, as seções utilizadas com o objetivo de diminuir a quantidade de armadura, tornou suas dimensões inviáveis para vãos maiores, visto que com os altos valores de esforços solicitantes serão necessários mais pilares, o que refletiria na fundação, acarretando em maiores quantidades de materiais e ainda prejudicaria a altura livre da ponte.

Ao se analisar os modelos em concreto protendido aderente, a protensão de fato melhora o desempenho da peça, já que além de menor quantidade de materiais, devido

as forças contrárias advindas da protensão, percebe-se que as flechas formadas pelos modelos em concreto protendido aderente são menores que as em concreto armado, em média 41,11% e 0,35% do que as em concreto protendido não aderente. Ainda pode-se afirmar que o sistema aderente garante maior segurança à rupturas localizadas no caso de falha de um dos cabos.

O sistema aderente gerou menor quantidade de armaduras, já que foi possível aproveitar mais a protensão e com isso atribuir para a maioria dos casos armadura passiva mínima. Comparando o peso de aço total (aço ativo + passivo) aos outros modelos, houve uma redução média de: 63% em relação ao sistema concreto armado e; 23% em relação ao sistema não aderente. Ambos para as duas longarinas.

Dessa maneira é possível afirmar que o desempenho de uma longarina em concreto protendido aderente é ligeiramente superior ao sistema não aderente e superior ao concreto armado.

Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- _____. NBR 6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980, Versão corrigida: 2000.
- _____. NBR 7188. Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER 698/100 Manual de projeto de obras de arte especiais. Rio de Janeiro: DENER, 1996.
- HANAI, João Bento. Fundamentos do Concreto Protendido. São Carlos: Departamento de Engenharia de Estruturas, USP, 2005.
- LEONHARDT, Fritz. Construções de Concreto – Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto. v. 6 Reimpressão, Rio de Janeiro, Interciência, 1982.
- PFEIL, Walter. Concreto Protendido. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. 1 v.
- MARTHA, Luiz Fernando. Métodos básicos para análises de estruturas. 318 p. Apostila Universitária. Departamento de engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, s.d.
- QUADROS, Helena Szortika. Projeto estrutural de ponte: comparativo de soluções com viga seção T pré moldada e caixão moldada in loco. 2013. 69 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/96335/000914912.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 04 jun. 2017.
- SCOZ, Lucas Matheus de Oliveira; SANTOS, Rúbia Bernadete Pereira dos. Viabilidade da utilização de perfis pultrudados de polímeros reforçados com fibra em pontes com sistema estrutural em viga. 2012. 98 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Vale do Itajaí, Itajaí, 2012.
- VASCONCELOS, Augusto Carlos de. Sinônimo de construção. 2008. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/137/sinonimo-de-construcao-como-o-brasil-tornou-se-referencia-mundial-287574-1.aspx>>. Acesso em: 25 mar. 2017.