



“ Ensaio e Verificação de Estruturas ”  
Artigo do Eng. Paulo Franco Rocha - 1944

Prof.. Eduardo C. S.  
Thomaz  
Notas de aula

MINISTÉRIO DO TRABALHO, INDÚSTRIA E COMÉRCIO  
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA  
Diretor; E. L. da Fonseca Costa

# SYMPOSIUM DE ESTRUTURAS

1.º VOLUME

Promovido pelo Instituto  
Nacional de Tecnologia

JULHO DE 1944



CASOS INTERESSANTES VERIFICADOS  
EM EXAME DE ESTRUTURAS

*Pelo engenheiro PAULO FRANCO RO-  
CHA, da Escola Politécnica de São Paulo.*

4 de julho de 1944.

# ÍNDICE

## 1.º VOLUME

Discurso Inaugural — Pelo eng.º Paulo Sá.....	7
A Técnica do Concreto Armado e Emílio Baumgart — Pelo eng.º Arthur Eugênio Jermann .....	15
Importância da Deformação Lenta nas Estruturas de Concreto Armado — Pelo eng. Telêmaco von Langendonck .....	45
Método de Cross — Pelo eng.º Candido Hollanda Lima .....	69
Casos Interessantes Verificados em Exame de Estruturas — Pelo eng.º Paulo Franco Rocha .....	121
Hangar n.º 1 do Aeroporto Santos Dumont — Pelo eng.º Paulo Fragoso ..	153

## 2.º VOLUME

A Construção da Ponte de Barra de São João — Pelo eng.º Glebe Saharov ..	5
Crítica aos Processos de Cálculo das Estruturas de Concreto Armado dos Edifícios — Pelo eng.º Aderson Moreira da Rocha .....	25
Concreto Protendido — Pelo eng.º Antônio Alves de Noronha .....	47
Os Coeficientes de Segurança e as Tensões Admissíveis em Peças de Concreto Simples e de Concreto Armado — Pelo eng.º Fernando Luiz Lobo B. Carneiro	83
Distribuição da Carga Sobre um Bloco de Estacas — Pelo eng.º A. J. da Costa Nunes .....	127
Programa das Conferências .....	193
Regimento Interno .....	194
Publicações do Instituto Nacional de Tecnologia .....	195

## Resumo por E. Thomaz : Distribuição transversal de carga no tabuleiro de pontes

Medições feitas por Prof. Telemaco van Langendonck ( EPUSP ) e Eng<sup>o</sup> Paulo Franco Rocha ( IPT)

N <sup>o</sup>	Estrutura	Tipo de ponte	Vãos e [ Entre eixo das vigas ]	Medição por IPT ( até 1944 ) Telemaco van Langendonck e Paulo Franco Rocha	Método de Courbon Tabuleiro rígido transversalmente
1	Ponte Victor Konder	2 arcos paralelos	55 m [ 1 x 4,4m ]	V1=70% a 60%      V2=30% a 40%	V1=100%      V2=0 %
2	Ponte Cidade Jardim	3 vigas Gerber paralelas	20m + 48m + 20m [ 2 x 5m ]	V1=51% <b>V2=33%</b> V=16%	V1=83% <b>V2=33%</b> V3= -17%
<b>3</b>	<b>Ponte de Rebouças</b>	<b>3 vigas contínuas</b>	<b>20m + 48m + 20m</b> <b>[ 2 x 5m ]</b>	<b>V1=48%</b> <b>V2=34%</b> <b>V=18%</b>	<b>V1=83%</b> <b>V2=33%</b> <b>V3= -17%</b>
4	Ponte do Rio Atibaia	2 vigas contínuas	19,15m + 19,15m [ 1 x 3,8m ]	V1=80% a 70%      V2=20% a 30%	V1=100%      V2=0 %
5	Ponte das Bandeiras	3 abóbadas	12,45m + 60m + 12,45m [ 2 x 4m ]	V1=46% <b>V2=33%</b> V=21%	V1=83% <b>V2=33%</b> V3= =17%

### Observações : **3 Vigas**

- 1 - A viga central **sempre dá 33%** que é o valor do Courbon e dos outros métodos também
- 2- A viga do bordo carregada pega **muito menos carga** que o calculado , mesmo supondo o tabuleiro muito rígido ( Courbon)
- 3- A viga do bordo não carregado **não dá levantamento**, mesmo supondo o tabuleiro muito rígido ( Courbon)

### Observações : **2 Vigas**

- 1- A viga do bordo carregada pega **menos carga** que o calculado .

## CASOS INTERESSANTES VERIFICADOS EM EXAME DE ESTRUTURAS

O objetivo principal desta comunicação é apresentar algumas observações interessantes, colhidas em torno da atividade da Seção de Verificação de Estruturas, do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, acêrca das concordâncias e das divergências notadas entre o comportamento real das estruturas, sob a ação de cargas aplicadas, e o comportamento previsto para elas, pelo projetista, ao assumir certas hipóteses iniciais de cálculo e ao adotar determinadas disposições construtivas.

Antes, porém, vamos fazer um ligeiro histórico da questão e um resumo dos métodos adotados no contrôle experimental das estruturas e das diretrizes gerais seguidas na interpretação dos resultados.

E' de todos sabido que a Ciência das Construções se repousa em um feixe de princípios de origem experimental. Dado, no entanto, o grande desenvolvimento que à arte de construir imprimiram as ciências matemáticas auxiliares, e não contando a técnica experimental, até o fim do século passado, com aparelhos de medida suficientemente precisos para a observação de fenômenos resultantes de deformações extremamente pequenas, os espíritos menos avisados chegaram quase a se esquecer da origem da Engenharia Estrutural, dando-lhe foros de ciência exata, e, relegando para um plano secundário as operações de contrôle e de confirmação da teoria através da experimentação. Os coeficientes de segurança adotados e o vulto relativamente modesto das estruturas realizadas não permitiam aos construtores da época sentir as limitações de suas hipóteses e avaliar a incerteza das bases sôbre que se apoiavam.

Para a solução de problemas excepcionais, no entanto, já alguns técnicos mais avançados lançavam mãos da técnica experimental, embora com os poucos recursos então disponíveis: segundo re-

fere entre outros exemplos, o Professor Ricaldoni, chefe do Laboratório de Estática da Faculdade de Engenharia de Montevideu, em seu interessantíssimo trabalho sobre "A estática experimental das estruturas" (1), já em 1845 o engenheiro inglês Stephenson aplicou o recurso do ensaio sobre modelos reduzidos na escala de 1:6, para estudar as pontes sobre o estreito de Menai e sobre o rio Conway, com 90 e 100 metros de luz; o modelo foi ensaiado até a ruptura, tendo-se antes medido várias flechas elásticas. Os meios existentes não permitiam ainda uma verdadeira auscultação de tensões; somente, em 1873, aparece uma primeira tentativa para resolver esse problema, com um aparelho apresentado pelo engenheiro francês Dupuy à exposição de Viena (2), com uma base mínima de medidas de um metro e uma amplificação de 1:20 da deformação realizada (para fim comparativo, lembramos que o atual tensômetro tipo Okhuizen comum, para não falar nos tipos especiais de maior precisão, tem uma amplificação de deformação de, aproximadamente, 1:1000 e sua base de medida pode descer até 2 cm). Em torno de 1890 aparece o aparelho de Manet que consegue elevar a amplificação até 1:60, embora mantendo a base de medidas de um metro; a partir daí os dispositivos medidores melhoram rapidamente, aumentando a precisão e diminuindo a base de medidas.

Esses sucessivos melhoramentos da técnica experimental vieram ao encontro das necessidades do começo do século; o aumento das construções e a competição no campo econômico exigiam cada vez maiores arrojados na concepção das estruturas; com o advento de materiais novos para os quais não havia experiência adquirida, como o concreto armado, por exemplo, necessário foi recorrer-se, ao lado das indagações de ordem puramente teórica, à experimentação intensiva e às pesquisas sistemáticas de laboratório. Dessa combinação feliz resultou inegavelmente o grande progresso da Engenharia Estrutural nos últimos cinquenta anos: as estruturas monolíticas e hiperestáticas de concreto armado substituíram os sistemas isostáticos primitivos; peças estruturais inteiriças com grandes va-

---

(1) Julio Ricaldoni — "Estática experimental de las Estructuras", publicação n.º 9, Série Conferências e Textos, da Universidad Nacional del Litoral, R. Argentina, 1938.

(2) M. Dupuy — "Note sur l'appareil destiné à mesurer directement le travail du fer", Annales des Ponts et Chaussées, 1877, 2.º semestre, pag. 381.

riações de momento de inércia apareceram primeiro no concreto armado e a seguir nas estruturas metálicas soldadas; novos tipos construtivos surgiram, como as membranas, as vigas-parede e os arcos lamelares.

Do rápido desenvolvimento industrial do mundo, por outro lado, e da necessidade crescente de se movimentarem grandes massas de mercadorias, cada vez em menor tempo, com o conseqüente aumento de velocidade e de pêsos por eixo dos veículos, originou-se o dilema de reforçar ou substituir grandes estruturas relativamente novas. Tanto para julgar da capacidade real de sustentação de tais estruturas, como para orientar o seu esforço quando necessário, mostraram-se insuficientes os raciocínios assentados em considerações exclusivamente teóricas: a prova direta de cada estrutura foi o meio, em geral, mais aconselhado para resolver o problema. O grande engenheiro francês Rabut, vulgarizador das provas de carga sôbre obras já construídas, possibilitou às ferrovias do seu país evitarem enormes despesas, ao pôr em evidência, através de seus ensaios, as largas margens de segurança das estruturas em serviço (3).

Acompanhando de perto a evolução da engenharia mundial, a técnica brasileira vem apresentando, principalmente nos últimos anos, o mesmo aspecto de renovação e de assimilação de novas fórmulas e de métodos modernos. Tendo de vencer uma rotina de raízes menos profundas que a de países de civilização mais antiga, e amparado pela compreensão dos dirigentes dos nossos grandes departamentos técnicos, pôde o I.P.T., já em meados de 1935, trazer em seu Boletim n.º 14 a apresentação oficial de sua "Seção de Estruturas e Fundações", especializada no estudo dos problemas de fundação e no contrôle experimental da estabilidade das obras já construídas (4).



O fato experimental que serve de base ao estudo da resistência dos materiais e da teoria da elasticidade é que, sob a ação de

(3) Rabut — "Recherches expérimentales sur la déformation des ponts métalliques", Le Genie Civil, 1892-94.

(4) T. van Langendonck — "Verificação das grandes estruturas; comportamento dos solos sob as sapatas de fundação", Boletim n.º 14 do I.P.T., 1935.

fôrças exteriores, os corpos sólidos se deformam (5). Entre o estado de deformação, e o regime de tensões de um corpo, existem leis definidas que permitem determinar um dêles pelo conhecimento do outro; dada, na maioria dos casos, a impossibilidade de se medirem diretamente tensões, pode dizer-se que, de um modo mais geral possível, tôda verificação experimental de estruturas se baseia na medida de deformações.

A medida de deformações pode ser efetuada diretamente sôbre a peça em estudo, ou sôbre aparelhos a ela rìgidamente ligados, ou ainda sôbre modelos que a representem em escala reduzida; essa

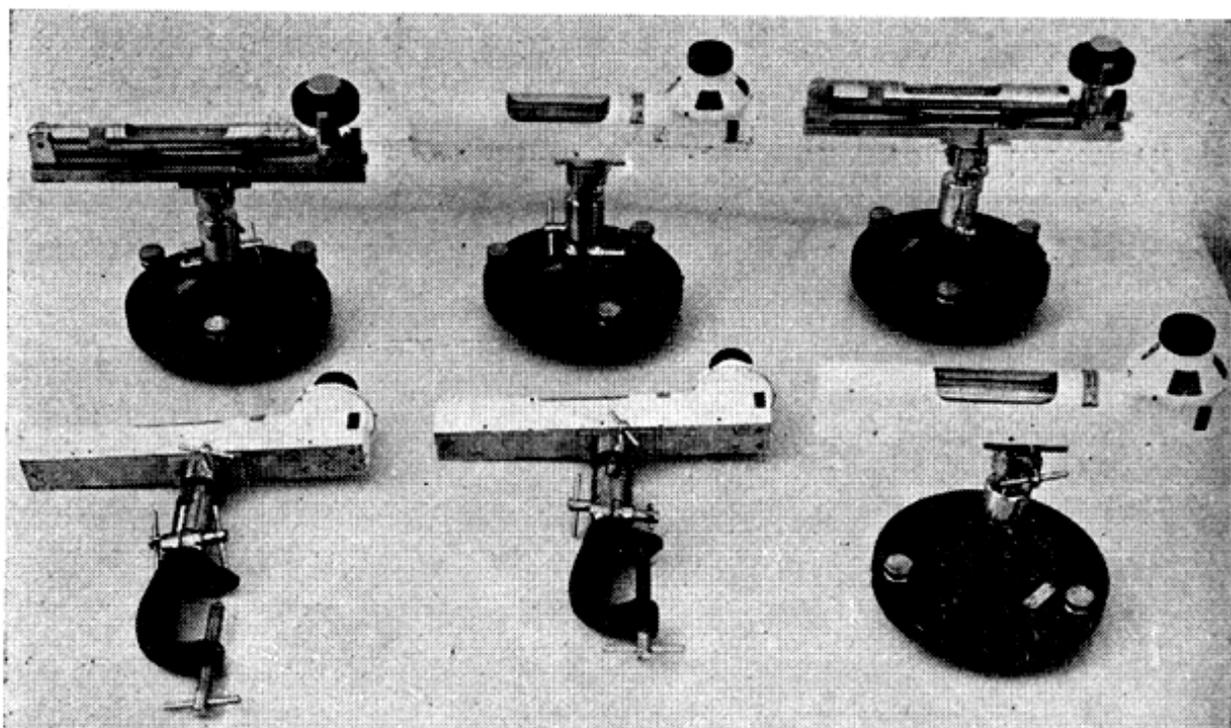


Fig. 1 — Clinômetros

medida pode ainda ser direta ou indireta, utilizando-se nesse último caso variações físicas produzidas pela deformação, variações essas que podem ser de natureza térmica, acústica, elétrica, magnética, ou ótica.

O aparelhamento necessário pode ser agrupado em três classes fundamentais de medidores: os clinômetros, que medem variações angulares; os tensômetros que medem o deslocamento relativo entre dois pontos; e os defletômetros, que medem o movimento de

(5) L. Baes — "Résistance des Matériaux", 1930-34.

um ponto qualquer da estrutura em relação a uma referência externa admitida como fixa. Esses aparelhos podem ainda subdividir-se em registradores e aparelhos apenas indicadores, a se usarem conforme a experiência seja dinâmica ou estática. De cada classe de medidores, registradores ou não, existe hoje uma grande variedade de tipos, baseados em princípios diferentes e oferecendo cada qual um grau de precisão. Em um nosso trabalho anterior (6) é indicada bibliografia variada sobre os mesmos, bem como sobre a aplicação de modelos na solução experimental de problemas estruturais.

Um fato digno de menção, já citado naquele artigo, é já podermos contar com alguns aparelhos de fabricação nacional; efetivamente, a Seção de Verificação de Estruturas do I.P.T., entre seu equipamento de ensaios, apresenta doze defletômetros de mostrador, tipo Huggenberger, e dez tensômetros tipo O'khuizen, estes e aqueles inteiramente fabricados em São Paulo. Somente não prossequimos na nacionalização de toda a aparelhagem, em virtude de outros encargos que a guerra nos trouxe a todos, e ao I.P.T. em particular.

Quatro categorias fundamentais de ensaio se podem distinguir na verificação experimental das estruturas, excluindo-se as pesquisas de caráter especial:

- A) Contrôles experimentais dos deslocamentos;
- B) Verificação do comportamento estático;
- C) Verificação da resistência; e
- D) Ensaios dinâmicos.

A) A respeito de deslocamentos preceitua a norma brasileira NB-2, em seu artigo 58:

— "As operações de deslocamento serão efetuadas sem choque, de acordo com um plano previamente estabelecido, e se prolongarão até que a estrutura entre plenamente em carga pelo peso próprio; sempre que preciso, far-se-á o controle experimental dessas operações,

(6) P. Franco Rocha — "Ensaios de Verificação de Estruturas", Boletim do Departamento de Estradas de Rodagem, 1942.

medindo-se as flechas e as tensões manifestadas na estrutura no decurso do descimbramento.

"Durante o descimbramento devem-se evitar as inversões de esforços que não hajam sido previstas no cálculo da estrutura."

O programa a se traçar no contróle experimental do comportamento estático de uma estrutura durante o seu descimbramento está, naturalmente, relacionado com o tipo da mesma e deve ser estabelecido previamente, em perfeita concordância com o plano de descimbramento. Em linhas gerais, no entanto, o ensaio consistirá sempre na observação das flechas mais representativas do tipo estrutural em foco, das tensões nas zonas de momentos fletores máximos, etc.; controlar-se-ão ainda os movimentos angulares de pontos que, por hipótese, deveriam permanecer imóveis (encontros, engastamentos, etc.).

Leituras periódicas de todos os aparelhos de medida vão indicando, em cada etapa do descimbramento, o que se passa na estrutura. Dada a grande deformabilidade do cimbra, é muito comum o mesmo deslocar-se desigualmente, abaixando-se em certos pontos e se immobilizando ou se erguendo em outros, o que possibilita uma inversão de esforços em pontos, às vezes, vitais da estrutura; qualquer anomalia nesse sentido pode ser observada e corrigida em tempo, pela crítica das indicações dos aparelhos.

Os ensaios dessa categoria, são, por via de regra, demorados e, por isso, sujeitos a fatores diversos de perturbação, entre os quais se pode contar como mais importante a influência das variações de temperatura, não só sobre os aparelhos e os fios que os ligam aos pontos em estudo, como também sobre a própria estrutura: a influência sobre os fios pode ser uniformizada, como se verá mais adiante, e mesmo descontada nos resultados finais, caso se julgue necessário; sobre os aparelhos a influência é quase sempre pequena. Se com as medidas efetuadas visa-se apenas um contróle do descimbramento, pode-se admitir que a influência das variações térmicas sobre a estrutura seja idêntica para todos os seus pontos simétricos e, nesse caso, em nada fica prejudicado o contróle; se, no entanto,

quiser-se conhecer o valor absoluto das deformações causadas unicamente pelo descimbramento, far-se-á um "ensaio de temperatura", cujas linhas gerais serão indicadas posteriormente.

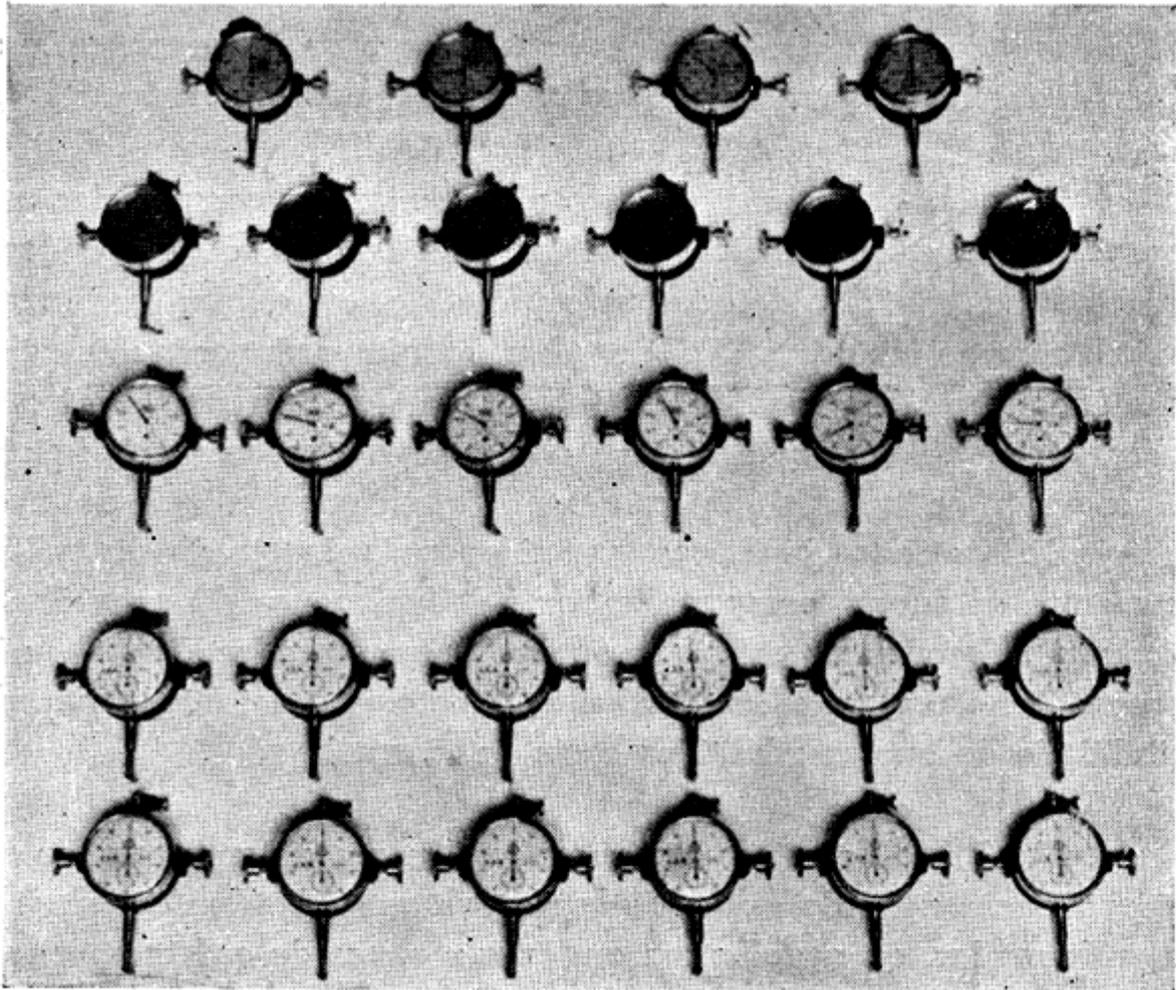


Fig. 2 — Deffletômetros

B) O ensaio de verificação do comportamento estático consiste, essencialmente, em se fazer transitar sôbre a estrutura uma carga móvel que se vá estacionando em pontos consecutivos determinados, durante um intervalo de tempo suficiente para se lerem os aparelhos de medida; êstes serão dispostos nos pontos mais interessantes da obra em estudo, de maneira a se observarem as deformações mais significativas para cada tipo de estrutura.

A rigor, a carga móvel a se usar em cada caso, nesta categoria de ensaio, bastaria ser de uma grandeza tal que provocasse deformações compatíveis com a precisão dos aparelhos de medida empregados. Convém, no entanto, como bem fundamentamente recomenda

o Professor M. Rös, no Boletim n.º 99 do E.M.P.A. (7), que essas provas de carga sejam realizadas com os trens - tipo mais pesados que se possam obter, dentre os que tinham sido previstos para a estrutura em apreço; desta maneira se libertam certos esforços parasitas que têm por efeito diminuir as tensões e as deformações, e se atenua assim, no possível, a sua influência nos resultados do ensaio.

Colhidos os dados na prova, são os mesmos comparados com os valores correspondentes previstos pelo cálculo, de acôrdo com as hipóteses iniciais adotadas pelo projetista, ou, de um modo mais geral, com as hipóteses que, de início, se afigurem como mais consentâneas com as condições de trabalho da obra em estudo; se nesse primeiro confronto não se obtém uma concordância satisfatória entre as curvas teórica e medida, refaz-se o cálculo após admissão de novas hipóteses, sugeridas pelo aspeto da discordância entre as curvas comparadas, ou por fenômenos diversos observados no decorrer do ensaio (articulações emperradas, ligações não previstas no projeto e executadas por motivos construtivos, depressibilidade de apoios admitidos como fixos, etc.)

C) Sôbre as estruturas que não têm um sistema estático suficientemente definido, como as estruturas que sofreram acidentes e as reformadas, ou aquelas em que, por motivos de ordem construtiva, se introduziu um número excessivo de ligações inabordáveis pelo cálculo corrente, raramente é possível executar-se um ensaio de verificação do comportamento estático; de fato, se *a priori* se reconhece ser extremamente difícil, senão impossível, submeter a um tratamento teórico uma estrutura do tipo citado, como controlar os resultados obtidos e com que valores teóricos estabelecer o necessário confronto? Por outro lado, a menos que se use um número muito grande de aparelhos, como assegurar-se terem sido descobertos e controlados os pontos de solicitação máxima?

Da mesma forma não se fará, senão com restrições, êsse ensaio da categoria B sôbre as estruturas cujos materiais não sejam

---

(7) M. Rös — "Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton — Bauwerken in der Schweiss, Bericht nr 99, Eidgenössische Materialprüfungsanstalt, Zürich, 1937.

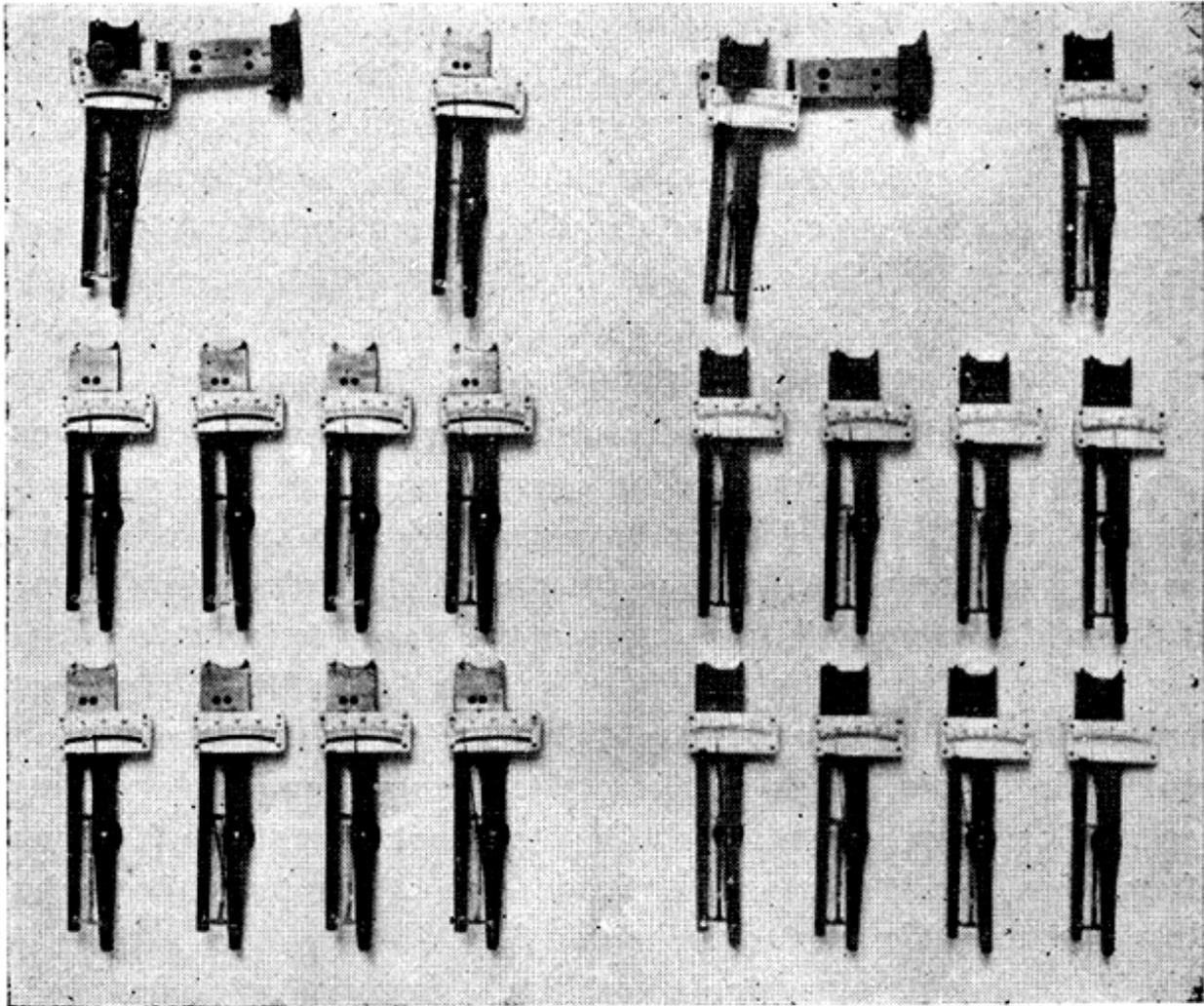


Fig. 3 — Tensômetros

suficientemente conhecidos, no tocante a seus característicos mecânicos e elásticos, e que não possam ser estudados por impossibilidade da obtenção de amostras.

Cabe a essas estruturas um ensaio de verificação da resistência; conhecido o valor máximo da carga ou do conjunto de cargas que vá atuar, na pior das hipóteses, sobre a estrutura em apreço, procurará este tipo de ensaio reproduzir as condições mais severas de trabalho a que possa a estrutura ser sujeita (é aconselhável, para se cobrirem fatores esquecidos ou não considerados no ensaio, aplicar-se às cargas máximas previstas um pequeno coeficiente de majoração).

O carregamento da obra será feito vagarosamente e por etapas, até atingir-se a carga total pré-estabelecida. Os aparelhos ligados aos pontos presumivelmente mais importantes da estrutura,

serão lidos no final de cada etapa e os resultados obtidos imediatamente marcados em um gráfico em função da carga agente: pelo andamento das curvas resultantes poder-se-á verificar se a estrutura está trabalhando dentro do regime elástico de deformações e abaixo do limite de proporcionalidade dos materiais; adotando-se para estes um módulo de elasticidade aproximado, ter-se-á através da indicação dos tensômetros uma ordem de grandeza das tensões surgidas nos pontos considerados como perigosos.

Para se verificar a influência do tempo de ação das cargas sobre o comportamento estático da obra, permanecerá a carga máxima aplicada durante 24 horas ou mais, findas as quais proceder-se-á ao descarregamento, com a mesma marcha da subida da carga; decorridas novas 24 horas, após a volta ao estado inicial, anotar-se-ão as deformações residuais da estrutura. Essas deformações, se tiverem sido pequenas as variações de temperatura no decorrer do ensaio, ou se se tiveram tomado precauções especiais para avaliar a sua influência, raramente atingirão mais de 20% das deformações totais observadas, desde que a estrutura não tenha sido sobrecarregada além do admissível.

Naturalmente o ensaio de verificação da resistência não admitirá extrapolações, a não ser com grandes restrições.

D) A realização de ensaios dinâmicos visa, principalmente, a determinação e a análise de esforços adicionais que se manifestam nas estruturas, ao agirem sobre elas grandes massas animadas de alta velocidade; o dado mais importante que pode fornecer esse tipo de ensaio é o coeficiente de impacto. Na sua determinação usam-se aparelhos registradores; o coeficiente procurado é dado diretamente pela relação entre as deformações registradas com a carga em movimento e com a carga em repouso.

Outra aplicação do ensaio dinâmico consiste no estudo do esforço de frenagem, isto é, da força longitudinal que aparece quando um comboio em movimento é freiado sobre a estrutura; este esforço, como resulta da crítica do artigo 9 da NB-2 (Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado), é determinante, por exemplo, na fixação da seção dos montantes altos e delgados. Também

aqui o ensaio consiste, em síntese, na comparação dos resultados com a carga estática e com a mesma em movimento.



Entre os diversos fatores de perturbação dos ensaios de verificação de estruturas, destaca-se, por sua especial importância, a influência das variações de temperatura, não só sobre os aparelhos instalados, e sobre os fios que ligam os defletômetros aos pontos em estudo, como também sobre a própria estrutura.

Os aparelhos devem, por isso, ser protegidos sempre que possível da incidência direta dos raios solares, principalmente os clinômetros e os tensômetros; estes últimos deverão ser providos de hastes de "Invar", uma liga de ferro e níquel que tem um coeficiente de dilatação térmica linear de, aproximadamente,  $10^{-6}$  por grau centígrado a temperatura ordinária, dez vêzes menos, portanto, que o coeficiente de dilatação térmica do aço comum.

A maior influência perturbadora dos resultados, pelas oscilações de temperatura, está nas variações de comprimento dos fios de aço galvanizado, que ligam os pontos em estudo aos defletômetros instalados nos sistemas fixos de referência: esses fios podem ter até 20 metros ou mais de comprimento (na medida da flecha central dos grandes arcos, por exemplo); admitido o coeficiente de dilatação térmica de  $10^{-5}$  para o aço comum, ter-se-ão variações da ordem de 2 mm para esse comprimento, no caso de uma oscilação de  $10^{\circ}\text{C}$ , o que é muito, se observarmos que as deformações normalmente registradas só em raros casos ultrapassam o meio centímetro. De uma série de pesquisas realizadas pela Seção de Verificação de Estruturas do I.P.T., chegou-se às seguintes conclusões:

1.º) Não é possível, com os fios de aço comum empregados (e não é recomendável, por anti-econômica, a adoção de fios de "Invar") e com as precauções normais que se podem tomar nos ensaios de verificação das estruturas, evitar a influência das variações de temperatura sobre o comprimento do fio: em outras palavras, não é possível manter os fios em temperatura constante durante o ensaio.

2.º) Os fios descobertos se comportam quase sempre de maneira muito irregular para justificar uma simples correção teórica baseada nas indicações dos termômetros; as rajadas de vento mais fresco, a sombra em certos trechos do fio, e outros possíveis fatores, não permitem estabelecer-se que a temperatura indicada pelo termômetro seja a mesma em toda a extensão do fio.

3.º) Desde, porém, que os fios estejam revestidos com rólhas de cortiça, a variação térmica dos mesmos é lenta e uniforme, dada a relativa proteção oferecida por este material isolante, e as rápidas modificações externas de temperatura, ocasionadas, por exemplo, por lufadas de vento ou por uma nuvem que passa sob o sol, praticamente não têm influência sobre os fios. Nesse caso, utilizando-se um termômetro também revestido de cortiça, poder-se-á fazer a correção teórica com resultados bastante satisfatórios; o coeficiente de dilatação térmica  $\alpha$  se usar é  $1,25 \times 10^{-5}$  por grau centígrado.

Quanto à correção da influência das variações térmicas sobre a própria estrutura, o meio de que temos lançado mão com relativo êxito é o "ensaio de temperatura":

Visto que as grandes dimensões das peças estruturais, e, no concreto armado, o baixo coeficiente de condutibilidade do material, outorgam às estruturas uma grande inércia quanto ao estabelecimento de um equilíbrio térmico com o meio ambiente, pode dizer-se que as mesmas são pouco sensíveis às variações horárias da temperatura, sofrendo principalmente a influência das suas grandes variações diárias; se em um dia de comportamento térmico mais ou menos semelhante ao do dia do ensaio principal, aplicarmos os diversos aparelhos nos mesmos pontos em que êles estiveram aplicados na primeira prova, e se tomarmos de meia em meia hora as suas leituras, poderemos dizer que os resultados obtidos são os elementos corretivos da influência das variações de temperatura sobre os valores colhidos em hora análoga no ensaio anterior. Esses resultados englobam, naturalmente, a repercussão das modificações de temperatura tanto sobre a estrutura como sobre os fios; feita nêles a correção da parcela que cabe aos fios, o restante será a influência procurada das variações térmicas sobre as deformações

da estrutura. Se a marcha da temperatura foi suficientemente aproximada nos dois dias, pode-se aplicar, obviamente, a correção global de ambas as influências em uma só operação; foi o que se fez no ensaio da Ponte de Lindóia (8), quando aplicamos pela primeira vez o "ensaio de temperatura".



A primeira observação sobre a discrepância, entre as hipóteses admitidas pelo projetista e o comportamento real das estruturas, se refere ao módulo de elasticidade do concreto. Para o escritório técnico de projetos esse módulo é admitido como constante e igual a  $210 \text{ t/cm}^2$  para o Estádio I e a  $140 \text{ t/cm}^2$  para o Estádio II (na parte comprimida), de acordo com a norma brasileira NB-1. Ora, o módulo de elasticidade do concreto é incerto e variável; embora se admita a sua constância em toda a obra, resta ainda a incerteza do quantum que se lhe deve atribuir, como bem ponderou o Professor van Langendonck em um de seus brilhantes artigos sobre as provas de carga por ele realizadas no I.P.T. (9)

O valor fixado pela NB-1, para o cálculo de deformações elásticas, é muito baixo para o caso em que se trata de calcular deformações causadas por cargas aplicadas em curto intervalo de tempo; a experiência obtida em numerosos ensaios do I.P.T., sobre estruturas e sobre corpos de prova, indica a necessidade de se considerarem dois módulos de elasticidade do concreto, conforme se estudem as deformações e os esforços originados pela aplicação rápida ou lenta das cargas. Bolomey aconselha, em um artigo bastante detalhado sobre esse característico elástico dos concretos (10),  $350 \text{ t/cm}^2$  para as cargas móveis e  $100 \text{ t/cm}^2$  para as cargas permanentes. Na interpretação de resultados das provas de carga do I.P.T. têm sido usado valores que vão desde  $210$  até  $400 \text{ t/cm}^2$ , o que está, aliás, de acordo com o que se tem encontrado em outros

(8) T. van Langendonck — "Prova de carga da Ponte de Lindóia", Boletim do Depart. de Estradas de Rodagem, Janeiro de 1938.

(9) T. van Langendonck — "Prova de carga das Pontes de São Vicente e de Jacarehy", Boletim n.º 16 do I.P.T. — Agosto de 1936.

(10) J. Bolomey — "Le module d'élasticité du béton", La Technique des Travaux, 1939, pág. 591.

países, conforme indica a bibliografia apontada em nosso trabalho já citado (6). Reforçando o que foi dito, citamos ainda o Professor Rös, do Laboratório Federal de Ensaios da Suíça, que aconselha (7) para a interpretação de ensaios, dois módulos, um que êle chama  $E_c$  e relaciona com as deformações puramente elásticas, utilizável nas provas de carga de duração pequena, e outro, que êle denomina  $V_t$ , condicionado às deformações totais sob tensão, indicado para a interpretação de descimbramentos, em que as estruturas são pela primeira vez submetidas a grandes esforços.

✦ ✦ ✦

Outra discrepância observada entre o cálculo corrente e a realidade está na admissão extensiva do trabalho do concreto somente no Estádio II, isto é, já não resistente aos esforços de tração: muito raras vêzes encontramos o concreto trabalhando no Estádio II efetivamente, fôsse porque a sua resistêcia à tração simplesmente não tivesse sido ultrapassada, fôsse porque a solidarização com peças vizinhas tivesse aliviado sobremaneira a peça em estudo, fôsse, finalmente, porque o vulto da carga aplicada estivesse ainda muito longe do valor da carga máxima prevista (a título ilustrativo, no entanto, citamos o caso da verificação da resistêcia das lajes de um edifício, calculadas para  $100 \text{ kg/m}^2$ , em que fomos até  $800 \text{ kg/m}^2$  para passar do Estádio I para o Estádio II).

É plausível admitir-se que a discrepância apontada seja causada, principalmente, pelo caráter de monoliticidade do concreto armado, não levada em conta convenientemente nos projetos estruturais. As sucessivas amarrações não consideradas no cálculo de edifícios, por exemplo, provocam uma redistribuição, geral dos esforços, em uma extensão praticamente imprevisível; somente essa acomodação explica o fato de havermos encontrado uma tensão máxima de cerca de  $47 \text{ kg/cm}^2$  no concreto e  $540 \text{ kg/cm}^2$  no ferro, em uma laje de um grande edifício de São Paulo, calculada para  $200 \text{ kg/m}^2$  e carregada até  $1.100 \text{ kg/m}^2$ .

Esse mesmo aspeto de solidariedade entre os diversos elementos da estrutura é patenteado nos ensaios de pontes de concreto armado, em que se nota, através da medida de flechas e deformações,

que toda a seção transversal das partes solidárias deve ser tomada em conta no cálculo dos momentos de inércia, para se obterem deslocamentos comparáveis com os observados.



Vamos chamar ainda a atenção sobre diversos casos em que, principalmente em consequência de certas disposições construtivas, notaram-se divergências entre o comportamento estático real e o previsto de acordo com as hipóteses iniciais do projetista.

Em diversas estruturas constituídas de arcos articulados, notaram-se resistências à rotação das articulações, originando em consequência o aparecimento de momentos fletores nos arcos, na proximidade dos pontos em que os mesmos se articulam; é bem verdade que, ainda por razões construtivas, tais estruturas tinham, exatamente nesses pontos, armaduras superiores às exigidas (11). Como conclusão, é aconselhável que tal tipo estrutural tenha, na zona das articulações, sempre um pequeno excesso de ferragem para absorver esses momentos parasitas.

Uma disposição construtiva muito comum nas estruturas em arco com estrado superior é fazer-se a solidarização do taboleiro com os arcos na sua parte central; resulta daí, nas estruturas hiperestáticas, uma distribuição um pouco diferente dos esforços solicitantes, em suas diversas seções, da que foi prevista no seu projeto (no Boletim n.º 22 do I.P.T. há uma análise detalhada dessa redistribuição, feita pelo Prof. van Langendonck ao discutir os resultados da prova de carga da Ponte Victor Konder); nas estruturas isostáticas, a colaboração do taboleiro faz cair de muito as tensões máximas previstas para as seções afetadas, possibilitando mesmo uma redução apreciável na ferragem se a sua influência fôr tomada em consideração no projeto da obra. Na sua tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, para o concurso da cadeira de Resistência dos Materiais e Estabilidade das Construções, o nosso brilhante colega Telêmaco van Langendonck apresenta um método original, simples e elegante, de se calcularem os esforços,

(11) T. van Langendonck — "Provas de carga da Ponte de Jacarehy e da Ponte de Lindóia", Boletins ns. 16 e 22 do I.P.T.

que atuam no arco e no taboleiro, quando ambos agem em conjunto (12); o método é geral, valendo tanto para taboleiro superior como para taboleiro inferior, e o autor inclui numerosos exemplos de cálculo, considerando sucessivamente os arcos triarticulados, os arcos de duas articulações e os arcos engastados.

Uma outra observação, digna de especial reparo, diz respeito às impostas dos arcos engastados; sendo as mesmas, em geral, constituídas do mesmo material que a estrutura e consistindo quase sempre num mero prolongamento do eixo dos arcos com seções progressivamente mais robustas, elas não são infinitamente rígidas como se pressupõe no cálculo; a semi-rigidez das impostas pode ocasionar aumentos apreciáveis do momento fletor no fêcho do arco e modificações sensíveis do mesmo nas nascenças (ver a respeito a discussão que consta do Boletim n.º 22, já citado, do I.P.T.).

Ainda sobre arcos engastados temos outra observação a fazer: numa série de arcos engastados, sucessivos, se os pilares intermediários não forem suficientemente robustos, êles não absorverão a totalidade dos empuxos horizontais do arco carregado, transmitindo esforços, por rotação ou por movimento de seus topos, ao arco vizinho; em consequência haverá uma redistribuição de esforços na estrutura, semelhante à apontada no item anterior. Esse fenômeno foi observado em duas grandes pontes ferroviárias examinadas pela Seção de Verificação de Estruturas do I.P.T. (13).

Nos arcos com estrado intermediário, devem ser estudados com especial cuidado os pontos de cruzamento entre os arcos e o taboleiro, adotando-se disposições tais que êles não se solidarizem numa série de engastamentos construtivos. Na prova de carga da ponte de Itu, sobre o rio Tietê, foi observada uma grande redução nas deformações e nos esforços da estrutura principal, possivelmente provocada em sua maior parte, pela ligação rígida entre os arcos e o taboleiro, nos pontos em que êles se cruzam; a ligação se dava numa extensão de, talvez, dois painéis do taboleiro, visto que o primeiro montante antes do cruzamento e o primeiro pendural se-

(12) T. van Langendonck — "A contribuição do taboleiro na resistência das pontes em arco" — 1941.

(13) P. Franco Rocha — "Prova de Carga da Ponte de Airosa Galvão", Boletim n.º 28 do I.P.T. — 1941.

guinte eram muito curtos e dotados, portanto, de grande rigidez. O alívio notado nas solicitações dos arcos foi, no caso, provavelmente obtido à custa de um acréscimo das solicitações do taboleiro, que não estava previsto no seu dimensionamento (14). Nessa ponte as articulações acusaram rotações extremamente reduzidas, principalmente as de imposta que, praticamente, não se moveram durante o ensaio; tal fenômeno foi atribuído, em parte, às resistências próprias das articulações e, em parte, à ligação do taboleiro acima apontada.

Continuando a discutir as relações entre arcos e taboleiro, desejamos chamar a atenção também sobre outro fato observado: numa série de arcos consecutivos com taboleiro superior, as longarinas que formam o suporte do estrado entre os fechos dos arcos, se apoiam em montantes que partem do extradorso destes últimos; no seu dimensionamento, se as mesmas forem admitidas como vigas contínuas, deve ser levada em conta a depressibilidade dos apoios provocada pelas deformações elásticas da estrutura principal. Chegou-se a constatar, numa estrutura de arcos leves e, portanto, bastante flexíveis, a inversão do sinal nos momentos fletores das longarinas sobre os apoios. O tratamento teórico da questão pode ser atacado, por exemplo, da forma apresentada pelo engenheiro Palamede Borsari, ex-assistente-aluno da Seção de Verificação de Estruturas do I.P.T., em um artigo publicado na Revista Politécnica de São Paulo (15); outra forma será adotar o processo de cálculo do Professor van Langendonck, já citado (12).

Uma estrutura que raramente apresenta concordância completa entre o comportamento estático real e o previsto, é o arco a duas articulações, atirantado, com taboleiro inferior; com efeito, a disposição construtiva mais comum para esse tipo estrutural é o aproveitamento dos tirantes para compor as longarinas de suporte do taboleiro: ao se fazer a prova de recebimento da obra, como aconteceu no caso de duas pontes, absolutamente iguais, nas proximidades de São Paulo, nota-se um entravamento geral da estru-

(14) P. Franco Rocha — "Prova de Carga da Ponte de Itú, sobre o rio Tietê", Boletim do Departamento de Estradas de Rodagem, Julho de 1941.

(15) Palamede Borsari — "Influência da depressibilidade de apoios em vigas contínuas", Revista Politécnica n.º 142 — 1943.

tura principal, com evidente colaboração, embora de forma indefinida, entre o taboleiro e os arcos na absorção dos esforços solicitantes, principalmente quando a carga transita na zona próxima das articulações. Somente em dois casos observados notamos uma concordância satisfatória entre as hipóteses iniciais e a realidade: 1.º) na ponte do Cubatão, na estrada São Paulo a Santos, em que o taboleiro, situado na altura dos tirantes, foi inicialmente admitido como colaborando com os mesmos na absorção do empuxo horizontal das cargas móveis, e as grandes dimensões da obra (78,8 m de vão e 14,1 m de flecha) diminuíram consideravelmente a influência do engastamento entre o estrado e os arcos (16); 2.º) numa prova de carga sobre uma ponte lançada sobre o futuro canal do rio Pinheiros, destinada a suportar a grande linha adutora de Cotia, da rede de abastecimento d'água da Capital paulista e construída sem taboleiro rígido, tendo portanto, livres os seus tirantes. (Aliás, os dados dessa experiência, em que a carga foi obtida por bombeamento d'água para um caixão estanque, especialmente construído para as provas, e em que se observaram resultados interessantíssimos quanto à concordância das correções da influência da temperatura no ensaio, serão objeto de um próximo artigo do engenheiro Luiz Augusto Pinto Lima, atual chefe da Seção de Verificação de Estruturas do I.P.T.).

Terminando finalmente, que já vai longa esta exposição, vamos ainda chamar a atenção para um ponto dificilmente abordável pelo cálculo corrente, que é a distribuição transversal das cargas pelo taboleiro, quando as mesmas se concentram em uma sentido de tráfego somente; essa distribuição é importante principalmente para as pontes muito largas, como as pontes urbanas, por exemplo, constituídas de diversas vigas cu vários arcos principais, ligados apenas pelo taboleiro. Temos, por enquanto, poucas observações, que não permitem ainda encarar-se o problema de um modo geral; vamos apresentar os resultados colhidos nas cinco pontes seguintes:

1.º) Ponte Victor Konder, na estrada Rio - São Paulo, constituída de dois arcos engastados, paralelos, com taboleiro superior

---

(16) P. Franco Rocha — "Prova de Carga da Ponte do Cubatão", Boletim do Departamento de Estradas de Rodagem, Abril de 1942.

e com 55 metros de vão; afastamento entre os eixos dos arcos de 4,4 m. Quando a carga transitava pròximamente sôbre um dêles, êste absorvia de 60% a 70% da mesma, cabendo a parcela restante de 40% a 30% ao outro arco (Boletim n.º 22 do I.P.T., já citado).

2.º) Ponte da Cidade Jardim, urbana, sôbre o canal do rio Pinheiros, constituída de três vigas Gerber, paralelas, com um vão central de 48 m e dois laterais de 20 m; afastamento de 5 m entre os eixos das vigas principais. Transitando a carga sôbre uma viga lateral, esta absorvia, em média, 51% da mesma, a viga central 33%, cabendo os restantes 16% à outra viga lateral (17).

3.º) Ponte de Rebouças, urbana, sôbre o canal do rio Pinheiros, com a silhueta idêntica e vãos iguais aos da ponte do item anterior, mas constituída de três vigas contínuas em vez de vigas Gerber; o afastamento entre o eixo das vigas era também de 5 m. Os resultados obtidos sôbre a rigidez transversal do taboleiro coincidiram notavelmente com os observados na ponte de Cidade Jardim: com a carga móvel sôbre uma viga lateral, esta absorvia 48%, em média, da carga, a viga central 34%, restando 18% para a terceira viga. (Aliás, nessa ponte, as deformações e os esforços observados se apresentaram em grande concordância com os valores correspondentes previstos pela teoria, adotadas as hipóteses mais aconselháveis para a análise das estruturas, a que já fizemos menção; seria desejável que o engenheiro Pinto Lima apresentasse sôbre essa obra um próximo trabalho).

4.º). Ponte sôbre o rio Atibaia, próximo a Campinas, constituída de duas vigas contínuas, paralelas, de dois vãos teóricos de 19,15 m; o afastamento entre o eixo das vigas era de 3,80 m. Com a carga passeando sôbre uma delas, esta absorvia 70% a 80% da carga, deixando apenas de 30% a 20% para a outra viga.

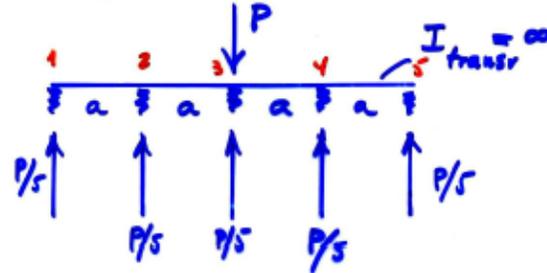
5.º) Ponte das Bandeiras, urbana, sôbre o rio Tietê, com um vão central de 60 m e dois laterais de 12,45 m. A largura total do

(17) P. Franco Rocha — "Prova de carga da Ponte da Cidade Jardim", Boletim do Departamento de Estradas de Rodagem, Abril de 1941.

## Resumo por E. Thomaz : Método de Courbon - Tabuleiro rígido transversalmente - muito usado na época

**Exemplo** : Tabuleiro com 5 vigas longitudinais

Carga centrada:



Carga excêntrica



Devido ao momento M.

$$V_i = M \times \frac{y_i}{\sum y_i^2}$$

No exemplo acima:  $\sum y_i^2 = 2 \times (2a)^2 + 2 \times (1a)^2 = 10a^2$

Na viga V<sub>1</sub>

$$V_1 = \frac{P}{5} + P \times e \times \frac{2a}{10a^2} = 0,2P + \frac{P \cdot e}{5a}$$

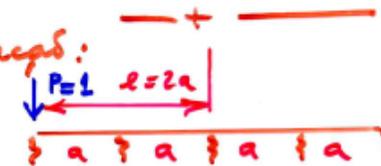
Na viga V<sub>2</sub>

$$V_2 = \frac{P}{5} + P \times e \times \frac{1a}{10a^2} = 0,2P + 0,1 \frac{P \cdot e}{a}$$

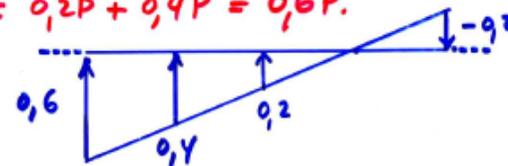
Na viga V<sub>3</sub>

$$V_3 = \frac{P}{5} + P \cdot e \times \frac{0}{10a^2} = 0,2P$$

Aplicação:



$$V_1 = 0,2P + 0,4P = 0,6P$$



**Exemplo** : Tabuleiro com 3 vigas longitudinais

No caso de 3 vigas:  $\sum y_i^2 = 2 \cdot a^2$  ; Na viga do bordo carregado:  $V = \frac{1}{3} + \frac{1 \times a}{2 \cdot a^2} \times a = 0,333 + 0,50 = 0,833$

Viga central:  $V = \frac{1}{3} = 0,333$  ; No outro bordo:  $V = \frac{1}{3} - \frac{1 \times a}{2 \cdot a^2} \times a = 0,333 - 0,50 = -0,167$

## Resumo por E. Thomaz : Distribuição transversal de carga no tabuleiro de pontes

Medição por Prof. Telemaco van Langendonck ( EPUSP ) e Eng<sup>o</sup> Paulo Franco Rocha ( IPT)

N <sup>o</sup>	Estrutura	Tipo de ponte	Vãos e [ Entre eixo das vigas ]	Medição por IPT ( até 1944 ) Telemaco van Langendonck e Paulo Franco Rocha	Método de Courbon Tabuleiro rígido transversalmente
1	Ponte Victor Konder	2 arcos paralelos	55 m [ 1 x 4,4m ]	V1=70% a 60%      V2=30% a 40%	V1=100%      V2=0 %
2	Ponte Cidade Jardim	3 vigas Gerber paralelas	20m + 48m + 20m [ 2 x 5m ]	V1=51% <b>V2=33%</b> V=16%	V1=83%      V2=33%      V3= -17%
3	Ponte de Rebouças	3 vigas contínuas	20m + 48m + 20m [ 2 x 5m ]	V1=48%      V2=34%      V=18%	V1=83%      V2=33%      V3= -17%
4	Ponte do Rio Atibaia	2 vigas contínuas	19,15m + 19,15m [ 1 x 3,8m ]	V1=80% a 70%      V2=20% a 30%	V1=100%      V2=0 %
5	Ponte das Bandeiras	3 abóbadas	12,45m + 60m + 12,45m [ 2 x 4m ]	V1=46% <b>V2=33%</b> V=21%	V1=83%      V2=33%      V3= =17%

### Observações : **3 Vigas**

- 1 - A viga central **sempre dá 33%** que é o valor do Courbon e dos outros métodos também
- 2- A viga do bordo carregada pega **menos carga** que o calculado , mesmo supondo o tabuleiro muito rígido ( Courbon)
- 3- A viga do bordo não carregado **não dá levantamento**, mesmo supondo o tabuleiro muito rígido ( Courbon)

### Observações : **2 Vigas**

- 1- A viga do bordo carregada pega **menos carga** que o calculado .

taboleiro é de 32,40 m, subdividida em uma faixa carroçável de 24,40 m e dois passeios com 4 m de largura; a faixa destinada ao tráfego tem um pequeno passeio central que a divide em duas pistas correspondentes aos dois sentidos de trânsito. O vão central é vencido por uma abóbada celular triarticulada, constituída, no sentido transversal, por três unidades independentes ligadas entre si somente pela laje do taboleiro; cada unidade é um conjunto composto da laje do taboleiro, de uma laje inferior que forma a linha do intradorso e de três paredes longitudinais espaçadas de 4 m e ligadas entre si, cada 4,25 m, por um painel transversal. Quando a carga de prova, consistindo de oito rolos compressores com um peso total de 122 toneladas, se movia em somente uma das pistas de trânsito, 46% da mesma era absorvida pela unidade sob a carga, 33% pela unidade central e 21% pela unidade mais afastada.

## DEBATES

- 1 — *Eng. Fernando Luiz Lôbo B. Carneiro*, do Instituto Nacional de Tecnologia.

Quando o conferencista tratou de provas de carga destinadas a verificação de resistência, disse que é hábito no I.P.T. fazer a prova com uma carga igual à carga de cálculo, acrescida de um pequeno coeficiente de majoração. Desejo saber qual é esse coeficiente, se bem que não esteja de acordo com essa majoração. O regulamento alemão recomenda uma majoração de 50% para cargas até 1.000 kg e, acima de 1.000 kg, manda fazer a prova com a carga de cálculo. Acho isso incoerente. Já o regulamento francês é taxativo, manda adotar a carga de cálculo. No ante-projeto da NB-2, também havia um dispositivo dizendo que, durante a prova de carga, não deveria surgir em nenhum ponto da estrutura, nenhuma tensão maior que a tensão máxima calculada.

Outra questão é a maneira de interpretar essas provas de carga destinadas a verificar a resistência, em geral, de estruturas de comportamento estático mal definido. Numa laje, por exemplo, é

freqüente a impossibilidade de se calcular teoricamente a flecha. Numa prova de resistência não se conhece o material; e, se se faz essa prova, é justamente por se suspeitar da qualidade do material. Parece-me que o conferencista se referiu a um segundo tipo do controle que se podia fazer, calculando as flechas aproximadas e confrontando-as com as observadas. Julgo também que isso é um pouco difícil. Qual o módulo de elasticidade a se adotar? Penso que a única maneira de interpretar este tipo de prova é a primeira mencionada pelo conferencista, isto é, verificar se a peça não rompeu ou fendilhou, e comparar a flecha residual com a permanente.

Desejo ainda referir-me ao excesso de otimismo em relação à resistência das lajes. De acordo com o que disse o eng. Paulo Franco Rocha, pode parecer que as lajes sempre se rompem com cargas muito maiores que as de cálculo. Na maioria das lajes que tenho ensaiado, encontro realmente flechas residuais muito pequenas. Houve, porém, duas que foi preciso mandar demolir; num primeiro ensaio, as flechas residuais foram de 50% das totais, num segundo, cerca de 100%, havendo, além disso, aparecido trincas visíveis a olho nu. E essas lajes foram carregadas com carga inferior à de cálculo. É preciso que os construtores continuem convencidos que as lajes devem ser bem executadas. Quanto às discrepâncias entre os resultados das provas de carga e os previstos pelo cálculo, parece-me que o conferencista não chamou suficientemente a atenção para os casos em que elas são desfavoráveis.

Solicito esclarecimentos sobre os casos de prova de carga em que tenha verificado que os resultados obtidos tenham sido piores que os de cálculo. Peço, ainda, ao eng. Paulo Franco Rocha que mostre em que casos se justifica fazer uma prova de carga, para que se evite o exagero de exigir sistematicamente essa prova.

2 — Eng. Werner Gründig, do Instituto Tecnológico do Rio Grande do Sul.

O eng. Paulo Franco Rocha acaba de afirmar que as maiores discrepâncias entre o comportamento elástico observado de estruturas de concreto armado e o calculado, provêm da incerteza que afeta o módulo de elasticidade do concreto. Sabemos que o módulo

de elasticidade do concreto, determinado segundo o processo comumente usado, depende também, da resistência do concreto; e vários pesquisadores procuraram relacionar ambas as grandezas. As fórmulas de Schüle, Rös, Graff, Bolomey, Walker e outros, servem de exemplo.

Pode o conferencista esclarecer se o I.P.T., cuja Seção de Verificação de Estruturas foi digna e proficientemente dirigida pelo colega, teve oportunidade de comparar os módulos de elasticidade do concreto determinado em corpos de prova normais, confeccionados no I.P.T. ou na obra, com os obtidos por via analítica e pelas medidas diretas nas estruturas e, em caso afirmativo, qual o grau de aproximação entre êsses resultados?

Huber afirma que o módulo de elasticidade de estruturas de concreto armado, para as quais uma dimensão é pequena em relação às outras, como lajes, cúpulas, cascas, etc., varia linearmente com a porcentagem de ferro da armadura. Confirma o colega essa assertiva, baseado em seus trabalhos experimentais no I.P.T.?

3 — *Eng. J. A. Marsillac*, da Companhia Paulista de Estradas de Ferro.

Solicitando, primeiramente, informações sobre o grau de precisão dos defletômetros nacionais, quero, em seguida, fazer uma indagação marginal, que não diz respeito ao assunto da palestra; mas, como se trata de ensaios dinâmicos e de determinação dos esforços correspondentes, desejo saber se o eng. Paulo Franco Rocha poderá adiantar algo relativo à verificação do limite de ruptura do aço, quando o tempo de duração da carga é muito pequeno.

Experiências feitas há poucos anos mostraram que para o ferro doce, quando se faz o ensaio de tração por um processo semelhante ao corrente, mas em tempo muito maior, o limite de ruptura cai de 20 a 30%. Para a madeira, é sabido que o limite de ruptura é tão consideravelmente afetado pela duração da carga, que não há necessidade de se considerar o impacto nas pontes ferroviárias. Levando em conta o que sucede à madeira e o que se dá com o ferro

no caso de cargas lentas, pareceu-me natural fazer a extrapolação em sentido contrário, contando com maior resistência do aço, no caso de cargas extremamente rápidas. À falta de maiores indicações sobre o assunto, fizemos na Companhia Paulista uma série de experiências muito grosseiras, mas que me pareceram bastante elucidativas. Fiz cair um peso de 400 kg, de uma altura de 4 m, sobre um trilho de 45 kg/m, apoiado em dormentes com 1,5 a 3 m de vão. Variando o vão, fazíamos variar a intensidade da reação e, conseqüentemente, a duração da carga. Medindo a flecha permanente, a flecha máxima e a altura do remonte, era fácil, mediante simples aplicação dos teoremas das forças vivas e das quantidades de movimento, determinar as médias espaciais e temporais da reação, como também a duração do próprio choque que é da ordem de 2 a 0,03 de segundo. Encontramos, para o aço desses trilhos, tensões elásticas da ordem de 80 e 100 kg/mm<sup>2</sup>. E não foi possível conseguir a ruptura de nenhum dos trilhos ensaiados. Peço, portanto ao eng. Paulo Franco Rocha que diga alguma coisa sobre a resistência do aço sob o efeito de cargas extremamente rápidas.

4 — *Eng. Telêmaco van Langendonck*, Professor da Escola Politécnica de São Paulo.

Creio que dos fatos de os deslocamentos observados acusarem funcionamento da estrutura no *estádio I*, não se deve concluir que o cálculo no *estádio II* seja excessivamente favorável.

Eu me explico: o *estádio II* só apareceu em algumas seções da peça, onde houve fissuração do concreto na zona de tração, de modo que a deformação nos demais pontos ainda se dá pelo *estádio I*. Mas o cálculo de resistência deve ser feito, por segurança, no *estádio II*, pois que ele se verifica em algumas seções.

As deformações em todo o intervalo entre as fissuras ainda se processam no *estádio I*. O deslocamento verificado na estrutura aproxima-se, portanto, muito mais do caso da viga toda no *estádio I*, do que do caso da viga toda no *estádio II*, o que pode explicar a observação relatada.

- 5 — *Eng. Cândido Hollanda Lima*, Professor da Escola de Engenharia de Belo Horizonte.

Referindo-me à determinação das diversas deformações, gostaria de saber como indicar a medição das diversas parcelas que constituem a deformação total?

- 6 — *Eng. Luiz Augusto Pinto Lima*, do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo.

Sabendo eu que o eng. Paulo Franco Rocha controlou diversos descimbramentos interessantes, peço, se fôr possível, algumas informações sôbre descimbramentos de estruturas importantes, nos quais não faltou um sério imprevisto: o mau funcionamento dos aparelhos de descimbramento.

Não é raro querer-se julgar o comportamento estático de uma estrutura, baseando-se apenas em resultados colhidos no contrôle de seu descimbramento. Em minha opinião, êsse julgamento é arriscado, pois freqüentemente, ao ser descimbrada, a estrutura já colabora com os cimbres na sustentação de seu pêso próprio e, às vêzes, deformações imprevistas do cimbramento realizam um sistema, estrutura-cimbre, de comportamento estático praticamente indefinido.

Quanto às influências das variações de temperatura nos resultados obtidos em ensaio, penso que interessam mais aos laboratórios de ensaio, que devem fornecer os resultados, já expurgados dessas influências. Na verificação do comportamento estático, empregando-se carga móvel, julgo que, na maioria dos casos, é possível a obtenção de medidas praticamente isentas de influências das variações térmicas; pois as estruturas têm comprimento relativamente pequeno e o tempo de permanência da carga sôbre elas é suficientemente curto para serem desprezíveis os movimentos e deformações, provenientes dessas variações e prejudiciais ao ensaio.

## RESPOSTAS AOS DEBATEDORES

pelo eng.º Paulo Franco Rocha

1) O pequeno coeficiente de majoração nasceu na Seção de Verificação de Estruturas do I.P.T., principalmente de uma situação de fato. Fomos chamados várias vezes a verificar obras, já sobrecarregadas muito além da carga para a qual tinham sido projetadas. Numa das provas citadas nesta comunicação, fomos chamados porque a laje, em certo trecho, estava sobrecarregada com arquivos de aço dispostos em faixas, que resultavam numa carga de mais de  $2.000 \text{ kg/m}^2$ . . . Para verificar qual o comportamento da estrutura em face de uma carga comparável à já aplicada, foram aproveitados outros trechos da mesma laje, sôbre os quais se efetuaram diversos carregamentos; para maior segurança das conclusões a se tirarem dos mesmos e levando em conta que nos ensaios de verificação da resistência, desaconselhamos as extrapolações, como já dissemos ao descrever êsse tipo de ensaio, surgiu a necessidade de se aplicar o coeficiente de majoração.

Além disso, o pequeno coeficiente de majoração leva em conta a pequena duração possível dos ensaios; as cargas máximas só são aplicadas durante um intervalo de tempo compatível com os ensaios correntes de verificação de estruturas. Nossos aparelhos não permitem uma observação muito prolongada, porque influências perturbadoras diversas falsearão o resultado se o ensaio se prolongar por muito tempo. O prof. van Langendonck, em sua conferência neste *Symposium*, falou nas cargas aplicadas durante longo espaço de tempo, o que não é possível ser levado em conta nesses ensaios de verificação de resistência.

Daí o coeficiente de majoração que adotamos: 20% a mais da carga máxima prevista nas condições mais desfavoráveis; não querendo isso dizer que tal coeficiente seja inflexível. A prova de carga é feita por etapas. Se notamos qualquer dúvida muito antes de se chegar à carga de cálculo, interrompemos o ensaio e damos por condenada, ou a obra, ou a carga.

O eng. Fernando Carneiro pergunta como interpretar os ensaios de verificação de resistência.

Aconselhamos êsse tipo de ensaio exatamente para as estruturas que não possam ser interpretadas de maneira teórica. Consistindo, portanto, a interpretação do resultado apenas no aspecto dos diagramas obtidos, tomando-se cargas e deformações como coordenadas. Desde que a flecha residual não ultrapasse 20% da total, conclui-se que há regime elástico de deformações.

Essa flecha de 20% pode não significar somente flecha da estrutura, porque parte dela pode decorrer da inércia dos aparelhos de medida, influências de temperatura e fatores estranhos ao ensaio.

Sobre a excessiva resistência das lajes, pode realmente, da leitura geral da minha comunicação, depreender-se que eu esteje, dizendo que as lajes são excessivamente fortes, superdimensionadas. Não temos experiência suficiente para dizer que, de modo geral, assim seja. O que fizemos foi tão somente a comparação entre a carga que atingimos e a carga de cálculo. A minha primeira afirmativa se baseia no curto espaço de tempo em que a carga foi aplicada à estrutura e não se constatou, portanto, por falta de aparelhamento que permitisse estudar demoradamente a estrutura, a sua influência desfavorável. Deve-se considerar ainda que a estrutura não foi carregada também em todos os painéis, de modo que uma laje carregada com essa carga máxima, tinha em sua circunvizinhança uma série de outras lajes descarregadas. Em face disso não podemos extrapolar para o total da obra.

Quanto às discrepâncias desfavoráveis, tenho a dizer que nos exemplos citados, não pude apontar em porcentagem os pontos que foram mais, ou menos, sobrecarregados. Mas no caso do arco com taboleiro intermediário em que as articulações não funcionaram, pode-se sentir que as seções dimensionadas para momentos máximos, não estavam sob a ação de tais momentos, porque poderiam estar deslocados para outra seção. Quando falo nos arcos articulados, por exemplo, com taboleiro na zona dos tirantes, digo que a estrutura principal se apresenta aliviada, mas êsse alívio é à custa de outra peça, que no caso será o taboleiro, o qual foi naturalmente dimensionado com parcimônia e os tirantes com excesso.

O colega me pergunta ainda quando se justifica fazer uma prova de carga. Não havia imaginado, porém, essa pergunta, e, por isso, não a incluí na primeira parte dêste trabalho, em que faço uma

revisão dos métodos gerais de verificação de estruturas, porque já o havia feito numa publicação anterior, logo após descrever o que é o ensaio de verificação do comportamento estático:

"Quando se deseja saber até que ponto o sistema estático real de uma estrutura coincide com o que foi previsto no seu projeto, faz-se um ensaio da categoria B; êsse é o tipo de ensaio a se recomendar, de um modo geral, para as estruturas que apresentam um sistema estático mais ou menos definido, como é o caso das pontes recém-construídas que se devam submeter a uma prova de recebimento antes de serem aceitas pela entidade que as mandou executar.

"Não nos parece necessário, aliás, diga-se de passagem, submeter tôdas as pontes, grandes e pequenas, a êsse ensaio de recebimento; as obras de menor importância, durante cuja execução, cuidadosamente fiscalizada, nada de anormal se observou, e cujos corpos de prova, regularmente remetidos a um laboratório oficial, acusaram cargas de ruptura acima das mínimas prefixadas, podem ser aceitas independentemente de uma prova de recebimento, que ficaria, antes, reservada para as grandes estruturas ou para aquelas que apresentassem inovações dignas de observação e estudo. Sugerimos, no entanto, para as estruturas do segundo caso, dada a falta entre nós de uma Polícia de Construções, a fixação antecipada de um critério bem definido para o julgamento das provas de carga; de fato, diante de um mau resultado num ensaio de recebimento, que providências tomar e como distribuir, com equidade, a responsabilidade do insucesso entre as diversas partes interessadas?" (1)

2) Temos sempre, para cargas rápidas, encontrado uma concordância satisfatória entre o módulo de elasticidade do corpo de prova e o da estrutura. Efetivamente há tentativas no sentido de relacionar o módulo de elasticidade à resistência do concreto. O prof. Rös, da Suíça, aconselha uma fórmula que liga o módulo de elasti-

cidade à ruptura de cilindros a 28 dias, fórmula essa obtida de um gráfico de uma série de resultados, dando pontos muito afastados, com dispersão considerável.

Do cálculo das flechas e da verificação do módulo que coincide com a flecha, o Prof. Rös chega à resistência prismática a 28 dias, que é comparada com a do corpo de prova rompido em laboratório, concluindo daí um coeficiente de segurança. Acho nisso um pouco de fantasia.

Nos diversos ensaios realizados no I.P.T., foi adotada a teoria clássica de se calcular o momento de inércia, homogenizando-se a seção, desde que se tome o  $n$  compatível com os valores elevados que adotamos para o concreto. Em alguns casos mesmo, adotamos  $2n$  para uma estrutura mista de concreto, material cerâmico e ferro. Obtivemos comparações interessantes entre o comportamento real e o teórico, adotando-se módulos de elasticidade diversos para o tijolo, o concreto e o ferro, e imaginando a seção em concreto levando-se em conta  $2n$ , ou mesmo  $3n$ . O momento de inércia levará em conta no cálculo da deformação a porcentagem variável de ferro nas diversas seções. É sempre o módulo de rigidez  $EJ$  que permite a comparação entre a deformação média e a calculada.

3) A precisão dos defletômetros nacionais para uso corrente, quando novos, é mais ou menos a mesma que a dos defletômetros Zeiss e Huggenberger. Quanto a ensaios dinâmicos, não trouxe aqui resultados, porque temos ainda pequena experiência. Acho muito interessante a dúvida levantada pelo eng. Marsillac sobre a resistência do aço a cargas instantâneas, mas, infelizmente, no momento, não tenho nenhum dado a fornecer.

4) Admito realmente que haja trechos em que se dê a passagem do estádio I para o II, não havendo, porém, uma passagem completa da estrutura.

5) O prof. Hollanda Lima pergunta como se distinguir a deformação lenta da elástica e da retração, nas medidas das deformações totais a que faço referência.

Na série de ensaios de que fiz menção, o tempo da prova era muito curto para se levar em conta a deformação lenta do concreto. Para a medida da deformação lenta existe, entre outros aparelhos sôbre os quais não tenho experiência, o deformômetro de Whittmore - Huggenberger que permite a medida de deformações durante um longo período de tempo. Como lembrou o prof. van Langendonck, as deformações lentas se processam em meses e não em horas. O deformômetro mede os deslocamentos observados entre dois pinos, que se encaixam na estrutura, e são protegidos das intempéries, mas o aparelho fica, pode-se assim dizer, permanentemente no laboratório.

Espalham-se êsses pinos aos pares (o espaçamento entre os pinos de cada par é de 254 mm e a precisão do aparelho é de 0,01  $\text{‰}$ ) nos pontos que se quer estudar. Periòdicamente leva-se o aparelho ao campo e fazem-se leituras.

Das discrepâncias observadas, se obtém a medida da deformação. Mas, êsse não é um tipo de ensaio comumente empregado nas verificações de estruturas.

6) Realmente a Seção de Verificações de Estruturas do I.P.T. tem uma série de observações interessantes sôbre descimbramentos, do qual não tratei porque o tema escolhido fôra: "Divergência entre cálculo e realidade". É interessante chamar a atenção para o mau funcionamento dos aparelhos de descimbramento, apesar de ser uma questão mais afeta à fase de execução. O eng. Pinto Lima já descimbrou uma estrutura a machado, porque as caixas de areia não funcionaram. O mesmo sucedeu ao Prof. van Langendonck, quando descimbrou um viaduto.

Nunca me vi forçado a descimbrar uma estrutura a machado, mas já fui obrigado a fazê-lo com um esguicho d'água. Quando se abriram os orifícios das caixas de areia, esta, estando molhada, não escoou conforme antes se previra; a solução única encontrada no momento foi a de se forçar a expulsão da areia por um jato d'água, introduzindo-se um esguicho comum nas aberturas das caixas.

O eng. Pinto Lima lembra ainda, que as medidas observadas, durante o contrôle do descimbramento, não servem para verifica-

ção do comportamento estático da obra. De fato. Em primeiro lugar, as peças estruturais principais não estão ainda com tôdas as suas ligações feitas. Em segundo lugar, a deformação lenta influi sôbre as flechas totais. Há ainda os casos em que a estrutura por influência da temperatura já está parcialmente carregada com o seu próprio pêso. O contrôle do descimbramento é uma operação que serve principalmente para a fase de descimbramento, para que êste chegue a bom térmo. Quanto à influência da temperatura, a minha resposta será a mesma a ser dada ao eng. F. Carneiro.

E' o que resumi em trabalho anterior :

"Cumpre notar que a influência perturbadora das variações de temperatura tem especial importância para os ensaios das categorias A e C: tanto num caso como noutro, é recomendável proteger os fios com cortiça, para poder admitir-se que todos êles estejam numa mesma temperatura de variação lenta e uniforme; se se quiser conhecer o valor das deformações originadas, unicamente, pelo descimbramento ou pela aplicação da carga crescente, far-se-á também um "ensaio de temperatura". Os ensaios de categoria B ou D, devido à sua curta duração e à possibilidade de se tomarem várias "origens" parciais para as deformações, são, em geral, pouco influenciadas pelas perturbações estudadas no presente capítulo e podem, na maioria dos casos prescindir de precauções especiais a respeito da temperatura." (2)



(1) e (2) — Eng. Paulo Franco Rocha — "Ensaio de Verificação de Estruturas suas possibilidades e limitações" — Boletim do D.E.R. — outubro de 1942.