



Fadiga nas Pontes
Prof. Fernando L. Lobo Carneiro

Prof. Eduardo C. S.
Thomaz
Notas de aula

1 / 17

ESTRUTURA

REVISTA TÉCNICA

DAS CONSTRUÇÕES



FADIGA NAS PONTES
BARRAGENS ABÓBADAS
NORMA NB-2

1966

59



A FADIGA NA ARMADURA DAS PONTES RODOVIÁRIAS (EB-3/65)

ENG.º FERNANDO LUIZ LOBO B. CARNEIRO (I.N.T.)

1. SITUAÇÃO ANTERIOR

a) ALEMANHA (Pontes)

DIN 1075 (Massive Bruecken): 8.11, parágrafo final — “*Sonderbetonstaehle* (vgl. DIN 1045, 5 Ziff. 6) *duerfen als statische Bewehrung nicht verwendet werden*” — “Aços especiais não podem ser empregados como armadura resistente”.

(Obs: seg. DIN 1045, 5 Ziff 6, aços especiais são os aços encruados de qualquer categoria, “*Statische Bewehrung*” é toda armadura levada em conta no cálculo de resistência; portanto seg. DIN 1075 os aços especiais só podem ser usados como armadura construtiva, não considerada no cálculo).

DIN 1075 (Massive Bruecken): “*Tafel 7, Zulaessige Spannungen* —
Betonstahl I..... 1.400 kp/cm²
Betonstahl II bis IV..... 1.600 kp/cm²
Betonformstahl II bis IV-200 kp/cm² mehr... 1.800 kp/cm²

Portanto todos os aços especiais não encruados, são equiparados ao aço da categoria II (tensão de escoamento mínima 3.400 kgf/cm²), com tensão admissível de 1.600 kgf/cm² si forem lisos e 1.800 kgf/cm² si tiverem mossas ou saliências; os aços especiais *encruados* são proibidos.

ESSES DISPOSITIVOS DA DIN 1075 FORAM ALTERADOS EM FIM DE 1962; O NOVO TEXTO, PUBLICADO NO BETON KALENDER DE 1964, PAG. 794, 795, 804, 806, 811 e 816, SERVIU DE BASE AO ITEM SOBRE FADIGA DA EB-3/65. Beton Kalender 1964, II vol., pg. 382:

“Em virtude da menor resistência à fadiga dos aços com saliências (especiais) seu emprêgo como armadura resistente em obras com cargas não predominantemente estáticas não é geralmente permitido. Como porém esses aços apresentam melhor aderência,



admitiu-se que na revisão da DIN 1045 possam ser êles empregados em tais obras, para o que a variação de tensão admissível sob determinadas hipóteses deve ainda ser fixada. Por variação de tensão entende-se a diferença entre as tensões extremas oriundas das cargas principais (cargas permanentes, carga móvel + impacto, fôrça centrífuga, somente) $\sigma_{\max.}$ e $\sigma_{\min.}$, sendo a primeira designada como tensão *superior* e a segunda como tensão *inferior*. Como já foram realizadas pesquisas com Torstahl e Hi-Bond-Stahl, êstes aços são permitidos em obras de arte nas estradas federais até a entrada em vigor da DIN 1045 revista, mediante Normas provisórias até a entrada em vigor das normas revistas" (Regras para tensões admissíveis, variações de tensões, estribos, com Rippentorstahl e Hi-Bond-Stahl)".

b) FRANÇA

A norma francesa BA-60 tem em vista edificios. Não há norma especial para pontes. Em geral as pontes na França são construídas em concreto protendido.

Cada marca de aço tem uma especificação especial, chamada "fiche d'agrément" (ficha de homologação). As especificações em vigor para barras de aço de alta aderência são as seguintes:

MARCA	TENSÃO DE ESCOAMENTO CARACTERÍSTICA		
CARON	4.200 kgf/cm ²		(encruado por torção)
CRELOI	4.200	"	(lam. a quente, c/patamar)
BRETEUIL DN	4.200	"	(lam. a quente, c/patamar)
HI-BOND-A	4.200	"	(lam. a quente, c/patamar)
NERSID	4.200	"	(lam. a quente, c/patamar)
NERVEX	4.200	"	(lam. a quente, c/patamar)
TENTOR	4.500	"	(encruado por torção)
TOR	4.200	"	(encruado por torção)

Obs· para diâmetros até 20 mm; no caso de barras de diâmetro superior a êsse, as tensões de escoamento são reduzidas para 4.000 kgf/cm², exceto para o Tentor.

PORTANTO NA FRANÇA (TAL COMO NA ALEMANHA) A MAIS ALTA CATEGORIA DE AÇO PERMITIDA CORRESPONDE A NOSSA CA-40, HAVENDO UMA MARCA INTERMEDIARIA ENTRE CA-40 E CA-50 (CA-45).



c) *ESTADOS UNIDOS*

Os aços utilizados atualmente são das seguintes categorias:

ASTM A-15 tensão mínima de escoamento 40.000 psi =
= 2.800 kgf/cm²

ASTM A-432 tensão mínima de escoamento 60.000 psi =
= 4.200 kgf/cm²

Apesar disso, a tensão admissível em pontes é limitada a 20.000 psi = 1.400 kgf/cm², mesmo quando se usam aços da categoria A-432. Como consequência dos estudos de fadiga realizados na PCA pretende-se permitir o uso da categoria A-432 com a tensão admissível de 30.000 psi = 2.100 kgf/cm², desde que não haja inversão de sentido dos esforços (Bull. D 74, pg. 75/76).

d) *AUSTRIA*

As normas federais da Austria ainda não admitem o emprego de aços especiais das categorias 50 e 60 em pontes. Existem apenas especificações locais (da municipalidade de Viena e da província de Steiermark) que incluem dispositivos para levar em conta a fadiga:

VIENA (1961) — RIPPEN-TORSTAHL 50 bzw. 60

“Bei Belastung mit Ermuedungswirkung (z. B. Verkehrsbelastung) muessen die zulaessigen Spannungen wie folgt abgemindert werden:

$$\text{RIPPEN-TORSTAHL 50: } \sigma_{zul.} = 2.600 + 2.000 \frac{u}{o} \leq 3.000$$

$$\text{RIPPEN-TORSTAHL 60: } \sigma_{zul.} = 2.700 + 2.200 \frac{u}{o} \leq 3.600$$

u = untere, *o* = obere Grenze der Zugbeanspruchung.

Diese abgeminderte Werte duerfen nur verwendet werden, wenn angenommen werden kann, dass die im Laufe der Benuetzung auftretenden Nutzlasten durchschnittlich hoechstens 0,75 der rechnungsmaessige Nutzlast erreichen. Anderenfalls ist die rechnungsmaessige Nutzlast entsprechend zu erhoehen.”



“Quando atuam cargas capazes de produzir fadiga (por exemplo cargas móveis) devem as tensões admissíveis ser reduzidas da seguinte maneira:

$$\text{RIPPEN-TORSTAHL 60: } \bar{\sigma}_f = 2.700 + 2.200 \frac{\sigma_{\min.}}{\sigma_{\max.}} \leq 3.000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{RIPPEN-TORSTAHL 50: } \bar{\sigma}_f = 2.600 + 2.200 \frac{\sigma_{\min.}}{\sigma_{\max.}} \leq 3.000 \text{ kgs/cm}^2$$

“Esses valores reduzidos só podem ser adotados quando se possa admitir que a carga acidental que em média possa ocorrer durante a vida útil da obra alcance no máximo 0,75 da carga acidental de projeto. Em caso contrário deve-se aumentar proporcionalmente a carga acidental de projeto (para que essa fórmula possa ser utilizada).”

Isso significa que na fórmula da municipalidade de Viena admitiu-se que a carga capaz de provocar fadiga é apenas 75% da carga acidental (móvel) de projeto. Esta hipótese otimista já está considerada na fórmula. Si ela não pode ser admitida, então é preciso, para poder utilizar a mesma fórmula, multiplicar a carga móvel de projeto por $1/0,75 = 4/3$. Si o esforço mínimo é nulo, por exemplo, as tensões admissíveis são reduzidas de 3.000 para 2.600 e de 3.600 para 2.700 para os aços 50 e 60, respectivamente; mas si for necessário considerar que toda a carga móvel pode produzir fadiga, então essas tensões admissíveis são reduzidas para 1.950 e 2.020 kgf/cm². Estes valores são bastante próximos dos resultados dos ensaios de fadiga de aços especiais para tensão mínima nula; a norma de Viena toma portanto coeficiente de segurança igual a 1, em relação aos ensaios de fadiga, e ainda permite considerar apenas 3/4 da carga móvel de projeto, nos casos correntes.

A norma de Viena não é clara quanto aos casos em que há inversão de esforços; nestes caso dever-se-ia logicamente considerar negativa a segunda parcela da fórmula. No caso de esforços alternados iguais em valor absoluto (que podem ocorrer em vigas contínuas em seções entre o meio do vão e os apoios), a fórmula da municipalidade de Viena levaria assim a valores extremamente desfavoráveis (tensões admissíveis de 400 e 500 kgf/cm², apenas).

STEIERMARK (1961) RIPPEN-TORSTAHL 50 und 60

RIPPENTORSTHL 50:

$$\begin{array}{l} \frac{u}{o} > 0,182: \sigma_{zul.} = 3.000 \\ \frac{u}{o} \leq 0,182: \sigma_{zul.} = 2.600 + 2.200 \frac{u}{o} \end{array} \left| \begin{array}{l} \frac{u}{o} > 0,41: \sigma_{zul.} = 3.500 \\ \frac{u}{o} \leq 0,41: \sigma_{zul.} = 2.700 + 2.200 \frac{u}{o} \end{array} \right.$$



Como se vê, a norma da província Steiermark para Rippentors-tahl é praticamente equivalente à de Viena; mas é menos precisa na definição de u e o .

STEIMARK (1963) — STERNSTAHL (aço Estrela)

“Bei mit Sternstahl Cs50 und Cs60 bewehrten Tragwerken ist die Ermuedungswirkung zu beruecksichtigen. Dazu sind fuer die Bemessung massgebenden Schnittkraefte (Moment, Querkraft, Normalkraft), deren untere Grenze mit u und deren obere Grenze mit o vezeichnet wird, mit dem Ermuedungsbeiwert zu vervielfachen:

Cs 50	$u/o > 0,183$	1,00
	$u/o \leq 0,183$	1,15 – 0,82 u/o
Cs 60	$u/o > 0,412$	1,00
	$u/o \leq 0,412$	1,25 – 0,85 u/o

“Em obras armadas com aço Estrela Cs 50 e Cs 60 deve ser considerada a fadiga. Para isso os esforços solicitantes (momentos, cortantes, esforços normais), cujo limite inferior é designado por u e cujo limite superior é designado por o , devem ser *multiplicados* pelos seguintes coeficientes de fadiga”: (seguem-se as fórmulas).

Quando $u = 0$ o critério indicado equivale a tomar para tensão admissível 2.600 kgf/cm², em lugar dos 3.000 e 3.600 adotados respectivamente para os aços 50 e 60 quando não há fadiga. Quando $u = 1$ (*esforços alternados iguais em valor absoluto*) as tensões admissíveis são respectivamente de 1.520 e 1.590 kgf/cm². Na primeira hipótese o valor é praticamente igual ao do critério de Viena, mas na segunda a fórmula de Steiermark é muito mais favorável (menos pessimista) que a de Viena.

Resumindo: na *Austria*, Viena e Steiermárk, *quando $u = 0$ o critério adotado torna inútil usar-se um aço de categoria superior a 45* (é o caso das seções de pontes nas extremidades das regiões em que as envoltórias são de sinais contrários); e no Steiermark, *quando há alternancia de esforços com $u/o = -1$, é inútil adotar um aço de categoria superior a 26* (é o caso das seções de pontes no centro das zonas em que as envoltórias têm sinais opostos). *Somente nos casos em que u/o for superior a 0,41 (no caso de aço 60) ou 0,18 (no caso de aço 50) é que esses aços podem ser integralmente aproveitados.* Tais restrições, *vigorantes no país de origem do Torstahl, e único país tecnicamente e industrialmente desenvolvido que, na Europa, permite aços especiais*



em pontes (categorias 50 ou 60), devem levar os técnicos brasileiros e as autoridades rodoviárias a encarar o problema *com a maior prudência*. E acrescenta-se que as permissões austríacas para o uso desses aços são ainda de caráter local, e não federal.

e) COMITÉ EUROPEU DO CONCRETO

A norma “Recomendações Práticas” do C.E.B., tal como a norma francesa BA 60, foi redigida tendo em vista principalmente edifícios. No entanto, no item comentário CR 2,22, recomenda-se: “En outre, il peut en résulter des phénomènes de fatigue dont il faut tenir compte” — “Além disso podem resultar (do efeito das cargas móveis) fenômenos de fadiga, que é preciso levar em conta”. Fica evidente desse texto que os coeficientes de uso corrente, que figuraram na forma do C.E.B., não se aplicam às pontes, quando haja risco de fadiga.

f) *BRASIL*

A norma NB-2/1950 só admitia o emprêgo das categorias de aço 37 CA e 50 CA, que correspondem às atuais categorias CA-24 e CA-32. Não eram portanto admitidos aços especiais como armadura de pontes. Em 1960 foi aprovada a especificação para os aços CA-40 e CA-50, que passaram a ser admitidas, em obras de concreto armado comuns (edifícios), de acôrdo com a NB-1/1960. Em seguida foi elaborado o *projeto de revisão* da NB-2, que passou a vigorar, até hoje, com o caráter de *norma recomendada*. Esse projeto de revisão da NB-2 incluiu também os aços CA-40 e CA-50, mas era omissivo quanto ao problema da fadiga, pouco estudado na época. É possível que esse texto de norma tenha induzido projetistas de pontes a êrro, e é claro que não é deles a culpa. Não se justifica no entanto a continuação do êrro, e as pontes construídas com aços 40 e 50 em que possa haver risco de fadiga devem ser periodicamente inspecionadas. É sabendo reconhecer os erros que a técnica evolui. Atualmente, com os estudos de fadiga de Munich e da P.C.A., e com as novas especificações alemãs para aços especiais, o problema está bastante esclarecido, e a nova especificação brasileira EB-3/65, em seu anexo III, corrigiu a falha do texto da revisão da NB-2 que estava *provisoriamente* em uso. De acôrdo com os *novos estatutos da A.B.N.T.* a EB-3/65 já está em vigor, com o caráter de *norma em estágio experimental* (a norma em estágio experimental tem mais



fôrça, portanto, que as antigas normas recomendadas). Enquanto se aguardava um texto definitivo para a NB-2, o Departamento de Estradas de Rodagem da Bahia (D.E.R. Ba.) tomara a resolução de não permitir o emprêgo [de aços especiais em pontes; verificamos agora que essa decisão, embora um tanto drástica, foi prudente e judiciosa.

2. AS PESQUISAS SOBRE FADIGA E AS NOVAS ESPECIFICAÇÕES ALEMÃS PARA AÇOS ESPECIAIS

a) Tendo como objetivo estudar a possibilidade do emprêgo de aços especiais em pontes, o Instituto de Ensaios de Materiais de Munich realizou uma série de pesquisas, sob a direção de G. Rehm (v. a comunicação "Beitrag zur Frage der Ermuedungsfestigkeit von Bewehrungss—taehlen", *anais da A.I.P.C.*, 1960). Ensaios análogos foram depois realizados nos Estados Unidos, por J. F. Pfister e E. Hognestad, da Portland Cement Association (*Bull. D 74, P.C.A.*). As barras foram ensaiadas à fadiga *dentro do concreto* (vigas com 30 cm de largura e 27 a 37 cm de altura, vãos de 1,5 m a 2,0 m). Em alguns casos foram adotadas vigas com eixo curvo, para determinar a influência da curvatura das barras na resistência à fadiga.

Em ambas as pesquisas chegou-se à conclusão de que a *resistência à fadiga pode ser caracterizada por um único dado: a amplitude da variação de tensões*, isto é, a diferença entre a *tensão máxima* ("oben" em alemão) e a *tensão mínima* ("unten" em alemão). A amplitude capaz de provocar a ruptura por fadiga após 2 milhões de repetições da carga ondulante é portanto a medida da resistência à fadiga do aço. As pesquisas demonstraram que essa amplitude praticamente não depende do valor da tensão inferior ou da relação u/o entre a tensão inferior e a superior, e que portanto, *dada uma tensão inferior a tensão superior que a barra pode suportar será no máximo igual a tensão inferior acrescida dessa amplitude de variações de tensões determinada experimentalmente*. Além disso, as pesquisas mostraram que *essa amplitude praticamente não depende da categoria do aço*, mas apenas da conformação superficial. As barras lisas tem resistência à fadiga 50% superior às barras com mossas ou saliências; e entre estas, a forma das saliências pode ter certa influência (por exemplo ângulos muito vivos podem reduzir a resistência à fadiga). A resistência à fadiga das barras com saliências dentro do concreto é



inferior à resistência à fadiga determinada em ensaios diretos, isto é, com a barra fora do concreto.

Para os aços com mossas ou saliências as pesquisas alemãs e norte americanas conduzem ao seguinte resultado: a *variação máxima de tensão* é em média de 22 kgf/mm^2 . Levando em conta dispersão dos resultados, pode ser adotado o valor mínimo 18 kgf/mm^2 (o que equivale a aplicar um "coeficiente de segurança" de 1,2 ao valor médio). No caso de barras curvadas esse valor é reduzido para 12 ou 14 kgf/mm^2 . Para barras lisas o valor médio da variação de tensão admissível é 32 kgf/mm^2 , podendo-se adotar como mínimo o valor 27 kgf/mm^2 .

Os desenhos anexos mostram com clareza os resultados das pesquisas citadas, os diagramas de fadiga das diversas categorias de aço (em variáveis adimensionais) comparados com o do concreto, e o confronto dos critérios austríacos e das novas especificações alemãs.

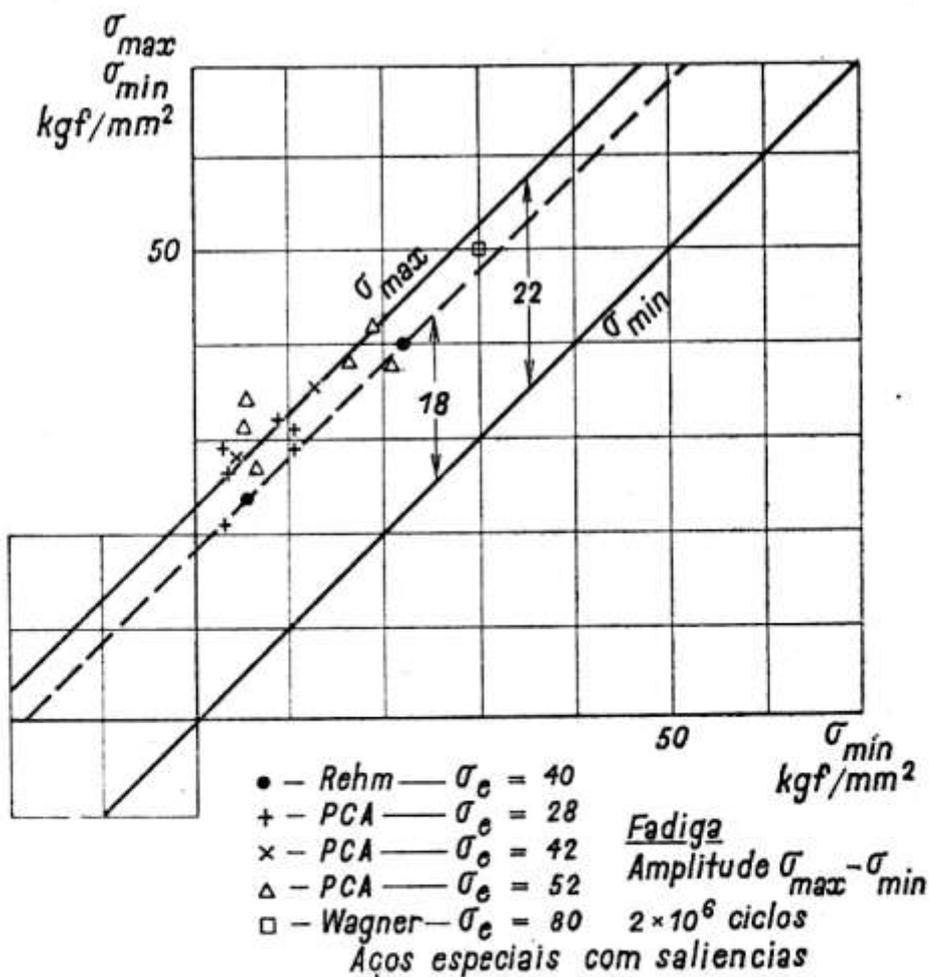


Fig. 1



O critério das novas especificações alemãs, quando as barras são retas, é o seguinte:

$$\sigma_o - \sigma_u \leq 1.800 \text{ kgf/cm}^2$$

Para comparação com os critérios austríacos, modificamos o critério alemão admitindo que somente 3/4 da carga móvel de projeto possam produzir fadiga, isto é:

$$3/4 (\sigma_o - \sigma_u) \leq 1.800 \text{ kgf/cm}^2$$

sendo σ_o e σ_u calculados com a carga móvel total (a redução de 1/4 está considerada na fórmula).

$$\sigma_o - \sigma_u \leq 2.400 \text{ kgf/cm}^2$$

Verifica-se que, com essa modificação, o critério alemão é bastante próximo do austríaco.

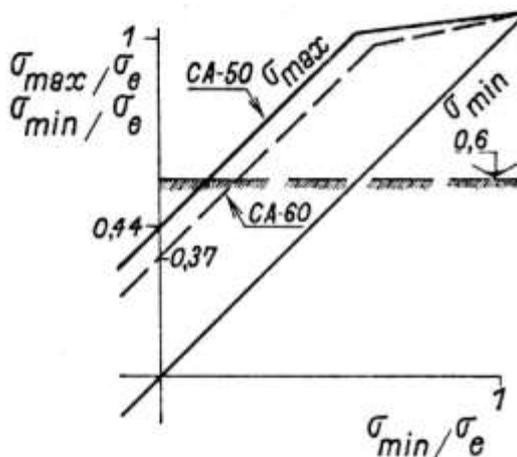


Fig. 2

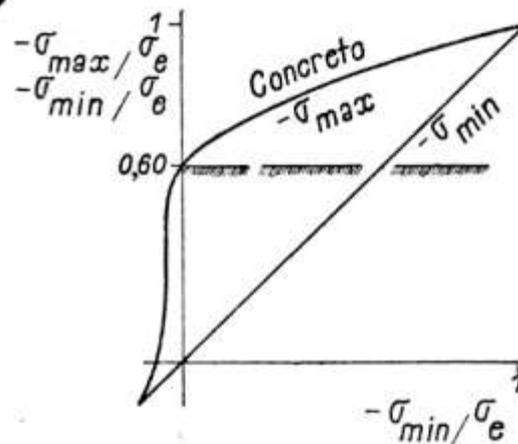


Fig. 3

No caso de alternância de esforços, a armadura de tração calculada para o maior momento em valor absoluto, vai trabalhar à compressão, quando atuar o momento de sentido oposto a êsse. A norma alemã permite neste caso que se calcule essa tensão de compressão pelo estágio II com $n = 15$, reduzindo-se em seguida à metade o valor obtido. Portanto quando σ_u for uma tensão de compressão, dever-se-á tomar $0,5 \sigma_u$ apenas.

Por exemplo si $\sigma_u = -\sigma_o$ (alternância de esforços com $u/o = -1$) ter-se-á $1,5 \sigma_o = 1.800$, isto é $\sigma_o = 1.200 \text{ kgf/cm}^2$. E si só si considerar 3/4 da carga móvel, ter-se-á $\sigma_o = 1.600 \text{ kgf/cm}^2$.

Para completa documentação transcrevemos as novas prescrições alemãs, do Beton Kalender de 1964.

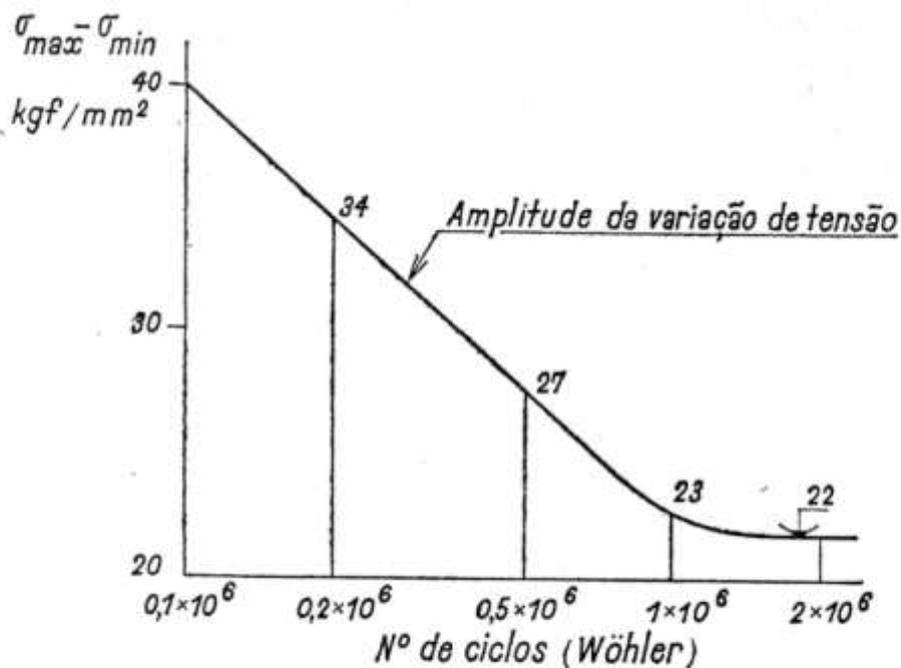
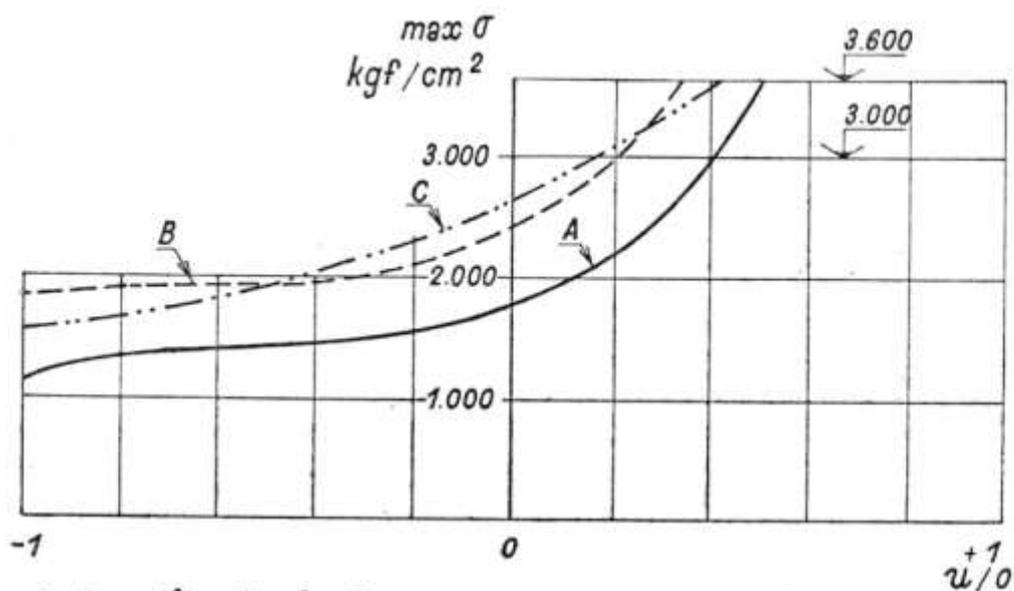


Fig. 4



- A: Especificação alemã ————— : $\max \sigma = \sigma_u + 1.800$
 B: Especificação alemã com $\frac{3}{4}$ da carga movel : $\max \sigma = \sigma_u + 2.400$
 C: Especificação Steiermark ————— : $\left\{ \begin{array}{l} 3.000 / (1,15 - 0,82u/0) \\ 3.600 / (1,35 - 0,83u/0) \end{array} \right.$
 Obs: Para $u/0 > 0$, C \cong especificação Viena

Fig. 5



Beton Kalender, vol., 1964, pg. 794/795:

5.2 — *Tensões admissíveis para cargas não predominante estáticas.*

5.21 — *Amplitude da variação de tensões*

“A amplitude permissível da variação de tensões σ_A , que é a diferença entre a maior tensão calculada para o aço max σ e a menor tensão calculada para o aço min. σ , deve ser no máximo de (v. também 5.3) — nas regiões que tenham somente barras retas ou com fraca curvatura”

$$\sigma_A = 1.800 \text{ kgf/cm}^2$$

— nas regiões onde há barras curvadas e nos estribos

$$\sigma_A = 1.400 \text{ kgf/cm}^2$$

No caso de solicitações alternadas a tensão de compressão no aço, nas construções calculadas segundo a DIN 1045, que é igual a n vezes a tensão de compressão no concreto ($n = 15$), é considerada no cálculo somente com a metade do seu valor. (obs: a DIN 1045 refere-se a concreto armado) (segue-se um parágrafo aplicável a armadura suplementar em concreto protendido).

5.22 — *Seções com barras retas e curvas*

Se em uma peça existem barras retas e curvas, nas seções onde só houver retas será adotado o valor da amplitude da variação de tensões permissível para barras retas. Nas regiões de barras dobradas deve-se adotar a amplitude de variação de tensões menor, prescrita para barras curvas, inclusive para as barras retas existentes na mesma seção.

5.24 — *Diâmetro de curvatura*

Como barras com fraca curvatura entendem-se aquelas cujo diâmetro de curvatura D seja pelo menos igual a 25 vezes o diâmetro da barra”.

Obs: o trecho transcrito consta da especificação alemã para Betonrippenstahl (aço não encruado de alto limite de escoamento, com saliências transversais). Na pg. 811, item 5.1, especificação para Rippen-Torstahl, lê-se que as prescrições acima transcritas também se aplicam a este tipo de armadura. V. também pg. 816, item 5.1 (Noreck-Stahl), pg. 806 (Nori-Stahl), pg. 804 item 5.1 (Hi-Bond-A-Stahl).”



Essa é a tensão máxima admissível para a armadura de tração em serviço, de acordo com o critério de fadiga (é claro que ela não poderá ser superior ao valor correspondente aos casos em que não há fadiga). Para respeitar essa condição basta que, *no dimensionamento da peça a ruptura, não se adote para tensão de escoamento valor superior ao anterior*, multiplicado por 1,65

$$\begin{cases} \sigma_o \times 1,65 \leq \frac{M_1}{M_1 - M_2} \times 3.600 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_o \times 1,65 \leq \sigma_o \end{cases}$$

Quando $\frac{M_1}{M_1 - M_2} \times 3.600 \text{ kgf/cm}^2$ for menor que σ_o prevalece a condição relativa ao risco de fadiga.

Quando M_2 tiver sinal contrário a M_1 será necessário, a rigor, fazer o cálculo no estágio II, pois a tensão na armadura correspondente a M_2 será de compressão. *A título de simplificação poder-se-á simplesmente tomar $0,5 M_2$ em lugar de M_2* . Por exemplo, si houver alternância de esforços com $M_2 = M_1$, isto é, com $u/o = -1$, a tensão de escoamento a adotar no cálculo da armadura de tração será igual a

$$3.600/1,5 = 2.400 \text{ kgf/cm}^2$$

Quando $M_2 = 0$ a tensão de escoamento a adotar no cálculo da armadura de tração será igual a 3.600 kg/cm^2 . Quando M_2 for do mesmo sinal que M_1 , essa tensão de escoamento será maior que 3.600 kgf/cm^2 , de acordo com a fórmula indicada, não podendo no entanto ultrapassar a tensão de escoamento efetiva da categoria de aço adotada. É fácil assim calcular a partir de que valor de M_2/M_1 será desnecessário considerar a fadiga (28% no caso de aço CA-50 será desnecessário considerar a fadiga (28% no caso de aço CA-50 e 40% no caso de aço CA-60).

Critério semelhante poderá ser adotado para o cálculo da armadura transversal, substituindo-se momentos por esforços constantes. No entanto, quando o esforço constante muda o sinal, a armadura transversal não trabalha à compressão, devendo-se neste caso tomar $Q_2 = 0$.

Abordemos agora o aspecto delicado e contravertido do problema, entre nós. Devemos considerar *toda a carga móvel* no cálculo da variação de tensões, como faz a norma alemã, ou será lícito, em certos casos correntes, como o de pontes rodoviárias, reduzi-la a $3/4$ antes de aplicar o critério de fadiga?



3. O NOVO CRITÉRIO DAS NORMAS BRASILEIRAS (EB-3/65)

O novo critério das normas brasileiras, introduzido pelo anexo da EB-3/65 é uma simples adaptação do critério alemão. O texto da norma cita em nota de rodapé essa origem, *com o fim de, em caso de dúvida de interpretação, ser consultada a fonte original e sua fundamentação experimental.*

Em primeiro lugar o valor 1.800 foi aumentado para 2.200, mas ao mesmo tempo esclarece-se que a carga móvel é previamente multiplicada por 1,2, de acordo com a tradição das normas brasileiras. Não há aqui nenhuma modificação portanto: a variação de tensão admissível em serviço será 1.800, como no critério alemão, se as cargas móveis não forem multiplicadas por 1,2. O texto da EB-3/65 não explica com clareza qual o valor de n a adotar no cálculo das tensões em serviço pelo estágio II, mas basta consultar a fonte citada na nota que se deve tomar $n = 15$, e que quando a tensão mínima for de compressão (negativa, portanto), deve ela ser reduzida à metade do valor assim calculado.

Como entre nós sempre se utiliza o dimensionamento baseado no cálculo à ruptura (estádio III), pode-se admitir, desprezando a variação de braço de alavanca entre os estádios III e II, que a tensão máxima na armadura em serviço é igual à tensão de escoamento adotada no cálculo à ruptura dividida por 1,65. Tomando como base essa simplificação, a EB-3/65 indica uma variante na maneira de aplicar o critério de fadiga, que dispensa o cálculo das tensões em serviço e da amplitude da variação dessas tensões:

Sendo M_1 o momento de maior valor absoluto, e $(M_1 - M_2)$ a diferença entre os momentos de maior e menor valor absoluto, isto é, a amplitude da variação dos momentos fletores, é claro que a tensão máxima na armadura de tração calculada para resistir a M_1 será proporcional a M_1 , e que a amplitude da variação de tensões será proporcional a $(M_1 - M_2)$:

$$\frac{\sigma_o}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{M_1}{M_1 - M_2} \quad \text{ou} \quad \sigma_o = \frac{M_1}{M_1 - M_2} (\sigma_o - \sigma_u)$$

ou ainda, com o valor adotado para $(\sigma_o - \sigma_u)$ na hipótese de ter sido a carga móvel multiplicada por 1,2:

$$\sigma_o \leq \frac{M_1}{M_1 - M_2} \times 2.200 \text{ kgf/cm}^2$$



Raciocínios simplistas, baseados no fato de que o caminhão tipo de 36 toneladas é igual ao dobro ou ao triplo dos caminhões que efetivamente irão passar pelo ponte milhões de vezes durante a sua vida útil, podem levar a êrros grosseiros. É preciso não esquecer que, ao lado do caminhão tipo de 36 t, o comboio tipo da NB-6 considera carga distribuída equivalente a uma fila de caminhões leves. Na realidade, nas nossas estradas de tráfego pesado, a carga capaz de produzir fadiga é constituída por comboios de caminhões mais leves que o de 36 toneladas, mas muito mais pesados que os que correspondem à carga distribuída da norma.

Antes de entrar mais a fundo no problema, convem esclarecer que *somente os esforços devidos à carga móvel, impacto e a força centrífuga devem ser considerados ao estudar-se a possibilidade de fadiga*. Os esforços devidos ao *vento, variações de temperatura, retração, freiagem, carga de pedestres nos passeios, não são considerados no cálculo da variação de tensões*, quando se aplica o critério de fadiga da norma.

Resta o problema da possibilidade de redução a 3/4 da carga móvel. A curva de Woehler, representada nos desenhos, dá os valores dos números de repetições capazes de produzir fadiga em função dos valores da variação de tensão. Para uma variação de tensão de 40 kgf/mm² bastariam 100.000 repetições, isto é, 20 vezes menos que para variação de 22 kgf/mm².

Por exemplo, si dimensionarmos uma ponte de tal modo que a passagem de um certo número de caminhões de 12 toneladas, durante tôda a vida útil da obra, não produza fadiga, o número tolerável de caminhões de 22 toneladas será 20 vezes menor. O fenômeno da fadiga é cumulativo, mas ainda é muito contravertida a questão de saber-se como calcular a carga no caso de passarem caminhões dos dois tipos citados, por exemplo: um critério simples seria o de admitir que cada passagem de um caminhão de 22 toneladas equivale a 20 pasagens de caminhões de 12 toneladas.

É fácil verificar que numa ponte com 20 metros, de vão, com duas vigas principais e duas faixas de tráfego, o momento fletor produzido por um comboio de 3 caminhões de 22 toneladas, numa das faixas de tráfego, estando a outra sem carga, é aproximadamente igual a 3/4 do momento fletor calculado com o trem tipo completo da norma NB-6. Portanto si admitirmos a redução de 3/4 permitida pelas normas de Viena, é preciso que durante tôda a vida útil da ponte



o número de passagens de comboios de 3 caminhões de 22 toneladas sem mais carga na ponte, seja com segurança inferior a 2 milhões. Si admitirmos por exemplo que numa estrada brasileira de tráfego intenso possam passar 350 caminhões pesados (22 t) e ultra pesados (> 22 t) por dia por faixa de tráfego, a fadiga verificar-se-ia após 17.000 dias, isto é, 46 anos.

Façamos agora outra hipótese, que também conduz a momento fletor igual a 3/4 do momento fletor calculado com o trem tipo completo da norma. Bastaria supor, numa ponte de 25 metros de vão passagens simultâneas de dois comboios de 4 caminhões de 12 toneladas, um em cada direção. Si admitirmos que numa rodovia brasileira de tráfego intenso passam 1.000 caminhões de 12 toneladas por dia por faixa de tráfego, a fadiga seria atingida ao fim de 8.000 dias, isto é, 22 anos.

Si o D.N.E.R. julgar admissível a redução a 3/4 permitida pelo critério de Viena, basta que êsse órgão emita uma circular interpretativa da EB-3/65, na qual se diga que:

— a carga suscetível de produzir fadiga é aquela que origina momentos fletores iguais a apenas 3/4 dos momentos fletores calculados com o comboio-tipo da NB-6.

Basta então substituir $(M_1 - M_2)$ por $3/4 (M_1 - M_2)$, na fórmula segunda da EB-3/65, ou, simplesmente, substituir 3.600 por 4.800 kgf/cm². No cálculo de M_1 e M_2 as cargas móveis continuam sendo multiplicadas por 1,2.

Quando $M_2 = 0$, a tensão de escoamento a adotar no cálculo seria assim 4.800 kgf/cm².

Quando $M_2 = -M_1$, teríamos $4.800/1,5 = 3.200$ kgf/cm².

Quando M_2 e M_1 forem do mesmo sentido, a tensão de escoamento poderá ser superior a 4.800 kgf/cm², de acôrdo com a fórmula, mas nunca maior que a tensão do escoamento efetiva da categoria de aço empregada. Os aços CA-40 e CA-50 poderiam praticamente ser integralmente aproveitados em toda a região sem alternância de esforços, isto é, em que M_1 e M_2 têm o mesmo sinal; o aço CA-60, no entanto, só poderia ser integralmente aproveitado quando M_2 fôr superior a 20% de M_1 . Nas zonas com alternância de esforço (M_1 e M_2 com sinais diferentes), ambas essas categorias de aço deveriam ser calculadas como si se tratasse da categoria CA-32.



A solução que acaba de ser sugerida depende no entanto de estatísticas de tráfego, e só poderá ser autorizada pelo próprio D.N.E.R. É possível que em casos de tráfego muito intenso de caminhões pesados seja necessário tomar a totalidade da carga móvel de projeto, aplicando-se assim o texto da EB-3/65 sem modificações. A melhor solução seria adotar um coeficiente variável, compreendido entre 3/4 e 1, função da intensidade do tráfego de caminhões pesados.

$$\begin{array}{l} \text{quando } M_1 \text{ e } M_2 \\ \text{forem do mesmo} \\ \text{sinal} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \leq \frac{M_1}{(M_1 - M_2) \psi} 3.600 \\ \leq \sigma_a \end{array} \right.$$
$$\begin{array}{l} \text{quando } M_1 \text{ e } M_2 \\ \text{tiverem sinais con-} \\ \text{trários} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_1}{(M_1 - \frac{1}{2} \cdot M_2) \psi} 3.600 \\ e \end{array} \right.$$

(no caso de barras com forte curvatura substituir 3.600 por 2.800)

$$0,75 \leq \psi \leq 1$$

conforme a intensidade de tráfego de caminhões pesados.

Nas lajes no entanto, deve-se tomar sempre $\psi = 1$.

No cálculo da armadura transversal, si Q_2 tiver sinal contrário ao de Q_1 , dever-se-á tomar $Q_2 = 0$. Os estribos são considerados barras com forte curvatura. Às barras curvadas podem ser aplicados os valores dados para barras rétas, desde que respeitados os raios mínimos de curvatura indicados na EB-3/65.

+++