

ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES EM ARMADURAS DE PAVIMENTOS DE CONCRETO ARMADO EM PISTA INSTRUMENTADA

Valéria Juliana de França Ganassali Marin

Gerdau S.A.

José Tadeu Balbo

Laboratório de Mecânica de Pavimentos

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

RESUMO

Neste artigo são apresentados os resultados de deformações aferidas e tensões resultantes em armaduras de pavimento de concreto armado executado, em caráter experimental, na rodovia BR 232/PE. As provas de carga foram realizadas após a cura do concreto, sendo possível o registro de deformações no aço para as posições mais críticas de carregamento em projeto. Observou-se boa homogeneidade nas seguidas medidas de deformações que, sobretudo apontaram para a necessidade de estudos de fadiga em aço do tipo CA-60 bem como para revisão do procedimento de dimensionamento da carga de borda, visando menores taxas de armadura em projetos.

ABSTRACT

This paper presents the experimental results of strain and stresses in steel bars gotten from a full instrumented reinforced concrete pavement built at a location in BR 232/PE highway, during its improvement works. Load tests were carried out for the most critical load positions defined during the design. The strain measurements pointed out the needs for development of fatigue studies for the kind of steel employed (CA-60) as well as for revising the adopted procedures for defining the design stresses and moments for edge loads seeking for decreasing the steel rate on concrete.

1. INTRODUÇÃO

Os primeiros estudos relacionados ao emprego de armaduras em placas de concreto para pavimentação remontam àqueles sistematizados por Bradbury (1938), embora bastante relacionados aos trabalhos anteriores resguardando questões de empenamento térmico nas placas de concreto. Losberg (1978), professor de engenharia de estruturas na Universidade de Tecnologia de Chalmers, Gotemburgo, Suécia, é tido como referência no assunto, considerado que defendeu sua tese doutoral em 1960, tratando da análise de pavimentos de concreto armados. No referido artigo, publicado no *American Concrete Institute Journal*, Losberg (1978) fornecia as diretrizes gerais para o dimensionamento de armaduras de concreto para o momento fletor tracionando nas fibras inferiores de placas de concreto, considerando a placa apoiada sobre fundações elásticas, para cargas aplicadas no interior dessas placas.

O interesse pelo emprego de pavimentos de concreto armado (emprega-se também o termo “estruturalmente armado” para diferencia-lo do pavimento de concreto continuamente armado, onde a armadura é passiva, de retração) vem crescendo na atualidade, embora reconhecida a potencialidade de longevidade de um pavimento de concreto simples, com baixo custo de manutenção, em função do fato de espessuras razoáveis de concreto (> 220 mm) com elevada resistência ($f_{ctf} > 4,5$ MPa) serem requeridas na maioria dos casos de projeto. A possibilidade de se trabalhar com concretos menos resistentes (f_{ctf} entre 3,5 a 4,5 MPa) e simultânea execução de espessura de placa menor (inferior a 160 mm) é almejada com pavimentos de concreto armado, o que, em que pese a introdução de novo componente estrutural no sistema, tem se revelado economicamente vantajoso. Este aspecto é altamente atrativo no caso do emprego de *whitetopping* em vias urbanas ou rodovias.

O emprego do concreto armado em pavimentação, embora ocorrido nas seis décadas passadas de modo esparsa no exterior, desde 1996 tem apresentado um crescimento expressivo no Brasil, especialmente no setor industrial e portuário, mas também com bons exemplos para o caso

rodoviário, com ênfase em corredores e terminais de ônibus (como o caso da Av. Xavier de Toledo – Corredor Cultural – em São Paulo). Embora não sendo a primeira rodovia a empregar a solução (há casos de pavimentos de concreto armado em sete praças de pedágios em São Paulo e em uma rodovia no Paraná), ao menos em caráter experimental a BR-232/PE, nas proximidades de Recife, tratou-se de exemplo incomum, uma vez que foi instrumentada para possibilitar medidas de deformações e de temperaturas, bem como vem sendo monitorada, desde janeiro de 2003 (abertura do trecho experimental ao tráfego).

Neste artigo são apresentados, por tratar-se de elementos de pesquisa, os princípios básicos de dimensionamento dos pavimentos de concreto armado e o estudo de caso realizado na BR-232/PE, quando provas de carga, permitindo medidas de deformação nas armaduras, ensejaram um aprofundamento na questão do detalhamento estrutural e do comportamento mecânico dessas estruturas de pavimento.

2. CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO

A menos da dedução analítica para o cálculo de momentos fletores assumindo a plastificação do concreto com formação de fissuras radiais a partir do centro de aplicação da carga, conduzindo a um estado limite último de ruptura com a formação de fissura circular em volta da área carregada, devido a pequenas espessuras da laje (efeito de punção combinado), o cálculo de tensões devidas à retração e ao empenamento do concreto em função de variações climáticas apresentado por Losberg (1978) seguia esquema tradicional das teorias anteriormente desenvolvidas; também, a determinação de taxas de armadura era característica de normas de cálculo de seções retangulares e lajes de concreto na Europa. Os momentos fletores sugeridos pelo autor reportam ao estágio I de comportamento estrutural, quando o concreto ainda não fissurou.

Na realidade, as estruturas de concreto retangulares e lineares, como placas de lajes e de pavimentos armados, sujeitas a solicitações normais, nos estados limites de serviço trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II (ABNT, 2003). Neste limite, encontra-se o momento fletor de fissuração, que pode ser calculado pela expressão:

$$M_f = \frac{f_{ct,f} \times I}{y_t} \quad [1]$$

onde M_f é o momento fletor de ruptura, $f_{ct,f}$ a resistência à tração na flexão (de projeto) do concreto de cimento Portland, I é o momento de inércia da seção transversal e y_t é a distância entre o centro de gravidade da seção transversal e a posição da fibra mais tracionada do elemento estrutural. Considerada tal relação, para seções transversais retangulares, conhecido o momento fletor por unidade de comprimento (M_f), a tensão de tração na flexão (σ_{tf}) na área mais crítica seria:

$$\sigma_{tf} = \frac{6 \times M_f}{h^2} \quad [2]$$

para seção com base unitária $b = 1$, sendo h a espessura da seção transversal.

O momento fletor na seção transversal da placa de pavimento, na realidade, pode ser calculado de diferentes maneiras e por meio de diferentes teorias. Dentre aquelas formas de cálculo conhecidas no meio rodoviário, a teoria proposta por Westergaard (1926) seria a mais simples alternativa para placas sem transferência de carga, passando por teorias mais completas como as de Mindlin e de Reissner, para placas, até os modernos e diversos programas de cálculo, baseados em elementos finitos e amplamente empregados na atualidade. No Brasil, desde 1997 têm sido adotadas pelos projetistas, as diretrizes propostas por Rodrigues (1997), quando se indica a adoção de curvas de

determinação de momentos fletores contidas na obra *Principles of Pavement Design* (Yoder e Witzak, 1975) baseadas na Carta de Influência no. 6 de Picket e Ray; assim, os momentos fletores calculados se apóiam em equações da teoria desenvolvida por Westergaard.

O cálculo das armaduras (área por metro linear de placa) é realizado com base em conceitos de equilíbrio de forças de tração e de compressão em uma seção transversal de elemento retangular, de uso extremamente comum em cálculo de estruturas de concreto, por meio do emprego dos coeficientes dimensionais para projeto estrutural de elementos sujeitos a solicitações normais; a dedução destes parâmetros de cálculo, de forma bastante clara e didática, é apresentada, por exemplo, por Fusco (1981). Os parâmetros para cálculo da área de armadura transversal são dados pelas equações:

$$k_c = \frac{b \times d^2}{M_k} \quad [3]$$

e

$$A_s = k_s \times \frac{M_k}{d} \quad [4]$$

onde b é a largura considerada (em geral de 1 metro), d é o valor da espessura da placa descontada do valor do cobrimento da armadura, M_k é o momento fletor de cálculo (Eq. [1]) e A_s a área de armadura; k_c é um dimensional resultante da relação entre a resistência de projeto do concreto e do aço e da posição da linha neutra na seção transversal e k_s um dimensional relacionado à taxa mecânica de armadura, dependente do tipo de aço empregado (que poderá ser CA-50, a ser montado em obra, ou CA-60, disponível sob a forma de telas soldadas industrializadas). É importante recordar que nestes adimensionais já se encontram implicitamente considerados os coeficientes de segurança dos materiais e coeficientes de segurança de cargas previstos na NBR 6118 (ABNT, 2003).

Desde que não haja necessidade de determinação de esforços devidos a cargas nas armaduras superiores, as mesmas podem ser dimensionadas exclusivamente em função dos efeitos de retração do concreto, como sugerido mesmo por Losberg (1978). Além disso, as armaduras na região de borda devem ser detalhadas, determinando-se os momentos fletores críticos para cargas atuando nas proximidades das juntas longitudinais das placas de concreto, o que em geral incorre no emprego de armadura complementar de reforço nessas bordas. A equação para determinação da área de armadura de retração é:

$$A_{sT} = \frac{P \times f \times L}{2 \times f_y} \quad [5]$$

onde A_{sT} é a área de aço por metro linear de seção transversal, P é o peso da placa de concreto armado por metro quadrado, f é o coeficiente de resistência por atrito do aço, L é o comprimento da placa e f_y é a resistência de escoamento do aço de armadura passiva.

3. ESTUDO DE CASO NA BR 232/PE

Em dezembro de 2002 foi construído o primeiro pavimento rodoviário de concreto armado em rodovia federal, na BR-232, em Jaboatão dos Guararapes, proximidades de Recife. Com caráter experimental, este trecho com duas faixas de rolamento e 500 metros de extensão é objeto de monitoração para análise do desempenho da estrutura de pavimento ao longo dos anos. Uma das placas (com comprimento de 20,38 metros e largura de 7,2 m) foi instrumentada com *strain-gages* e termo-resistores para medidas imediatas de deformações sofridas nas armaduras de borda,

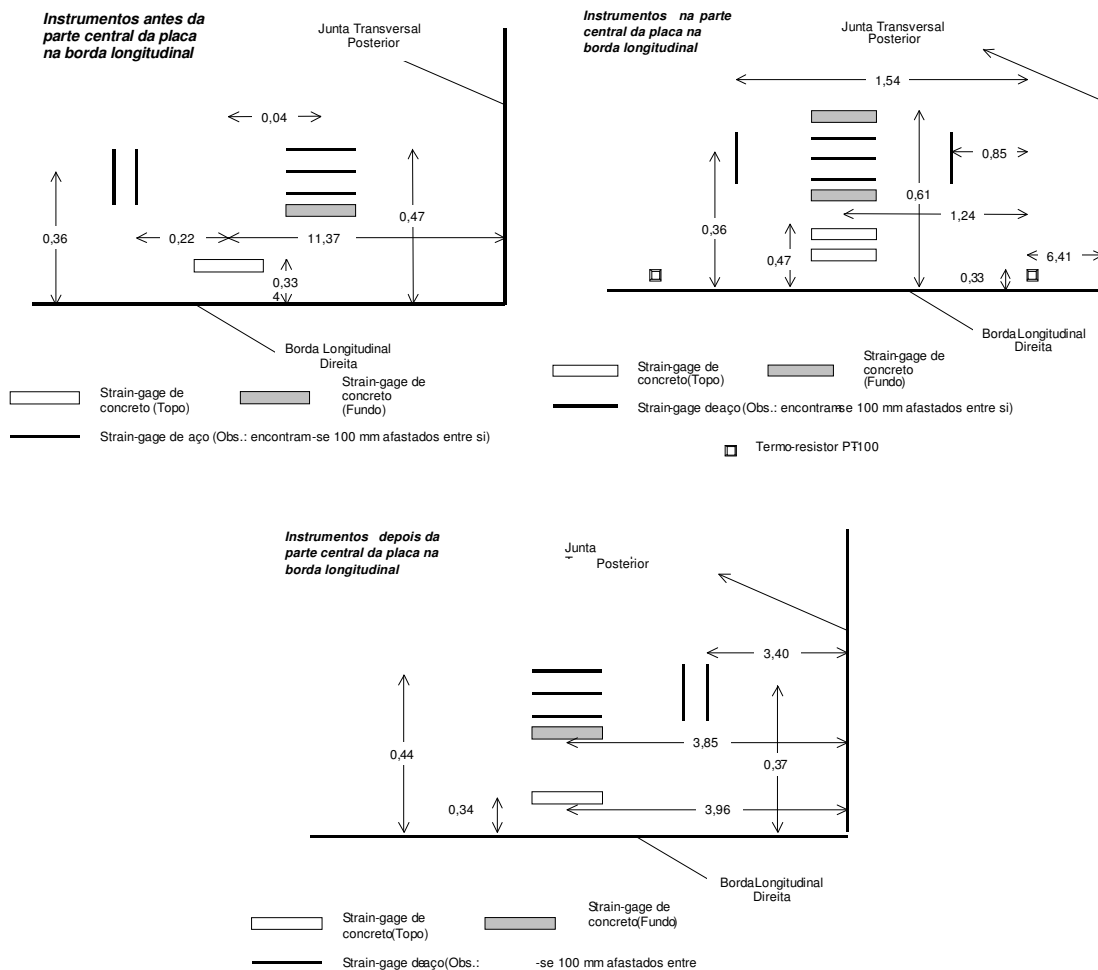


Figura 2 Detalhes do posicionamento dos *strain gages* na placa

Na Tabela 2 são indicados os valores de tensão de tração na flexão simulados numericamente para os eixos ESRD e ETT. Observe-se de tais resultados que, primeiramente, os valores de tensões de compressão são de pouca importância face à resistência do concreto empregado em pista ($f_{ck} = 30$ MPa). Por outro lado, tem-se também que, com exceção da borda transversal no canto (posição 1), quando um eixo triplo apresenta um dos semi-eixos afastado a mais de 2,5 m desta mesma borda, que as tensões causadas por eixos simples de rodas duplas são superiores aos ETT. A direção x é aquela transversal ao sentido do tráfego e a direção y coincidente com tal sentido.

Claramente, a resposta da análise estrutural indicou que os piores efeitos do carregamento dos eixos ocorrem quando se posicionam na borda longitudinal, sendo para o ESRD mais crítica a posição à cerca de um quarto do comprimento da placa e para o ETT praticamente idênticas as condições para um quarto e metade do comprimento da placa. Aliás, diga-se de passagem que, as tensões

longitudinais resultantes do ESRD (mais crítico) são, para as posições mais centrais na borda longitudinal, elevadas para o concreto (cerca de 3,3 MPa), pois a resistência do concreto seria da ordem de 4,2 MPa, o que é um indicativo no caso da necessidade do emprego de armaduras para manter fissuras fortemente unidas e passarem a resistir tais esforços normais à seção transversal das placas. É digno de nota também que a tensão crítica de borda calculada por meio de modelo numérico resultou ligeiramente superior àquela de projeto (2,7 MPa).

Tabela 1 Tensões de tração na flexão simuladas pelo ILSL2

Eixo	Posição	Tensão máxima no fundo da placa (MPa)	
		Direção X	Direção Y
ESRD	1	1,70	1,04
	2	1,26	3,27
	3	1,05	2,4
ETT	1	1,44	1,83
	2	1,26	1,88
	3	1,02	1,88

4. RESULTADOS DE MEDIDAS DE DEFORMAÇÕES

As provas de carga foram realizadas em quantidade de dez passagens de um caminhão com eixo traseiro do tipo tandem duplo com 173,30 kN e eixo dianteiro de rodado simples com carga de 32,4 kN. Procurou-se, por aproximações sucessivas durante os testes, que as rodas duplas traseiras tangenciassem ao máximo a borda longitudinal da placa de concreto armado instrumentada, simulando-se assim as situações críticas avaliadas anteriormente.

A cada passagem das cargas o sistema de aquisição de dados, com poucas falhas de modo geral, registrava as deformações sofridas pelos extensômetros eletrônicos instalados tanto no concreto quanto no aço, com maior densidade de instrumentos para este último. O sistema é sensibilizado por pequenas variações de diferença de potencial causada pela alteração da resistência nesses instrumentos quando deformados por ação dos esforços solicitantes no aço e no concreto. Assim, em linhas gerais, tem-se um estado inicial de sinal, uma abrupta alteração nos sinais e posterior estabilização dos sinais. Os resultados para medidas de deformações específicas no aço em pista são apresentados na Tabela 2.

Observe-se que as tensões calculadas no aço na direção x (transversal), em geral encontraram-se prejudicadas por excesso de efeito de ruído de linha no sistema, o que ocorre em cada canal de maneira randômica. No entanto, os resultados foram amplamente satisfatórios em termos de coleta na posição A2 na condição anterior ao centro, que portanto é tomada como referência. Comparando-se as leituras de deformação nessas armaduras transversais com aquelas longitudinais em A1, portanto para a mesma posição, torna-se evidente que as deformações sofridas pelo aço na posição transversal são de 2 a 5 vezes inferiores, dependendo do caso, às deformações nas armaduras longitudinais.

Valores negativos na Tabela 2 para tensões de fundo em y são consequência apenas de trocas de polaridades de bornes da fiação de instrumentos. Alguns dos instrumentos simplesmente não funcionaram (n.r. = não respondendo) e em uns poucos casos ocorreram falhas de leituras em instrumentos operacionais.

Tabela 2 Resultados de deformações ($\mu\epsilon$) em instrumentos instalados não PCA experimental

Prova de carga	Distância da borda (m)	Centro da Placa				
		Fundo em x		Fundo em y		
		C1	C2	C1	C2	C3
1	0,65	falha	6	n.r.	40	7
2	0,28	falha	-4	n.r.	400	340
3	0,24	falha	6	n.r.	480	380
4	0,50	-4	-5	n.r.	900	380
5	0,18	-4	-15	n.r.	430	380
6	0,16	-5	8	n.r.	480	400
7	0,19	-3	-5	n.r.	480	410
8	0,18	-8	falha	n.r.	870	780
9	0,13	2	-2	n.r.	420	400
10	0,17	4	falha	n.r.	45	18
Anterior ao Centro						
		Fundo em x		Fundo em y		
		A1	A2	A1	A2	A3
1	0,65	6	falha	75	-55	-20
2	0,28	7	35	420	-150	-100
3	0,24	4	100	550	-120	-125
4	0,50	6	60	560	-95	-85
5	0,18	-5	75	220	-150	-115
6	0,16	-8	110	600	-140	-135
7	0,19	-10	200	500	-140	-120
8	0,18	6	70	1000	-270	-250
9	0,13	falha	falha	420	-115	-110
10	0,17	5	60	100	-35	-13
Posterior ao Centro						
		Fundo em x		Fundo em y		
		D1	D2	D1	D2	D3
1	0,65	D1	D2	D1	D2	D3
2	0,28	6	7	-20	-20	n.r.
3	0,24	13	12	-120	-80	n.r.
4	0,50	12	12	-115	-60	n.r.
5	0,18	20	6	-90	-250	n.r.
6	0,16	-25	4	-110	-120	n.r.
7	0,19	-9	4	-110	-90	n.r.
8	0,18	-7	-5	-140	-120	n.r.
9	0,13	12	-8	-230	-200	n.r.
10	0,17	-7	7	-130	-90	n.r.

Também pode-se verificar uma boa coerência entre resultados de deformações medidas nas armaduras longitudinais de fundo para as posições de passagem de carga anteriores àquelas centrais, por comparação entre as leituras de C2 e C3 com A2, denotando provável pequena diferença entre os esforços nas armaduras de borda ao longo de boa parte interna da placa de concreto armado.

Na Tabela 3 são apresentados os resultados estatísticos de deformações críticas aferidas durante as provas de carga, eliminada a prova de carga de número 1 (muito afastada da borda) e os casos de falhas. Observam-se valores máximos de cerca de 500 $\mu\epsilon$ em média para deformações de fundo, ter-se-ia assim uma tensão máxima de 105 MPa em uma armadura, na direção do tráfego e de 20 MPa na armadura transversal. Portanto, a tensão na transversal é bastante inferior àquela verificada na armadura longitudinal.

Tabela 3 Resultados estatísticos de deformações ($\mu\epsilon$)

Posição do Instrumento →	Centro		Anterior ao Centro				Posterior ao Centro	
	Fundo em y		Fundo em x	Fundo em y			Fundo em y	
Estatísticas ↓	C2	C3	A2	A1	A2	A3	D1	D2
média	501	388	89	486	-104	-87	-103	-104
desvio padrão	257	192	51	254	111	103	96	101
média+desvio padrão	757	579	140	739	214	190	199	205

Na Tabela 4 são apresentados os valores de tensões reais ocorridas nas barras de aço instrumentadas durante os testes em pista, para as posições centrais e anteriores ao centro, de onde são extraídos valores típicos entre 100 e 200 MPa, com pico máximo de tensão de 210 MPa, definidas pela lei de Hooke a partir das deformações medidas em campo e do módulo de elasticidade do aço (210.000 MPa). É interessante notar que a tensão admissível no aço CA-60 é de 521 MPa e que a carga do eixo estava exatamente nos limites de uma carga máxima legal para o tandem duplo (170 kN).

Admitindo-se linearidade entre carga e tensão no aço, poder-se-ia extrapolar o resultado obtido para os demais tipos de eixos, tendo-se em conta as equivalências entre cargas teóricas para pavimentos de concreto. Para a pequena espessura de placa no local, o efeito de eixo tandem duplo de 170 kN seria aproximadamente equivalente ao eixo simples de rodas duplas de 80 kN. Eixos tandem triplos teriam efeito menos rigoroso que aqueles presentemente obtidos.

Desta forma, caso os eixo tandem duplos ou simples de rodas duplas trafegassem com excesso de carga de 50%, o nível típico de cada solicitação no aço estaria em torno de 315 MPa, ainda abaixo da tensão admissível para o aço CA-60 de 522 MPa. Na pior das hipóteses, ainda que exagerada, com 100% de excesso de carga sobre o eixo (o veículo provavelmente não suportaria), a tensão crítica no aço seria de 420 MPa.

Tabela 4 Deformações e tensões críticas durante os testes

Deformações ($\mu\epsilon$)			Tensões correspondentes (MPa)		
Centro		Anterior ao Centro	Centro		Anterior ao Centro
Fundo em y		Fundo em y	Fundo em y	Fundo em y	Fundo em y
C2	C3	C2	C3	C2	C2
40	7	75	8	1	16
400	340	420	84	71	88
480	380	550	101	80	116
900	380	560	189	80	118
430	380	220	90	80	46
480	400	600	101	84	126
480	410	500	101	86	105
870	780	1000	183	164	210
420	400	420	88	84	88
45	18	100	9	4	21

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante de uma tecnologia incipiente para a pavimentação em concreto com emprego de armaduras estruturais (não passivas), diversas expectativas surgem no meio técnico e acadêmico. A primeira delas seria se, de fato, espessuras tão pequenas de concreto e com consumo de cimento reduzido em relação aos tradicionais pavimentos de concreto simples, seriam viáveis.

Do ponto de vista construtivo, trata-se de uma realidade indiscutível: o trecho experimental foi executado com uma pavimentadora sobre formas deslizantes, de alta tecnologia e produção, normalmente empregada para pavimentos de concreto simples, sem grandes dificuldades. Até mesmo o abatimento mais elevado do concreto empregado (entre 60 e 80 mm) não representou problemas para o acabamento com formas deslizantes. No tocante a tal aspecto, caberia recordar que ainda em 2003 foi executado um longo e largo trecho urbana de *whitetopping* em São Paulo, na região central da cidade (Av. Xavier de Toledo), empregando espessura ainda inferior (130 mm) e acabadora do tipo *screed laser*.

Atendo-se aos resultados da monitoração de deformações no aço em pista, verificou-se por meio dos trabalhos realizados que há possibilidades de melhorias tecnológicas que possivelmente venham a representar ainda mais economia na construção desse tipo de pavimento.

Os valores obtidos para tensões nas armaduras transversais apresentam forte indicativo de que a área da seção transversal da armadura poderia ser ou diminuída (em termos absolutos) ou, mantidos os mesmos diâmetros, as armaduras poderiam estar mais afastadas, empregando-se nesse caso malhas mais leves e econômicas (espaçamento de 150 a 200 mm, potencialmente).

As tensões longitudinais (na direção do tráfego) nas armaduras de bordas apresentaram-se em níveis compatíveis com os limites de ruptura para o aço normalmente impostos em projeto, porém, há que se dizer, a cerca de um terço da tensão admissível, para eixos dentro dos limites de carga máxima legal. Considera-se portanto, que as seguintes medidas poderão ser tomadas durante a elaboração de

futuros projetos com pavimentos de concreto armado:

- possível redução na espessura da placa de concreto armado;
- possível redução na taxa de armadura transversal;
- uma melhor reflexão sobre possível diminuição da taxa de armadura de borda (também no sentido longitudinal);
- como o aço estaria solicitado a níveis de tensão de cerca de um terço da tensão admissível, o processo de fadiga no mesmo seria possivelmente negligenciado; porém, consideradas as possíveis medidas nos dois itens imediatamente anteriores, as armaduras de aço deveriam, durante o projeto, serem verificadas à fadiga.

Estudos futuros de desempenho de trechos atualmente sob monitoração poderão trazer novas luzes para a interpretação dos dados recolhidos em pista durante as provas de carga. Considera-se primário, também, a realização de estudos laboratoriais sobre comportamento à fadiga de aços do tipo CA-60 uma vez que não são tais modelos disponíveis nem na literatura técnica nacional nem internacional, para o caso de emprego de telas industrialmente soldadas.

AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam seu reconhecimento pelo auxílio constante, durante todas as fases da pesquisa, dos engenheiros da Aço Norte em Recife, Pernambuco, além de todo o suporte da equipe técnica da Gerdau S.A. de São Paulo. Agradecem também à colaboração do engº. Publio P. F. Rodrigues pela coleta e interpretação dos dados de projeto e ao Dr. Deividi da S. Pereira pelo prestimoso auxílio prestado na instrumentação da pista experimental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003) Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos. NBR 6118, Rio de Janeiro.
- Bradbury, R. D. (1938) Reinforced concrete pavements. Wire Reinforcement Institute, Washington, D.C.
- Balbo, J.T.; Pereira, D. da S.; Pitta, M. R.; Vizzoni, R.; Andras, A. C. (2003) Respostas Estruturais de Pavimentos de Concreto Simples Obtidas por Instrumentação em Acesso à Rodovia SP-79 na Fábrica Santa Helena – Votorantim. In: Anais do 45º Congresso Brasileiro do Concreto (CDrom), Instituto Brasileiro do Concreto, Vitória.
- Fusco, P. B. (1981) Estruturas de concreto – solicitações normais. Editora Guanabara Dois, Rio de Janeiro.
- Khazanovich L.; Ioannides A. M. (1993) Finite Element Analysis of Slabs-On-Grade Using Improved Subgrade Soil Models. In: Proceedings of the ASCE Specialty Conference Airport Pavement Innovations - Theory to Practice. Waterways Experiment Station, pp. 16-30, Vicksburg.
- Losberg, A. (1978) Pavements and Slabs on Grade with Structurally Active Reinforcement. *American Concrete Institute Journal*, title no. 75-66, December, pp. 647-57.
- Rodrigues, P.P.F. (1997) *Pavimentos de concreto estruturalmente armados*. In: Anais do 39º. Congresso Brasileiro do Concreto (CDrom), IBRACON, São Paulo.
- Yoder, E.J.; Witzak, M.W. (1975) Principles of Pavement Design. John Wiley & Sons, 2nd Edition, New York.
- Westergaard, H. M. (1926) Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. Public Roads, vol. 7, No. 2, Washington, D.C.

Laboratório de Mecânica de Pavimentos

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - PTR

Av. Prof. Almeida Prado, travessa 2, nº 83 - Cidade Universitária - São Paulo - CEP 05508-900

Fone: (11) 3091-5306

Fax: (11) 3091-5716

<http://www.ptr.usp.br/lmp>

e-mail:

valeria.marin@gerdau.com.br

jotbalbo@usp.br