

Aspectos do Dimensionamento de Lajes de Pontes com Armaduras Esconsas

Bernardo de F. Rocha¹, Mauro Schulz²

¹Universidade Federal Fluminense / Unilasalle-RJ / Departamento de Engenharia Civil
/bernardorochoa@id.uff.br

²Universidade Federal Fluminense / Departamento de Engenharia Civil / mschulz@id.uff.br

Resumo

Essa pesquisa investiga o dimensionamento das armaduras de estruturas laminares de concreto esconsas e oblíquas em relação às solicitações. O elemento está sujeito a duas forças normais, uma força tangencial, dois momentos de flexão e um momento volvente, em seu plano, além de duas forças cortantes na direção transversal. As solicitações de membrana e flexão são distribuídas entre duas chapas nas faces extremas do elemento, que são dimensionadas através das condições de equilíbrio e de uma abordagem plástica pelo modelo da chapa fissurada. O trabalho compara as armaduras das lajes de pontes em laje e pontes em vigas múltiplas pré-moldadas, segundo ângulos de esconsidade de 0°, 15°, 30° e 45°. Os resultados mostram que a utilização de malhas não ortogonais aumenta as áreas de aço e as tensões no concreto. Critérios para armaduras mínimas em malhas esconsas são discutidos.

Palavras-chave

Estruturas laminares; dimensionamento de cascas; armadura esconsa; armadura oblíqua; pontes esconsas.

Introdução

Os elementos de cascas de concreto armado estão sujeitos ao estado duplo de tensões, no caso das solicitações no próprio plano, ou ao estado triplo de tensões, quando também ocorrem solicitações na direção transversal. Os esforços F_x , F_y , F_{xy} , M_x , M_y e M_{xy} , no próprio plano, e os esforços F_{xz} e F_{yz} , na direção transversal, são definidos na Figura 1a. O conjunto completo de solicitações deve ser considerado na determinação das armaduras, cujas direções não necessariamente concordam com a direção das solicitações.

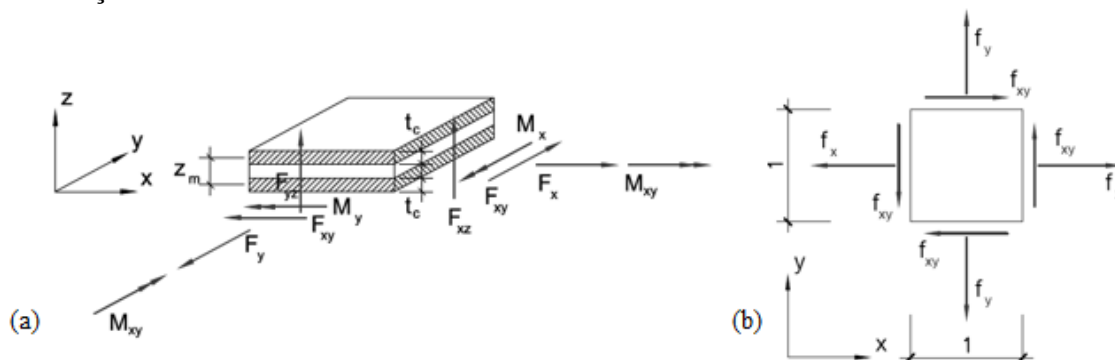


Figura 1 – (a) Solicitações atuantes em um elemento de casca e (b) ações por unidade de comprimento na chapa.

No presente trabalho, os procedimentos de dimensionamento de cascas são discutidos e aplicados a pontes esconsas de concreto armado. Os esforços no plano e transversais ao plano médio são considerados. As solicitações de membrana, momentos de flexão e volvente, são divididos entre duas chapas localizadas nas faces superior e inferior do elemento, tal como proposto por BAUMANN (1972). As forças cortantes transversais são consideradas através das forças de tração complementares, definidas por SCHULZ (1988) e MARTI (1990). As chapas com armaduras esconsas são dimensionadas aos esforços de membrana baseados em uma extensão da abordagem plástica proposta por NIELSEN (1964) para chapas com malhas ortogonais. Pontes em lajes sem vigas e lajes de pontes em vigas múltiplas são analisadas variando os ângulos de esconsidade entre 0° e 45° . O problema é tratado no sistema local, simplificando o cálculo manual e a implementação computacional. Recomendações para o dimensionamento e critérios para armaduras mínimas são discutidos. A análise comparativa dos resultados mostra que a esconsidade aumenta a armadura necessária e as tensões no concreto, comprovando a relevância da formulação.

Modelo de dimensionamento

Hipóteses básicas

As hipóteses básicas do modelo mecânico são: o concreto não resiste à tração; as fissuras são infinitesimais e uniformemente distribuídas; e as tensões de compressão no concreto são orientadas conforme a direção das bielas, que pode variar ao longo do comprimento da peça. São consideradas as seguintes simplificações: as direções das fissuras são independentes da história do carregamento; o engrenamento entre as fissuras e o encavilhamento das armaduras é desprezado; não são descontadas as áreas de concreto ocupadas pelas armaduras; e as armaduras comprimidas não contribuem para a capacidade resistente das chapas.

Distribuição das solicitações entre duas chapas nas faces do elemento

O elemento laminar apresenta dimensões unitárias em planta. As seis solicitações em seu próprio plano F_x , F_y , F_{xy} , M_x , M_y e M_{xy} e a duas solicitações transversais F_{xz} e F_{yz} são definidas através de seus valores de cálculo e, portanto, incluem os coeficientes de majoração das cargas.

Supõem-se duas regiões bem definidas nas faces inferior e superior, com a mesma espessura t_c (Figura 1a). A flexão é extraída do problema repartindo as solicitações entre essas duas regiões, que são dimensionadas como chapas. As solicitações nas chapas por unidade de comprimento, definidas na Figura 1b, são dadas por

$$f_x = F_x/2 \pm M_x/z_m \quad (1)$$

$$f_y = F_y/2 \pm M_y/z_m \quad (2)$$

$$f_{xy} = F_{xy}/2 \pm M_{xy}/z_m \quad (3)$$

onde z_m é o braço de alavanca. As forças de tração são consideradas positivas.

A espessura das chapas t_c e o braço de alavanca z_m são definidos, de forma aproximada, através das expressões

$$t_c = k_c(d_x + d_y)/2 \quad (4)$$

$$z_m = k_z(d_x + d_y)/2 \quad (5)$$

onde d_x e d_y são as alturas úteis nas direções x e y , respectivamente. LEONHARDT (1978) recomenda $k_c=0,3$ e $k_z=0,9$. A espessura das chapas t_c de elementos predominantemente comprimidos pode ser aumentada desde que o braço de alavanca z_m seja reduzido de forma correspondente (CEB-FIP MODEL CODE 1990, 1993).

As forças nas direções principais são determinadas por

$$f_I = (f_x + f_y)/2 + \sqrt{[(f_x - f_y)/2]^2 + f_{xy}^2} \quad (6)$$

$$f_{II} = (f_x + f_y)/2 - \sqrt{[(f_x - f_y)/2]^2 + f_{xy}^2} \quad (7)$$

Quando as forças principais são negativas, a chapa não necessita de armaduras de tração. Neste caso, a tensão de compressão f_{II}/t_c deve ser, em módulo, inferior a $0,85f_{cd}$. A armadura de tração é necessária quando $f_I > 0$. Neste caso, a tensão no concreto da chapa fissurada é limitada a $0,6f_{cd}$ (EUROCODE 2, 2004).

Dimensionamento da chapa com armaduras esconsas

As armaduras são orientadas nas direções dos ângulos α e β , definidos a partir do eixo x (Figura 2a). As forças por unidade de comprimento nas armaduras resistentes são denominadas $f_{s\alpha}$ e $f_{s\beta}$. A força de compressão nas bielas de concreto, entre fissuras, é denominada $f_{c\phi}$. O ângulo de orientação das microfissuras ϕ também é definido a partir do eixo x .

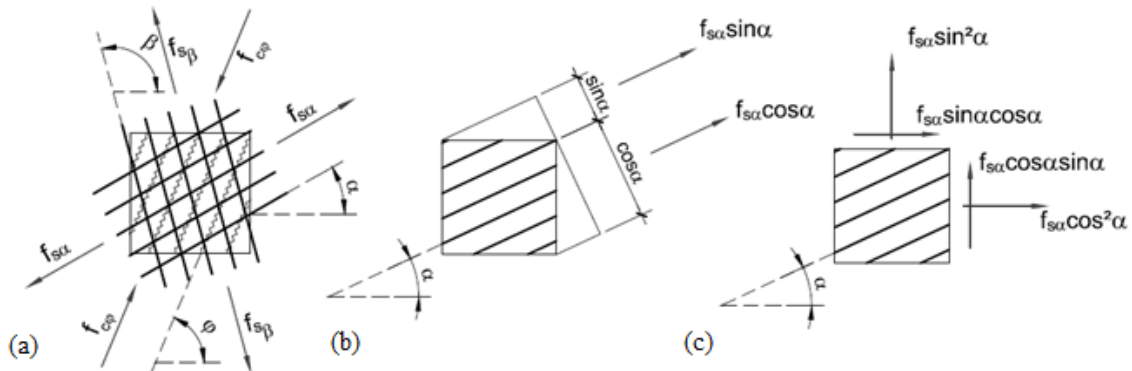


Figura 2 – (a) Forças resistentes na chapa com armadura esconsa, (b) força nas armaduras na direção α e (c) decomposição em x e y .

A decomposição da força $f_{s\alpha}$ é apresentada na Figura 2c. A decomposição das forças $f_{s\beta}$ e $f_{c\phi}$ são análogas. As condições de equilíbrio são expressas por

$$f_{c\phi} \cos^2 \phi + f_{s\alpha} \cos^2 \alpha + f_{s\beta} \cos^2 \beta = f_x \quad (8)$$

$$f_{c\phi} \sin^2 \phi + f_{s\alpha} \sin^2 \alpha + f_{s\beta} \sin^2 \beta = f_y \quad (9)$$

$$f_{c\phi} \cos \phi \sin \phi + f_{s\alpha} \cos \alpha \sin \alpha + f_{s\beta} \cos \beta \sin \beta = f_{xy} \quad (10)$$

Através da inversão do sistema definido de (8) a (10), tem-se

$$f_{c\varphi} = \frac{[-f_x \sin\beta \sin\alpha - f_y \cos\beta \cos\alpha + f_{xy} \sin(\beta + \alpha)]}{\sin(\beta - \varphi) \sin(\varphi - \alpha)} \quad (11)$$

$$f_{s\alpha} = \frac{[f_x \sin\beta \sin\varphi + f_y \cos\beta \cos\varphi - f_{xy} \sin(\beta + \varphi)]}{\sin(\beta - \alpha) \sin(\varphi - \alpha)} \quad (12)$$

$$f_{s\beta} = \frac{[f_x \sin\varphi \sin\alpha + f_y \cos\varphi \cos\alpha - f_{xy} \sin(\varphi + \alpha)]}{\sin(\beta - \alpha) \sin(\beta - \varphi)} \quad (13)$$

A soma das expressões (11), (12) e (13) fornece

$$f_{c\varphi} + f_{s\alpha} + f_{s\beta} = f_x + f_y \quad (14)$$

De acordo com (14), a maximização da parcela $f_{c\varphi}$ promove a minimização da soma das forças nas armaduras $f_{s\alpha}$ e $f_{s\beta}$. Considerando que $f_{c\varphi} < 0$, a minimização das forças nas armaduras está associada à minimização do valor absoluto da tensão no concreto $|f_{c\varphi}|$. Assim, através de (11), tem-se

$$\begin{aligned} \varphi &= (\alpha + \beta)/2 & \text{se } -f_x \sin\beta \sin\alpha - f_y \cos\beta \cos\alpha + f_{xy} \sin(\beta + \alpha) \leq 0 \\ \varphi &= (\alpha + \beta + \pi)/2 & \text{se } -f_x \sin\beta \sin\alpha - f_y \cos\beta \cos\alpha + f_{xy} \sin(\beta + \alpha) > 0 \end{aligned} \quad (15)$$

As equações (11), (12), (13) e (15) definem o caso A de dimensionamento, quando são necessárias armaduras nas direções α e β .

O caso B de dimensionamento é estabelecido quando a equação (12) fornece valores negativos para a armadura na direção α . Substituindo $f_{s\alpha}=0$ em (12), tem-se

$$\tan\varphi = (f_{xy} \sin\beta - f_y \cos\beta)/(f_x \sin\beta - f_{xy} \cos\beta) \quad (16)$$

O caso C de dimensionamento é estabelecido quando a equação (13) fornece valores negativos para a armadura na direção β . De forma análoga, substituindo $f_{s\beta}=0$ em (13), tem-se

$$\tan\varphi = (f_{xy} \sin\alpha - f_y \cos\alpha)/(f_x \sin\alpha - f_{xy} \cos\alpha) \quad (17)$$

A tensão no concreto $\sigma_c = f_{c\varphi}/t_c$ deve satisfazer a tensão admissível $0,6f_{cd}$. As áreas de aço $a_{s\alpha}$ e $a_{s\beta}$ nas direções α e β , respectivamente, são calculadas considerando a resistência de cálculo do aço f_{yd} . Assim, tem-se

$$\sigma_c = \frac{f_c}{t_c} \quad (18) \quad a_{s\alpha} = \frac{f_{s\alpha}}{f_{yd}} \quad (19) \quad a_{s\beta} = \frac{f_{s\beta}}{f_{yd}} \quad (20)$$

Relações mínimas entre armaduras e armaduras mínimas

As relações mínimas entre armaduras e armaduras mínimas absolutas para malhas esconsas foram consideradas conforme proposto e detalhado em ROCHA (2015), que estendem os critérios de malhas ortogonais para armaduras oblíquas, em termos de forças principais. Os critérios estão resumidos nas Tabelas 1 e 2, respectivamente.

Tabela 1 – Armadura secundária mínima para diferentes ângulos entre armaduras.

$\beta - \alpha$ (°)	90,0	85,0	80,0	75,0	70,0	65,0	60,0	55,0	50,0	48,2	45,0
$r_{\beta\alpha, \min}$	0,200	0,202	0,210	0,222	0,243	0,275	0,325	0,414	0,625	1,000	1,000*

Tabela 2 – Taxa geométrica mínima de armadura para diversos ângulos de esconsidade.

	$\beta - \alpha$ (°)	90,0	85,0	80,0	75,0	70,0	65,0	60,0	55,0	50,0	48,2	45,0
$\rho_{s, \min}$	≤ C30	0,150%	0,164%	0,182%	0,202%	0,228%	0,260%	0,300%	0,352%	0,420%	0,450%	0,512%
	C35	0,164%	0,180%	0,198%	0,221%	0,249%	0,284%	0,328%	0,385%	0,459%	0,492%	0,560%
	C40	0,179%	0,196%	0,217%	0,241%	0,272%	0,310%	0,358%	0,420%	0,501%	0,537%	0,611%
	C45	0,194%	0,212%	0,235%	0,262%	0,295%	0,336%	0,388%	0,455%	0,543%	0,582%	0,662%

Consideração do esforço cortante

SCHULZ (1988) e MARTI (1990) definem o seguinte esforço cortante $F_{\theta z}$ na direção principal θ :

$$F_{\theta z} = \sqrt{F_{xz}^2 + F_{yz}^2} \quad (21)$$

As seguintes forças de tração complementares devem ser consideradas, em cada uma das chapas inferior e superior, nas placas armadas a esforço cortante:

$$\Delta f_x = (\cot \theta / 2)(F_{xz}^2) / F_{\theta z} \quad (22)$$

$$\Delta f_y = (\cot \theta / 2)(F_{yz}^2) / F_{\theta z} \quad (23)$$

$$\Delta f_{xy} = (\cot \theta / 2)(F_{xz} F_{yz}) / F_{\theta z} \quad (24)$$

onde θ é o ângulo de inclinação das bielas. As forças complementares expressam o deslocamento do diagrama de forças nas armaduras tracionadas.

Casos estudados

A formulação é aplicada em exemplos de pontes em laje sem vigas e pontes em vigas múltiplas, com os ângulos de 0° , 15° , 30° e 45° de esconsidade, através de modelos em elementos finitos. As seções transversais são apresentadas na Figura 3.

As pontes em laje têm 60 cm de espessura e vão livre entre apoios, segundo a direção do tráfego, de 10,40m. As pontes em vigas múltiplas são constituídas por 5 longarinas, com vão livre de 35m, transversinas de apoio e laje com 23cm de espessura. Todas as pontes têm 12,8m de largura.

Os esforços solicitantes nas lajes das pontes são avaliados através da análise linear e elástica de modelos de elementos finitos. As malhas das pontes em laje e vigas múltiplas são respectivamente discretizadas nos padrões 0,20 x 0,20 m e 0,25 x 0,25 m. As lajes e vigas são definidas com elementos de casca fina e elementos de barra no programa SAP 2000 (2009). Os elementos de barra têm seus eixos deslocados para o centro de gravidade

das vigas. O eixo local x dos elementos de casca é definido na direção da armadura longitudinal e do tráfego. Dessa forma, o ângulo α é sempre zero e o ângulo β é definido por $\beta=90^\circ-\gamma$, onde γ é o ângulo de escurvidade da laje.

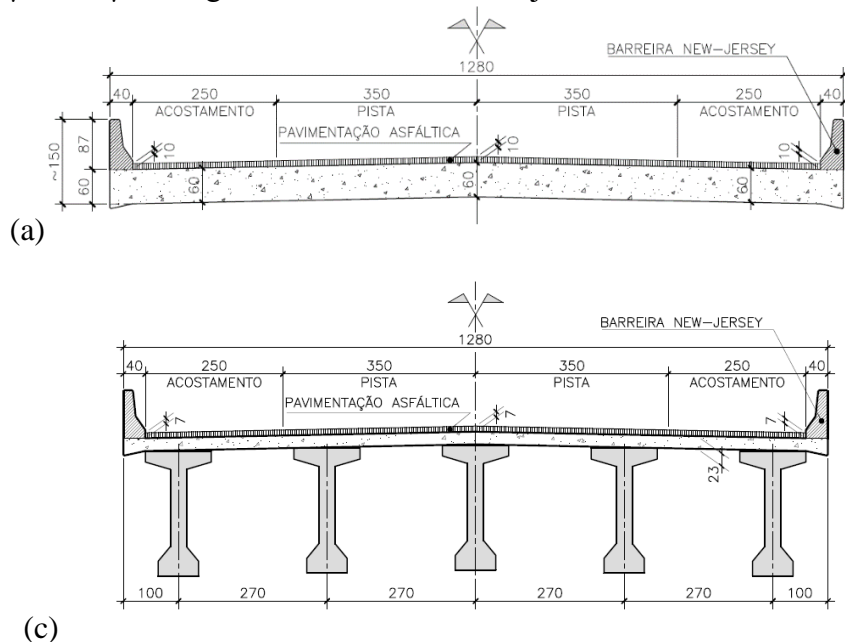


Figura 3 – Seções transversais típicas das pontes (a) em laje sem vigas e (b) em vigas múltiplas.

O concreto e o aço são, respectivamente, C35 e CA-50. São considerados o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade preconizados na ABNT NBR 6118:2014 (2014).

As cargas permanentes são o peso próprio estrutural, a pavimentação asfáltica, a carga de recapeamento e o peso das barreiras. O peso das vigas não foi considerado nas pontes em vigas múltiplas pois estas, sendo pré-moldadas, não geram solicitações nas lajes. A carga móvel é definida pela Classe 45 da ABNT NBR 7188:2013 (2013). As posições do veículo tipo são mostradas na Figura 4 para as pontes em laje. Posições análogas foram assumidas para as pontes em vigas múltiplas.

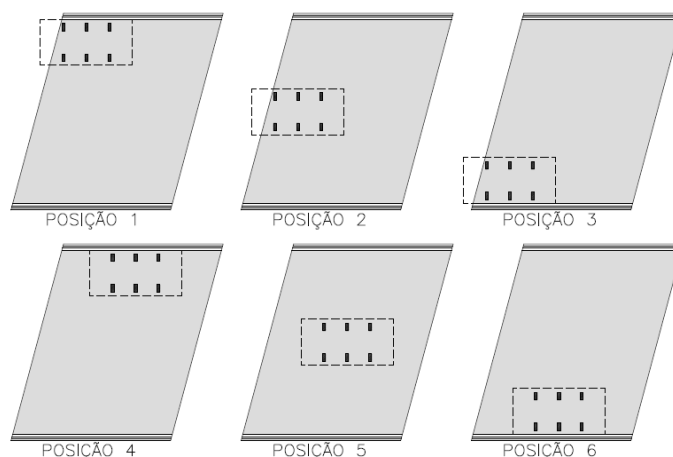


Figura 4 – Posicionamentos pré-definidos do veículo tipo para pontes em laje.

As armaduras de flexão são dimensionadas em pontos pré-definidos mostrados nas Figuras 5 e 6 através do modelo da chapa fissurada e do método proposto para malhas esconsas. As ações são combinadas conforme a ABNT NBR 8681:2003 (2003).

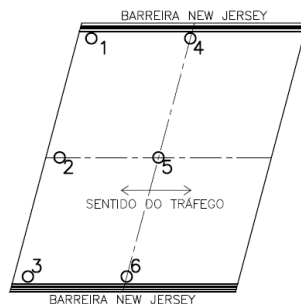


Figura 5 – Pontos escolhidos para o dimensionamento das pontes em laje.

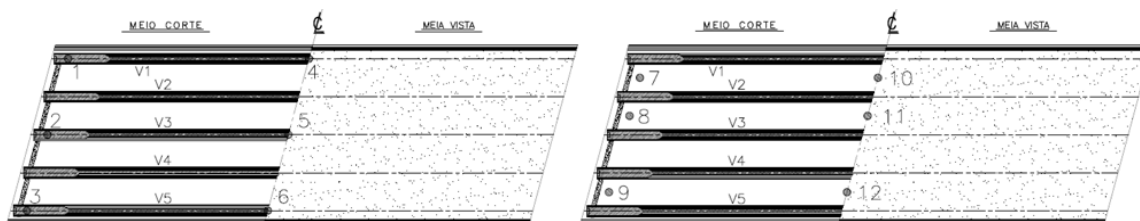


Figura 6 – Pontos escolhidos para o dimensionamento das lajes das pontes em vigas múltiplas.

A verificação da necessidade de armadura transversal é feita de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (2014) para o esforço cortante equivalente, definido anteriormente. Não é considerada a contribuição da armadura no plano da laje, uma vez que a direção da força cortante principal não coincide com a direção das armaduras.

A massa total de aço é determinada considerando detalhamentos esquemáticos. Os aspectos de detalhamento esquemático são apresentados em ROCHA (2015).

Resultados e discussões

Pontes em laje sem vigas

A Tabela 3 apresenta as armaduras e as tensões no concreto nos pontos de dimensionamento das pontes em laje sem vigas.

De maneira geral, a esconsidade aumenta as armaduras e as tensões de compressão no concreto. A malha inferior é mais densa e apresenta um aumento expressivo das armaduras. As armaduras dos cantos agudos apresentam redução.

Os parâmetros $k_c=0,3$ e $k_z=0,9$, recomendados por LEONHARDT (1978), não atendem a tensão admissível do concreto nas pontes com ângulo de esconsidade de 30° e 45° . O CEB-FIP MODEL CODE 1990 (1993) propõe a alternativa de aumentar as espessuras das chapas extremas, reduzindo os braços de alavanca correspondentes. Este procedimento aumenta as armaduras necessárias e reduz as tensões no concreto. No entanto, a verificação das tensões no concreto não é satisfeita mesmo utilizando essa alternativa, e as pontes de 30° e 45° exigem concretos mais resistentes.

Tabela 3 – Áreas de aço e tensões no concreto, nas pontes em laje sem vigas laterais.

Ponto	$a_{sa,sup,m\acute{a}x}$ (cm ² /m) / $a_{sa,inf,m\acute{a}x}$ (cm ² /m)				$a_{s\beta,sup,m\acute{a}x}$ (cm ² /m) / $a_{s\beta,inf,m\acute{a}x}$ (cm ² /m)			
	e = 0°	e = 15°	e = 30°	e = 45°	e = 0°	e = 15°	e = 30°	e = 45°
1	0/12,57	4,1/27,27	8,29/40,78	13,5/48,96	3,69/5,62	8,28/17,18	8,44/35,56	2,8/52,98
2	0/8,17	0/9,15	0,67/18,68	4,92/25,88	0,62/3,27	0,94/5,59	5,72/12,97	11,62/23
3	0/12,57	0/7,89	0/4,03	0/2,54	3,69/5,62	0,87/1,85	0,13/1,42	0,12/0,76
4	0/35,86	0/41,56	0/44,77	0/46,8	0/2,29	0/8,05	0,61/13,34	0,98/18,43
5	0/30,24	0/38,33	0/47,41	0/58,47	0/7,89	0/17,05	0/29,63	0/46,2
6	0/35,86	0/41,56	0/44,77	0/46,8	0/2,29	0/8,05	0,61/13,34	0,98/18,43
	$\sigma_{c\phi,sup,m\acute{a}x}$ (MPa)				$\sigma_{c\phi,inf,m\acute{a}x}$ (MPa)			
Ponto	e = 0°	e = 15°	e = 30°	e = 45°	e = 0°	e = 15°	e = 30°	e = 45°
1	-2,76	-4,39	-4,79	-3,64	-2,68	-8,5	-17,33	-24,69
2	-1,8	-1,75	-2,11	-4,3	-1,27	-2,26	-5,51	-10,54
3	-2,76	-1,94	-1,04	-0,46	-2,68	-0,67	-0,65	-0,45
4	-9,2	-8,77	-7,17	-5,18	-0,19	-3,5	-7,54	-11,53
5	-7,76	-7,34	-6,12	-4,41	-0,21	-4,94	-12	-21,11
6	-9,2	-8,77	-7,17	-5,18	-0,19	-3,5	-7,54	-11,53

Os cantos obtusos apresentam momentos volventes e esforços cortantes concentrados. No restante da laje, os momentos transversais e volventes são majorados, mas a influência da esconsidade no esforço cortante não é crítica.

A Tabela 4 apresenta a massa total e as taxas de armadura das pontes em laje sem vigas. O aumento das armaduras está associado aos momentos transversais e volventes. As relações mínimas e as armaduras mínimas têm pequena influência na massa total de aço.

Tabela 4 – Peso total e taxas de aço para as pontes em laje sem vigas laterais.

e	Peso total de aço (kg)	Taxas		P/P _{0°}
		kg/m ²	kg/m ³	
0°	7800	59	98	1,00
15°	10077	76	126	1,29
30°	15153	114	190	1,94
45°	23437	176	293	3,00

Pontes em vigas múltiplas

Considerando parâmetros $k_c=0,3$ e $k_z=0,9$, recomendados por LEONHARDT (1978), as tensões no concreto superam os valores admissíveis, pois a laje é a mesa de compressão das longarinas. A Tabela 5 apresenta os resultados utilizando a alternativa indicada no CEB-FIP MODEL CODE 1990 (1993) com chapas mais espessas e braços de alavanca correspondentes. As tensões no concreto atendem a tensão admissível para

0° e 15° e, de forma aproximada, para a esconsidade de 30°. A ponte com 45° requer o concreto C60 ou 30cm de espessura de laje.

A esconsidade pouco altera o momento volvente M_{xy} e as forças normais na direção transversal F_y . O acréscimo da massa total de aço (Tabela 6) está associado à armadura efetivamente necessária, pois as armaduras mínimas têm pequena influência no resultado.

O dimensionamento de malhas ortogonais, utilizando os resultados dos modelos esconsos, não aumenta significativamente a armadura necessária. As malhas ortogonais e variáveis são mais econômicas considerando apenas o peso total de aço. As malhas oblíquas facilitam o detalhamento e a execução. Essas alternativas devem ser avaliadas no caso de pontes esconsas em vigas múltiplas.

Tabela 5 – Áreas de aço e tensões no concreto nas pontes em vigas múltiplas, com parâmetros MC 90.

Ponto	$a_{sa,sup,m\acute{a}x}$ (cm ² /m) / $a_{sa,inf,m\acute{a}x}$ (cm ² /m)				$a_{s\beta,sup,m\acute{a}x}$ (cm ² /m) / $a_{s\beta,inf,m\acute{a}x}$ (cm ² /m)			
	e = 0°	e = 15°	e = 30°	e = 45°	e = 0°	e = 15°	e = 30°	e = 45°
1	3,36/1,73	3,72/1,3	2,16/0,33	0/15,02	4,88/2,11	5,72/1,28	7,32/0	0/0
2	3,16/1,59	5,74/3,08	9,74/4,4	14,69/1,78	2,96/3,82	5,54/5,29	9,71/6,77	15,31/4,17
3	3,36/1,73	3,85/2,26	3,85/2,82	6,33/0	4,88/2,11	4,21/3,43	3,38/4,97	13,42/0,64
4	0/0	0/0	0/0	0/0	3,91/0,41	2,44/0	0/0	0/0
5	0/0	0/0	0/0	0/0	1,98/0	0,57/0	0/0	0/0
6	0/0	0/0	0/0	0/0	3,91/0,41	2,44/0	0/0	0/0
7	1,19/0	1,61/0	5,32/3,75	6,94/2,71	2,59/0,96	2,53/0,97	6,3/6,78	14,87/6,66
8	1,08/0	2,92/0	8,05/3,02	10,72/7,34	2,46/1,21	4,51/2,05	10,11/5,95	12,95/9,6
9	1,19/0	2,82/0	7,11/2,25	0/0	2,59/0,96	3,92/2,09	7,76/5,08	3,5/4,96
10	0/0	0/0	0/0	0/0	0/4,11	0/4,71	0/9,92	10,75/0
11	0/0	0/0	0/0	0/18,67	0/9,56	0/10,74	0/23,84	0/40,46
12	0/0	0/0	0/0	0/0	0/4,11	0/4,71	0/9,92	10,75/0
	$\sigma_{c\phi,sup,m\acute{a}x}$ (MPa)				$\sigma_{c\phi,inf,m\acute{a}x}$ (MPa)			
Ponto	e = 0°	e = 15°	e = 30°	e = 45°	e = 0°	e = 15°	e = 30°	e = 45°
1	-3,32	-4,04	-5,77	-8,68	-2,11	-2,9	-4,79	-11,02
2	-3,04	-4,01	-6,28	-9,95	-1,55	-2,32	-3,29	-2,02
3	-3,32	-3,02	-2,77	-5,86	-2,11	-2,03	-2,47	-2,74
4	0	-13,39	-14,32	-11,61	-9,71	-9,95	-10,58	-16,26
5	-8,76	-12,3	-13,46	-15,9	-3,46	-8,55	-9,12	-10,12
6	0	-13,39	-14,32	-11,61	-9,71	-9,95	-10,58	-16,26
7	-1,63	-1,56	-4,21	-6,51	-1,53	-1,47	-3,63	-3,13
8	-1,41	-2,62	-6,37	-8,78	-1,44	-1,59	-3,79	-6,49
9	-1,63	-2,59	-5,5	-1,93	-1,53	-1,65	-3,31	-1,82
10	-13,04	-13	-15,28	-10,41	-7,29	-8,76	-11,52	-12,66
11	-12,67	-12,39	-13,93	-11,54	-7,21	-8,32	-12,93	-25,42
12	-13,04	-13	-15,28	-10,41	-7,29	-8,76	-11,52	-12,66

Tabela 6 – Peso total e taxas de aço para as pontes em vigas múltiplas.

e	Peso total de aço (kg)	Taxas		P/P _{0°}
		kg/m ²	kg/m ³	
0°	8985	19	85	1,00
15°	11478	25	108	1,28
30°	21345	46	201	2,38
45°	51592	112	487	5,74

Conclusões

São apresentados exemplos completos de dimensionamento de pontes em laje sem vigas e pontes em vigas múltiplas, para ângulos de esconsidade de 0°, 15°, 30° e 45°.

Esta pesquisa mostra que o aumento da esconsidade aumenta as armaduras e as tensões no concreto, e mesmo o efeito de pequenas esconsidades não deve ser desprezado. Quando a tensão admissível no concreto não é atendida, pode-se considerar chapas extremas mais espessas. Essa alternativa, que reduz os braços de alavanca e aumenta as armaduras necessárias, nem sempre é suficiente. Em alguns casos, deve-se aumentar a resistência do concreto ou a espessura da laje.

Referências

- ABNT – NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
- ABNT – NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.
- ABNT – NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.
- BAUMANN, T. – Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flächentragwerken aus Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, no. 217, Berlin, 1972, pp. 1–53.
- CEB-FIP: Design of concrete structures. CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, London, 1993.
- CSI Computers & Structures - SAP 2000 Basic Analysis Reference Manual, Berkeley, 2009.
- EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, 2004.
- LEONHARDT, F; MÖNNIG, E. – Construções de concreto – vol. 2: Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado, tradução: V. L. E. Merino, Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1978.
- MARTI, P. – Design of concrete slabs for transverse shear, ACI Structural Journal, vol. 87(2), 1990, pp. 180-190.
- ROCHA, B. F. – Dimensionamento de lajes de pontes com armadura esconsa baseado no modelo da chapa fissurada, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, Rio de Janeiro, 2015.
- SCHULZ, M. – Verificação geral de peças de concreto armado baseado no modelo da chapa fissurada, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.