

MEIO SÉCULO DE UM ÍCONE DA ENGENHARIA

RICO EM DETALHES TÉCNICOS SOBRE AS VÁRIAS ETAPAS CONSTRUTIVAS DA PONTE RIO-NITERÓI, QUE COMPLETOU 50 ANOS DE EXISTÊNCIA, O DEPOIMENTO A SEGUIR CONFIRMA OS DESAFIOS TECNOLÓGICOS E DE LOGÍSTICAS QUE FORAM VENCIDOS PELA ENGENHARIA BRASILEIRA DURANTE SUA CONCEPÇÃO E CONSTRUÇÃO. O RELATO GANHA RELEVÂNCIA AINDA MAIOR POR SER FEITO PELO ENGENHEIRO QUE ESTEVE PRESENTE DESDE O ESTUDO DE VIABILIDADE, PASSANDO PELA FASE DO PROJETO EXECUTIVO DA OBRA E SUAS ALTERAÇÕES ATÉ SUA VERSÃO FINAL

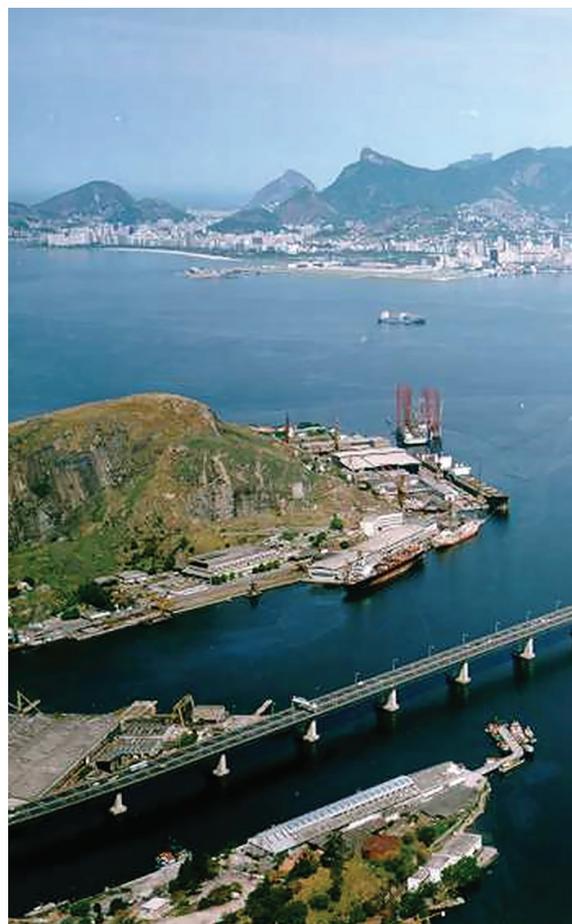


FIG. 1 - VISTA PANORÂMICA DA PONTE RIO-NITERÓI

POR
BENJAMIN ERNANI DIAZ *
(IN MEM.) ANTONIO A. DE NORONHA FILHO **



ANTONIO A. DE NORONHA FILHO (IN MEM.)



BENJAMIN ERNANI DIAZ

1. INTRODUÇÃO

A ponte Rio-Niterói completou, no último mês de março, 50 anos. Como participante no estudo de viabilidade da ligação Rio-Niterói, assim como na preparação dos documentos de licitação de construção, do projeto executivo da obra, bem como de modificações posteriores do projeto executivo na firma Noronha Engenharia, pretendo apresentar alguns fatos interessantes sobre as várias fases do projeto, da construção e do acompanhamento da obra nestes 50 anos. Agradeço ao Eng. Antonio P. de Araujo a revisão do texto. Ele atuou na equipe de projeto na firma Noronha, desde o início do projeto.

Em resumo, a obra pode ser tratada sempre sob três pontos de vista bem individualizados:

- Projeto
- Construção
- Acompanhamento da obra depois de inaugurada

Quero lembrar que a minha atuação durante o projeto e a construção se deu como Chefe de Projeto, atuando na firma Noronha Engenharia, chefiada pelo Eng. Antonio Alves de Noronha Filho, presidente da empresa. O Eng. A. A. Noronha Filho, já falecido, teve atuação importante nas fases de estudos de viabilidade e no desenvolvimento do projeto estrutural da obra e na concepção das estruturas da Ponte, como veremos. O Eng. A. A. de Noronha Filho tinha como pai o famoso Professor Titular da UFRJ, Antonio Alves de Noronha, projetista de diversas obras icônicas brasileiras, tais como o arco da ponte Ernesto Dornelles sobre o Rio das Antas (vão livre de 186m) e a cúpula do Hotel Quitandinha.

A obra pode ser subdividida em quatro grupamentos principais: Acesso Rio, Acesso Niterói, Ponte de concreto protendido sobre o mar e Ponte em estrutura de aço dos vãos principais

(*) Engenheiro civil formado pela Escola de Engenharia UFRJ (1960), foi chefe de Projeto da Ponte Rio-Niterói, é professor emérito da UFRJ.

(**) Engenheiro civil com especialidade em Estrutura pela UFRJ, mestre em Engenharia pela Cornell University (USA), participou do estudo de viabilidade, foi o principal projetista e atuou na supervisão da construção da Ponte Rio-Niterói, tendo sido pioneiro no uso de programas de computador em análises estruturais. Faleceu em 1987.



CORTANDO A BAÍA DA GUANABARA

Na realidade, a ponte, em vista do enorme volume de obras, contou com a participação de diversas firmas atuantes no desenvolvimento do projeto, na prepara-

ção de equipamentos de construção da superestrutura, no projeto e fabricação de equipamentos de montagem da superestrutura, na fabricação da ponte de aço, na operação de soldagem dos diversos elementos parciais de fabricação da ponte de aço, na sua montagem e na execução das fundações de tubulões no mar, e de estacas tipo Franki para as estruturas dos dois acessos à ponte, etc.

Atuaram no projeto, na construção e na manutenção centenas de engenheiros, técnicos e, também, milhares de operários. A lista completa dos principais profissionais que atuaram nas obras pode ser conferida na versão online da revista no portal da ABECE (Ver indicação e link no final do artigo). Tentarei mostrar como o projeto e várias decisões importantes foram tomadas pelos diversos

agentes participantes do projeto, da construção pelos dois consórcios construtores e, também, das fases iniciais de manutenção da obra, depois de inaugurada.

O traçado rodoviário dos viadutos em Niterói foi estudado pelo arquiteto João H. Rocha e o engenheiro Baruch Milman.

2. ESTUDO DE VIABILIDADE DA LIGAÇÃO RODOVIÁRIA RIO-NITERÓI

O primeiro contrato delegado a Noronha Engenharia foi o estudo da viabilidade técnica da ligação rodoviária entre Rio e Niterói. Participaram deste estudo as firmas Noronha Engenharia, Howard Needles Tammen & Bergendoff designada aqui por HNTB, e a firma Wilbur Smith, especializada em estudos de tráfego. Foram analisados três traçados para efetuar a ligação rodoviária entre as duas cidades: a ligação rodoviária que corresponde à ligação atual; a ligação por meio um túnel sob a Baía da Guanabara, unindo os centros das cidades; além de uma ligação urbana por meio de uma ponte elevada entre os centros das duas cidades passando por baixo do Aeroporto Santos Dumont, no Rio de Janeiro.

O estudo mostrou que a solução de unir as duas cidades não passando pelos centros urbanos seria recomendada. Assim, foi definida a geometria da ligação rodoviária atual, que tem se mostrado adequada. A solução por meio de um túnel entre os dois centros urbanos seria mais conveniente para uma ligação metroviária. Curiosamente tal solução continua a ser estudada, sendo que o Projeto Básico, elaborado pela Noronha Engenharia, foi desenvolvido e concluído no final de 1.999.

3. O CONTRATO DO PROJETO EXECUTIVO DA LIGAÇÃO RODOVIÁRIA

Inicialmente ficou caracterizado que a ligação rodoviária faria parte da Rodovia Federal Litorânea BR 101, que une atualmente Touros no Rio Grande do Norte à São José do Norte no Rio Grande do Sul.

Foi constituído inicialmente uma Comissão Governamental responsável pela gerência federal da construção da ligação rodoviária, diretamente subordinada ao Ministério dos Transportes, sem interfe-

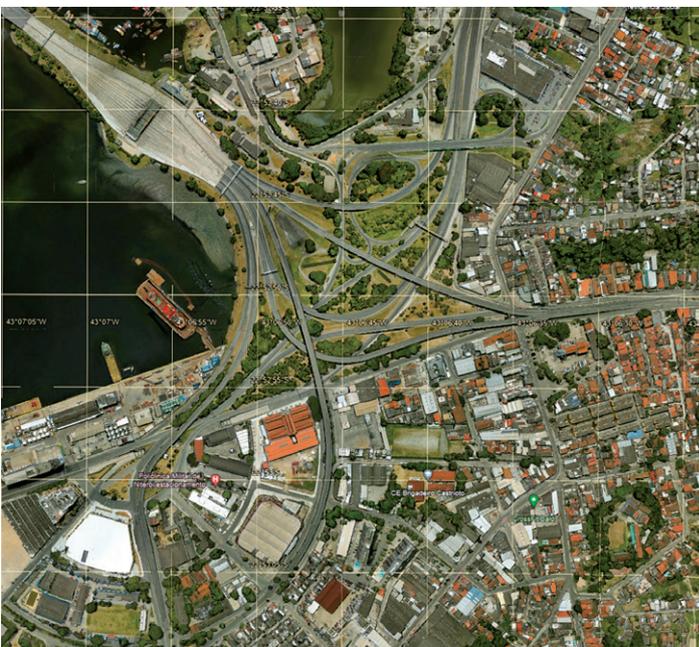


FIG. 2 – ACESSO NITERÓI COM A PRAÇA DE PEDÁGIO

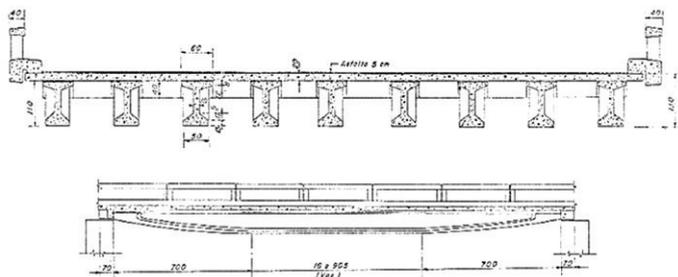


FIG. 3 – VIGAS TIPO A

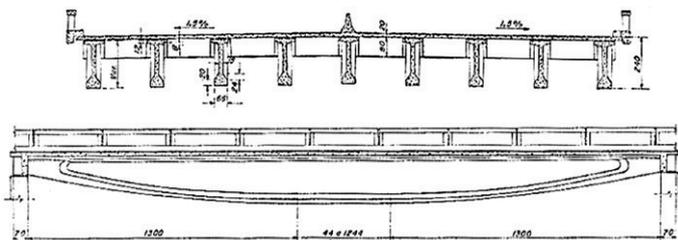


FIG. 4 – VIGAS TIPO B

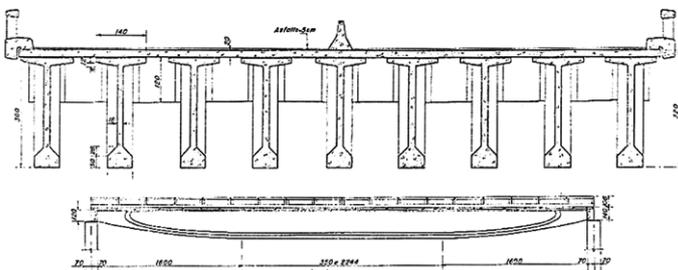


FIG. 5 – VIGAS TIPO C

rência do DNER. Após a licitação e posteriores entendimentos, o contrato foi delegado à firma Noronha em consórcio com a firma americana HNTB. Depois da assinatura do contrato ficou decidido que o projeto estrutural ficaria subdividido entre a firma Noronha Engenharia, que faria o projeto dos viadutos dos Acessos Rio e Niterói, bem como a ligação em concreto protendido pelo mar; e a firma HNTB, com a responsabilidade do projeto dos vãos principais em estruturas de aço.

De início, o engenheiro Noronha Filho definiu qual o sistema estrutural a ser utilizado nos dois acessos à ponte. Este sistema inicial era constituído por três tipos de vigas isostáticas, que podiam ser utilizadas para diversos vãos variáveis, definidos por contingências rodoviárias. As vigas protendidas eram de altura variável com a conformação de barriga de peixe, que serão tratadas aqui como “barrigudas”. Em vista das dificuldades geométricas do tabuleiro, as transversinas intermediárias foram eliminadas do projeto, mantendo-se somente as transversinas de apoio. Tanto a laje como as transversinas de apoio foram protendidas.

e o uso de aduelas pré-moldadas instaladas sobre os cabos, constituindo uma viga de altura variável, depois da união entre aduelas. Um modelo destas vigas, designadas de vigas pênsil foi ensaiada na Coppe, servindo de tese de mestrado do professor Nagato da UFRJ. Estas ideias foram patenteadas pela Noronha. Algumas das ideias similares foram utilizadas mais tarde pelo Eng. T. Y Lin dos EUA em projetos de pontes.

Os comprimentos das vigas dos Acessos foram todos calculados com o programa COGO que permitia com precisão de centímetro, sem qualquer erro de dados durante o projeto.

Enquanto isto, a equipe de projeto iniciou uma investigação de qual solução estrutural mais adequada seria adotada para a ponte de concreto sobre o mar. Pode-se afirmar que a ponte Rio-Niterói se baseou em dois modelos de estruturas protendidas contínuas previamente executadas em obras na Europa.

- a. A ponte sobre o mar, unindo a ilha de Oléron ao continente na França, foi construída pela firma Campenon Bernard, tendo como chefe de



FIG. 6 – A ESTRUTURA COM AS BARRIGUDAS É ADEQUADA ESTETICAMENTE

Os três tipos de vigas barrigudas estão mostrados ao lado.

É de se ressaltar que Noronha Filho havia previamente desenvolvido uma ideia de executar pontes de grande vão em etapas com a montagem prévia dos cabos de tração entre apoios



FIG. 7 – VIGAS PRÉ-MOLDADAS DO ACESSO RIO. O TRECHO DA PARTE SUPERIOR DA FIGURA ESTÁ SOBRE A AV. RIO DE JANEIRO EM ÁREA DO PORTO CARIOCA

projeto o engenheiro Jean Müller. A ponte protendida contínua de altura variável, tem vãos máximos de 79m. A construção foi pré-moldada com aduelas coladas com epóxi. A técnica era revolucionária e desenvolvida pela firma francesa.

- b. O viaduto do vale do rio Sieg na Alemanha construído pela firma Polenski & Zöllner, tendo como chefe de projeto o engenheiro Hans Wittfoht. A ponte curva apresenta vãos máximos de 105m e a estrutura tem altura constante de 5,08 m. A superestrutura é constituída por



FIG. 8 – PONTE DA ILHA DE OLÉRON (FRANÇA), CONSTRUÍDA POR CAMPENON BERNARD



FIG. 9 – PONTE DE OLÉRON (FRANÇA), EM EXECUÇÃO COM UMA TRELIÇA DE MONTAGEM

uma viga celular e largura de 30,5 m. A execução foi em aduelas moldadas *in situ* tradicionais executadas com auxílio de uma treliça de aço que podia vencer os vãos de 105m.



FIG. 10 – VISTA DA PONTE CURVA SOBRE O VALE DO RIO SIEG (ALEMANHA)

A ponte de aço foi projetada pela firma HNTB, incluindo até um estudo de uma fita pênsil proposta pela firma alemã assessora Dyckerhoff & Widman. O chefe de projeto americano foi James Graham.

Foram preparados os documentos técnicos de licitação da obra, adotando três tipos de estruturas:

- a. Ponte de concreto sobre o mar. A ponte protendida colada de altura constante com vãos de 80 m, com a superestrutura formada por duas vigas contínuas paralelas, unidas pela laje superior. Esta laje superior de rolamento seria protendida transversalmente. As fundações seriam formadas por tubulões de 1,8 m de diâmetro com carga máxima no ELS de 10000 kN.

- b. Viadutos de Acesso em estrutura protendida constituída por vigas barrigudas de 3 alturas diferentes com comprimentos variáveis. A laje superior de rolamento era protendida. A viga mais usual utilizada (Viga B) servia principalmente para um vão de 32 m.
- c. Ponte de aço para os 3 vãos principais da ponte: 200 m, 300 m e 200 m. A ponte apresentava duas vigas contínuas paralelas de altura variável. A laje de rolamento era constituída por laje ortotrópica totalmente executada em aço. O pavimento era de asfalto com 5 cm de espessura. O projeto inicial proposto das fundações dos vãos principais era em caixão, que mais tarde foi modificado para um projeto com tubulões de 1,8 m.

4. PROJETO RODOVIÁRIO DA PRN

O projeto rodoviário inicial teve assessoria inicial da firma americana HNTB. Cada pista asfaltada tem 12,2 m o que incluía 2 trechos de 0,6 m, junto às extremidades e 3 faixas de 3,67 m inicialmente. As faixas de tráfego iniciais foram reduzidas pelas firmas de manutenção. Inicialmente encolhidas para 3,5 m (praxe brasileira) e mais tarde, em certas rampas em subida, para 3 m.

5. AÇÕES DO PRIMEIRO CONSTRUTOR CCRN

A licitação de construção foi preparada com vários documentos do anteprojeto. O Consórcio Construtor Rio Niterói (CCRN) foi escolhido com a melhor proposta. O Consórcio era liderado pela Construtora Ferraz Cavalcanti com as empresas Servix Engenharia e Empresa de Melhoramento e Construção. Aquela empresa já tinha experiência em pontes coladas desenvolvida pelo brilhante engenheiro brasileiro Roger Castier da firma Ferraz Cavalcanti.

A primeira ação importante do CCRN foi contratar a firma francesa Campenon Bernard como consultora de fabricação e fornecedora de equipamentos. Esta decisão foi de grande importância para a ponte Rio Niterói posteriormente. O consórcio CCRN comprou e importou as fôrmas metálicas especializadas para a construção colada já experimentada na França. A técnica exige que as aduelas sejam concretadas uma contra a precedente, duas de cada vez. O que se obtém com isto é que as duas faces de contacto posterior são rigorosamente iguais, a menos de deformações posteriores de fluência, provocadas pela estocagem das aduelas.

A firma francesa forneceu inicialmente também duas treliças de aço, especializadas na montagem das aduelas coladas. A

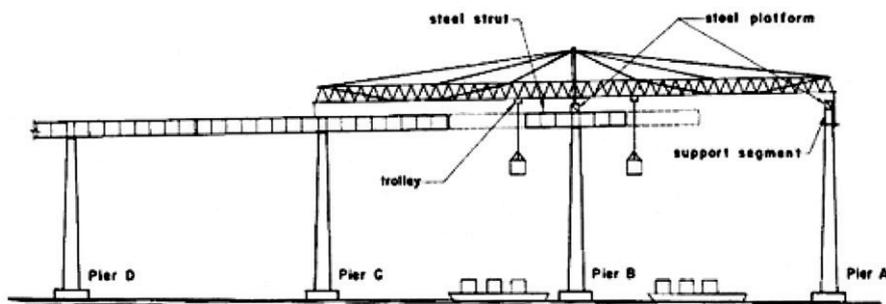


FIG. 11 – TRELIÇA DE MONTAGEM. FORAM USADAS 4 DELAS NA OBRA



FIG. 12 – VISTA DE 2 TRELIÇAS DE MONTAGEM EM FUNCIONAMENTO

treliça além disso podia montar aduelas de uma ponte curva. Deve-se lembrar que a treliça de aço estabilizava o duplo balanço durante as fases construtivas, evitando momentos fletores nas cabeças dos pilares, uma função muito importante. Para isso existia uma escora que se movimentava ao longo da treliça.

A ponte prevista possuía a estrutura mais simples de todas. A viga era contínua de altura constante. As almas eram de espessura constante e as lajes possuíam mísulas.

A cada 400 m (no trecho de baixa elevação) e 480 m (no trecho em rampa) foi projetada uma aduela de rótula numa zona de momento fletor reduzido. Os detalhes das ancoragens inferiores dos cabos positivos foram propostos pela Campenon Bernard. Em alguns casos havia ruptura de fios durante a protensão. Verificou-se que estas pequenas rupturas não eram importantes. As fôrmas das aduelas da rótula foram apresentadas pela firma francesa ao projetar as fôrmas metálicas destas duas aduelas especiais. Mais tarde, a equipe de projeto modificou a armadura sugerida de modo a corresponder a uma estrutura formada por bie-las e tirantes.

Os canteiros de pré-fabricação foram instalados na Ilha da Cidade Universitária, designada por Ilha do Fundão. Isto significou que toda a parafernália de pré-fabricação foi instalada previamente pelo CCRN com a assessoria de montagem da firma francesa.

Dois grandes problemas deste consórcio foram criados por duas decisões capitais. O equipamento definido para a escavação dos tubulões de 1,8 m foi da firma Caldwell, que não conseguia efetuar uma escavação adequada do tubulão para a carga de trabalho de 10000 kN no ELS.

O outro problema era derivado do temor do consórcio CCRN em enfiar os cabos de protensão nos dutos prévios de protensão. Foi imposto pelo construtor um projeto de execução especial em que a laje superior das aduelas era concretada em duas etapas: uma laje de 15 cm e uma complementação de 7 cm, totalizando 22 cm. Os cabos de protensão longitudinais de 12 cordoalhas de 12,7 mm iriam correr sobre a laje de 15cm espalhados e sem bainhas. A própria firma francesa, fornecedora dos equipamentos, admitia este tipo de execução,

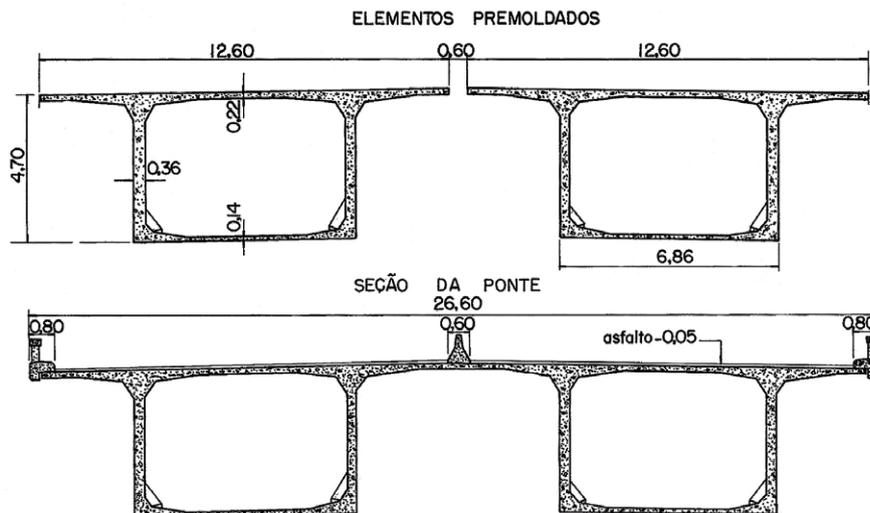


FIG. 13 – SEÇÃO MUITO SIMPLES DO PROJETO. ALTA CONSTANTE DE VIGA 4.7 E ESBELTEZ 1/17

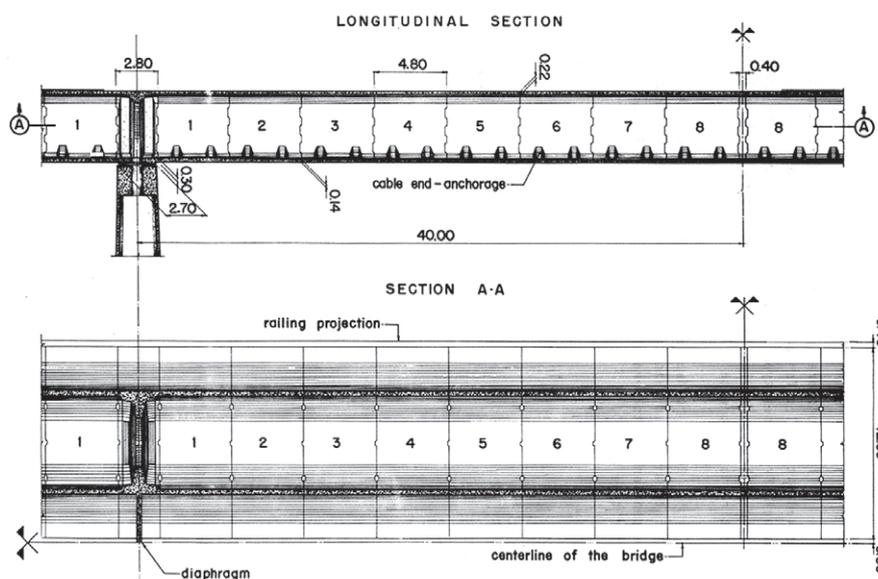


FIG. 14 – ELEVAÇÃO E PLANTA DA VIGA, MOSTRANDO AS 8 ADUELAS USUAIS POR BALANÇO E A ADUELA DE APOIO

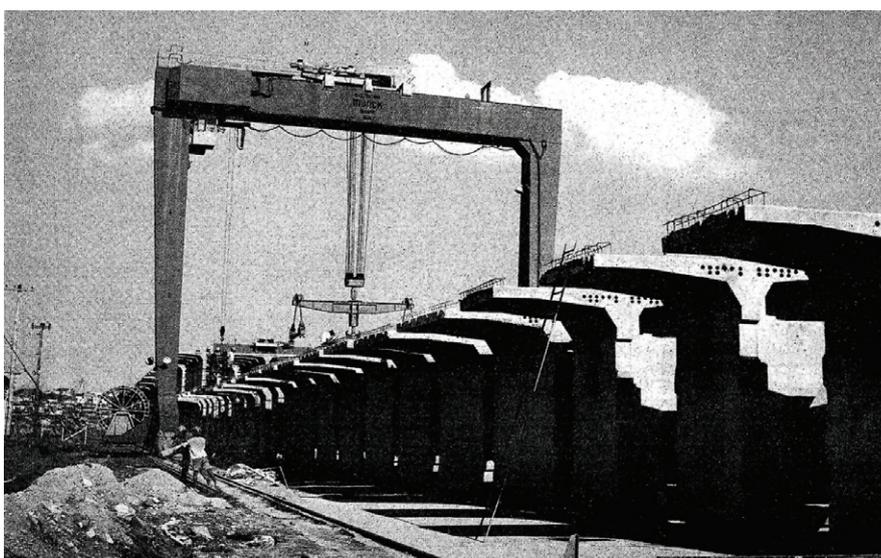


FIG. 15 – CANTEIRO DE PRÉ-FABRICAÇÃO NA ILHA DO FUNDÃO, NA CIDADE UNIVERSITÁRIA

informando que o engenheiro francês Eugene Freyssinet já havia executado uma pequena ponte na França com características similares. Era opinião desse autor que esta execução, inicialmente proposta, era completamente inadequada quanto à durabilidade da obra. A equipe de projeto da Noronha chegou a solicitar um ensaio a fadiga da laje assim executada, em Munique, Alemanha. Este ensaio deu resultados adequados.

Ao testar os tubulões executados pelo equipamento Caldwell, suportando tanques de água como contrapeso, o dispositivo de ensaio ruiu durante o enchimento dos tanques de água. É provável que a ruína se deu pela incapacidade de um dos tubulões executados de suportar a carga de ensaio. Ainda sob a atuação do CCRN, a equipe de projeto da Noronha continuou a projetar trechos pré-moldados e concretados *in situ* em vários locais ao longo do trecho sobre o mar.

- Trecho do pilar 394 do Acesso Rio ao P38 da ponte sobre o mar *in situ*, com um balanço de 40m em aduelas pré-moldadas.
- Trecho do P122 ao P123 e P124 ao P125 na Ilha de Mocanguê *in situ*
- Trecho do P140 ao P141 na Ilha do Caju *in situ*
- Trecho do P142 ao P144 entre a ilha do Caju e o aterrado em Niterói *in situ* com dois vãos de 52m.
- Dois trechos pré-moldados em 2 duplos balanços cada um, entre os pilares P97 -P98 e P103-P104, com um comprimento de 92m.

Em vista deste insucesso do ensaio e de outros fatos de construção, foi decidido, pelo governo militar, desapropriar a

firma construtora. Foi criada logo a seguir a firma ECEX -Empresa de Construção e Exploração da Ponte Rio-Niterói, que deveria administrar a construção da PRN. Os equipamentos de construção do consórcio CCRN ficaram de posse da ECEX.

6. AÇÕES INICIAIS DO CONSÓRCIO CONSTRUTOR GUANABARA

A firma gestora ECEX foi criada depois da desapropriação. Esta entidade se reportava diretamente ao Ministro dos Transportes, Mario David Andreazza, que se interessava em ter esta obra concluída. A ECEX entrou em entendimentos com a segunda firma que havia participado da licitação anterior para que assumisse a construção da obra. Este Consórcio Construtor Guanabara era constituído pelas firmas Camargo Correa, Mendes Junior, Construtora Rabello e Sobrenco. Esta última firma abandonou o consórcio, em vista dos problemas causados após o acidente com o viaduto Paulo de Frontin em construção por esta firma. O Eng. Bruno Contarini assumiu a Diretoria Técnica da obra e o Eng. Mario Vila Verde chefiou o Departamento de Detalhamento de Construção. O Eng. Contarini havia trabalhado na Argélia projetando estruturas concebidas pelo arquiteto Oscar Niemeyer. Já o Eng. Vila Verde havia participado na construção de diversas obras de Brasília, incluindo a Catedral. Ambos já faleceram.

Várias decisões importantes foram implementadas por Contarini. Foi mantida a continuidade do contrato de assessoria com a firma francesa Campenon Bernard

para a construção da viga protendida sobre o mar, a compra de equipamentos de perfuração dos tubulões até a rocha, fabricados pelas firmas Bade e Wirth, uma medida muito importante, além da decisão de construir as lajes superiores das aduelas numa só vez.

A equipe de projetos da Noronha Engenharia iniciou a modificação do projeto inicialmente previsto em execução da laje superior em duas etapas. A ideia deste projeto modificado é interessante e será comentado aqui. Deve-se partir de uma fôrma frontal de aço das aduelas com as aberturas para passagens de cabos em posições imutáveis. A cablagem deveria ser modificada para ser enfiada, mas sempre ocupando as mesmas posições pré-estabelecidas ao se deslocarem no sentido transversal das aduelas. As ancoragens seriam sempre localizadas em mísulas existentes na laje superior. Isto é, a cablagem não desceria pelas almas. Os cabos seriam praticamente retos o que facilitava a sua enfição.

Uma outra decisão importante do Eng. Contarini foi adotar dutos de protensão formados por eletrodutos lisos de aço. Isto significava que havia ainda o temor de não funcionar a enfição de dutos de protensão em dutos formados por bainhas formadas por fitas de aço enroladas em hélice. Esta decisão capital foi de enorme sucesso durante a construção. Nunca houve problemas de enfição de cabos. Somente em casos de erros de enfição, em que o cabo que deveria atingir uma determinada aduela atingisse outra.

Outra decisão do Eng. Contarini foi exigir que a firma fabricante do epóxi Ciba-Geigy (existente ainda na época da

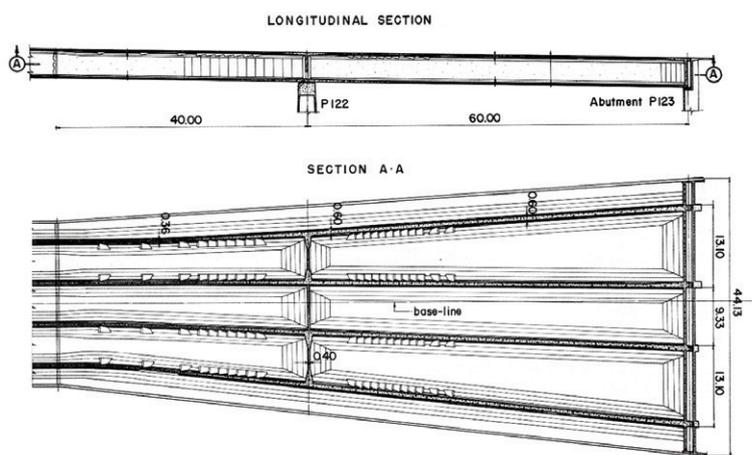


FIG. 16 – TRECHO ENTRE O P121 E O P123 COM LARGURA AUMENTADA

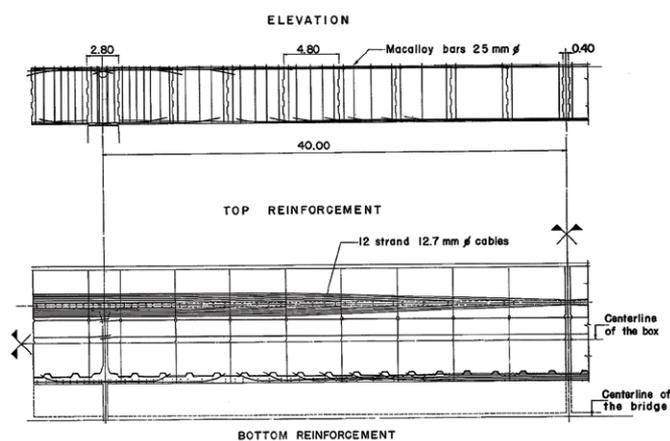


FIG. 17 – CABLAGEM REPROJETADA PARA A LAJE SUPERIOR DE 22CM CONCRETADA DE UMA SÓ VEZ

construção) fornecesse e aplicasse a cola durante a construção sem qualquer intermediário.

7. TRECHO PRÉ-MOLDADO ENTRE OS PILARES P97-P98 E P103-P104 COM BALANÇOS DE 40 M

Os dois trechos pré-moldados P97-P98 e P103-P104 com comprimento de 92m, em aduelas coladas, próximos aos vãos principais, foram projetados pela equipe de projeto, especificamente pelo Eng. Eulálio P de Araujo. As duas estruturas pré-moldadas foram concretadas na Ilha do Fundão com um esquema interessante imaginado e colocado em prática pelo Eng. Mario Vila Verde. Vale a pena comentar esta ideia. O trecho foi concretado completo em duas fases consecutivas. Inicialmente, as aduelas foram concretadas deixando sempre uma aduela sem concretar entre duas aduelas. Em seguida as aduelas não concretadas eram concretadas entre duas aduelas previamente concretadas. Assim a concordância entre seções contíguas era obtida.

Estes vãos foram executados antes da chegada das treliças de montagem ao local crítico, para que não houvesse atraso na montagem dos vãos de aço centrais, já que um vão de 44m de aço se apoiava também na estrutura de concreto. Além disso havia necessidade de construir os vãos especiais de 92 m próximos aos vãos principais. Na época foi estudada, para este trecho, a execução de estruturas de aço propostas pelo Eng. Contarini para resolver o impasse. O projeto foi desenvolvido pelo Eng. Vilas Boas da Projectum e apresentado a ECEX. Mas a equipe de projeto da Noronha concebeu a construção antecipada em concreto pretendido por meio de pilares provisórios que foram mais tarde demolidos. Uma treliça pequena de montagem especial foi comprada na França para efetuar a montagem antecipada, sem as treliças longas de montagem. A solução adotada foi bem mais econômica e rápida do que a proposta em estrutura de aço. Também não havia previsão de tempo de execução para um novo trecho complexo de aço. E a construção foi realizada a contento e a tempo suficiente para não atrasar a montagem da estrutura de aço.

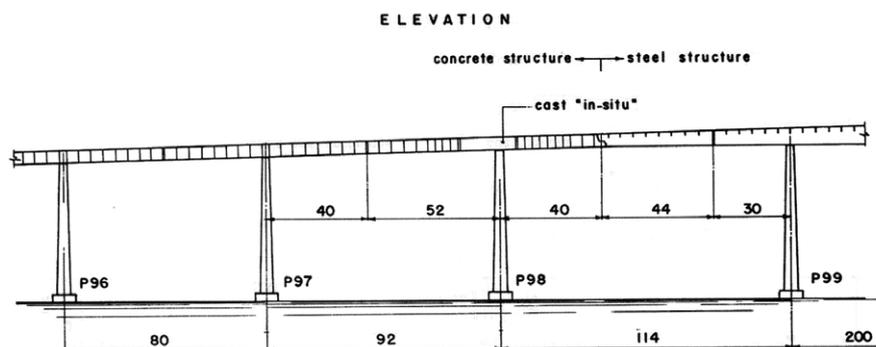


FIG. 18 – TRECHO DE 92M AO LADO DOS VÃOS PRINCIPAIS. O TRECHO DE 12M FOI CONSTRUÍDO IN SITU COM UM PILAR PROVISÓRIO AO LADO DO P98 PARA ATENDER AO PRAZO CONTRATUAL DE MONTAGEM DOS VÃOS CENTRAIS DE AÇO

A estrutura usual projetada pela firma Noronha previa durante a montagem das aduelas, que a viga era provisoriamente engastada nos pilares. Como já comentado, a treliça de aço adicionalmente estabilizava o duplo balanço por meio de uma escora. Mas o projeto exigia que os apoios provisórios de concreto fossem substituídos por 4 apoios de neoprene em linha. Deve ser ressaltado o arrojo desta operação em levantar o duplo balanço de 40 por meio de macacos tóricos e instalar, sob a transversina de apoio, os 4 aparelhos de neoprene. Esta operação foi resolvida a contento pela equipe Contarini e Vila Verde.

Curiosamente esta operação nas duas primeiras tentativas não deu certo, porque os macacos tóricos romperam. Toda a superestrutura desceu cerca de 4cm. O Eng. Mario Vila Verde informou a este autor que o problema era que a solda utilizada na emenda dos macacos tóricos precisava ser muito dúctil.

É preciso lembrar que uma vez iniciada a montagem das aduelas coladas, a forma do duplo balanço não pode mais ser modificada. Na realidade poucos conseguem perceber, mas o greide da PRN é uma poligonal com erros da ordem de até 20cm. Isto pode ser notado pela altura do meio-fio dos passeios laterais da ponte. A obra conseguia acertar as pontas dos

dois balanços operando sobre os macacos tóricos quando da instalação dos aparelhos de apoio definitivos. Foi uma operação bastante sofisticada. O guarda corpo pré-moldado instalado depois da montagem está com greide impecável.

8. SOBRE A TÉCNICA DAS JUNTAS COLADAS COM EPÓXI

Existe um artigo extenso sobre este assunto preparado por esse autor. Não iremos repetir o assunto aqui. Na verdade, a mistura de epóxi foi estudada e proposta pela firma Campenon Bernard. Era exigida uma mistura do epóxi com sílica em pó, para que o módulo transversal G tivesse o mesmo valor do concreto. O Eng. Contarini aumentou o número de dentes da junta colada para 3 de maneira a melhorar o comportamento ao cisalhamento da junta colada ao reiniciar a concretagem das aduelas.

A equipe de projeto da Noronha exigiu que toda a mistura de epóxi fosse testada para cada aplicação. Como a montagem era muito rápida, havia o temor que a pega do epóxi não se completasse a tempo suficiente para permitir uma montagem rápida. Pois bem, este cuidado em examinar a pega do epóxi durante a montagem

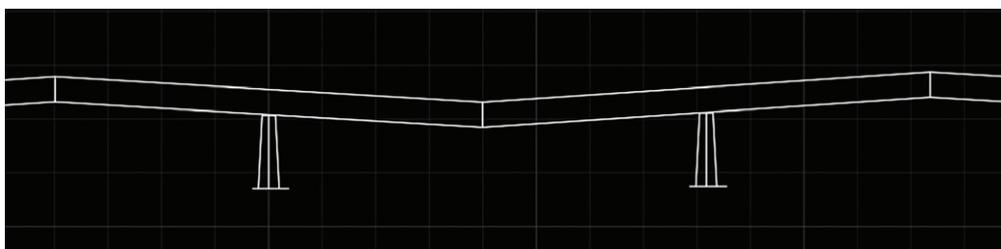


FIG. 19 – O GREIDE PRONTO DA PRN É EM ESSÊNCIA UMA POLIGONAL, JÁ QUE NÃO SE PODIA MODIFICAR A FORMA DA ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA

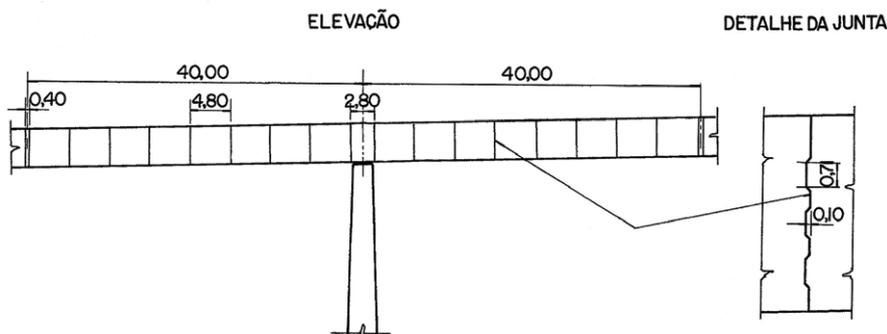


FIG. 20 – DISTRIBUIÇÃO DAS ADUELAS. TRÊS DENTES NA JUNTA DE COLAGEM FOI PROPOSTO PELO ENGENHEIRO CONTARINI

mostrou ser necessário, já que uma vez, por uma razão não definida naquela ocasião, o epóxi aplicado não endureceu. A obra efetuou uma eliminação da camada de epóxi paulatinamente, demolindo a junta localmente e a substituindo por uma concretagem local de pega muito rápida. Uma decisão extremamente corajosa e eficiente.

Por solicitação da equipe de projeto, foi ensaiado no Laboratório de Munique, Alemanha, sob a direção do Prof. Herbert Kupfer, um modelo estrutural

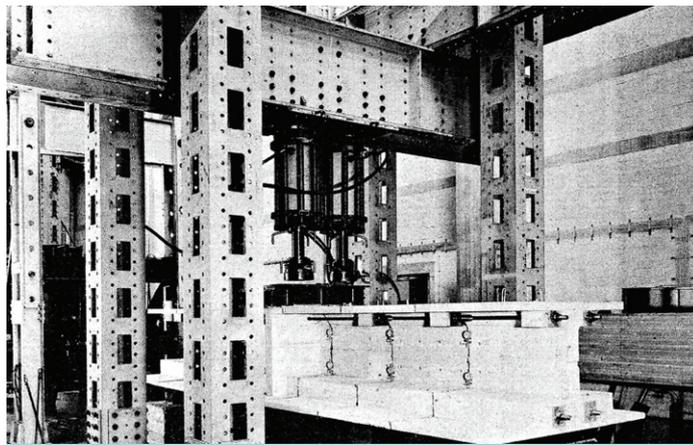


FIG. 21 – ENSAIO DO MODELO REDUZIDO DA PONTE EM MUNIQUE, UM PROJETO DO PROFESSOR HERBERT KUPFER

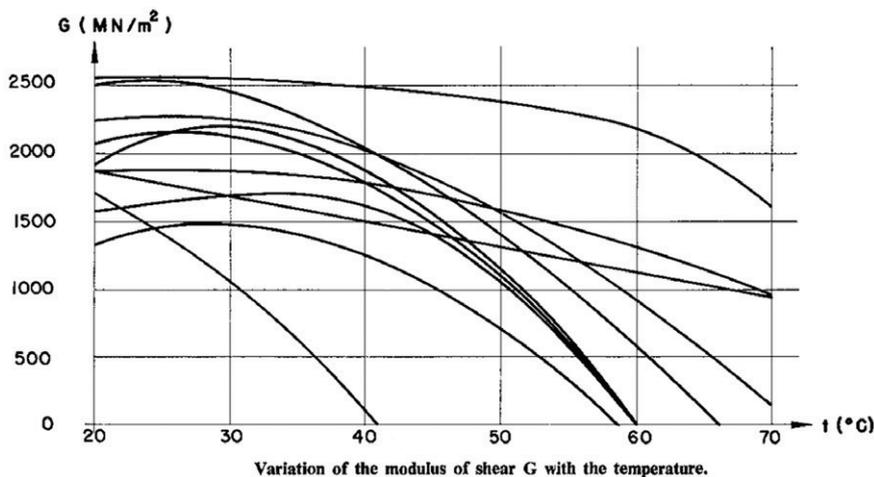


FIG. 22 – ENSAIOS DA CAMPENON BERNARD PARA A DEFINIÇÃO DO EPÓXI EMPREGADO NA OBRA

da ponte colada para exame do comportamento das juntas coladas. O comportamento foi adequado.

A seguir são mostrados os ensaios testados pela Campenon Benard para a definição da mistura a ser aplicada.

E na figura seguinte, mostram-se como eram efetuados os ensaios pela firma Geotécnica na obra para

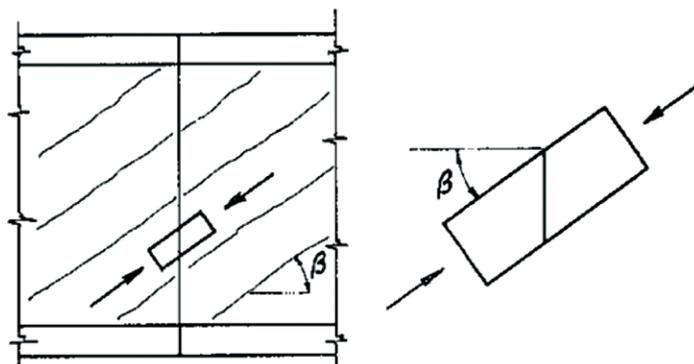


FIG. 23 – A JUNTA COLADA TEM QUE RESISTIR AOS ESFORÇOS CISCALHANTES COMO INDICADO ACIMA

exame do comportamento da junta colada do epóxi. O que deve ser testado quanto à junta é a capacidade da junta colada de transmitir os esforços de cisalhamento.

Note como um corpo de prova representativo da alma deve ser ensaiado. Um detalhe especial teve de ser estudado com extremo cuidado para que as barras verticais de protensão Dywidag, que foram utilizadas para resistir ao

cisalhamento e suspender as aduelas durante a montagem, estivessem bem ancoradas na região das ancoragens inferiores destas barras. As ancoragens inferiores não podiam atingir a laje inferior, em vista dos espaços ocupados pelos cabos longitudinais. Foi efetuada uma verificação especial. A armadura vertical de estribos em CA50 era mais crítica abaixo da laje superior, motivada pelos momentos de cargas móveis. Havia assim folga na

região inferior das almas. Conseguiu-se armar a alma na região inferior conectando satisfatoriamente a ancoragem inferior das barras Dywidag à laje inferior, com os estribos ainda disponíveis.

9. OS CÁLCULOS EFETUADOS POR COMPUTADOR NO DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

Uma característica interessante do desenvolvimento do projeto da PRN foi o uso de computador da fôrma maciça. Em 1968 existiam vários computadores

leves IBM modelo 1130 em funcionamento. Este computador possuía um programa compilador de linguagem Fortran capaz de resolver problemas complexos. Este computador leve podia possuir uma memória usual de 32k palavras o que correspondei a um computador de 64 kbytes. Vale destacar que um computador atual de mesa pode conter uma memória RAM de 32 Gbytes.

Em 1968 este computador estava instalado no IME, COPPE, EMBRAER e algumas firmas de construção, como a Montreal, processando folhas de pagamento. A linguagem Fortran na época podia ser estudada pelo livro do Prof. Tercio Pacitti. Por meio da consorciada HNTB foram conseguidas cópias dos programas STRESS e COGO, ambos preparados pelo MIT para serem rodados no IBM 1130.

Enquanto isso vários engenheiros da firma Noronha começaram a preparar programas em Fortran, que seriam utilizados nos projetos da PRN. Este autor preparou vários programas que permitiram analisar diversos problemas das estruturas da PRN. Podem ser citados um programa de pontes retas designado de VIRP, um programa designado SPLA que permitia analisar estruturas prismáticas laminares com uma precisão elevada usando matrizes de rigidez de estrutura de seção transversal qualquer biapoiada e carregada por cargas definidas por séries de Fourier. Assim como o programa de verificação de tensões VERT de seções protendidas, etc.

A figura 24 mostra que o programa SPLA podia analisar corretamente uma estrutura como mostrada.

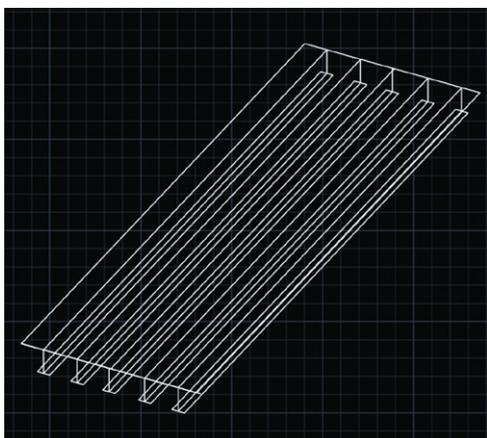


FIG. 24 – A ESTRUTURA MOSTRADA PODIA SER ANALISADA CORRETAMENTE PELO PROGRAMA SPLA SEM UTILIZAÇÃO DE ELEMENTOS FINITOS

O Eng. Noronha desenvolveu o programa ANISE para análises de distribuição transversal de cargas móveis em tabuleiros de lajes ortotrópicas com base nas teorias de Guyon Massenet. O Eng. Bernardo Golebiowski preparou o programa TACA de análise de estaqueamento com estacas de geometria qualquer, além do programa CABL de perdas de protensão por atrito. Logo a seguir o Eng. Noronha

comprou um computador IBM 1130 e o instalou na firma. Até aquela data os processamentos eram efetuados no IME, na Coppe da UFRJ e na Montreal.

Na época tentou-se efetuar análises de modelos com elementos finitos com o programa STRUDL, também do MIT. Mas houve várias dificuldades usando os computadores mais poderosos do tipo IBM 360 utilizados na época por bancos comerciais. Com o uso do programa de locação COGO, que era um programa que resolvia problemas de geometria analítica, foi possível equacionar todos os problemas de locação da obra. Seria praticamente impossível efetuar os cálculos de locação sem o emprego do programa COGO.

Era necessário definir as coordenadas de locação de todas as peças da PRN, incluindo tubulões no mar, comprimentos de vigas, locação de pilares, locação de estacas em terra, entre outras tarefas. Nesta atividade, na equipe de projeto, atuava um engenheiro que nunca errou na determinação das coordenadas de locação da obra com o programa COGO: o Eng. Eulálio P. de Araujo.

Com o programa SPLA de estruturas prismáticas laminares foi possível estudar os tabuleiros de vigas barrigudas sem transversinas dos Acessos. Além disso, a viga contínua da ponte sobre o mar foi analisada também sem a instalação de transversinas intermediárias. Para análise estrutural dos quadros de concreto armado da PRN, o programa STRESS era constantemente utilizado, inclusive na verificação de estabilidade dos pilares mais altos da Ponte em processamentos sucessivos.

Segundo nossos entendimentos, a confirmar, o projeto da PRN foi o primeiro projeto estrutural civil de certa envergadura no Brasil a usar o computador em todas as suas análises estruturais. É claro que a Embraer já estava usando o computador IBM 1130 para suas análises de componentes para aviões.

10. O VÃO ESPECIAL DO ACESSO RIO

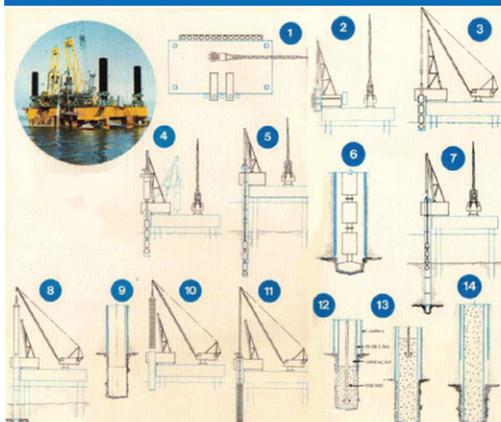
No desenvolvimento do projeto estrutural do Acesso Rio criou-se um problema decorrente da impossibilidade de adotar as vigas barrigudas do Noronha. Num dos vãos, o gabarito rodoviário não permitia o uso da solução preconizada pelo eng. Noronha. Foram estudadas alternativas já que o Eng. Noronha pedia que a equipe de projeto desenvolvesse uma ponte de dois vãos em estrutura estaiada com uma viga de rigidez esbelta de altura constante.

A equipe de projeto conseguiu convencer Noronha que a solução mais indicada seria projetar algo de forma similar às vigas barrigudas, mas para uma estrutura de 2 vãos consecutivos. Pode parecer simples a solução, mas sua adoção se mostrou sofisticada para a época, onde os processos numéricos não estavam completamente desenvolvidos, especialmente no que se referia aos elementos finitos para estruturas de maneira complicada. Lembra-se que o programa SPLA, especialmente desenvolvido de estruturas prismáticas laminares, eram aplicáveis para estruturas de diretriz reta. A estrutura em planta



FIG. 25 – A VIGA CONTÍNUA DE 2 VÃOS DE CONFORMAÇÃO GEOMÉTRICA ADAPTADA AO DIAGRAMA DE MOMENTO FLETORES. OS DOIS VÃOS EM PLANTA ESTÃO EM CURVA. PROCUROU-SE ADOTAR O PROGRAMA STRUDL DE ELEMENTOS FINITOS, MAS NÃO SE TEVE SUCESSO NA ÉPOCA

Etapas de construção das estacas escavadas



- 1 - Esquema da plataforma — L.H.C.
- 2 - Colocação de tubo Bade \varnothing 2,20m.
- 3 - Colocação de perfuratriz — Wirth.
- 4 - Cração de tubo Bade e escavação com perfuratriz para retirada de material com circulação inversa.
- 5 - Final da perfuração na rocha.
- 6 - Detalhe do tubo e perfuratriz na rocha.
- 7 - Retirada da perfuratriz.
- 8 - Colocação do tubulão metálico \varnothing 1,80m.
- 9 - Detalhe de tubo Bade e tubulão na rocha.
- 10 - Colocação de armadura no tubulão.
- 11 - Concretagem submersa/lançamento em tubo "tremie".
- 12, 13, 14 - Operações da concretagem submersa.

FIG. 26 – CONSTRUÇÃO DOS TUBULÕES BADE-WIRTH NO MAR



FIG. 27 – PLATAFORMA AUTO ELEVATÓRIA PARA A ESCAVAÇÃO E CONCRETAGEM DOS TUBULÕES BADE-WIRTH

era curva formada por várias vigas protendidas de raios de curvatura diferente dispostas transversalmente.

Procurou-se, além disso, manter a forma padrão de não adotar transversinas intermediárias para simplificar a execução com pré-moldados.

Foi decidido que a análise absolutamente necessária seria efetuada pelo programa STRESS mas adotando uma estrutura em 3D formada por elementos retos criando uma estrutura de bielas e tirantes espaciais. Esta geometria espacial foi criada com o programa COGO preparado pelo Eng. Eulálio P. de Araujo. E assim foi analisada a estrutura espacial bem complexa com o programa espacial STRESS de quadros de concreto armado pelo mesmo engenheiro. Foi verificado que os momentos fletores introduzidos nas almas das vigas curvas poderiam ser absorvidos sem grandes problemas.

O Eng. Vila Verde propôs, com a sua vasta experiência construtiva, para a execução da estrutura, a utilização de pré-moldados curvos (com um raio único constante) evitando assim a construção complexa sobre cimbra. Uma solução construtiva excelente. Os cabos de protensão tiveram de ser enfiados com bainhas preparadas com as fitas fabricadas em hélice da forma tradicional. Ao enfiar os cabos nas peças maciças, os cabos enfiados se prenderam nas saliências das bainhas e arrancaram as fitas de aço de parece fina. Assim os dutos de protensão ficaram formados pelas paredes de dutos no concreto sem as bainhas. Os coeficientes de atrito aumentaram exageradamente fazendo com que as perdas se elevassem muito. Realmente, o diâme-

tro das bainhas deveria ser mais elevado para evitar o problema.

A equipe de projeto da Noronha realizou a verificação e mostrou que havia uma folga elevada na seção do apoio intermediária que possui uma altura elevada para dar uma forma arquitetônica adequada à estrutura. A estrutura não precisou ser reforçada.

11. O PROJETO DAS FUNDAÇÕES NO MAR

Foram empregados 3 tipos de fundações em tubulões de 1,8 m por motivos diversos em vista de indisponibilidade de equipamentos poderosos de perfuração nos trechos mais profundos.

Atuou na equipe de projeto na área de fundações o Eng. Raymundo de Araujo Costa. Ele conversava com os construtores, procurando soluções construtivas enquanto os equipamentos pesados de execução não chegavam. Assim, além da execução pesada dos tubulões com a técnica Bade-Wirth foram projetados, com a ajuda do Eng. Raymundo Costa, duas outras variantes para ganhar tempo.

No trecho mais raso foram projetados tubulões executados a ar comprimido da forma tradicional. Nesse caso, havia a limitação da pressão de ar para que os operários pudessem ainda trabalhar sobre pressão de ar. A profundidade atingida chegou a 30m.

Outra modalidade no trecho mais profundo foi a modalidade de usar 5 estacas de aço na parte inferior do tubulão. A carga do tubulão era transmitida dos perfis de aço por atrito ao solo. Na parte superior das 5 estacas de aço a carga era

transferida a uma peça de concreto tradicional com o diâmetro de 1,8 m.

Deve ser lembrado que o cobrimento da armadura dos estribos dos tubulões tipo Bade-Wirth foi de 8cm, conforme sugestão do consultor americano Richard Stratful do *Department of Highways* da Califórnia. Como, além disso, a camisa metálica ainda protege o tubulão durante décadas, pode se dizer que a fundação em tubulões da PRN deve possuir uma durabilidade de longuíssima duração.

Um sistema de limpeza de fundo da escavação foi aplicado na PRN por meio da circulação inversa de água. Além disso, o método de concretagem submersa foi aprimorado durante a construção de milhares de tubulões no mar. Os detalhes destas operações atualmente são de conhecimento usual das firmas executoras de fundações.

Os blocos de fundação unindo os tubulões foram concebidos da forma tradicional. O bloco seria concretado acima do nível do mar. Foi previsto uma saia em torno do bloco para esconder os tubulões aparentes. O projeto definido pela Noronha Engenharia não detalhava a forma de construção.

O projeto executivo foi desenvolvido pelo Eng. Vila Verde. Ele previa o seguinte esquema de construção. Inicialmente era concretada uma laje perdida de concreto armado apoiado sobre as camisas de aço dos tubulões. Em seguida eram instaladas as saias pré-moldadas que atuavam de duas maneiras: servindo de fôrma para o bloco projetado e constituindo uma saia conforme projeto oficial.

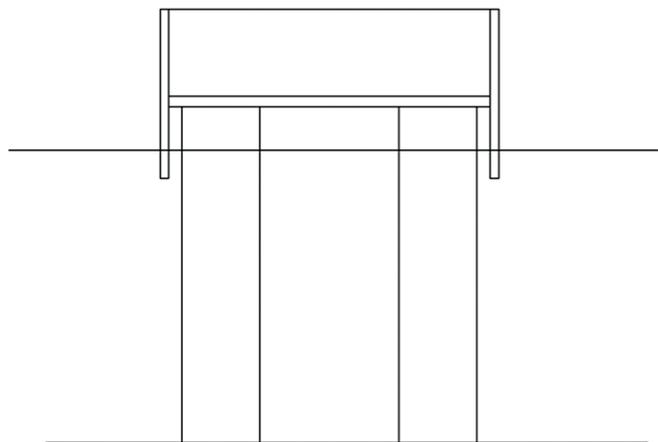


FIG. 28 – PROJETO EXECUTIVO PARA CONSTRUÇÃO DO BLOCO DE FUNDAÇÃO DO TRECHO DA PONTE DE CONCRETO. PROJETO CONSTRUTIVO DE MARIO VILA VERDE APRESENTA UMA LAJE ADICIONAL

Bem mais tarde, depois de concluída a construção, a imprensa começou a comentar que estes blocos assim executados estavam se corroendo sob ação da água salgada. O problema real foi que as saias pré-moldadas não foram executadas com o cobrimento estipulado no projeto. Deve-se ressaltar que houve um erro da equipe de concretagem da obra que não atentou aos cobrimentos estipulados no projeto oficial e no projeto executivo do Mario Vila Verde. Na verdade, as saias foram todas destruídas pela corrosão das armaduras. Um erro imperdoável da equipe de fabricação dos pré-moldados.

Por outro lado, a corrosão constatada na laje provisória de suporte do bloco não prejudicava a proteção da armadura resistente do bloco que possuía um cobrimento adequado para sua proteção. Depois de inúmeras explicações, este assunto foi esquecido pela imprensa.

12. O PROJETO E A EXECUÇÃO DOS PILARES DA OBRA NO MAR

O projeto oficial previa que os pilares de seção celular deveriam ser de espessura externa longitudinal variável dependendo da altura dos pilares com uma declividade constante de 1/50 em cada face longitudinal. A equipe de projeto ficou preocupada, pois a variação de dimensão para os pilares mais baixos realmente não seria necessária. Mas a obra executou a variação de largura sem maiores problemas. Isto demons-

trou haver uma unidade arquitetônica entre todos os pilares. No projeto, também da HNTB para os vãos principais, a forma padrão dos pilares foi mantida. Eles foram executados com formas deslizantes como se fazia na época.

13. O PROJETO DAS ESTACAS FRANKI NOS ACESSOS EM TERRA

Com o programa TACA para análise de estaqueamento do Eng. Golebiowski,

os projetos eram facilmente desenvolvidos. Os esforços dos quadros dos Acessos eram obtidos rodando o programa STRESS. Novamente os procedimentos automáticos foram desenvolvidos de forma prática e rápida. Em vista da experiência desta firma de construção na época, tais execuções se desenvolveram sem problemas.

14. OS PROBLEMAS CONSTATADOS NO TRECHO DAS ESTRUTURAS DE AÇO

Os assuntos interessantes de projeto da HNTB referentes aos projetos de fundação dos vãos principais eram devidos a:

- o projeto de caixão utilizado no anteprojeto para as fundações dos pilares principais
- na execução de um bloco de fundação (modificado mais tarde) com os tubulões de 1,80 m e com o bordo inferior abaixo do nível do mar
- o projeto das defensas dos pilares principais

A equipe de construção convenceu os encarregados da HNTB a utilizar as fundações em tubulões padrões de 1,8 m em vez de usar a fundação em caixão, como previsto no anteprojeto. Mas a HNTB exigiu que o bloco de fundação tivesse cota de fundo abaixo do nível d'água do mar. O projeto de fôrma pré-moldada do bloco de fundação dos pilares principais previu que ele seria concretado acima do nível do mar e posteriormente baixados por meio de macacos. Este projeto extremamente

complexo foi desenvolvido pela equipe do Mario Vila Verde de maneira notável.

Além disso, a defesa dos pilares principais foi modificada pelo construtor. A solução projetada previu a execução dos tubulões de 1,8 m em forma de anel. Mais tarde foi criada uma estrutura cilíndrica espacial por meio de peças pré-moldadas horizontais montadas em torno dos tubulões pré-cravados. Depois, esse cilindro foi preenchido por brita. A defesa funcionaria como um

O projeto das defensas dos vãos principais foram modificadas com propostas do construtor (Bruno Contarini e Mario Vila Verde)



FIG. 29 – DEFENSAS DOS VÃOS PRINCIPAIS, UM PROJETO DE CONTARINI E MARIO VILA VERDE

elemento de massa elevada e de certa forma elástica que absorveria os choques diretos de embarcações.

A superestrutura de aço com laje ortotrópica de aço projetada pela HNTB foi construída na Inglaterra e montada parcialmente na Ilha do Caju. As firmas inglesas Cleveland Bridge e Redpath Dorman & Long fabricaram as estruturas de aço e as montaram na Ilha do Caju, em consórcio com a firma Montreal Engenharia. Os dois vãos de 200m com os devidos balanços foram montados inicialmente e levados para o local de içamento no trecho do vão de 200 m para serem elevados por meio de uma estrutura especial, ao longo da altura dos pilares principais, com auxílio de uma estrutura especialmente projetada e acionada por macacos atuando sobre uma cremalheira. Um projeto de montagem sofisticado.

Mais tarde, parte do vão de 300 m foi elevado por meio do sistema projetado para elevar previamente as estruturas com o vão de 300m com comprimento reduzido. Os dois vãos simplesmente apoiados de 44m de aço foram elevados de maneira semelhante ao trecho central do vão de 300m.



FIG. 30 – INSTALAÇÃO DE UM VÃO DE 200M AO LADO DOS PILARES, AGUARDANDO O OUTRO VÃO LATERAL PARA A OPERAÇÃO SE SUSPENSÃO DOS 2 TRECHOS AO MESMO TEMPO. DO LADO ESQUERDO É MOSTRADO O VÃO MOLDADO IN SITU DE 12M COM PILAR PROVISÓRIO

Esquema de montagem



FIG. 31 – ESQUEMA SIMPLIFICADO DE MONTAGEM DOS VÃOS PRINCIPAIS

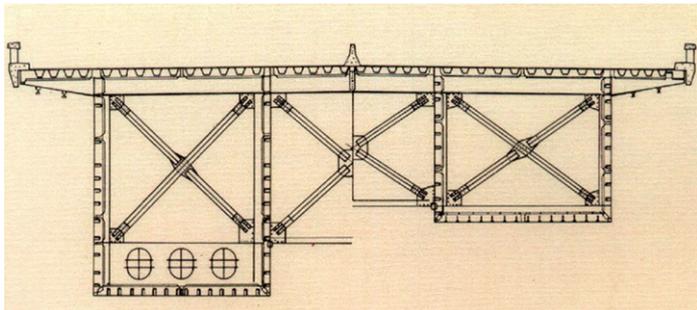


FIG. 32 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE DE AÇO COM A LAJE ORTOTRÓPICA

Foi uma montagem realmente espetacular projetada e executada pelas duas firmas inglesas.

A ponte de aço depois de algum tempo começou a dar problemas de fadiga nas transversinas de aço da estrutura. A razão principal destes problemas foi a espessura reduzida da chapa horizontal em contacto com a camada de asfalto de 5cm de espessura. Com a flexibilidade das chapas superiores unidas ao pavimento, as camadas de asfalto se rompiam. Com a trepidação provocada pelo asfalto destruído, as cargas dinâmicas sobre as soldas das transversinas começaram a provocar fadiga nas peças. Além

disso as soldas dos perfis trapezoidais longitudinais de enrijecimento da chapa horizontal superior às transversinas foram projetadas como solda simples de filete. Isto provocou tensões locais de flexão nas soldas, provocando fissuras de tração nas soldas e nas peças de aço. Estas soldas de filete deveriam ser estendidas e preencher toda a espessura das chapas das vigas trapezoidais da placa ortotrópica.

O problema foi solucionado bem mais tarde por meio de um projeto do Mario Vila Verde, depois da construção e montagem da ponte de aço por meio da firma de manutenção da PRN. Foi proposto pelo Mario Vila Verde que seria necessário concretar uma laje superior de concreto unida à chapa horizontal superior por meio de conectores verticais soldados às chapas horizontais do pavimento. Com o aumento de peso foi necessário reforçar o tabuleiro de aço por meio de cabos de protensão internos adicionais ao caixão de aço.

Com a construção desta laje, os problemas de fadiga se reduziram substancialmente, pois a laje de rolamento era espessa e não se deformava mais tanto sob ação das cargas móveis. O interessante desse projeto americano é que os vãos de 300m, em viga contínua de estrutura de aço, continuam a ser, depois de 50 anos, o recorde de construção deste tipo de estrutura. Curiosamente existem pontes de concreto protendido com vãos maiores.

A causa principal deste recorde atual é que a solução de uma viga contínua com construções acima da superfície de rolamento era impedida no caso da PRN. Isto era motivado pelo gabarito prescrito por causa dos dois aeroportos do Rio de Janeiro.

As pontes de aço com vãos maiores que 300m são construídas atualmente como pontes estaiadas ou suspensas.

15. OS PROBLEMAS CONSTATADOS NAS ESTRUTURAS PROTENDIDAS NO MAR MOTIVADOS PELA RELAXAÇÃO DOS AÇOS TIPO RN

Inicialmente uma observação importante. A norma brasileira usava um eufemismo quando tratava da relaxação dos aços considerados de relaxação normal na época da construção. Na verdade, os aços ditos de relaxação normal deveriam ter sido proibidos na época de construção em torno de 1968 e retirados das normas. O processo atual de fabricação para a estabilização de aços de protensão nada mais é do que a eliminação contínua de

deformações de fluência dos fios ou cordoalhas em altas temperaturas sob banho em óleo. Este processo ainda é tratado como segredo profissional.

Sabia-se na época de construção que as pesquisas dos aços de protensão ditos de relaxação normal (RN) possuíam uma relaxação elevadíssima. Os testes de perda de relaxação para os aços de relaxação normal depois de cerca de 10 anos foram interrompidos uma vez que a indústria desenvolveu aços de protensão (RB) com perdas por relaxação bem menores. Aqueles aços se-



FIG. 33 – CONECTORES UNINDO A CHAPA HORIZONTAL A UMA CAMADA DE CONCRETO, UM PROJETO DO MARIO VILA VERDE

Causa das fissuras

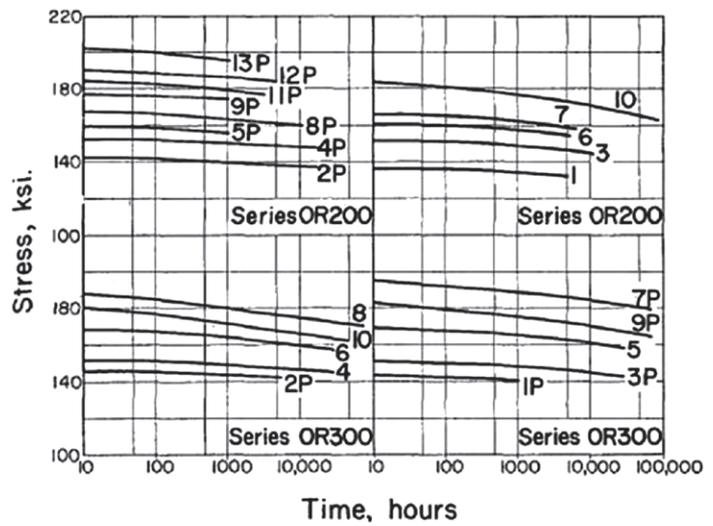
Relaxação do aço

Este problema já era esperado desde 1964 com um artigo de Sozen et al, que resumiu as pesquisas de relaxação feitas com aço RN (relaxação normal)

Em artigos já apresentados (B.E. Diaz) ressalta-se que as perdas de aços de protensão RN são substanciais e são subestimadas em projetos da década de 1970

Além disso com ocorrência de temperaturas mais elevadas do que 20°C no interior das peças protendidas, deveria ser especificada a relaxação também com temperaturas de 30°C

FIG. 34 – CAUSAS DAS FISSURAS: O PROBLEMA ERA ESPERADO DESDE 1964 EM VISTA DO ARTIGO DE SOZEN



A.4—Measured Variation of Steel Stress with Time; Series OR200 and OR300.

FIG. 35 – EXPERIÊNCIAS DE RELAXAÇÃO DE AÇOS DE PROTENSÃO RN: EXPERIÊNCIAS DE SOZEN (1964)

riam de uso condenado. Na realidade não se sabe qual a perda real destes aços, já que as experiências foram interrompidas.

Há uma diferença marcante entre as pontes em aduelas coladas e as pontes protendidas concretadas *in situ*. As fissuras que se formam nas pontes concretadas *in situ* têm distâncias entre fissuras verticais na ordem de 20 a 30cm. Assim, as obras protendidas em que os aços de relaxação elevada (RN) foram utilizados, as fissuras se manifestam com aberturas pequenas em vista da presença das armaduras contínuas ao longo da ponte. A rigor, deveria ter sido feito um estudo destas fissuras em obras antigas para avaliar as aberturas de fissuras em pontes antigas em que o aço de protensão era de relaxação normal (RN).

Já nos casos das pontes coladas as fissuras somente se manifestam nas emendas coladas entre aduelas. Isso significa que não há um afastamento médio entre fissuras na ordem de 20cm a 30cm.

As firmas que fazem a manutenção da PRN foram obrigadas, para fechar as fissuras constatadas, a efetuar reforços paulatinos inicialmente na face inferior da seção celular da viga principal e depois na face superior próxima aos apoios. A verificação da abertura de fissuras entre aduelas é feita por meio da instalação de peças de gesso. É evidente que a protensão adicional efetuada nas vigas protendidas da PRN, para resolver os problemas provocados pela relaxação dos aços foram com aços de relaxação baixa (RB). O problema é que os ensaios a longo prazo de relaxação para os aços

modernos de relaxação baixa deveriam ser continuamente medidos.

Com as aberturas de fissuras inferiores entre aduelas, os primeiros reforços foram efetuados com uma protensão positiva. Estas fissuras se manifestaram com a idade de 35 anos da obra. Este projeto foi inicialmente feito pelo Mario Vila Verde, consultor da firma de manutenção da época. Já o reforço na região negativa foi feito por meio de um projeto de uma protensão instalada numa viga de aço horizontal com acesso somente pelo caixão, por este autor. Este projeto foi simplificado pela firma de manutenção em vista dos custos. Atualmente existe uma peça adicional presa por parafusos atuando na parte superior da alma. Esses parafusos de fixação do elemento de ancoragem devem ser mantidos cuidadosamente em vista da corrosão a que estão sujeitos ao ar livre num ambiente salino, com acesso somente por fora e por baixo das vigas.

Há um problema constante de manutenção das vigas protendidas, já que há aduelas que possuem estribos encostando na sua face inferior, onde os cobrimentos de projeto não foram atendidos.

16. OS PROBLEMAS DE IMPACTOS DE EMBARCAÇÕES

Na realidade seria possível criar uma barreira em torno da face norte e sul da ponte por meio de um cabo apoiado em

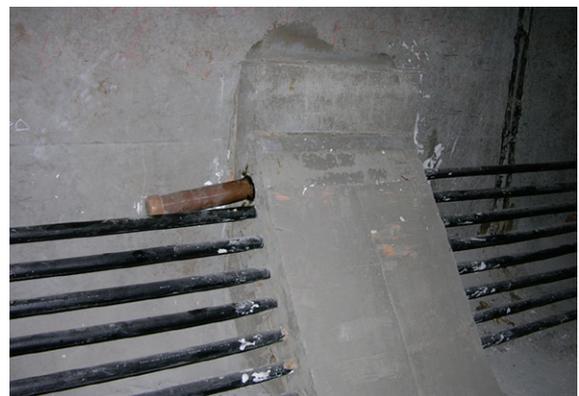


FIG. 36 – REFORÇO NA FACE INFERIOR DAS ADUELAS: PROJETO DE MARIO VILA VERDE

defensas construídas na frente de fundações nas faces Norte e Sul da ponte. Mas a passagem de embarcações leves seria impedida. O custo destas defensas seria também elevadíssimo.

Na verdade, não há garantia de que uma embarcação possa ser impedida de destruir um pilar da PRN. Sabe-se que pontes instaladas em rios e mar estão sujeitas a destruição das fundações. Há livros com a relação dos acidentes já ocorridos em outras pontes. Trata-se de um problema de difícil solução.

17. AS TRELIÇAS DE AÇO PARA A SINALIZAÇÃO NO TELhado DO MAR

As treliças de aço utilizadas para a instalação das placas de sinalização têm se comportado muito bem, em vista do cuidado com o detalhamento previsto. A ideia básica da equipe de projeto foi de utilizar o *know-how* das plataformas

de aço em que são usados tubos de aço com conexões soldadas. Assim se evita pontos de acúmulo de água que poderia provocar corrosão dos perfis. Em resumo: basicamente somente tubos de aço foram usados no detalhamento das treliças. As firmas de manutenção da PRN estão sempre se esmerando no controle da corrosão destas treliças. O grande problema é que as placas de sinalização devem ser reforçadas porque, por economia, as cargas das placas foram consideradas somente nos nós das treliças.

18. OS PROBLEMAS DE AERO ESTABILIDADE DA PONTE

Houve um problema sério de aero-estabilidade da ponte de aço que provocava deslocamentos de ± 50 cm no vão principal, decorrentes da ação de vórtices de Von Karman, quando a velocidade do vento atingia uma determinada velocidade em torno de 60 km/h, quando o tráfego precisava ser interrompido.

O problema foi resolvido pelo Eng. Ronaldo Battista, professor da Coppe, especializado em dinâmica. Foram instaladas, dentro das células da ponte de aço, várias estruturas de aço apresentando massas e rijezas especialmente calculadas que vibravam quando a ponte entrava em ressonância. São designados de ADS: atenuadores dinâmicos sincronizados.



FIG. 37 – ESTRUTURA COM ADS (ATENUADORES DINÂMICOS SINCRONIZADOS): PROJETO DE RONALDO BATTISTA

nizados. Com este projeto especial, as vibrações da ponte sob ação do vento diminuiriam substancialmente e se tornaram aceitáveis.

Com estas estruturas especiais a estrutura da ponte vibra agora em duas outras frequências, mas com deslocamentos aceitáveis.

Um artigo extenso de R. Battista e M. Pfeil está apresentado na bibliografia sobre o assunto.

19. ASPECTO ARQUITETÔNICO DA OBRA

Deve ser ressaltado que a arquitetura da PRN é uniforme para toda a extensão da obra.

A meso estrutura e a superestrutura das pontes de concreto e de aço são basicamente as mesmas. Há uma unidade entre a solução estrutural dos vãos de Acesso e os vãos principais, o que normalmente não ocorre nas grandes obras. Por outro lado, a solução de se adotar duas vigas contínuas paralelas com seção celular no sentido longitudinal implicou em duas soluções, para as pontes de concreto e de aço, completamente díspares. Mas a execução para ambas as pontes foi rápida, econômica e notável.

Houve também uma transição paliativa de vãos no trecho principal da ponte. Com isso a PRN se apresenta com uma elegância ímpar entre as obras de grande vulto. A bela forma elegante arquitetônica da obra é relevante.

Confira a relação dos profissionais que participaram da elaboração do projeto, da construção e da consequente manutenção da Ponte Rio-Niterói acessando a versão online da revista no site da ABECE <https://site.abece.com.br/revista-estrutura-2/>

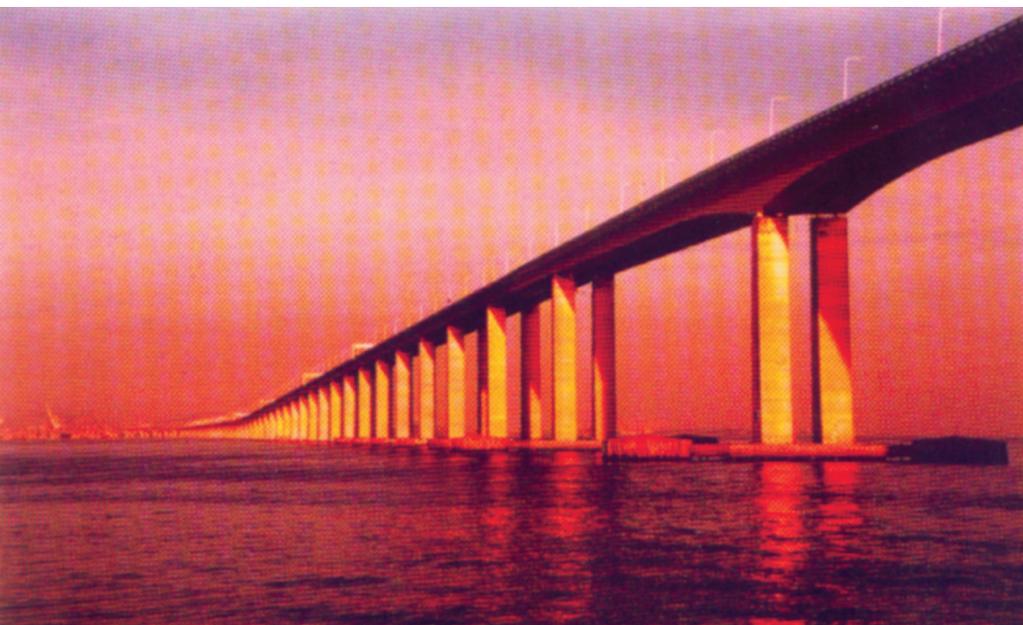


FIG. 38 – ARQUITETURA UNIFORME AO LONGO DE TODA A PONTE



VIDA E CARREIRA VISTAS DA PONTE

ALÉM DE SER UMA DAS OBRAS MAIS ICÔNICAS DA ENGENHARIA BRASILEIRA, A PONTE RIO-NITERÓI, QUE CHEGA AOS 50 ANOS, SE TORNOU, PARA O ENGENHEIRO CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA, UM BALIZADOR DA SUA CARREIRA PROFISSIONAL E TAMBÉM DE SUA VIDA. ELE INGRESSOU NA ÁREA DE CUSTOS DA CONSTRUTORA AOS 24 ANOS E, GRAÇAS A SEU EMPENHO E DEDICAÇÃO, LOGO FOI CONVIDADO A COORDENAR O SETOR DE ENSAIOS E MEDIDAS. DAÍ EM DIANTE NUNCA MAIS DEIXOU DE ESTAR BEM PRÓXIMO DA SUA MAIOR "OBRA DE ARTE"

De todas os milhares de profissionais que atuaram na construção da ponte Rio-Niterói, o engenheiro Carlos Henrique Siqueira talvez seja o único que acompanhou todas as fases dos 50 anos dessa magnífica obra. Afinal de contas, além de trabalhar desde o início de sua construção, até hoje atua no serviço de vistoria e conservação. Em razão disso, sua vida profissional está intimamente ligada a ponte, tanto que alguns colegas e alunos o chamavam de “pai da ponte”, alcunha que o deixa feliz, mas da qual julga não merecer.

Na entrevista a seguir ele detalha os vários aspectos técnicos da fase de construção, assim como os desafios estruturais que vencidos. “A execução das fundações profundas na Baía da Guanabara foi a parte mais arrojada do empreendimento, incluindo a concretagem submersa”, analisa. Comenta ainda alguns dos recordes que a obra exibiu ao longo do seu cinquentenário. “Os fios das cordoalhas, se enfileirados, dariam cerca de 140.000 km, correspondentes a 3,5 vezes o contorno da Terra, eram consideradas as mais expressivas das Américas”, afirma.

Por ter sido o primeiro emprego e pela importância que a obra teve para a engenharia brasileira, o entrevistado salienta que ver a ponte completar meio século é um momento de júbilo. “É uma sensação de dever cumprido. É emocionante e gratificante lembrar da história desta icônica obra em minha vida e mais ainda agora que a ‘bela dama’ atinge o cinquentenário”, finaliza.

ABECE – Como se deu sua entrada no projeto da ponte?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Durante as férias da pós-graduação na COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, em 1972, fui indagado pelo arquiteto Mário Glauco Di Lascio, meu primo, se eu não queria trabalhar e continuar os estudos posteriormente. O economista Américo Matheus Florentino, muito amigo dele, e que era consultor na área financeira da construção da ponte, deu-me duas opções: Ponte Rio-Niterói, ou no Metrô do Rio de Janeiro. A escolha não precisa ser enunciada. Tinha 24 anos, era recém-formado e comecei no setor de custos e, aos poucos, conquistei a confiança do meu chefe, engenheiro Paulo Pires e fui convidado para assumir a chefia do Grupo de

Ensaio e Medidas, ligado a área de tecnologia que era o que me interessava e na qual me especializei, fazendo cursos e, mais tarde, dando aulas.

ABECE – Qual o legado que a obra deixou para a engenharia brasileira?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – A Ponte Rio-Niterói é uma obra perfeita em suas variadas nuances. Bem projetada, esmeradamente construída, com supervisão participativa e, sobretudo, cuidadosamente mantida, razão que a levou a ser considerada referência mundial na arte de manutenção de grandes pontes. Além de resistente, durável e funcional, ela se destaca, também, por fazer parte da singular beleza do cartão postal da Baía de Guanabara, como se fosse a contrapartida do homem em agradecimento pelo cenário tão encantador bordado pela natureza. Seu traçado geométrico, junto com a leveza do vão central em estruturas metálicas, a tornam de uma beleza hipnótica.

“**Passados 50 anos de serventia segura à sociedade, vejo com clareza que o projeto, era irretocável**”

ABECE – O que mais se destaca nela em termos de sua construção?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Os métodos construtivos usados na sua construção ainda hoje são válidos e bastante difundidos Brasil a fora e além-mar. E estamos falando de uma obra inaugurada há meio século, portanto, com o projeto sendo concebido numa época em que a informática ainda engatinhava na engenharia civil. Por muito tempo, as estruturas pretendidas da Ponte Rio-Niterói, formadas por 3.250 aduelas e 1.142 vigas, totalizan-

do cerca de 43.000 cabos, cujos fios das cordoalhas, se enfileirados, dariam cerca de 140.000 km, correspondentes a 3,5 vezes o contorno da Terra, eram consideradas as mais expressivas das Américas.

ABECE – E atualmente como estão esses recordes?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Hoje, paira a dúvida, mas a certeza de que são recordes na América do Sul, isto é confirmado. O vão central, com 300 m de comprimento no principal canal de navegação, mantém o recorde mundial em viga reta contínua com mesa superior ortotrópica, galardão que se imagina jamais ser superado, visto que esse tipo de estrutura não mais é projetada com frequência, havendo preferência por pontes estaiadas e suspensas. Registra-se que durante a montagem dos caixões metálicos a sociedade técnica mundial a considerava como a maior atividade em içamento de uma estrutura em todo o planeta, havendo comentários em vários periódicos e revistas técnicas internacionais.

ABECE – Qual foi o principal desafio técnico enfrentado no projeto?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – De forma geral, todo o projeto e a construção da ponte foram uma grande prova para os que tiveram a oportunidade de nela atuar. Todavia, creio que a execução das fundações profundas no trecho sobre a Baía de Guanabara, executadas por meio de tubulões a Ar Comprimido, Estacas Metálicas e Bade-Wirth, foi a parte mais arrojada do empreendimento, incluindo as concretagens submersas. Adicionalmente, e não menos complexa, foi a montagem dos caixões metálicos componentes do vão central, considerada o maior serviço de içamento de uma estrutura em todo o mundo, naquela ocasião. O transporte da Ilha do Caju, onde foram fabricadas, para posicionamento sobre os blocos dos eixos onde foram suspensas, realizou-se após a engenhosa ideia de usar a unidade central de 176 m como flutuante, para o que ela foi completamente provida de equipamento apropriado para operações marítimas. A suspensão vertical até a cota máxima dos pilares teve o concurso de 12 macacos hidráulicos com 450 t de capacidade. Attingidos os topos dos pilares, as unidades foram horizontalmente deslizadas até suas posições permanentes.

ABECE – Em relação ao projeto estrutural, qual a relevância do legado deixado pelo aprendizado na ponte?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Passados 50 anos de serventia segura à sociedade, hoje vejo com muito mais clareza que o projeto da Ponte Rio-Niterói, elaborado por dois renomados engenheiros, Antônio Alves de Noronha Filho, não mais no plano terreno, e Benjamim Ernani Diaz, foi irretocável. São tantas as particularidades benéficas advindas desse projeto que chega a ser difícil enumerá-las. Todavia, ousou destacar que uma decisão acertada foi impor o concreto submerso com aglomerante resistente a sulfatos e uma espessura de cobrimento das armaduras dos tubulões em 9 cm. Naquela época já se pensava em durabilidade com afinco, coisa que hoje ainda não se observa em todas as obras.

Complementarmente, ao conceber as formas dos tubulões em camisas metálicas perdidas, o guarnecimento adicional ao concreto foi sobejamente praticado, proporcionando mais garantia de vida útil longa. A Ponte Rio-Niterói tem 1.400.000 m² de área de concreto a ser inspecionada, considerando as faces internas e externas das aduelas e os pilares vazados no trecho sobre o mar. Logicamente, que em um ou outro local encontrar-se-ão armaduras expostas, mas em pouca quantidade. Igual registro pode ser estendido aos caixões metálicos dos vãos principais no tocante à corrosão, posto que os 200.000 m² de superfícies expostas estão, via de regra, sempre apresentando bom partido visual no que tange à pintura, mesmo estando a ponte em ambiência agressiva proporcionada pela Baía de Guanabara.

ABECE – Falando especificamente de protensão, quais desafios técnicos foram enfrentados?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Quando a Ponte Rio-Niterói foi construída, não existia norma brasileira sobre injeção de cabos protendidos, havendo a necessidade de se recorrer a instâncias internacionais, especialmente as imposições das especificações francesas. Por outro lado, também não se conhecia ou não se tinha experiência com a técnica da calda refrigerada, com a água beirando a temperatura de 2°C. Essa tecnologia foi introduzida no Brasil pela empresa STUP – Sociedade

Técnica para Utilização da Protensão –, que representava, em 1972, a Freyssinet no Brasil. A protensão das aduelas e das vigas “barrigudas” ou “barriga de peixe” foram constituídas por cabos formados por 12 cordoalhas de 1/2’ de diâmetro, do tipo RN (relaxação normal), posto que naquela ocasião ainda não havia aqui cordoalhas de baixa relaxação (RB). Também as aduelas eram protendidas com barras tipo “Maccalloy, nas duas almas.

Mesmo não fazendo uso da calda de injeção das bainhas dos cabos protendidos à baixa temperatura – a água próxima a 0°C é um dos melhores aditivos para essa mistura – os casos em que se têm conhecimento de vazios de injetabilidade são poucos, perante o universo que se tem na ponte. Essas situações, identificadas pelo método semidestruído R.I.M.T. (Reflectometric Impulse Measurement Technique), não trouxeram declínio da capacidade portante da obra, visto, principalmente, que os índices de corrosão instalada não conduziram a maiores consequências. Não se pode ocultar, todavia, que cerca de meia dúzia de cabos evidenciaram situação comprometedor localizada, e tiveram de ser cortados, mas as partes remanescentes permaneceram atuando por força do aprisionamento provocado pela calda de cimento, ratificando uma de suas funções que é servir de ancoragem morta.

ABECE – Como tais desafios foram vencidos?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – A relaxação dos cabos protendidos foi inicialmente espelhada na abertura das juntas coladas das aduelas no meio dos vãos de 80 m, entre pilares, exatamente na região de maior momento fletor positivo. O lado Paquetá, que é a pista de rolamento que segue para o Sul, sempre foi o mais propenso à ocorrência de fissuras que o sentido oposto, por conta da incidência mais implacável dos raios solares no período vespertino, comprovando o fato de que o aumento da temperatura acelera o processo da relaxação.

A superestrutura do trecho sobre o mar é formada por 16 aduelas pré-moldadas, coladas e protendidas, em cada caixão, havendo um segmento de fecho moldado no local, para prevenir eventuais desvios de montagem. Como a ponte foi concebida com protensão total, isto é, 100% comprimida, não era de se esperar que fissuras

surgissem, uma vez que não havia a ocorrência de tensões de tração. O concreto fissura quando a sua capacidade portante às solicitações tratativas é vencida.

ABECE – O que foi feito para prevenir as fissuras?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Foi elaborada uma grande pesquisa para saber o que motivava o aparecimento das fissuras nas zonas de colagem entre as aduelas e os segmentos de fecho moldados “*in situ*”, para o que, entre outras, aplicou-se selos de gesso nessas regiões, e também nas aduelas de apoio, onde os momentos negativos despontam com maior vigor. Instalaram-se cerca de 10.000 estampas em gipsita ao longo de toda a superestrutura

“
Uma decisão acertada foi impor o concreto submerso com aglomerante resistente a sulfatos”

do trecho sobre o mar, internamente. Resíduos de cordoalhas à época da construção foram encontrados no interior de algumas aduelas, e esses segmentos foram levados ao laboratório da Belgo-Mineira Bekaert, em Contagem (MG), comprovando-se que se tratavam de aço de relaxação normal, portanto não submetido ao processo de estabilização. Isto se deu em 2003.

A partir desse momento e ao longo de todos os anos seguintes o que se viu foi uma sequência de surgimento de novos segmentos colados fissurados, inicialmente em grande quantidade nos momentos positivos, e posteriormente também em momentos negativos, nas mesas inferior e superior, respectivamente, e também até o terço médio das almas. Atualmente, todos os vãos em momentos positivos se en-

contram reforçados com cabos adicionais externos, porém internos às aduelas. Alguns vãos em momentos negativos igualmente se encontram reforçados, mas não em sua totalidade, porquanto os reforços somente ocorrem quando os selos de gesso se encontram fissurados. Por ocasião deste depoimento, cerca de 54 trechos se encontravam em processo de reforço nos momentos negativos.

ABECE – O projeto envolveu a participação de profissionais de várias partes do mundo? Como se dava, na rotina diária, essa interação?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Por ser um projeto elaborado por empresa norte-americana e ter sido construído com aço de procedência inglesa, os vãos metálicos foram o segmento que mais promoveram a vinda de engenheiros internacionais. As atividades construtivas da ponte eram muito dinâmicas, e isto fazia com que todos se imbuíssem em fazer o melhor dentro do menor prazo, visto que se tinha cronograma com data estimada para o término da obra. Neste particular, destaco que o Ministro dos Transportes, Mário David Andreatza, estipulou a data de 4 de março de 1974 como da inauguração da ponte, por ter sido nesse mesmo dia em 1876, que o imperador D. Pedro II assinou o decreto 6138 que outorgava a um construtor inglês estudar uma ligação entre o Rio e Niterói por túnel ferroviário sob a Baía de Guanabara.

ABECE – O senhor também supervisionou a vistoria e manutenção da ponte após ela entrar em operação. Destaque alguns aspectos dessa manutenção e sua importância para o bom desempenho da obra ao longo dos anos?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Todos os que tiveram o privilégio de participar do início da inspeção da ponte, adquiriram conhecimentos que nos conduziram a desempenhar papel semelhante e com muita desenvoltura em outras obras pelo Brasil afora. Nos dois primeiros anos de inspeção, pelo menos três engenheiros da H.N.T.B. vieram ao Rio observar, ensinar e conduzir os trabalhos. Antes da aplicação prática do que nos foi passado, o diretor daquela empresa, Gerard Fritz Fox, atuando em Nova York, esteve aqui explicando nuances do primeiro manual de vistoria elaborado para a Ponte. Fui agraciado por

ter contato direto com ele, por conta de que esses serviços já eram coordenados por mim. Nessa época, eu tinha 31 anos. Com o passar dos anos e já detendo um razoável conhecimento no serviço, as atualizações do primeiro manual de inspeção da ponte foram feitas sem dificuldade e sem a participação da H.N.T.B.

ABECE – O senhor presidiu a comissão que redigiu a primeira norma técnica brasileira sobre manutenção em pontes. Como ajudou nesse processo ter participado da construção da ponte?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – O convite da ABNT, para participar do grupo que elaborou a primeira norma brasileira sobre vistoria de pontes, se deu por ter coordenado esses serviços na Ponte. A NBR 9452/86, primeira versão desse procedimento, contou com a colaboração estreita dos serviços que eram desenvolvidos na Ponte Rio-Niterói, com base nas instruções norte-americanas que foram adotadas em primeira instância na inspeção da ponte. Tudo o que era feito na ponte levei para a apreciação do grupo que, invariavelmente, não fazia qualquer objeção, e sempre aprovava para a elaboração da norma. É muito gratificante e enriquecedor participar de comissões de estudos pela ABNT, pois todos aprendem com a experiência do grupo. Verifica-se que sempre alguém tem algo a colaborar o qual não se tem conhecimento, ou um assunto a complementar aquilo que não se domina plenamente.

ABECE – Que outros desdobramentos tiveram para sua carreira sua atuação no serviço de manutenção da ponte?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Além de participar da elaboração da norma, minha atuação na manutenção da ponte abriu muitas portas para serviços diversos. Levaram-me a lecionar em universidades particulares e federal; a proferir centenas de palestras no Brasil e em diversos países; a dar aulas magnas em várias instituições de ensino, assim como cursos específicos sobre inspeção e manutenção de pontes em várias cidades brasileiras e também na China e na Nigéria; a inspecionar mais de 5.000 pontes e viadutos em solo pátrio e no exterior. Enfim, a ponte é a grande responsável por tudo que já fiz na área de Patologia das Estruturas. Os meus anos de Ponte Rio-Niterói lastrearam com muito embasamento a minha vida profes-

sional. Decorrente dessa intimidade com a Ponte Rio-Niterói, fui laureado pelo Crea-RJ, pelos relevantes serviços prestados à engenharia civil, e pela ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres – pelos mesmos motivos.

ABECE – Qual é a sensação, do ponto de vista profissional, de ver “sua obra” completar 50 anos?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Um momento de júbilo incomum. Uma sensação de dever cumprido e ainda a cumprir, pelos anos seguintes que o destino me reservou e que não sei até quando. Por vezes, quedo-me pensando no passado e revivo todo o panorama inicial, desde o primeiro dia em que aportei no canteiro de obras. É prazeroso demais, é muito emocionante e gratificante, é salutar, pois conforta-me o espírito lembrar da história desta icônica obra em minha vida. Digo que é uma saudade gostosa de sentir. Isto ocorre com muita frequência e mais ainda nesse momento em que a “bela dama” atinge o cinquentenário. Com a beleza hipnótica da ponte, o retorno ao passado através de lembranças continuadas, é um devaneio sem comparação.

ABECE – Como o senhor avalia ser chamado de “pai da ponte”, por parte da academia, dos profissionais e da imprensa?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Isto é um cognome cunhado por alguns amigos que trabalharam comigo na ponte e, posteriormente, pelas centenas de alunos que tive oportunidade de ensinar. Por vezes, penso se esse apelido é verdadeiramente aposto àquele que merece. Será que eu sou a pessoa certa para receber essa alcunha? Sendo corretamente colocado ou não, ser chamado por “pai da ponte” me deixa extremamente feliz.

ABECE – O que diria a um jovem engenheiro que se visse diante de um desafio (e uma oportunidade) como o que vivenciou com a ponte?

CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA – Diria que ele estaria recebendo uma chance de ouro, que é um predestinado e que encaixasse como se fosse a única em sua vida profissional, assim como eu fiz. Diria, sobretudo, que ele agradecesse a Deus diariamente pela dádiva que lhe foi concedida, tal como procedo cotidianamente.

50 ANOS DE MANUTENÇÃO EXEMPLAR

OBRA QUE SE TORNOU O MAIOR SÍMBOLO DA ENGENHARIA NACIONAL, A PONTE RIO-NITERÓI SE NOTABILIZOU TAMBÉM PELO SEU PLANO DE MANUTENÇÃO, QUE HOJE É REFERÊNCIA MUNDIAL. PROVA DESSA NOTORIEDADE É O FATO DE NÃO HAVER REGISTRO DE OUTRA OBRA NO MUNDO COM ESTUDOS PRÁTICOS TÃO PROFUNDOS COM A CABLAGEM DE UMA OBRA PROTENDIDA. ACOMPANHE AQUI A DESCRIÇÃO DETALHADA E COMPLETA DAS VÁRIAS ETAPAS DO PLANO DE MANUTENÇÃO EXEMPLAR POSTO EM PRÁTICA

POR
CARLOS HENRIQUE SIQUEIRA *
JEAN MORAIS RODRIGUES **



CARLOS HENRIQUE
SIQUEIRA



JEAN MORAIS
RODRIGUES

1. ASPECTOS PRELIMINARES

Este artigo foi elaborado com a finalidade de comemorar o cinquentenário da Ponte Rio-Niterói, ocorrido em 04 de março de 2024, obra que marca de forma diferenciada a engenharia civil brasileira, tratando-se do maior símbolo da engenharia nacional.

Ainda que já externado por outras publicações e/ou apresentado verbalmente em congressos e afins, vale o registro de que, quando inaugurada, a Ponte Rio-Niterói materializou um desejo veemente que remontava à época do Brasil Império. De fato, os antecedentes históricos noticiam que o Imperador D. Pedro II já concebia a união entre os dois municípios por meio de túnel ou ponte, situação que na ocasião se mostrava bastante atrativa, porém mais duvidosa, dada a grandiosidade de um empreendimento desse porte para aquele momento. De qualquer forma, é de se assinalar a audácia da ocasião em idealizar a possibilidade de ligação entre os dois topônimos por uma obra tão grandiosa.

Os registros da historicidade dão conta de que em 04 de março de 1876, coincidentemente, 98 anos antes da inauguração da Ponte Rio-Niterói, Dom Pedro II concordava em dar credibilidade a um construtor

inglês para promover o início de um processo visando à edificação de um túnel sob a Baía de Guanabara, que permitisse deslocamento ferroviário da população do Rio de Janeiro para Niterói, e vice-versa. Era o desafio de vencer o acidente geográfico imposto pela Baía de Guanabara.

É importante realçar duas curiosidades históricas, quais sejam:

- 98 anos se passaram desde que o Imperador D. Pedro II deu início, oficialmente – 04 de março de 1876 – a tentativa de unir as cidades do Rio de Janeiro e Niterói, mediante túnel, até o dia da inauguração da Ponte Rio-Niterói – 04 de março de 1974. A coincidência de datas é fantástica;
- durante 91 anos a solução por meio de túnel sempre foi a mais ventilada. A opção definitiva por ponte apenas foi concretizada em julho de 1967.

Não é por demais repetir que o acidente geográfico entre as cidades do Rio de Janeiro e Niterói, caracterizado pela Baía de Guanabara, formava um grande obstáculo à ligação dos dois topônimos, e dificultava sobremaneira o intercâmbio da ex-capital federal com as outras cidades do lado oposto da baía, principalmente Niterói e São Gonçalo. A ligação do Rio de

(*) Consultor da EcoPonte e engenheiro que atuou na construção da ponte desde seu início

(**) Engenheiro e Gerente de Engenharia e Atendimento ao Público da EcoPonte

Janeiro com essas cidades apenas podia ser feita por via marítima através de “ferry boat”, ou por intermédio de uma rodovia que contornava a baía, com 110km de extensão. Em qualquer das situações, todavia, o tempo médio dispensado era de cerca de duas horas.

Considerando que tudo alusivo à Ponte Rio-Niterói é superlativo, seria impossível transcrever aqui todas as atividades levadas a efeito para a sua inspeção e manutenção. Diante disto, os autores enveredaram por espelhar o grande problema enfrentado nos caixões metálicos com respeito às trincas detectadas nas uniões soldadas e no metal de base, e o não menos problemático surgimento de fissuras nas juntas coladas entre aduelas, descontinuidades que se reputam como as mais graves enfrentadas até então na manutenção da “prima donna” das pontes brasileiras.

2. A PONTE E SUA MAGNITUDE

Com 14 km entre os seus extremos mais afastados, a Ponte Presidente Costa e Silva, nome oficial em homenagem ao presidente brasileiro em cujo governo teve início a construção, ou Ponte Rio-Niterói, alcunha popular, detém recorde construtivo mundial, e mantém até o dia do seu cinquentário alguns expressivos e notórias destaques, a saber:

- maior obra de engenharia rodoviária do Brasil;
- maior ponte do Hemisfério Sul;
- 23ª maior ponte do mundo, lembrando que durante a inauguração era a 3ª mais extensa, atrás de duas nos Estados Unidos;
- 560.000 m³ de concreto, sendo 77.000 m³ submersos;
- maior conjunto de estruturas protendidas da América do Sul;
- maior vão livre do mundo em viga reta contínua (300 m);
- primeira ponte no Brasil a ter manual de inspeção;
- primeira obra no Brasil a se preocupar com durabilidade;
- primeira obra no Brasil a usar CPRS (NBR 5737);
- primeira obra no Brasil a usar sistema protetor elastomérico contra choques de navios;
- primeira obra no Brasil a fazer uso de sustentabilidade;

- primeira obra no Brasil a ter inspeção cadastral, rotineira, especial e extraordinária;
- primeira obra no Brasil a estudar com afinco a substituição de juntas de dilatação;
- primeira obra no Brasil a se preocupar com trocas desnecessárias de aparelhos de apoio em elastômero fretado;
- primeira obra no Brasil com inspeções submersas em larga escala, antes da NBR 9452/86;
- primeira obra no Brasil a ter equipamentos próprios de inspeção e manutenção;
- primeira obra no Brasil a ser concessionada nos modelos atuais;
- primeira obra no Brasil com cobrança automática do pedágio;
- primeira obra no Brasil com referência mundial em manutenção;
- única ponte no mundo com instrumentação há 50 anos em pleno funcionamento.

Complementarmente, os seguintes dados podem ser expressos:

- extensão: 14 km (entre os extremos mais afastados), dos quais 848,00 m em estruturas metálicas;
- estruturas metálicas: 13.155 t (aço de procedência inglesa);
- juntas de dilatação: 4.500,00 m;
- aparelhos de apoio elastoméricos: 3.200 unidades;
- aparelhos de apoio metálicos: 32 unidades;
- protensão: 43.000 cabos;
- área construída: 344.000 m²;
- volume espacial (produto da área construída pela altura média do tabuleiro até onde se encontram cravadas as fundações): 20.200.000 m³

Curiosamente, se os fios das cordolhas dos cabos de protensão fossem enfileirados, atingiriam uma extensão de cerca de 140.000 km, suficiente para dar 3,5 vezes a volta ao Planeta Terra. Por outro lado, a quantidade de sacos de cimento usados na construção da ponte, se empilhados, atingiriam cerca de 2.300 vezes a altura do Pão de Açúcar, famoso ponto turístico da Cidade Maravilhosa.

3. AS PRIMEIRAS INSPEÇÕES E MANUTENÇÕES

Inaugurada em 04 de março de 1974, a Ponte Rio-Niterói só viria a ter suas primeiras vistorias em fevereiro de 1979, ou seja,

por 5 anos a ponte ficou sem qualquer tipo de manutenção de durabilidade, funcional e estrutural. Assim, a Ponte Rio-Niterói aguardou, portanto, 60 meses sem que se fizesse qualquer vistoria de suas estruturas após entrar em serviço, uma posição nada invejável para qualquer obra de arte especial, ainda mais se tratando da maior obra de arte especial brasileira.

Justo é destacar que naquela época não se tinha tanta familiaridade com as manutenções das pontes e viadutos como atualmente, principalmente depois das primeiras concessões no âmbito rodoviário federal. Apesar de não servir de resposta justa à lacuna, é verdadeiramente o que ocorria. É de se assinalar também, que ao professor Eládio Gerardo Requião Petrucci é creditado o mérito de ser o primeiro engenheiro a se preocupar com a patologia das estruturas de concreto no Brasil, ao proferir brilhante palestra sobre o tema durante um evento realizado no Clube de Engenharia do Rio de Janeiro, em 1972, intitulado “Patologia das Estruturas – Um Desafio à Engenharia”. A partir dessa data as atenções preliminares quanto ao assunto começaram a brotar, mesmo em caráter incipiente. Vale o registro emanado por aquele eminente engenheiro na ocasião, quando ele comparou as obras com o corpo humano ao proferir:

“As estruturas, como os homens, são concebidas, nascem, vivem, cumprindo a missão para a qual foram projetadas, algumas poucas vezes morrem em velhice, muitas morrem assassinadas pelo progresso, que as substitui por estruturas mais de acordo com as necessidades atuais, e algumas delas até adoecem. Tratadas em tempo as suas doenças, são elas recuperadas; outras vezes, quando não tratadas convenientemente, as estruturas vêm a perecer dessa mesma doença”.

(PETRUCCI, 1972)

A vida útil de uma ponte pode ser definida pelo tempo no qual as suas propriedades permanecem acima dos limites mínimos especificados. Todos gostaríamos de construir nas condições ideais, apoiando as fundações nas melhores rochas, usando materiais de durabilidade eterna e bastantes fortes, capazes de resistirem as forças

da natureza. A realidade, entretanto, está invariavelmente muito longe da situação ideal. Uma série de fatores incluindo a disponibilidade dos materiais constituintes, falhas humanas, manutenções precárias, tudo impõe severas limitações ao que poderíamos esperar da vida útil de uma ponte. A grande maioria das deteriorações das pontes e, conseqüentemente, de sua vida útil, é devida à falta de um programa de vistoria e manutenção que previna contra situações adversas. Normalmente, apenas quando a emergência ocorre é que a monitoração é lembrada.

Certamente que a grandiosidade da Ponte Rio-Niterói motivou para que se procurasse dar início a um programa de vistoria de suas estruturas. Mas, fundamentalmente, esse programa de vistoria, sem precedente no Brasil, contou com o auxílio providencial da empresa norte-americana HNTB – Howard Needles Tammen & Bergendoff International, Inc. – cujo conhecimento do assunto já fazia parte do seu currículo de projetos e supervisões de obras em todo o mundo. Para completar, aquela empresa tinha como seu representante no Brasil o engenheiro Eugene Peter Rausa, que durante a construção da ponte foi o supervisor das obras dos vãos principais, que inclui os 848,00m dos caixões metálicos, com peso inicial de 13.155t.

O Rausa foi, portanto, o grande idealizador das primeiras vistorias e manutenções estruturais e de durabilidade da Ponte Rio-Niterói. Com sua visão lastreada em obras norte-americanas, quando os Estados Unidos ainda amargavam e lembravam claramente do grande desastre com a Silver Bridge, em Point Pleasant, West Virgínia, sobre o Rio Ohio, que vitimou fatalmente 47 pessoas, em 1967, Rausa tratou de mostrar e convencer o DNER da necessidade incontestada da elaboração e implantação de um programa de vistoria e manutenção da Ponte Rio-Niterói, para o que incessantemente transitava nos andares da sede daquela entidade, na ocasião ainda na cidade do Rio de Janeiro, precisamente na Avenida Presidente Vargas, 522, ilustrando a carência que se fazia notar com relação a maior ponte do hemisfério sul.

Esse programa de vistoria, implantado pelo DNER para as estruturas da Ponte Rio-Niterói, fixava em 12 meses a inspeção geral da ponte. A extinta ECEX – inicialmente Empresa de Construção e Exploração da Ponte Presidente Costa e Silva, e posterior-



FIG. 1 – DEFEITOS NA PAVIMENTAÇÃO SOBRE OS VÃOS METÁLICOS DURANTE PERÍODO DE CHUVA (FONTE: CONSÓRCIO NORONHA/HNTB – 1986)

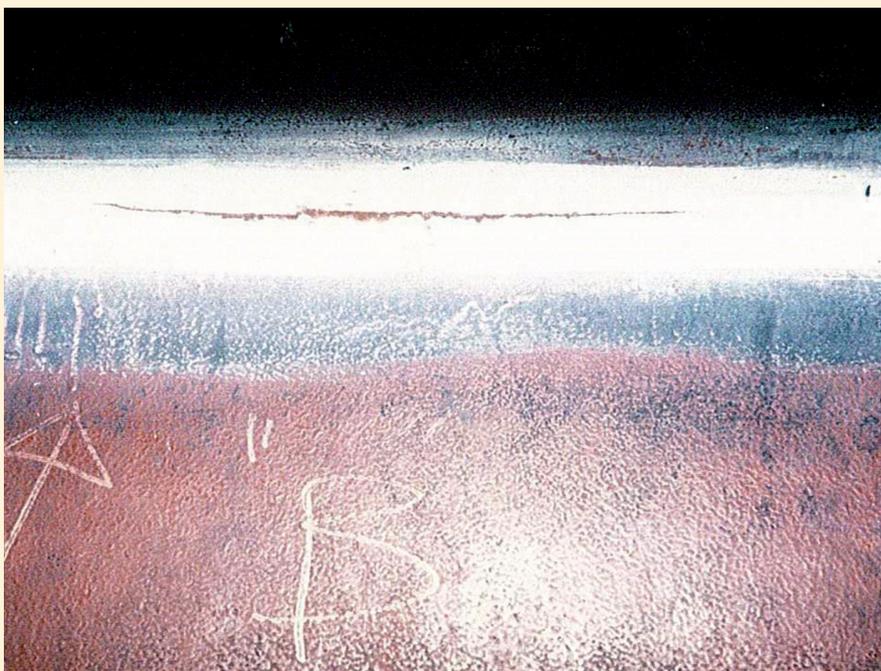


FIG. 2 – TRINCA EM SOLDA DE FILETE ENTRE O ENRIJECEDOR LONGITUDINAL SUPERIOR E A MESA ORTÓTropa. (FONTE: CONSÓRCIO NORONHO/HNTB – 1985)

mente Empresa de Construção de Obras Especiais – detinha o contrato de vistoria e manutenção da ponte junto àquele órgão, e subcontratou o Consórcio Noronha/HNTB para a execução das vistorias, restando a ela a parte executiva dos reparos iniciais apontados pelas inspeções e a administração do contrato.

Enfim, em fevereiro de 1979, o Rausa viu seus esforços serem coroados de êxito à

medida em que o DNER dava o pontapé inicial para a manutenção da ponte. O mês de fevereiro de 1979 é, por conseguinte, um marco na vida da ponte, pois uma vez iniciadas as primeiras jornadas de vistoria e manutenção jamais houve qualquer paralisação.

É interessante notar, decorridos 30 anos das primeiras vistorias da Ponte Rio-Niterói, como eram simplistas as ações inci-

pientes aplicadas nas inspeções. Não que tais medidas fossem incorretas ou ineficazes, mas, comparativamente ao que hoje se faz, as mudanças foram radicais, para melhor, logicamente. Destaque para o fato de que a primeira norma brasileira de inspeção de pontes somente viria a ser discutida e criada em 1986, a NBR 9452.

Os cinco anos em que a ponte ficou sem qualquer manutenção das partes de concreto e metálica fizeram muito mal às suas estruturas, e o declínio de suas qualidades, em alguns segmentos, foi notório, destacando-se os problemas com a pavimentação sobre os vãos metálicos (Fig. 1), as uniões soldadas dos vãos principais (Fig. 2) e as juntas de dilatação do trecho em concreto (Fig. 3), apenas para citar as três maiores evidências. Vários outros segmentos da ponte também sofreram com a ausência de serviços de vistoria e a respectiva manutenção, agravado pelo fato de que, ao iniciar, o Consórcio Noronha-HNTB, através de sua equipe técnica, não tinha o domínio total da arte de vistoriar, o que levou algum tempo até que todos entrassem em sintonia e procedessem os trabalhos de maneira mais eficaz.

O início das vistorias e manutenções da Ponte Rio-Niterói, em fevereiro de 1979, após 5 anos sem qualquer atividade patológica ou terapêutica, pode ser consi-

derado como o marco inicial efetivo das vistorias e manutenções das pontes e viadutos no Brasil, cujas ações nesse sentido estabelecem uma divisão clara entre antes e depois da Ponte Rio-Niterói.

4. MANUTENÇÕES ESPECIAIS DOS CAIXÕES METÁLICOS

Como externado em parágrafo anterior, o que será tratado neste capítulo apenas considera o sério problema do surgimento e proliferação de trincas nos mais variados tipos de solda, assim como no metal de base, pelo fato de tal descontinuidade estrutural ser considerada a mais grave entre todas observadas ao longo de meio século de serventia, nos vãos principais. Deixa-se, desta forma, de se tecer comentários sobre uma gama de outras atividades de inspeção e manutenção dos caixões metálicos, tais como, serviços de pintura interna e externa, reforço com transversinas intermediárias, reforço com cabos protendidos, substituição da pavimentação asfáltica por laje em concreto armado, colocação de passarelas interna e externamente, instalação de andaimes especiais, manutenção dos apoios metálicos fixos, móveis e tirantes, instalação de equipamentos para acessar locais especiais no interior dos caixões, entre outras, todas de suma importância para garantir a segurança física da obra e sua vida longa.

Inicialmente, lembra-se que todo o aço dos caixões metálicos é proveniente da Inglaterra, em contrapartida ao empréstimo daquele país de cerca de US\$ 20.000.00 para o início da construção da ponte, especificamente dos vãos principais, aqueles com superestrutura em placa metálica ortotrópica.

No que tange aos tipos de aço, foram usados os 43A, 50 e 55, regidos pela norma britânica BS "British Standard" 4360-1968.

Os parafusos foram projetados como de alta tensão, em conformidade com a norma

British Standard 1768, qualidade V, ou de acordo com a norma British Standard 3139. Nas uniões dos segmentos metálicos existem cerca de 10.000 parafusos. Também foram projetados fundidos de aço para os mancais de apoio, igualmente em conformidade com a norma British Standard 592- Grade "B".

Há uma curiosidade em torno do uso do aço inglês na ponte, levando em conta que o projeto dos caixões metálicos é da HNTB, empresa norte-americana. A concepção inicialmente levada em conta por aquela empresa da terra do Tio Sam indicava aço produzido naquele país, regido pela norma ASTM A-314, que tinha limite de escoamento 50% superior ao do aço britânico, porém tinha preço 62% mais elevado. Todavia, mesmo com essa disparidade, levando em conta a maior quantidade de aço exigida para suprir essa defasagem, o material inglês ainda assim apresentou preço competitivo e foi o indicado no projeto e usado na construção dos vãos metálicos.

Conquanto tenham sido principiadas em fevereiro de 1979, as vistorias dos caixões metálicos se tornaram mais acirradas quando foi encontrada a primeira trinca em uma junta soldada, em 06 de outubro de 1980, identificada por 11, por se encontrar no lado interno dos caixões. A lesão ocorreu no caixão Norte-Niterói, entre as transversinas 16/77 (Fig. 4 e 5), no enrijecedor longitudinal superior ELS 13N. Daí em diante o que se viu foi uma proliferação desenfreada de trincas nas mais variadas uniões soldadas, atingindo uma quantidade superior a 1000 lesões. Este foi o passivo de defeitos que se atingiu até imediatamente antes de a Ponte Rio-Niterói ser entregue à iniciativa privada por meio de concessão.

Durante todo o período compreendido entre 1980 e 1995, as trincas nos caixões metálicos foram o maior problema estrutural apresentado pela ponte (Fig. 6). Em certa ocasião, no início de 1990, três enrijecedores longitudinais superiores contíguos em uma mesmo vão entre transversinas, apresentaram, simultaneamente, trincas transversais em suas uniões soldadas, o que levou o DNER a ter que fechar uma faixa e meia de rodagem, no sentido Niterói Rio, durante três dias, enquanto se processavam os serviços de remoção dos defeitos e a posterior ressoldagem.

Levando em conta o aspecto estrutural, as principais preocupações eram com trin-



FIG. 3 – DEFEITOS EM JUNTAS DE DILATAÇÃO TIPO FT 200, ORIGINÁRIOS DO PERÍODO SEM MANUTENÇÃO, DE 1974 A 1979. (FONTE: RELATÓRIO DE VISTORIA DA PONTE – 1990)

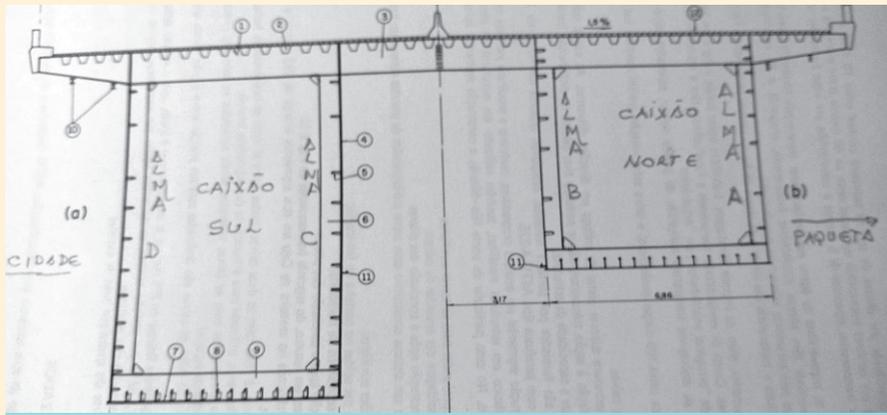


FIG. 4 – IDENTIFICAÇÃO DAS ALMAS E ENRIJECEDORES NOS CAIXÕES SUL E NORTE, EM SEÇÕES TRANSVERSAIS SOBRE OS PILARES (À ESQUERDA) E NA UNIDADE CENTRAL (À DIREITA). DESENHO EXTRAÍDO DO LIVRO “PONTE RIO-NITERÓI – MÉTODOS CONSTRUTIVOS” DE AUTORIA DO ENGENHEIRO WALTER DO COUTO PFEIL, COM NOTIFICAÇÕES COMPLEMENTARES DOS AUTORES

cas transversais nos enrijecedores longitudinais superiores, e na mesa ortotrópica.

Localização das transversinas na superestrutura metálica, evidenciando-se, também, os caixões Sul-Rio, Sul-Niterói, Norte-Rio e Norte-Niterói. Nota-se que o meio do Vão Central é na transversina 87 (Fig. 5). O croqui data de 1987, portanto tem valor não apenas histórico, como também serve para que se mantenha o que há décadas vem sendo tomado como referência, evitando outras postulações que venham a trazer tão apenas embaraço.

Durante a fase de manutenção da ponte sob a anuência do DNER, várias trincas foram observadas entre enrijecedores longitudinais superiores e a mesa superior, no sentido longitudinal (Fig. 7). Os reparos, naquela ocasião, eram sempre feitos a partir das 23:00h, pois a pista de rolamento, onde se dava a projeção dos defeitos, era fechada para evitar vibrações durante a aplicação do material de adição na bolsa de fusão. O tráfego era desviado para a outra pista, que funcionava em regime de mão dupla. Todos os serviços deveriam estar concluídos até às 05:00h, impreterivelmente. Todo este mecanismo operacional funcionava porque o volume de tráfego naquele momento era bem inferior ao atual.

O aparecimento dessas trincas em larga escala exigiu dos envolvidos com a vistoria e manutenção dos caixões metálicos uma solução definitiva às suas reparações. Foi quando a HNTB envolveu o engenheiro Stanley T. Rolfe, renomado consultor norte-americano em estruturas metálicas, bem familiarizado com os problemas que a Ponte Rio-Niterói estava apresentando.

A primeira sugestão desse consultor, enquanto não eram diagnosticadas as causas que originaram as trincas, foi fazer furos nas extremidades dos defeitos, de tal maneira que as bordas internas desses furos ainda exibissem essas anomalias, porém elas não se mostrassem além dos bordos externos. Durante alguns meses, a providência que se tomava era essa. Os estudos teóricos elaborados com a finalidade de elucidar as causas geradoras do surgimento persistente dessas trincas, que com o passar do tempo se ampliava em quantidade e se diversificava em regiões distintas, não foram suficientes para demonstrar pelo menos um caminho inicial que conduzisse, com segurança, a dados explicativos da questão. Disto che-

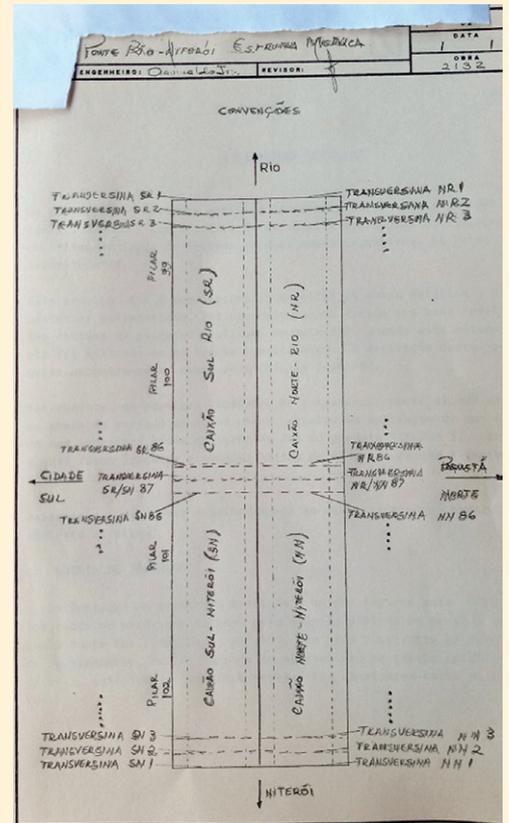


FIG. 5 – CROQUI DE 1987

gou-se à conclusão que apenas com uma análise pericial profunda dos cordões de solda trincados seria possível detectar com certeza os motivos que teriam conduzido as juntas soldadas a apresentarem tantas trincas.

Em fevereiro de 1983, já com um considerável elenco de descontinuidades observadas por meio não destrutivos – partículas magnéticas e líquido penetrante –, foram iniciados os contatos com o CEPEL



FIG. 6 – TRINCA NO METAL DE BASE DO ENRIJECADOR LONGITUDINAL SUPERIOR 335, ENTRE TRANSVERSINA 86/87, NO CAIXÃO SUL RIO. (FONTE: RELATÓRIO DE VISTORIA – 1993)

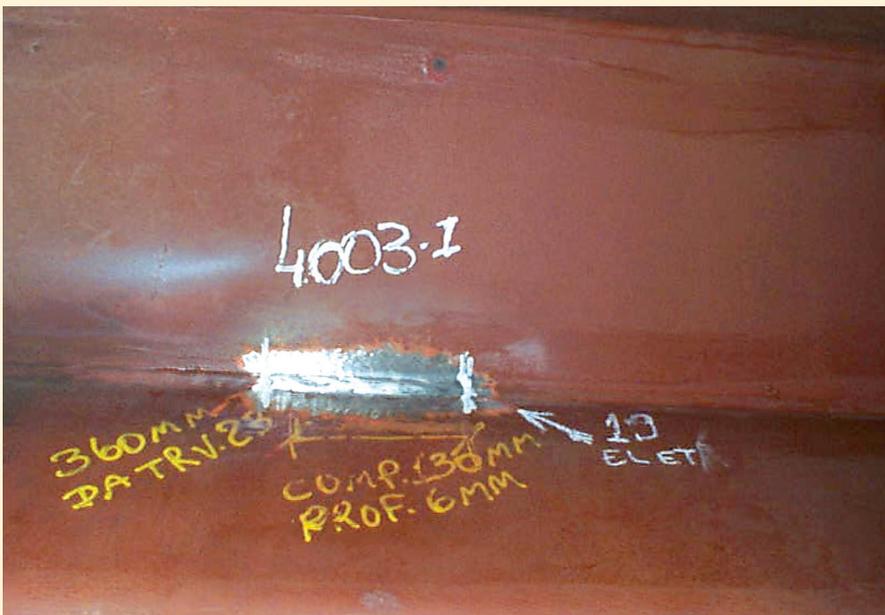


FIG. 7 – TRINCA LONGITUDINAL EM SOLDA DE FILETE NO INTERIOR DOS CAIXÕES METÁLICOS, ENTRE A MESA SUPERIOR E O ENRIJECEDOR TRAPEZOIDAL (FONTE: RELATÓRIO DE VISTORIA – 1993)

– Centro de Pesquisas de Energia Elétrica, do Grupo ELETROBRÁS, localizado no Campus da Cidade Universitária do Rio de Janeiro, para levar a efeito uma pesquisa visando esclarecer as causas formadoras das trincas, para que, a partir dos dados conclusivos, fosse possível diagnosticar com precisão a terapia recomendada aos devidos reparos. Cabe a ressalva de que, para essa averiguação, foi escolhido o CEPEL, por esse laboratório contar com um rico patrimônio em termos de equipamento, incluindo microscópicos óptico e eletrônico de varredura, indispensáveis à condução da pesquisa das soldas trincadas, além de um expressivo corpo técnico.

A pesquisa com respeito às soldas trincadas teve início com a retirada de amostras de alguns cordões de solda fraturados (Fig. 8). Tal retirada consistiu em extrair da chapa de aço um volume de material correspondente a um cilindro com diâmetro da base de cerca de 2", e com altura igual a espessura de 8mm da chapa, no caso dos enrijecedores longitudinais superiores. A extração propriamente dita foi feita unindo-se furos de broca em todo o perímetro da região delineada para servir de amostra.

A metodologia da pesquisa obedeceu a seguinte ordem:

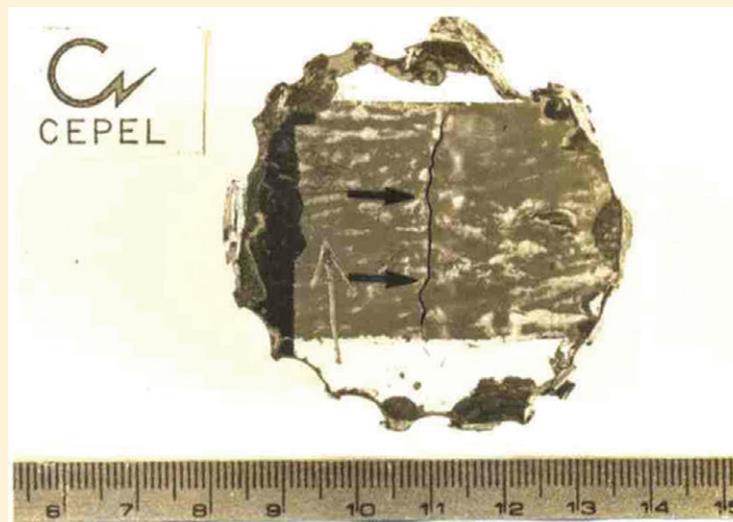


FIG. 8 – AMOSTRA DE SOLDA TRINCADA EM ANÁLISE NO CEPEL (RELATÓRIO DE ANÁLISE DE TRINCA DO CEPEL – 1983)

- Inspeção visual;
- análise química do cordão de solda e do metal base;
- análise metalográfica das seções longitudinal e transversal ao cordão de solda, constituindo de micro dureza e observações nos microscópios óptico e eletrônico de varredura;
- análise fratógráfica objetivando definir a origem das trincas, suas características e o modo de crescimento;
- análise por dispersão de energia de elementos segregados nas trincas e constituintes de inclusões eventuais nos cordões de solda.

Os resultados colhidos com a pesquisa realizada no CEPEL, em corpos de prova contendo trincas, revelaram, resumida-

mente, que o material formador dos cordões de solda apresentava composição química sem qualquer explicação ante aos consumíveis usados, o que provocava as descontinuidades motivadas por fadiga. A partir de então, a HNTB elaborou um procedimento de soldagem com o uso de eletrodos de aço inoxidável, para prevenir contra os efeitos de fadiga no aço. Esses eletrodos são regidos pela norma A.W.S., sendo identificados por E 309.

Em algumas ocasiões, antes de se ter conhecimento dos resultados da pesquisa no CEPEL, algumas trincas foram sanadas sem ser extirpadas, mas sim por adição de chapas de reforço.

Com a substituição da pavimentação asfáltica por pavimento rígido armado com duas camadas, e a colocação de algumas transversinas internas entre as existentes, para reduzir o vão original de 5,00 m entre elas, o problema das trincas nos caixões metálicos foi praticamente eliminado, não havendo preocupação nesse sentido. Não se tem notícias do surgimento de trincas que possam causar inquietude, pelo menos até o elaborar deste artigo.

Para efeito de contabilidade histórica, os caixões metálicos da Ponte Rio-Niterói chegaram a apresentar cerca de 21 tipos distintos de trincas, espalhadas por algo em torno de 1000 pontos. Especificamente, quanto aos caixões metálicos dos vãos principais, os autores registram a extrema colaboração dada pelos engenheiros Rausa e Júnior Siqueira, do então Consórcio Noronha-HNTB, ambos não mais no plano terreno, cujos bons frutos ainda hoje são observados na medida em que não se verifica mais o que outrora foi, sem qualquer dúvida, o maior problema estrutural em toda a Ponte Rio-Niterói.

5. MANUTENÇÕES ESPECIAIS DO TRECHO EM CONCRETO

Igualmente ao que foi mencionado no primeiro item, seria impossível que se explicasse neste documento todas as manutenções especiais que foram e são realizadas no âmbito das estruturas de concreto,

face ao grande e diversificado elenco de atividades colocadas em prática nesses segmentos.

Por se tratar daquela mais direta e gravemente ligada ao aspecto estrutural, os autores elegeram as fissuras que brotaram nas uniões coladas das aduelas de concreto do Trecho sobre o Mar, como as mais motivadoras para aqui ser explicitadas, mesmo sabendo da grande importância de estudos, pesquisas e atividades de inspeção e manutenção em outros ramos das estruturas em

concreto, tipo, vistoria submersa das fundações, monitoração dos aparelhos de apoio em elastômero fretado, substituição de juntas de dilatação, monitoração a longo prazo das aduelas, durabilidade do concreto submerso, análise de fadiga, averiguação de corrosão de armaduras embutidas no concreto, prevenção de vãos contra choques de navios, entre outros, igualmente importantes sob a óptica estrutural, funcional e de durabilidade.

A superestrutura da ponte sobre o mar tem as seguintes características: viga contínua com vãos de 80,00m, seção transversal formada por duas células unidas pela laje superior, largura de 26,60m, altura de viga de 4,70m, largura inferior externa de cada célula de 6,86m, afastamento entre juntas de dilatação a cada 400,00m, mas também com vãos de 480,00m, rótula localizada no interior do vão de 80,00m, viga pré-fabricada em aduelas usuais de 4,80m de comprimento e uma aduela de apoio com 2,80m de comprimento; cada vão de 80,00m comportando 16 aduelas usuais; uma aduela de apoio e um trecho central concretado "in situ" com 0,40m de comprimento.

A protensão é constituída no sentido longitudinal por cabos formado por 12 cordoalhas de 12,7mm, aço CP160 (PEB233-1967) (tensão a 1% 1600MPa), em cada célula existindo 14 cabos praticamente retilíneos no bordo inferior e 42 cabos praticamente retilíneos no bordo superior, usando o sistema de protensão da STUP, representante no Brasil da então Freyssinet. A alma é protendida por barras de diâmetro 25mm de aço f_{yk}

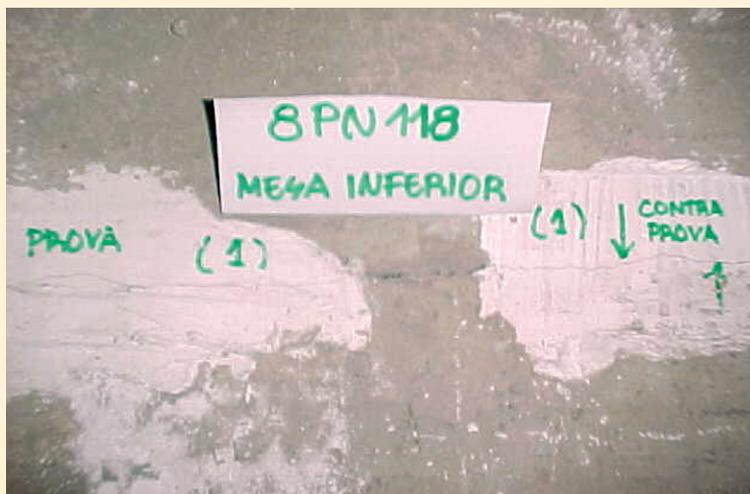


FIG. 9 – SELOS DE GESSO APLICADOS NA MESA INFERIOR DE ADUELA, EXIBINDO FISSURAS NA JUNTA COLADA (FONTE: INSPESIS ENGENHARIA – 2004)

igual a 870MPa (tensão de escoamento com o sistema Macalloy (ancoragem com porcas), variando o espaçamento ao longo do vão. A laje é protendida transversalmente com cabos de 12 fios de 8mm, aço CP145 (PEB233-1967) (tensão a 1% de 1450MPa), com espaçamento médio de 0,96m, com ancoragens do sistema de protensão da STUP.

Como já do conhecimento de todos os envolvidos com a Ponte Rio-Niterói, ela é considerada o maior conjunto de estruturas protendidas da América do Sul, pelo fato de congregarem cerca de 43.000 cabos protendidos, perfazendo um comprimento estimado de 143.000 km de fios.

Todo o programa de pesquisa com o concreto protendido do Trecho sobre o Mar da Ponte Rio-Niterói foi motivado pelo surgimento de fissuras em algumas juntas coladas entre as aduelas 8 (Fig. 9), localizadas no meio dos vãos de 80,00 m, precisamente na mesa inferior e no terço inferior das almas, fato que, inicialmente, ocorreu em sua grande maioria no lado Paquetá, durante prova de carga estática realizada na ponte com o carregamento diário que por ela transita. Assim, as descontinuidades surgiram em regiões de momentos positivos máximos. Como a ponte foi concebida com protensão total, ou seja, 100% comprimida, não era de se esperar que fissuras viessem a despontar em qualquer de suas seções protendidas, uma vez que o concreto nessa situação apenas exibe fissura quando a capacidade portante à tração é vencida. Estando plenamente comprimida, a ponte não deveria apresentar esforços de tração.

Diante disso, um amplo estudo teórico/prático foi idealizado e posto em funcionamento, o qual envolveu as seguintes averiguações: "Investigação Destrutiva, mediante a furação do concreto e corte da bainha metálica", "Instalação de Selos de Gesso" na mesa inferior e almas, Verificação dos teores de Cloretos e Profundidade de Carbonatação nas faces das Almas das Aduelas e Lajes Inferiores", "Monitoração da Temperatura no Interior das Aduelas", "Monitora-

ção com Alongômetro Mecânico", Análise de Amostra de Cordoalha usada à época construtiva e estudo teórico quanto a questão da relaxação.

As pesquisas acerca do concreto protendido da Ponte Rio-Niterói até então realizadas e as que vierem complementá-las, constituem o maior plano de averiguação e avaliação de cabos protendidos em todo o mundo, não havendo registro de que em qualquer outra obra tenham se processado estudos práticos tão amplos e profundos com a cablagem de uma obra protendida. Esses estudos e pesquisas foram objeto de apresentação em congresso da IABMAS, na cidade de Seul, capital da Coreia do Sul, em 2008, tendo causado grande repercussão internacional.

Por se tratar de assunto polêmico e de difícil entendimento entre os que atuam no ramo da patologia das estruturas, é pertinente a apresentação de algumas observações iniciais, de forma a melhor embasar os conhecimentos daqueles que irão se envolver com o assunto em tela.

Historicamente, no Brasil, as pontes e viadutos em concreto armado e em concreto protendido têm sido tratadas igualmente, no que se refere à vistoria estrutural. As ações de inspeção aplicadas às obras em concreto armado são literalmente estendidas àquelas em concreto protendido, ensejando-lhes total similaridade de concepção, o que não é o caso. Nenhuma outra atividade especial é inserida nas avaliações das condições estruturais das obras em concreto protendido, de forma a diferenciá-las daquelas em concreto armado. Assim sendo,

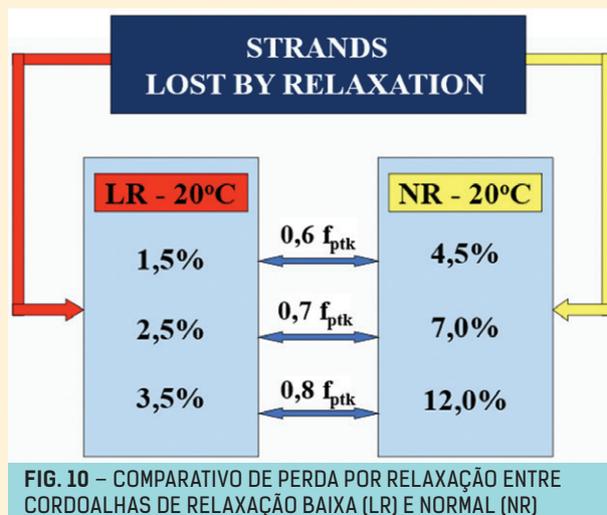
a verificação segura do estado físico da armadura pós ou pré tensionada é simplesmente ignorada.

Tal fato, erroneamente verificado, poderá majorar ao longo dos anos a quantidade de obras protendidas carentes de medidas reparadoras em curto prazo, ou expô-las a situações estruturais graves, ou até mesmo levá-las à ruína, devido ao descaso com os cabos protendidos que, invariavelmente, nunca têm as suas condições físicas avaliadas quanto ao grau de corrosão, uma das principais causas de redução da vida útil de uma ponte ou viaduto com estruturas protendidas. Neste particular, vale o registro do colapso da Ponte Morandi, na cidade de Gênova, Itália, em 14 de agosto de 2018, que ceifou a vida de cerca de 40 pessoas, e deixou outras 16 feridas. As causas do desabamento dessa obra de arte especial ainda estão sendo investigadas por júri internacional, mas as primeiras evidências dão conta da corrosão instalada em um dos pendurais protendidos.

Há que se distinguir as vistorias das pontes em concreto armado e em concreto protendido, adicionando-se às últimas verificações da sanidade dos cabos e a eficácia de proteção fornecida pela calda de injeção das bainhas. As armaduras protendidas, que conferem a segurança total da superestrutura, devem ser examinadas no que tange aos indícios de corrosão. O preenchimento das bainhas pela calda de injeção deve ser averiguado quanto à plenitude de ocupação dos espaços internos, sem que haja vazios.

Retornando ao problema específico das fissuras nas juntas coladas das aduelas, todas as pesquisas práticas não conduziram a informações seguras das causas geradoras do problema. No entanto, o ensaio no laboratório da Belgo-Mineira Bekaert, na cidade de Contagem (MG), exibiu que as cordoalhas usadas na protensão da ponte foram de relaxação normal, RN, que claramente trata-se de um eufemismo, visto que as perdas de tensão são bem elevadas com o passar dos anos, acrescentando ainda mais em função das forças inicialmente aplicadas, conforme exibido na figura 9.

A partir da constatação de que as cordoalhas eram de relaxação normal, passou-se a inspecionar com bastante cuidado os cerca de 10.000 selos de gesso nas juntas de colagem em momentos máxi-



mos positivos, isto é, no meio do vão de 80,00 m, e também sobre os pilares, onde se dão os maiores momentos negativos.

Estudos teóricos desenvolvidos pelo engenheiro Ernani Diaz, projetista da ponte, concluíram que as fissuras nas juntas coladas tiveram origem na perda de força inicialmente aplicada nos cabos de protensão, exatamente por serem de relaxação normal (Fig. 10). Ao longo de meio século, a relaxação manifestou-se, como era de se esperar, e fez com que os cabos perdessem parte das tensões aplicadas, culminando na redução das forças de protensão, o que motivou a origem de tensões de tração quando não deveriam ocorrer.

O fenômeno da relaxação em cabos de protensão é complexo e não há estudos práticos além de 10 anos, pelo fato de que não se produz mais cordoalhas sem o tratamento termomecânico que as tornam de baixa relaxação. As cordoalhas de baixa relaxação, ou cordoalhas estabilizadas, são aquelas que são submetidas a um tratamento termomecânico em que passam por imersão em óleo a temperatura de 350°, sendo simultaneamente tracionadas. O processo nada mais é que a aceleração de parte da relaxação, ou seja, no processo da estabilização grande parte da relaxação ocorre.

Não havendo mais cordoalhas de relaxação normal, o interesse pela pesquisa com elas ficou restrito a alguns engenheiros dos Estados Unidos, e a informações abalizadas advindas do CEB.

Os engenheiros Magura, Sozen e Siess, pesquisaram profundamente o processo da relaxação durante 10 anos, a partir de que fizeram extrapolações para 50 anos. O não continuar da pesquisa após uma década foi devido ao término de fabrica-

ção de cordoalhas não estabilizadas, sendo entendido que não faria qualquer sentido levar adiante os estudos com um material não mais produzido.

Informações constantes do CEB indicam que, após 50 anos em serviço, a percentagem de relaxação pode atingir até 3 vezes o resultado esperado para o tempo de 1000 horas exigido pelo ensaio em

laboratório, com temperatura controlada em 20° C +/- 1° C. Além disso, essa instituição francesa indica que a relaxação é fortemente influenciada pela elevação da temperatura existente no local.

Na Ponte Rio-Niterói ficou comprovado que os selos de gesso instalados no interior das aduelas, tanto nos momentos máximos positivos, quanto negativos, sempre fissuravam primeiramente no caixão Paquetá, lado em que a incidência do sol é mais implacável no período vespertino, confirmando que a temperatura tem influência na aceleração do processo da relaxação. O que não se descortinou no estudo foi se a elevação da temperatura além de acelerar, também aumenta as percentagens finais de perda de força dos cabos protendidos.

Com a finalidade de tentar evidenciar em laboratório o que ocorreu na prática, ainda se arvorou realizar o teste de relaxação em ambiente climatizado, porém com a temperatura em torno dos 32° C, que foi a temperatura máxima encontrada nas aduelas situadas no lado Paquetá (Fig. 11), medida encontrada após 48 horas ininterruptas de averiguação, de hora em hora, na Ponte Rio-Niterói. Infelizmente, por razões que fugiram ao controle daqueles que idealizaram essa averiguação, esse teste não foi executado.

LOCAIS	CAIXÃO PAQUETÁ	CAIXÃO CIDADE
MESA INFERIOR	26°C	26°
ALMA PAQUETÁ	28°C	26°C
ALMA CIDADE	26°C	26°C
MESA SUPERIOR	32°C	32°C

FIG. 11 - TEMPERATURAS DAS ADUELAS NO VERÃO (FONTE: INSPESIS ENGENHARIA - 2005)

Com a certeza de que as fissuras que brotaram nas juntas coladas das aduelas foram decorrentes da cablagem ser do tipo RN, relaxação normal, foram elaborados projetos para reforço da superestrutura do Trecho sobre o Mar em zonas de momentos positivos e negativos máximos, e realizadas obras para fazer voltar a estrutura a ter as condições originalmente previstas no projeto.

O reforço das aduelas com juntas coladas fissuradas em momentos máximos positivos foi constituído, em cada alma, por 9 cabos formados por duas cordoalhas de 12,7mm – CP 190 RB (Fig 12), instalados em cada alma, ou seja, 36 cordoalhas de 12,7mm em cada caixão. A força de ancoragem de 2 cordoalhas de cada vez foi feita por meio de um painel de concreto armado ancorado na laje inferior e na alma, usufruindo-se das bossas existentes em cada aduela por dentro da viga contínua de concreto. Desta forma, os nove cabos de cada lado passam por cima das bossas existentes e se estendem ao longo do centro do vão. Esta protensão adicional equivale a 3 cabos de 12 cordoalhas de 12,7mm por caixão. O cabo mais extenso tem 47m e vai da aduela número 4 de um balanço à aduela 4 do outro balanço. Os cabos adicionais estão localizados nos cantos dos caixões, no bordo inferior. A transferência das forças dos cabos é feita por meio de uma chapa inclinada de concreto armado, cuja armadura é fixada em furos nas almas e lajes do caixão através de epóxi.

Para o reforço das aduelas em momentos máximos negativos houve que se fazer uma série de artifícios construtivos no interior dos caixões de concreto, em virtude de não se contar com as bossas próximas à mesa inferior, originalmente parte dos segmentos colados e protendidos. O reforço nas zonas com momentos negativos resultou na aplicação de 4 cabos engraxados no interior de bainhas em PEAD (Fig. 13), cada cabo contendo 8 cordoalhas de 15,2 mm, CP 190 RB, por alma.

Vê-se, por conseguinte, que todos os reforços são externos, porém internamente nos caixões. Por ocasião da elaboração deste artigo encontrava-se em andamento a execução de 70 trechos em momentos negativos, a um custo aproximado de R\$ 47.000.000,00 (quarenta e sete milhões de reais).



FIG. 12 – REFORÇO DAS ADUELAS POR PROTENSÃO ADICIONAL NO INTERIOR DO CAIXÃO DE CONCRETO EM MOMENTO POSITIVO (FONTE: PONTE S/A – 2005)



FIG. 13 – REFORÇO DAS ADUELAS POR PROTENSÃO ADICIONAL NO INTERIOR DOS CAIXÕES DE CONCRETO, EM MOMENTO NEGATIVO (FONTE: ECOPONTE 2018)

No momento em que este artigo estava sendo redigido, todos os vãos em momentos positivos encontravam-se reforçados com protensão adicional, de tal maneira a dotar a ponte de suas condições estruturais originais. O reforço promove essa particularidade, o que é suficiente à garantia da segurança estrutural mediante a sua capacidade portante original restaurada.

Até onde se tem conhecimento, somente a Ponte Rio-Niterói, em âmbito nacional, tentou conter o avanço dos efeitos da relaxação nos cabos de pro-

tensão com cordoalhas de relaxação normal. Sabe-se, todavia, que todas as obras executadas antes de 1976, ano em que o Brasil começou a produzir cordoalhas estabilizadas, foram com cablagem de relaxação normal. Aqui foi dito “tentou conter”, pelo fato de que o assunto relaxação de cabos protendidos é muito complexo e pouco difundido, sendo poucos os que desfrutaram dessa experiência. Assim sendo, conquanto os reforços aplicados tenham trazido à superestrutura do Trecho sobre o Mar os requisitos originais de projeto, com a adição de cor-

doalhas do tipo RB, relaxação baixa, não se pode olvidar que a cablagem existente desde a época construtiva e ainda em serviço é do tipo RN, relaxação normal, portanto com o passar dos anos ainda continuará perdendo força, não sendo absurdo imaginar que os vãos já reforçados venham a apresentar novas fissuras nos selos de gesso outrora instalados. Não é o que se deseja, mas é o que se imagina poder ser realidade.

6. O QUE ESPERAR NO PORVIR

À medida em que os anos avançam, a Ponte Rio-Niterói passa a exigir mais atenção em todos os seus segmentos, tanto em concreto, quanto em estruturas metálicas, mesmo com todas as precauções que se têm cotidianamente.

A ambiência marinha no entorno da ponte é de grande agressividade, influenciando diretamente na sua durabilidade, inicialmente, e na óptica estrutural, posteriormente, caso não se tomem medidas reparadoras em tempo hábil.

Como a Ponte Rio-Niterói, por força contratual exigida pelo Termo de Referência da concessão, tem procedimentos definidos à sua manutenção, associados aos requisitos impostos pela NBR 9452/19, e ainda por procedimentos internacionais também adotados, não se vislumbra declínio de suas qualidades nos aspectos de durabilidade, funcionalidade e estrutural com o decorrer dos anos, até porque se tem em mente as indicações da Lei de Sitter, Lei dos Cinco (Fig. 14).

Muitos questionam se é possível prognosticar por quantos anos a Ponte Rio-Niterói continuará servindo com segurança à sociedade. Em outras palavras, por quanto tempo a ponte ainda fará parte do belo cenário proporcionado pela Baía de Guanabara. Existem caminhos teóricos que permitem elucidar com relativa precisão essa questão, e que envolvem estudos estatísticos e probabilísticos profundos, de acordo com o professor Romilde de Almeida, da Universidade Católica de Pernambuco. Mas, fundamentalmente, o que conta, o que mais diferencia essa resposta, é o nível de manutenção aplicada às estruturas durante seus anos de existência.

O que os autores entendem, por conta de suas experiências em lidar com a

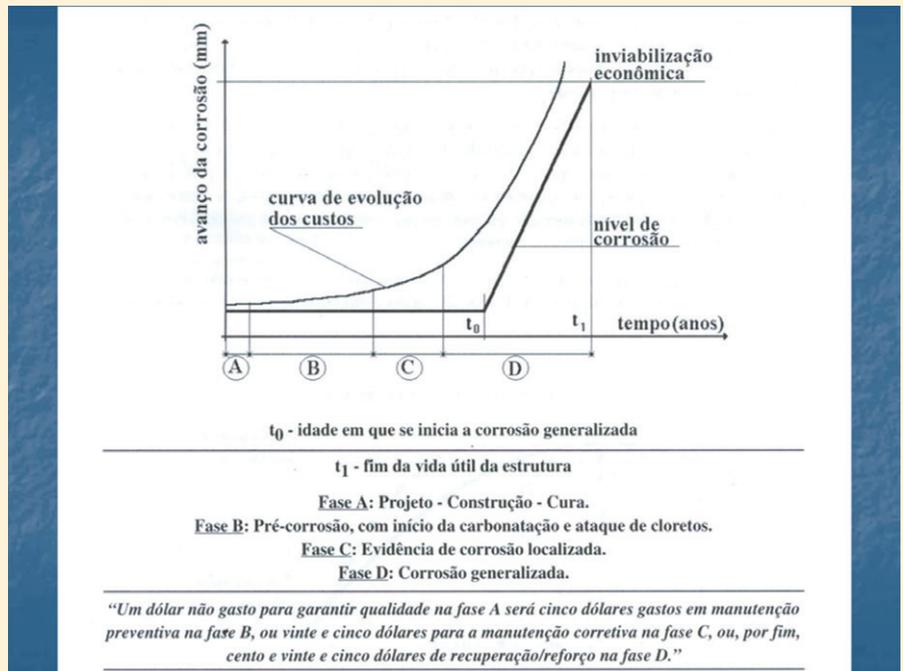


FIG. 14 – LEI DE SITTER, OU LEI DOS CINCO (FONTE: VICENTE CUSTÓDIO E THOMAZ RIPPER (MAIO 1998))

Ponte Rio-Niterói, tendo passado por fase sem manutenção, com manutenção apenas sofrível e por manutenção condigna, é que com o mesmo nível atual de atenção para com as estruturas, dando sequência, aprimorando, atualizando e realizando novas pesquisas e monitorações, a ponte deverá ter vida longa, não se imaginando período inferior a 100, 150.....n anos, tal qual proferiu o engenheiro Bruno Contarini, diretor técnico da construção da Ponte Rio-Niterói, e não mais no plano terreno. Assim anseia-se, assim deverá ser observado no porvir.

7. CONCLUSÕES

A Ponte Rio-Niterói foi uma obra bem projetada, esmeradamente construída, cuidadosamente supervisionada e, com a chegada da concessão, primorosamente inspecionada e mantida, resultando em um conjunto estrutural seguro e de fazer inveja a muitas obras com menos tempo de serventia que ela.

No âmbito federal, a Ponte Rio-Niterói foi a primeira obra a ser entregue à iniciativa privada por meio de concessão, para manutenção e operação, fato que embrionariamente teve início no governo do Presidente Itamar Franco, tendo como Ministro dos Transportes Alberto Goldman e posteriormente Margarida Nascimento. Ela não foi a primeira obra

a ser concessionada por acaso, mas pelo fato de o governo nunca destinar recursos suficientemente necessários às suas manutenções.

Isto posto, fica claro que a ponte jamais poderá deixar de ser técnica e operacionalmente gerenciada por empresa privada, sob a tutela fiscalizadora do governo federal, tarefa desenvolvida com galhardia e seriedade pela ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres.

Em se mantendo o sistema atual de concessão, com as devidas e necessárias atualizações gerenciais do porvir, de forma a melhorar cada vez mais o sistema atual que tanto rejuvenesceu a ponte, a indicação de vida útil de 100, 150.....n anos, certamente se verificará.

8. BIBLIOGRAFIA

- Consórcio NORONHA/HNTB – *Relatórios Técnicos de Inspeção da Ponte – 1979 a 1985.*
- EcoPonte – *Informações Técnicas sobre o Reforço das Aduelas – 2023*
- Pfeil, Walter do Couto – *Ponte Presidente Costa e Silva: Métodos Construtivos – 1985*
- Siqueira, Carlos Henrique – *Ponte Rio-Niterói - Projeto, Construção, Inspeção e Manutenção - 2009*
- Souza, Vicente e Ripper Thomaz – *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto – 1998.*

UM ÍCONE DA ENGENHARIA CHEGA AOS 50 ANOS

TODA A ENGENHOSIDADE E COMPLEXIDADE DE UM DESAFIANTE PROJETO PARA LIGAR O RIO DE JANEIRO A NITERÓI, CUJA IDEIA COMEÇOU A SER CONCEBIDA AINDA NO SÉCULO XIX, É DESCRITA, EM DETALHES, NO ARTIGO AQUI REPRODUZIDO E QUE FAZ PARTE DO LIVRO *"PONTES BRASILEIRAS – VIADUTOS E PASSARELAS NOTÁVEIS"*, ESCRITO E COORDENADO PELO PROFESSOR AUGUSTO CARLOS DE VASCONCELOS, FALECIDO NO FIM DE 2020

A ponte Rio-Niterói foi batizada antes mesmo de sua inauguração, em 4 de março de 1974, com o nome de Ponte Presidente Costa e Silva. As obras foram tumultuadas por diversos acontecimentos e pelas dificuldades surgidas na execução das fundações. O início da construção deu-se em dezembro de 1968, depois de acirrada concorrência em que saiu vencedor o CCRN – Consórcio Construtor Rio-Niterói, encabeçado pela Construtora Ferraz Cavalcanti. Após longa paralisação, foi rescindido, em 26 de janeiro de 1971, o contrato com o CCRN, sendo então organizado, pela companhia construtora estatal Empresa de Construção

e Engenharia de Obras Especiais – Ecex, um segundo consórcio que recebeu a denominação de Consórcio Construtor Guanabara Ltda. Foi assinado cum contrato de construção por administração com as firmas integrantes do consórcio, para que a obra não sofresse solução de continuidade. Esse consórcio, formado pelas firmas construtoras Construções e Comércio Camargo Corrêa, Construtora Rabello, Construtora Mendes Junior e Sobrenco, que haviam participado em conjunto da concorrência, tinha como presidente o engenheiro Lauro Rios, como diretor técnico o engenheiro Bruno Con tarini e como superintendente técnico o engenheiro Mario Vilaverde.

A ponte faz parte da rodovia BR-101 que parte do nordeste do país e corre ao longo da costa em direção ao sul. A ponte cruza a baía da Guanabara ligando as cidades de Niterói e Rio de Janeiro, com um comprimento total de 13,29 km. Depois de terminada a ponte, é possível percorrer 4.577 km da BR-101 desde Touros no RN até Rio Grande no RS, sem interrupções. Não é a ponte mais longa do mundo, mas está entre as sete maiores.

Muitas publicações importantes foram feitas sobre esta obra, a maioria delas no estrangeiro. Foram publicados livros técnicos e promocionais, artigos técnicos de fundações e estruturas, descrições do processo construtivo e inúmeras fotografias, inclusive em cartões-postais e calendários. Os antecedentes históricos também são dignos de menção, pois houve, durante longos anos, muita discussão sobre a escolha entre ponte e túnel submarino.

1. PONTE OU TÚNEL?

Já em 1875, o engenheiro inglês Hamilton Lindsay Bucknall recebeu, do imperador D. Pedro II, por decreto, a concessão da exploração de um túnel submarino ferroviário entre as duas cidades. O projeto foi elaborado por outro engenheiro inglês, P. W. Barlow Jr. que havia escolhido o traçado de Gragoatá, em Niterói, até o Calabouço, no Rio. Não obstante ter se empenhado bastante para concretização da obra, o engenheiro Lindsay acabou desistindo por “insuperáveis dificuldades burocráticas”.

Em 1929, as discussões entre as alternativas ponte ou túnel chegaram ao máximo.

A ligação entre as cidades de Niterói e Rio de Janeiro já vinha sendo cogitada pelo governo do Estado desde 1925. Inicialmente pensou-se numa ponte bem menor do que a atual, entre a Ponta de Gragoatá, em Niterói e a ponte do Calabouço, no aterro da Glória. A ponte teria apenas 2.550 m.

O engenheiro Alpheu Diniz Gonçalves defendia a construção de uma ponte pênsil e era apoiado pela Associação Comercial de Niterói. Chegaram a ser providenciados estudos do fundo da baía da Guanabara naquele eixo e também no eixo Av. Feliciano Sodré-Caes Pharoux. Este último eixo havia sido imaginado como solução para um túnel. Um famoso

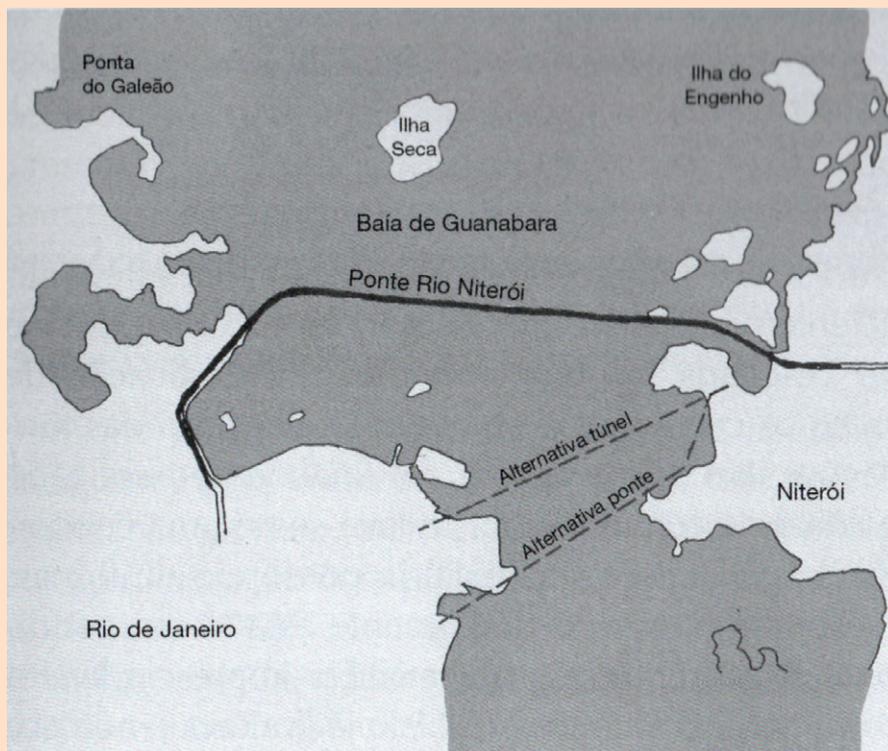


FIG. 1 – LOCALIZAÇÃO DAS ALTERNATIVAS DE PONTE OU DE TÚNEL, E DA PONTE CONSTRUÍDA [10]

engenheiro inglês, Ernest Moir, interessou-se por aqueles estudos para organizar um orçamento da obra.

Ponte ou túnel era o assunto do dia. Em 30 de abril de 1929, uma palestra de Alpheu, no Teatro Municipal, desencadeou uma polêmica em torno da solução mais vantajosa. O engenheiro Belfort abriu as discussões com a publicação, na revista *Viação* [1], de uma réplica à palestra de Alpheu que correspondia à conferência por ele realizada no Rotary Clube do Rio, em agosto do mesmo ano. A leitura da publicação de sua apresentação, amplamente documentada com números e comparações, é altamente recomendável.

Em 1932, o engenheiro brasileiro Melo Marques sugeriu a ligação entre os mesmos pontos por meio de uma ponte. Também não teve sucesso. O deputado Duarte de Oliveira fez, em 1943, uma investida em favor da ponte, mas encontrou forte oposição dos que defendiam a construção do túnel, sob alegação de “segurança militar”. Por isso, o governo federal abriu, em 1952, uma concorrência pública internacional, saindo-se vencedora a firma francesa Études et Enterprise que preferiu o traçado mais extenso da praça Mauá até a avenida Feliciano Sodré, em Niterói. A concorrência deu em nada.

Novamente em 1959, foi aberta outra concorrência internacional em que só apareceu uma firma interessada. Foi a empresa argentina Sailavi, que também nada conseguiu de positivo.

O governo decidiu, de uma vez por todas, em 1963, resolver sobre se seria ponte ou túnel. Criou para isso um grupo de trabalho formado por eminentes técnicos de experiência e capacidade que, baseado em numerosos pareceres técnicos, após dez meses de estudos, optou definitivamente pela alternativa ponte.

Finalmente, depois de muito tempo perdido, foi tomada alguma decisão. Não se falaria mais em túnel. Imediatamente, o governo federal solicitou estudos detalhados da matéria, e a equipe técnica foi encabeçada pelo conhecido engenheiro das obras contra a seca, Luiz Augusto da Silva Vieira. No final do ano de 1965, o grupo de trabalho apresentou relatório completo, com a análise técnica do problema em que se recomendava a construção de uma ponte entre a Ponta do Caju, na avenida Francisco Bicalho e as avenidas Feliciano Sodré e do Contorno, em Niterói. A argumentação foi amplamente convincente e serviu de base para um decreto de 12 de dezembro de 1965 que criava a Comissão Executiva da Ponte Rio-Niterói.

2. DOS PRIMEIROS ESTUDOS E FINANCIAMENTO [10]

Antes de tudo, foram firmados contratos para serviços de sondagem ao longo do traçado escolhido e aceito. Essas sondagens seriam o ponto de partida para o estudo de viabilidade do projeto, tanto técnica como econômica. Para financiar esses estudos, foram negociados empréstimos com a Fimep e Usaid. Em 5 de maio de 1966, foi feita a solicitação de anteprojetos por meio de cartas-convite, daí resultando a pré-qualificação de consórcios. A disputa foi longa e difícil. Só 14 meses depois é que foi assinado o contrato entre o DNER e o consórcio formado pelas firmas:

- Escritório de Engenharia Antonio Alves Noronha Ltda.
- Howard Needles, Tammen & Bergendoff International Inc.
- Eletroprojetos Consultores Técnicos
- Wilbur Smith and Associates Inc.

O anteprojeto foi preparado pelas duas primeiras firmas e foi logo aceito pelo DNER. Após essa aprovação, foram encomendadas as sondagens definitivas.

Os gastos com a construção eram muito grandes. Os estudos bem minuciosos davam ideia do volume de dinheiro em jogo e o financiamento tinha que vir de fora do país. O DNER negociou com N.M. Rotschild & Sons representando os bancos britânicos, resultando dessa negociação o fornecimento e a montagem dos vãos metálicos da ponte pelas firmas inglesas: Redpath Dorman Long Ltd. E The Cleveland Bridge and Engineering Co. Ltda. que se associaram à Montreal S.A.

Acertados estes pontos, foi concedido o empréstimo necessário para cobrir as despesas com os serviços da construção de toda a ponte. Enfim, a ponte poderia sair do papel.

3. DA CONCORRÊNCIA [10]

Em 1968, o projeto, ainda não detalhado, estava suficientemente amadurecido para que a obra pudesse ser colocada em concorrência, com indicação de todos os consumos de matérias e previsão das fundações. Em 23 de agosto, foi finalmente publicado o edital de concorrência. Tratava-se de uma concorrência gigantesca que exigiria consórcio de firmas. Nenhuma empresa individualmente estaria em condições de enfrentar o

problema. Era imprescindível a constituição de consórcios. Isto já limitava o número de participantes. As maiores firmas do Brasil, pela primeira vez, se deram as mãos para poderem ser classificadas. Todas, muito bem amparadas juridicamente, fiscalizavam intensamente todos os procedimentos, de tal forma que tornavam praticamente impossível qualquer tipo de protecionismo. Uma vez aceita a pré-qualificação, somente o preço seria o elemento de decisão final. Somente dois consórcios participaram: Consórcio A e Consórcio B.

O Consórcio A, denominado CCRN – Consórcio Construtor Rio-Niterói, era constituído pelas firmas [30]:

- Construtora Ferraz Cavalcanti
- CCBE – Companhia Construtora Brasileira de Estradas
- EMEC – Empresa de Melhoramentos e Construções S.A
- Servix Engenharia S.A.

O Consórcio B integrava as mais poderosas firmas do Brasil:

- Construções e Comércio Camargo Corrêa S.A.
- Construtora Mendes Junior S.A.
- Constutora Rabello S.A.
- Sérgio Marques de Souza S.A.

Como o edital especificava claramente que o vencedor seria o que ofertasse o menor preço, o consórcio CCRN foi declarado vencedor, sendo firmado contrato para a construção em 4 de dezembro de 1968. O prazo preestabelecido para a construção completa da ponte era de 1.095 dias (três anos) e deveria expirar em dezembro de 1971. Para a estrutura metálica, o DNER já havia firmado anteriormente contrato com as mencionadas firmas inglesas.

A construção foi iniciada em janeiro de 1969. Entretanto, quando tudo parecia estar resolvido, diversos incidentes modificaram o panorama. Surpresas com as fundações, falta de concordância entre os assessores de fundações, prova de carga mal sucedida com mortes de notáveis profissionais, acabaram levando o DNER a rescindir, em 26 de janeiro de 1971, com o prazo de construção já esgotado, o contrato com o CCRN e as estatizar os equipamentos e materiais que estavam sendo empregados na construção da ponte que passou a ser chamada de ponte Presidente Costa e Silva.

Para que a obra não sofresse solução de continuidade, em 15 de fevereiro, menos de um mês após a estatização da obra, o DNER decidiu firmar contrato por administração com o Consórcio B que passaria a se chamar CCGL – Consórcio Construtor Guanabara Ltda. Em seguida, a última das quatro firmas decidiu desligar-se do consórcio. A Empresa de Engenharia e Construção de Obras Especiais S.A – Ecex, que era vinculada ao DNER, ficou com o encargo de supervisionar toda a construção da ponte. A obra duraria 20 meses, a contar da dada que os equipamentos ficassem totalmente disponíveis para uso imediato. Foi um prazo menor do que o período gasto até então, com apenas dois tramos da superestrutura já prontos. O prazo de 20 meses é mencionado com recorde para obra de tais dimensões [10].

4. DAS PARTES DA ESTRUTURA [2]

A ponte é tão grande e tão diversificada que não se pode aqui, neste breve resumo, descrever todas as partes. Procura-se, então, situar as partes analisadas no conjunto geral, pelo menos para mostrar a sua grandiosidade.

A estrutura completa, com seus 13,29 km e 344.000 m² de tabuleiro, precisa ser dividida em partes estruturalmente diferentes. A ponte completa compreende, então, 11 trechos distintos. Mesmo sendo enfadonho ficar a descrever todos os 11 trechos, pelo menos torna-se necessário delimitá-los:

1º trecho: com 42.078m² de tabuleiro forma o chamado “Acesso Rio”, composto de três viadutos. A estrutura é composta de vigas pré-moldadas protendidas, de forma original fora da rotina, que foram apelidadas de “vigas barriga de peixe” ou “as barrigudinhas”. A descrição destas vigas não pode ser omitida.

2º trecho: com 42.560 m² de tabuleiro, 26,6 m de largura e 1,6 km de extensão, constitui o viaduto da av. Rio de Janeiro, todo em concreto protendido.

3º trecho: com 130.659 m² de tabuleiro, 26,6 m de largura e 4.912 km de extensão é o mais longo de todos os trechos. Começa com uma curva de 1.200 m de raio e termina em tangente até a estrutura metálica.

É constituído de duas partes independentes em seção unicelular, constituído em aduelas pré-moldadas ligadas por pós-tração e resina epóxi. Esta parte será descrita com mais pormenores.

4º trecho: com 22.557 m² de tabuleiro, é a parte da obra em estrutura metálica. Este trecho foi projetado e calculado na Inglaterra. A execução e a montagem são inglesas em consequência de acordo firmado para financiamento da obra. Do ponto de vista de estrutura, constituiu, em 1974, recorde mundial de vão em viga reta de aço, com 300 m de eixo a eixo de apoios.

5º trecho: com 44.288 m² de tabuleiro, possui largura variável de 26,6 a 44,13 m e uma extensão de 1.632 km. Vai até a ilha Mocanguê Grande e é constituído de aduelas pré-moldadas como no 3º trecho.

6º trecho: este não é ponte. É uma pavimentação sobre a ilha Mocanguê Grande resultante de corte e aterro com extensão de 219 m. Neste trecho, existem duas rampas de acesso à ilha.

7º trecho: com 36.520 m² de tabuleiro e 1.340 km de extensão, é em tudo análogo ao 5º trecho.

8º trecho: também este não é ponte. Trata-se de uma pavimentação com traçado curvo e raio de 1.200 m, resultante de corte e aterro na ilha do Caju. Possui 176 m de extensão.

9º trecho: com 2.991 m² de tabuleiro e 104 m de extensão, liga a ilha do Caju ao aterro em Niterói. É análogo aos trechos anteriores, porém não foi executado em aduelas e, sim, moldado no local.

10º trecho: este trecho da obra também não é ponte. É a praça do pedágio, com 424 m de extensão construída sobre o aterro hidráulico.

11º trecho: é constituído por um conjunto de oito viadutos com 18.400 m² de tabuleiro, constituindo o denominado "Acesso Niterói". A estrutura é formada por vigas pré-moldadas tipo "barriga de peixe", exatamente do mesmo tipo utilizada no "Acesso Rio" [30].

A parte de concreto representa 93% da área total de tabuleiro, com 311.000 m².

Os restantes 7% ou 22.557 m² são de estrutura metálica.

A figura 2 mostra os dois últimos trechos como ilustração da complexidade do "Acesso Niterói".

Muitas pessoas foram envolvidas no projeto da estrutura. Merecem destaque especial os engenheiros Antonio Alves Noronha Filho e Benjamin Ernani Diaz. Eles foram os responsáveis perante o Crea pelo projeto da ponte. O engenheiro Noronha foi o idealizador das vigas tipo "barriga de peixe" em fase de anteprojeto, onde o ripo de estrutura e a modulação das vigas já ficavam definidas. O detalhamento final da superestrutura coube a Ernani Diaz que eliminou as transver-

foi idealizado e desenvolvido por Ernani Diaz, que se inspirou na ponte sobre o vale do Sieg, na Alemanha e na ponte da ilha de Oléron, na França. Mais tarde, o projeto sofreu influência da assessoria sobre pontes colada, da firma Campenon Bernard, ao consórcio construtor da ponte, que era liderado, na época, pela Construtora Ferraz Cavalcanti. O uso do tipo de viga com altura constante e de cabos retos e estribos protendidos foi influenciado pelo estágio que Diaz fez na firma alemã Dickerhoff & Widmann. Alguns detalhes típicos de construção foram obtidos da firma francesa que possuía, na época, a maior experiência mundial em pontes coladas com epóxi.



FIG. 2 – ESQUEMA DOS DOIS ÚLTIMOS TRECHOS DA PONTE RIO-NITERÓI MOSTRANDO A COMPLEXIDADE DA ESTRUTURA DO ACESSO A NITERÓI (REPRODUZIDO DE [6])

sas existentes. O engenheiro Noronha havia desenvolvido um novo tipo de viga denominada "viga com efeito pênsil" [31] e a viga tipo "barriga de peixe" possuía uma forma bastante parecida com aquele tipo de viga. O viaduto da avenida Rio de Janeiro foi inteiramente desenvolvido pelo engenheiro Noronha com seção em caixão e vigas pré-moldadas transversais. O projeto da ponte sobre o mar

Esta mesma firma forneceu ao consórcio CCRN o equipamento industrial para a construção da ponte sobre o mar: formas metálicas e treliças de montagem.

É de se notar que o projeto da ponte Rio-Niterói fez com que a firma A.A. Noronha S.A, através da ação do engenheiro Noronha Filho, implantasse o primeiro serviço de informática em projetos de engenharia no Brasil nos idos de 1968/69.

Estes serviços haviam sido iniciados pelo engenheiro Diaz com a preparação de diversos programas de análise de dimensionamento de estruturas que possibilitaram desenvolver o projeto da ponte em tempo hábil. O elenco destes programas incluía o Virp – programa de vigas contínuas de pontes, o Esta voltado a análise de estaqueamentos com estas consideradas como vigas sobre apoio elástico, o SPLA para análise de estruturas prismáticas laminares, entre outros. A aplicação de programas computacionais em projetos de estruturas estavam ainda em estado embrionário naquela época. Este conjunto de programas permitiu efetuar cálculos de caráter repetitivo que possibilitaram obter soluções mais econômicas. Na época, este conjunto de programas constituiu um grande avanço no uso da informática em engenharia de estruturas. Mais tarde, a implementação dos serviços de informática foi entregue ao engenheiro Bernardo Golebiowski, quando a firma adquiriu um computador IBM 1130 para efetuar os processamentos da firma em geral.

5. DOS RECORDES

A ponte Rio-Niterói é assinalada, no *Guinness Book* de Estruturas de 1976 [3], como recordista do maior vão de viga reta metálica do mundo. A parte metálica é uma viga contínua em caixão com três tramos, simétrica, com tramo central de 300 m. Existem ainda dois balanços de 30 m e uma vigota tipo Gerber, de 44 m, para acomodação com a estrutura de concreto.

O Guinness Book dá a relação das cinco primeiras pontes do mundo no item "Plate Girder Bridges". Encabeçando a lista, está a ponte Rio-Niterói com a data de 1974: 300 m. Em segundo lugar vem a ponte sobre o rio Sava, em Belgrado, com 261 m (1956). Em 3º lugar está a ponte Zoo em Colonia-Deutz, sobre o Reno com 259 m (1966). Em quarto lugar está outra ponte iugoslava, também sobre o rio Sava e também em Belgrado, a ponte denominada "A Gazela" com 250 m (1970). O 5º lugar, não claramente mencionado, parece ser

o da ponte alemã sobre o Reno, em Dusseldorf-Neuss, com 206 m (1952).

O mesmo *Guinness Book* também menciona as pontes longas do mundo. A Rio-Niterói perde longe para a ponte nº 2 do lago Pontchartrain, perto de Nova Orleans, no Estado norte-americano de Luisiana. Esta ponte, em concreto pré-moldado com vãos de 17,1 m, possui 38,42 km e é de 1969. Em 1956, já havia sido construída a ponte nº 1, Espressway, com vão de 25,6 m, também em pré-moldado e com o comprimento de 38,35 km. Anteriormente a essas pontes de concreto, em 1883, havia sido construída, num lugar próximo, uma ponte ferroviária em cavaletes de madeira com 34,6 km. Estas três pontes aparecem ocupando os três primeiros lugares no mundo. As três seguintes também são americanas: a da baía de Chesapeake, conjunto de pontes, túneis e ilhas artificiais, com o comprimento total de 28,5 km (1964), a Sunshine Skyway, em Tampa, com 24,5 km (1964) e a LucinCutt-Off no Grande Lago Salgado em Utah, com 19,3 km (1904). Finalmente, aparece a ponte Rio-Niterói em 7º lugar, com 13,9 km (o correto é 13,29 km). O *Guinness Book* cita ainda outras cinco pontes para mencionar todas acima de 7 km de extensão.

O diretor técnico da A.A. Noronha S.A – Serviços de Engenharia escreveu ao autor em 1986 [11] dizendo que existe ainda o recorde de pontes em aduelas pré-moldadas de concreto protendido coladas com resina epóxi para um extensão de 7.184 km e largura de 26,6 m. A mesma carta ainda cita que o volume do sólido que circunscribe a ponte, de 20 milhões de m³, é o maior do mundo.

O prazo de 20 meses despendido para completar a ponte, descontadas as quantidades de serviço executado pelo primeiro consórcio (quando existiu apenas dois tramos completos da superestrutura), é mencionado também como recorde. Não consta, entretanto, Guinness Book e é aqui citado como mera curiosidade.

A descrição das fundações e seus problemas não serão abordados neste resumo. O leitor interessado poderá se dirigir diretamente às publicações [22 e 29], mencionados nas referências e, especialmente, à de número [29], bastante minuciosa e completa.

6. DAS VIGAS "BARRIGA DE PEIXE"

Estas vigas, por suas características especiais, merecem alguma descrição separada. A forma pode não ter sido muito econômica, principalmente na parte de viga contínua. Entretanto, no custo total da obra, o que se gastou a mais é uma parcela tão insignificante que não justifica prejudicar a estética global de uma obra grandiosa por causa de um detalhe econômico.

O grande número de repetições das vigas simplesmente apoiadas justifica a forma elaborada do perfil longitudinal das vigas. A maior delas é representada na figura 3.

O elevado da av. Rio de Janeiro, que faz parte do 1º trecho, se estende desde o entroncamento das três rampas em conexão com o tráfego de superfície, até a Ponta do Caju, onde se inicia a ponte propriamente dita. A estrutura da maior parte do elevado, e também das rampas, é de grelhas simplesmente apoiadas. As

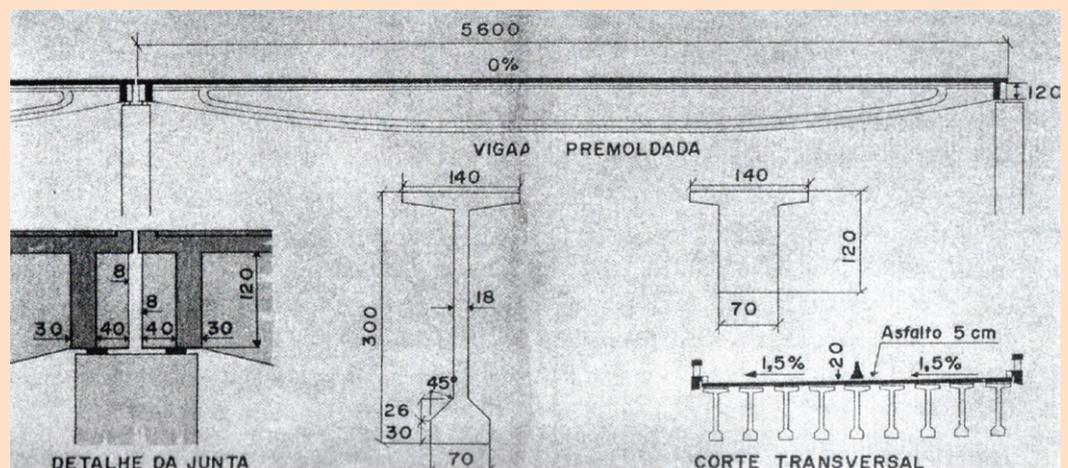


FIG. 3 – A MAIOR DAS VIGAS "BARRIGA DE PEIXE", LONGARINA TIPO C, CRIAÇÃO DO ENGENHEIRO NORONHA FILHO [10]

longarinas são pré-moldadas, protendidas pelo sistema Freyssinet, de altura variável, regularmente espaçadas. As transversinas e as lajes são moldadas no local e também são protendidas. Por que foi escolhido esse tipo de tabuleiro? Eis as razões principais [10]:

- minimização da interferência com o trânsito da superfície durante a construção, daí a pré-moldagem;
- utilização da pré-fabricação com controle industrial para melhoria da produtividade;
- adoção de um simples sistema estrutural válido para os 50 tramos do elevado da av. Rio de Janeiro.

Foram reunidas todas as possibilidades em apenas três tipos de longarinas, com alturas máximas diferentes (incluída a laje):

- longarinas tipo A, com 1,3 m de altura máxima, peso de até 20 tf, aplicáveis para vãos de 15,56 m a 24,45 m;
- longarinas tipo B, com 2,4 m de altura máxima, peso de 58 tf a 64 tf, aplicáveis a vãos de 27,84 m a 39,84 m;
- longarinas tipo C, com 3,2 m de altura máxima, peso de até 136 tf, aplicáveis para vãos de 36,90 m a 55,84 m.

Descrição da viga tipo C: No tabuleiro, existem nove vigas iguais, espaçadas de mais ou menos 2 m para uma largura de tabuleiro de 20 m.

As vigas, com seção I de abas desiguais, possuem alma de 18 cm que só aumenta para 70 cm num trecho muito curto das extremidades onde a altura se torna de apenas 120 cm. A altura de 300 cm do perfil que se reduz até o mínimo de 120 cm e se acrescenta a laje de 20 cm moldada no local é solidária através de estribos salientes, ao perfil pré-moldado.

A protensão foi feita nas longarinas tipo A por meio de seis cabos de 12 fios de 7 mm para uma força útil final de 40 tf após todas as perdas progressivas e por atrito e acomodação das ancoragens. Nas longarinas tipo B, foram usados quatro cabos de 12 cordoalhas de 12,7 mm. Nas longarinas tipo C, foram usados os mesmos cabos das longarinas anteriores, porém em número de seis. Em todas as longarinas, os cabos correm acompanhando a forma curva do banzo inferior e são ancorados exclusivamente nos extremos. Assim sendo, não necessitam subir pela alma nem exigir nichos na mesa superior. A metade dos cabos foi protendida aos três ou cinco dias possi-

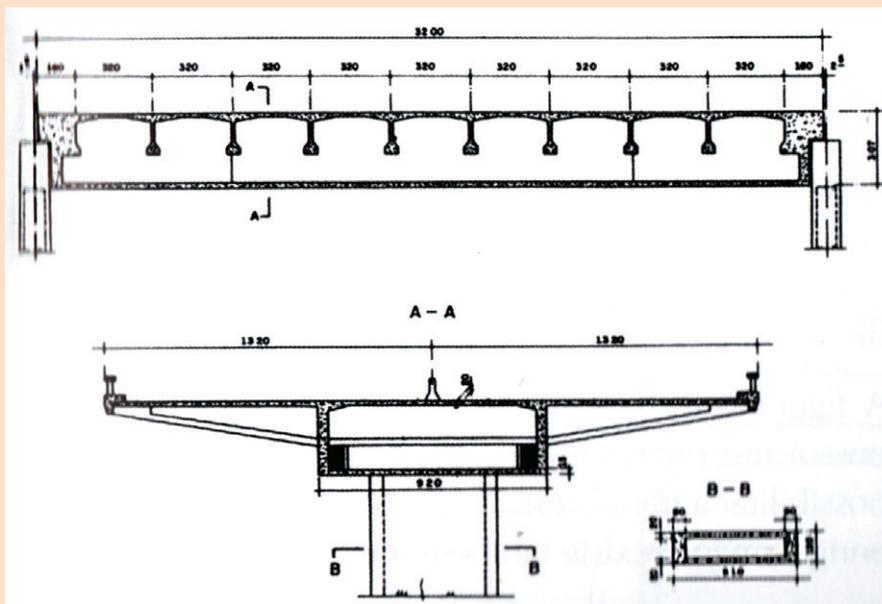


FIG. 4 – VIADUTO DA AV. RIO DE JANEIRO: TRECHO EM CAIXÃO COM VÃO DE 32 M MOLDADO NO LOCAL, PORÉM COM TRANSVERSINAS PRÉ-MOLDADAS (REPRODUZIDA DE [6])

litando a remoção das formas metálicas e liberando o canteiro para novas concretagens. Os painéis metálicos das formas foram sempre divididos em três partes. As partes extremas, sempre do mesmo tamanho para cada tipo de longarina, eram de altura variável e continham os trechos engrossados. A parte central possuía comprimento ajustável para se adaptar a cada comprimento de viga, e tinha seção constante com a forma da seção I de altura padrão.

A vantagem do tipo de tabuleiro com essas vigas foi a ausência total de transversinas de vão, o que facilitou enormemente a construção. A distribuição trans-

versal de cargas foi feita exclusivamente pela laje. Variando o vão e o tipo de longarina, o único parâmetro variável foi o espaçamento entre as vigas, resultando sempre, com laje de 20 cm, sem mísulas, moldada no local, a mesma protensão transversal. A laje resultou no cálculo como possuindo apoios elásticos de características constantes.

As vigas “barriga de peixe” também foram usadas em grande quantidade no Acesso Niterói.

Em 15 tramos do elevado no Acesso Rio de Janeiro, foram usados caixões pré-moldados unicelulares, simplesmente apoiados, com 32 m de vão (figura 4).

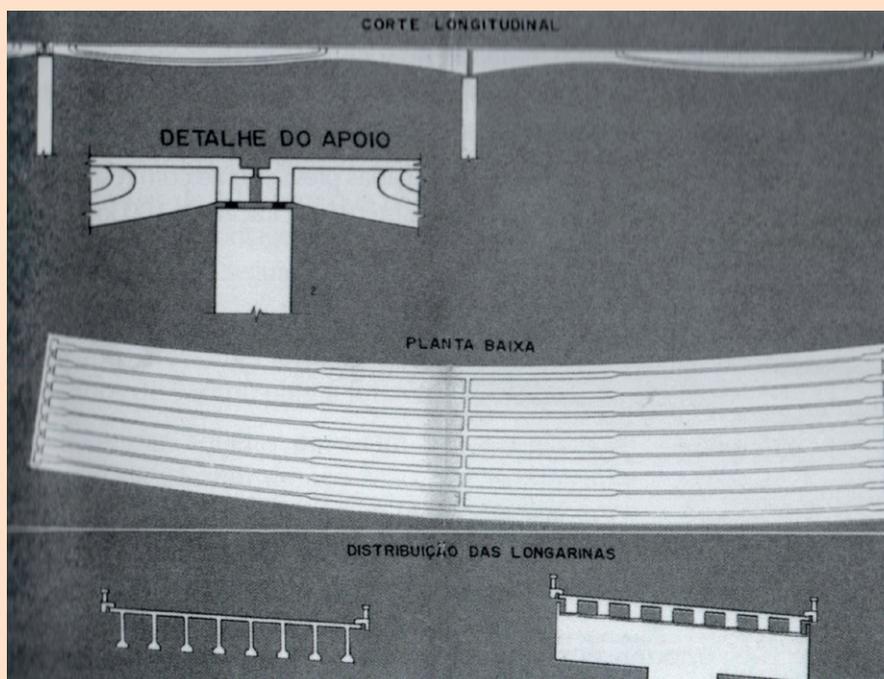


FIG. 5 – PERFIL LONGITUDINAL E SEÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO EM VIA CONTÍNUA [10]

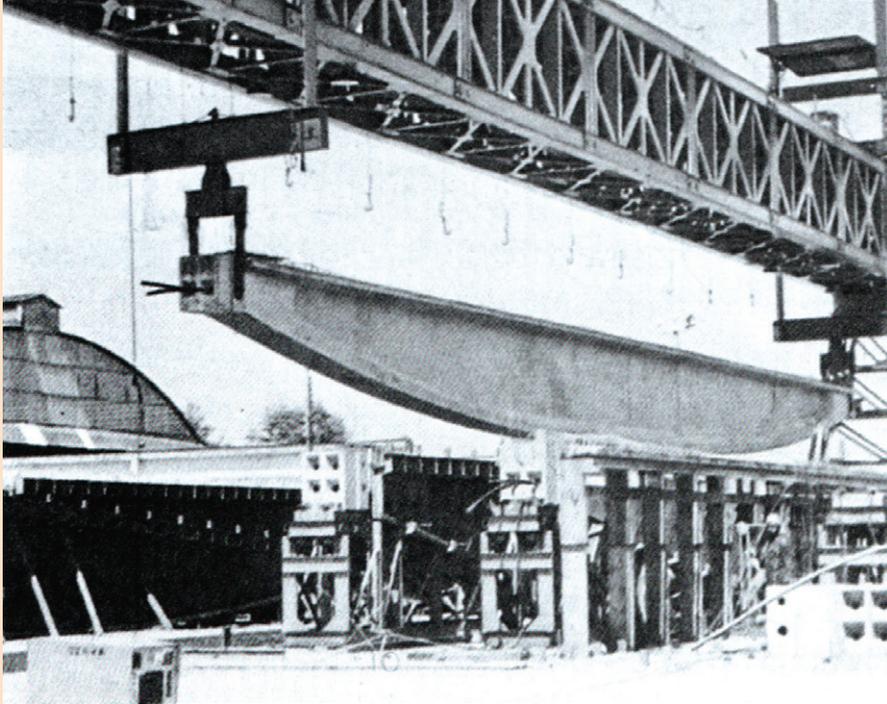


FIG. 6 – MOVIMENTAÇÃO DE UMA VIGA “BARRIGA DE PEIXE” NO CANTEIRO DE PRÉ-FABRICAÇÃO [10]

No cruzamento entre a rampa 1 e rampa 2 na confluência entre av. Brasil e av. Rio de Janeiro, o vão grande e o gabarito de altura exigiram o uso de viga contínua sobre três apoios. As vigas foram parcialmente pré-moldadas, aproveitando elementos das longarinas tipo B, complementadas por concretagem no local. Foram, então, confeccionadas formas acompanhando a forma do diâmetro de momentos, aumentando a altura em direção aos apoios. Resultou um perfil de viga contínua que faz lembrar o que o professor Sidney Santos havia projetado, em escala muito menor, para um viaduto em Coelho Neto, no Estado do Rio, muitos anos antes.

A figura 5 mostra o perfil da viga contínua. Acrescente-se a dificuldade de não ser em nível o tabuleiro por ser em curva e de largura variável. Neste tipo de estrutura, as almas das vigas aplicam momentos fletores na laje de rolamento em consequência de forças horizontais de desvio que não conseguem ser absorvidas no nível inferior das vigas, em vista da ausência de transversinas. Esta estrutura, de funcionamento muito complexo, foi analisada através de um modelo de treliça espacial simulando os tirantes e bielas de concreto das almas e lajes. Para esta análise foi usado o programa Strud, que já estava disponível no Rio na época [30].

Muita coisa interessante havia ainda por dizer sobre essas estruturas. Entendendo, como dizia J. E. Gordon, da Universidade de Reading, na Inglaterra, “a arte de aborrecer consiste em querer dizer tudo”. Assim, é preferível deixar detalhes

e pormenores para as publicações específicas sobre a ponte [6,7,8 e 10]. Trinta mil páginas de memorial de cálculo dão assunto para um belo compêndio didático e educativo [8].

7. DAS ESTRUTURAS EM BALANÇO PROGRESSIVO SOBRE O MAR

A estrutura em aduelas pré-moldadas sobre o mar é o que constitui a parte mais monumental das obras em concreto. Talvez não seja eventualmente de construção mais arriscada e que colocou o Brasil em posição comparável à dos países de Primeiro Mundo na construção de pontes notáveis.

As aduelas, pesando cada uma cerca de 110 toneladas, foram fabricadas em série, com o maior rigor do controle tecnológico e geométrico jamais feito no país.

A estrutura é um conjunto de vigas contínuas de cinco tramos de 80 m, fabricado em aduelas de 4,8 m de comprimento e com a seção transversal de meia ponte (12,6 m) que, com os arremates de parapeitos e defensas completam os 26,6 m da largura total do tabuleiro. As juntas de dilatação localizam-se nas vizinhanças dos pontos de momento nulo, onde as aduelas possuem formato especial. As juntas foram temporariamente bloqueadas para que a sequência de montagem não fosse alterada.

A figura 8 mostra três tipos de aduelas. A de apoio possui um enrijecimento transversal apropriado para possibilitar a transferência de cargas para os pilares. Tal enrijecimento existe também nas aduelas das juntas.

As aduelas possuem altura constante de 4,7 m e almas de 36 cm. A espessura da laje superior também é constante com 22 cm. A da laje inferior varia de 14 cm a 30 cm. A resistência do concreto foi elevada para a época da construção de 300kgf/cm² a 350kgf/cm². As aduelas que correspondem aos trechos curvos em planta possuem sobrelevação. As correspondentes aduelas de apoio são, neste caso, instaladas obliquamente. Isto exigiu um cuidado todo especial na pré-fabricação em que todos os desníveis tiveram que ser previstos, pois cada aduela era moldada contra o concreto já endurecido da aduela



FIG. 7 – ASPECTO DA VIGA CONTÍNUA, PARCIALMENTE PRÉ-FABRICADA, USANDO LONGARINAS TIPO B E CONCRETO LOCAL [10]

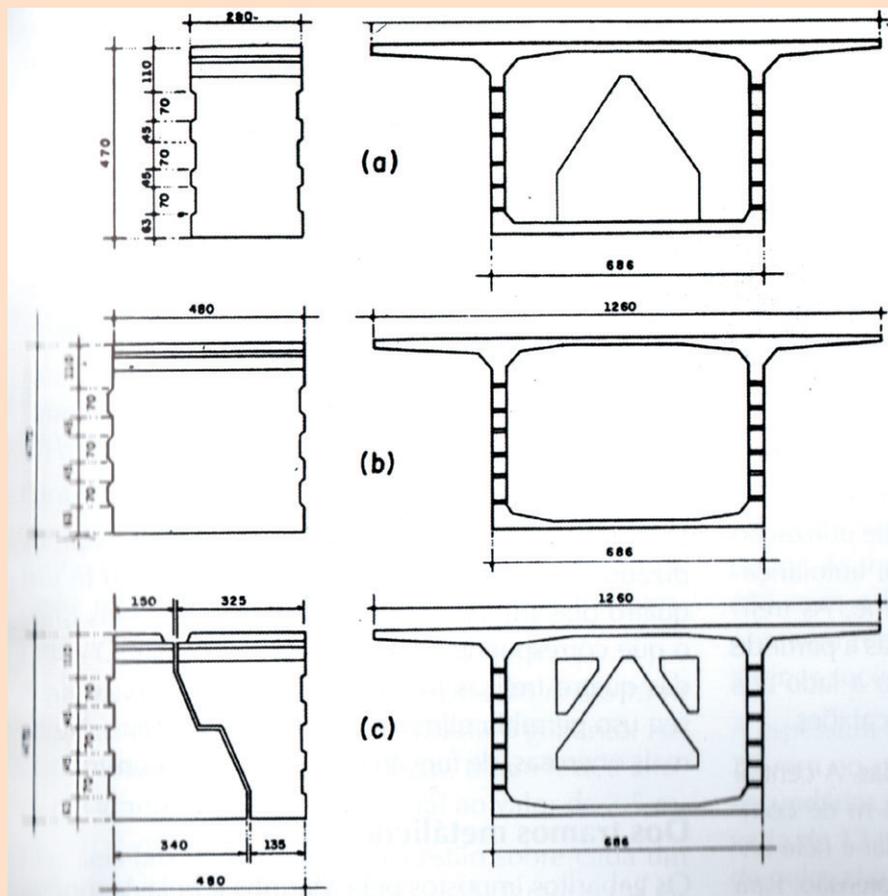


FIG. 8 – OS TRÊS TIPO DE ADUELA PRÉ-MOLDADAS: A) DE APOIO, B) ADUELA CORRENTE, C) ADUELAS DE JUNTAS [6]

anterior. Devia, então, existir uma graduação da inclinação entre as aduelas horizontais e aquelas com inclinação máxima.

Os caixões das duas metades da ponte foram montados independentemente. Depois da montagem, o espaço vazio de 60 cm entre os caixões foi posteriormente moldado no local. Na posição dos apoios, foram previstas transversinas moldadas no local entre os caixões.

As aduelas foram ligadas previamente com resina epóxi que devia atingir resistência à tração de 100kgf/cm^2 ou 200kgf/cm^2 conforme o caso, na ocasião da montagem, para que a junta fosse capaz de resistir aos esforços de cisalhamento. A resistência média à tração do epóxi aos sete dias era de 300kgf/cm^2 . Depois de passada a resina epóxi, era aplicada a protensão com cabos Freyssinet de 12 cordoalhas de 12,7 mm que permitia a retiradas do equipamento de montagem, liberando-o para instalação imediata da aduela seguinte.

As lajes foram protendidas na direção transversal com cabos Freyssinet formados de 12 fios de 8 mm espaçados de 96 cm, para força útil de 50 tf.

As almas das aduelas possuíam barras rígidas de diâmetro de 25 mm de aço Malcolloy (CP-87) que tinham dupla função: armadura protendida de estribos e barras de içamento das aduelas em todas as operações de manuseio e montagem.

As aduelas eram montadas simultaneamente dos dois lados de cada pilar, não permitindo desequilíbrio de mais do que uma aduela. No caso de existir desequilíbrio superior ao que o pilar poderia suportar, um balanço ficava preso à treliça lançadeira por meio de escoras até que o equilíbrio fosse restabelecido. Mesmo assim foram previstas na cabeça de cada pilar algumas barras verticais de protensão provisória para engastar as aduelas de apoio. Na fase final, essa protensão foi cancelada e o apoio ficou articulado sobre aparelhos de Neoprene.

Foram usados três tipos de aduelas [10] (figura 8):

- aduela de apoio, com 2,8 m de comprimento e peso 105 tf;
- aduela padrão, com 4,8 m de comprimento e 100 tf;

- aduela de articulação utilizada aos pares, com 4,8 m de comprimento e 140 tf cada par.

As aduelas foram fabricadas em linha segundo know-how da firma francesa Campenon Bernard. Apenas as formas metálicas variável, conforme o destino das aduelas. A fabricação era feita na mesma sequência da instalação, de modo que não poderiam surgir surpresas nos encaixes das peças. Para que o concreto da última aduela não colasse ao concreto já endurecido, passava-se uma massa de sabão e talco na face em contato que era depois removida com jato de água e ar.

As aduelas fabricadas eram removidas dos canteiros de pré-fabricação por meio de pórticos Munck. Flutuadores movimentados por meio de rebocadores levavam as aduelas, devidamente numeradas, até a base da treliça de lançamento que içava as aduelas uma por uma até o lugar de sua montagem.

O tramo adjacente à estrutura metálica foi executado diferentemente, tendo sido necessária a concretagem de um trecho no local e a execução de um pilar provisório próximo, que seria demolido depois da montagem concluída.

8. DA MONTAGEM

A montagem das aduelas foi feita mediante a utilização de quatro treliças lançadeiras de 165 m, autolanzáveis, fabricadas na França pela firma Atmo. As treliças montavam simultaneamente as aduelas a partir de Niterói e do Rio. As treliças corriam lado a lado aos pares, cada uma lançando uma linha de caixões.

Em cada tramo de 80 m, existem 17 aduelas. A central era uma aduela especial de apoio, de 2,8 m de comprimento, instalada diretamente sobre o pilar e nele engastada por meio dos cabos verticais de protensão. Para cada lado, há oito aduelas normais que se equilibram, completando os 80 m. As espessuras finais de epóxi nas juntas de colagem variavam de 1 mm a 2 mm em função de problemas de construção. Procurava-se sempre minimizar essa espessura durante a construção da ponte.

Controlava-se com enorme cuidado a pega do epóxi, o material sendo ensaiado em todas as juntas sem exceção, conforme especificação e prescrição de projeto. Este cuidado, que poderia parecer exagerado, salvou a montagem de acidentes sérios e fatais. Houve casos em que o

epóxi não conseguia dar pega em aduelas já montadas. Nestes casos, houve necessidade de demolir a junta e substituir o epóxi por concreto de alta resistência, trecho por trecho, com o balanço parcialmente montado. Para permitir que a seção pudesse suportar os esforços existentes, a substituição da junta epóxi por uma usual de concreto foi feita paulatinamente com extremo cuidado.

A figura 9 mostra a sequência de montagem de um tramo normal sem articulação. A precisão de montagem deve ser grande para possibilitar a instalação da aduela de fechamento (figura 10).

Depois de superadas as dificuldades iniciais e o aprendizado, conseguiu-se montar um tramo de 80 m em quatro dias [8]. A média, entretanto, foi de seis, o que corresponde a 13 m de ponte por dia. O custo das quatro treliças foi amortizado na própria obra e seu uso permitiu eliminar armações adicionais muito mais onerosas, de função exclusivamente construtiva.

9. DOS TRAMOS METÁLICOS

Os gabaritos impostos pela Matinha e pela Aeronáutica levaram o projeto com alguns tramos metálicos. Com concreto não seria possível obedecer às exigências impostas. A altura máxima da estrutura acima do nível médio do mar foi ficada em 62 m. Como a altura exigida pela Marinha era de 50 m, para passagem de navios de grande porte, sobrava para a estrutura apenas a altura construtiva de 12 m.

A estrutura metálica está esquematizada na figura 11. O comprimento total é de 848 m, compreendendo um tramo central com 300 m de vão e dois laterais de 200 m cada um. Dois balanços de 30 m e duas vigotas tipo Gerber de 44 m completam os 848 m.

Para o vão central recorde de 300 m pode-se intuir que o peso próprio é a carga dominante. Para diminuir o mais possível o consumo de aço e, portanto o peso, o tabuleiro foi concebido como placa ortótropa, inteiramente soldada.

A altura dos caixões de aço varia de 4,75 m até 13 m sobre os pilares internos, sem invadir o gabarito. Foram adotadas mísulas parabólicas, o que leva a altura em grande parte do vão central ao valor de 7,5 m.

Das seis faixas de tráfego, três estão sobre cada um dos caixões que possuem 6,86 m de largura. Os eixos dos caixões são espaçados de 13,2 m. A chapa de

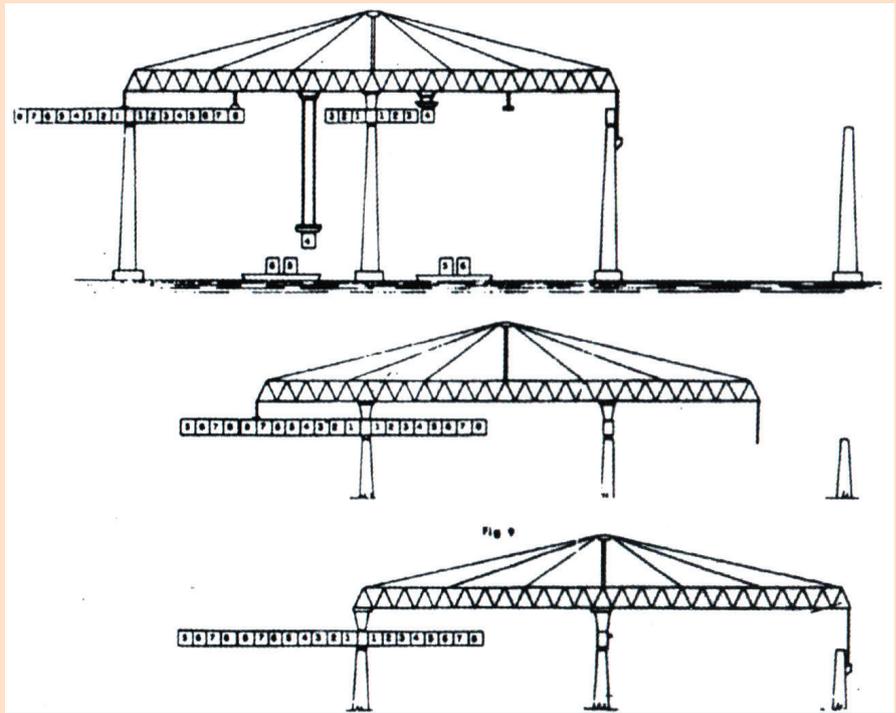


FIG. 9 – SEQUÊNCIA DE MONTAGEM COM TRELIÇA AUTOLANÇADEIRA [7]

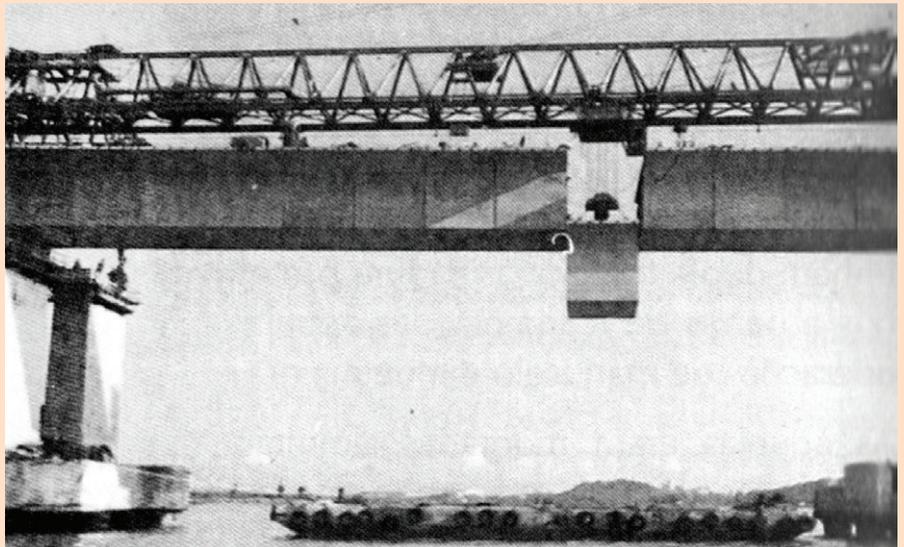


FIG. 10 – MONTAGEM DA ADUELA DE FECHAMENTO DE UM TRAMO NORMAL [10]

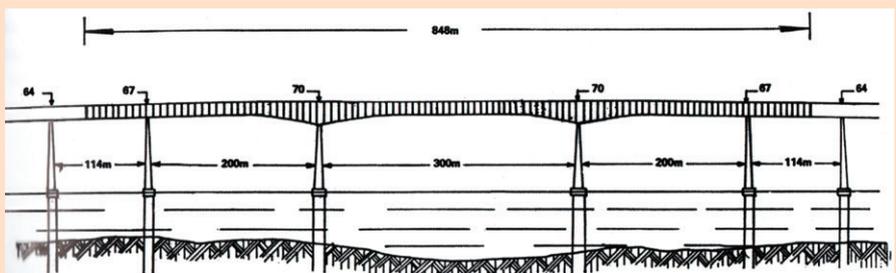


FIG. 11 – ESQUEMA DE ESTRUTURA METÁLICA [23]

aço do tabuleiro possui enrijecimentos longitudinais constituídos por longarinas de 25 cm de altura em forma de trapézio, espaçadas de 33 cm. Essas longarinas secundárias apoiam-se em transversinas a cada 5 m que estendem de fora a fora,

inclusive entre os caixões, como pode ser visto na figura 12. Essas transversinas são formadas de perfis soldados em que a laje do tabuleiro funciona como mesa superior. As transversinas, que antes de sua solidarização com a laje do tabuleiro

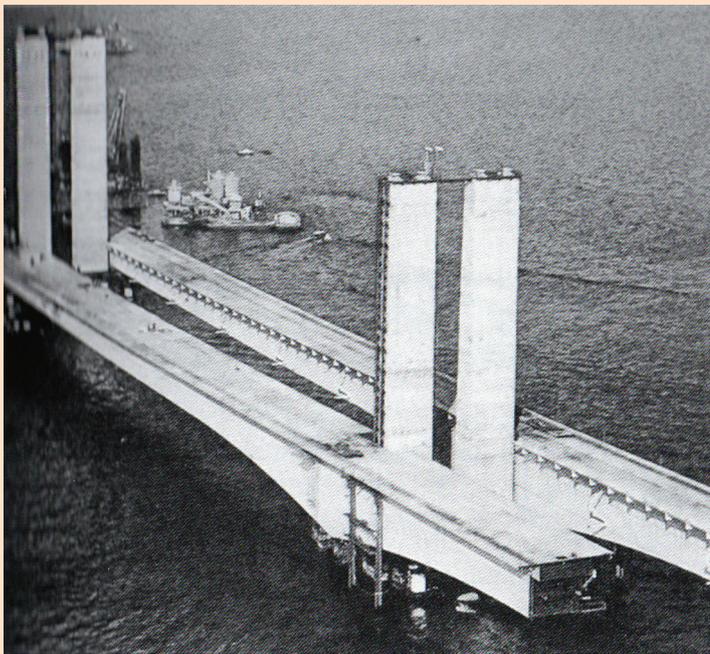


FIG. 12 – INÍCIO DO IÇAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA [10]

são vigas T invertidas, possuem recortes na alma por onde passam as longarinas secundárias que são vigas contínuas.

A espessura das chapas dos caixões varia de 10 mm a 25 mm no caso do estado da ponte. Nas longarinas secundárias, é de 8 a 12 mm. Nas almas dos caixões, varia de 12 mm a 18 mm. A mesa inferior é constituída pelas chapas mais espessas: 10 mm a 45 mm.

O aço utilizado foi das categorias (grade) 43ª, 50 e 55 com resistência à tração até 57 kgf/mm². Os consumos de aço foram de 2.200 t de grade 43ª, 3.300 t de grade 50 e 8.500 t de grade 55, resultando num total de 14.000 t.

A estrutura foi toda feita na Inglaterra e transportada em navios para o Brasil em módulos pré-moldados de 15 m X 3,7 m e completada em canteiro instalado na ilha do Caju.

O processo imaginado para a montagem no local foi inovador. Um trecho de 176 m do tramo central de 300 m foi inteiramente montado em terra, na largura total dos dois caixões. Fechadas suas extremidades, foi lançado à água funcionando como flutuadores. Os trechos laterais, com 292 m de comprimento, divididos longitudinalmente ao meio e também montados em terra, foram transportados, um de cada vez, sobre o outro trecho usado como flutuante. Chegando ao local de levantamento, os trechos laterais com recortes na laje

para encaixe nos pilares foram assentados sobre os blocos de fundação. Para isso bastou encher com um pouco de água o caixão flutuante para que a viga descesse lentamente sobre os apoios. Em seguida, o caixão flutuante foi buscar a outra viga e se repetiu o processo. Instaladas as duas partes sobre o bloco de fundação, por intermédio de 12 macacos de 450 tf fixados em anéis de levantamento, as duas vigas iam subindo gradualmente e ao mesmo tempo. Chegando as duas vigas ao topo dos pilares, carrinhos especialmente projetados as deslocavam no sentido transversal, aproximando as duas metades que eram imediatamente solidarizadas entre si depois de descidas sobre os aparelhos de apoio.

O trecho central do vão principal foi levantado de uma só vez, diretamente da situação em que flutuava, com os caixões vazios, até sua posição definitiva para solidarização com os balanços existentes. A figura 14, reproduzida de [23], consegue esclarecer todos os detalhes do içamento do trecho de 176 m e 3.200 tf. Entretanto, dá uma ideia da complexidade do sistema. Um içamento dessas proporções existe a construção, no local, de uma verdadeira fábrica com equipamentos, controles, sistemas de segurança, previsões de ruptura de cabos sem consequências de perda total, advertências das ocorrên-

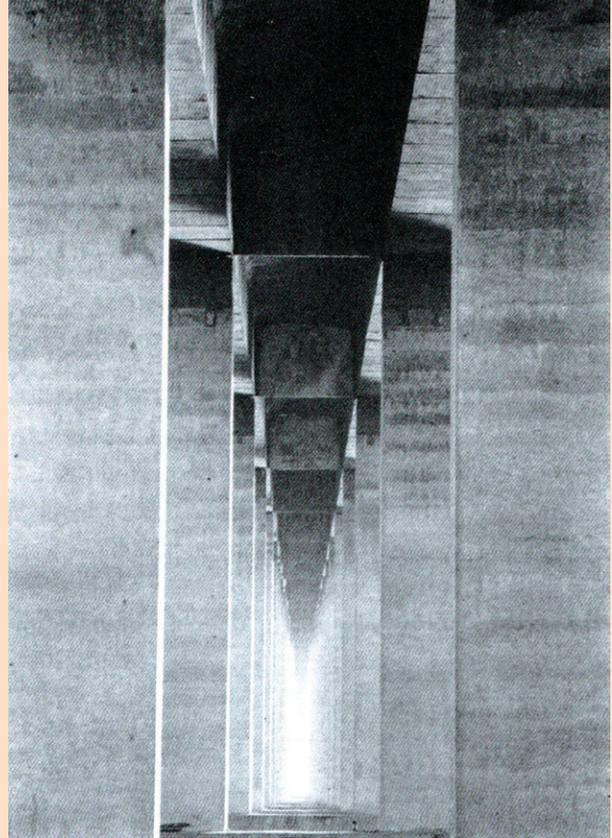


FIG. 13 – VISTA LONGITUDINAL INFERIOR DA PONTE ENTRE OS PILARES. É COMO O FOTÓGRAFO ROBERT OSTROVSKI DEVE TER IMAGINADO O CAMINHO QUE CONDUZ AO CÉU, CAMINHANDO ENTRE OS PILARES DE UMA CATEDRAL CELESTIAL... [12]

cias anormais, medidas de verificações dos deslocamentos e suas correções, estudo do desmonte dos equipamentos após seu uso e, finalmente, fixação da peça levantada no restante da estrutura.

Muita coisa haveria ainda para contar a respeito dessa maravilhosa ponte. As fundações constituem um manancial inesgotável de informações preciosas. Os percalços durante a construção, os truques criados para encurtar prazos de construção, a montagem da treliça auto lançadeira, a organização do canteiro, os problemas enfrentados para corrigir os efeitos das deformações de tal forma que não aparecessem externamente no perfil da ponte, as vibrações do tabuleiro metálico, as defensas, os duques d'Alba, enfim um sem-número de casos de enorme interesse tiveram de ser suprimidos. É necessário deixar espaço para outras obras brasileiras, importantes e de interesse geral.

A ponte Rio-Niterói serviu também para algumas criações artísticas. Ninguém pode negar a beleza que só o fotógrafo Robert Ostrowski conseguiu descobrir ao fazer a imagem dos pilares da ponte ao longo do comprimento quase infinito da construção. "É o caminho para o céu ao longo da nave de uma catedral celestial", definiu ele.

10. REFERÊNCIAS

- [1] BELFORT VIEIRA, J.D. Do Rio a Nitheroy: ponte ou túnel? In: *Viação*, Rio de Janeiro 1929.
- [2] NORONHA FILHO, A.A. Rio-Niterói crossing concrete structure over the bay. *Technical Publication* nº 51 de Antonio A. Noronha Serviços de Engenharia S.A., Rio de Janeiro, 1974. Em português "Ponte Rio-Niterói: as estruturas de concreto sobre o mar", Rio, 1974. V. também revista *Estrutura* nº 74, Rio de Janeiro, 1976.
- [3] STEPHENS, J. H. *The Guinness Book of Structures*. Londres: Guinness Superlatives Limited, 1976, p.44, 56.
- [4] DIAZ, B. E. The technique of glueing precast elements of bridges built by cantilêver method. *Publicação Técnica* nº 52 de Antonio A. Noronha Serviços de Engenharia S.A., Rio de Janeiro 1974. Em português surgiu como *Publicação Técnica* nº 54 com o título "A técnica de união por colagem dos elementos premoldados da ponte Rio-Niterói, Rio 1974. V. também revista *Estrutura* nº 72, Rio, 1975.
- [5] DAMASCENO, H. Sobre o problema da ligação directa Rio-Nitheroy (Túnel Rio-Nitheroy). In: *Revista de Engenharia*, Rio de Janeiro, setembro de 1934, p. 97-104.
- [6] PFEIL, W. do C. Ponte Presidente Costa e Silva: métodos construtivos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1975.
- [7] PFEIL, W. do C. A ponte Rio-Niterói. *Citec* nº 6, março de 1975, Rio de Janeiro, p. 16-27.
- [8] Ponte Rio-Niterói abre acesso a novas técnicas. In: *O Dirigente Construtor*, Rio de Janeiro, dez. 1973, p. 41-5.
- [9] VASCONCELOS, A. C. *O concreto no Brasil*. Vol. I, 2ª edição, São Paulo: Editora Pini, 1992, p. 256-9.
- [10] AVELAR DA SILVA, E. COSTA REIS, V. da (12 autores). *A ponte Presidente Costa e Silva*. Copyright DNER, Rio de Janeiro 1984, 135 p. (Edição comemorativa dos 10 anos de uso da ponte).
- [11] GOLEBIOWSKI, B. Carta do autor, de 30/05/1986, do Rio de Janeiro.
- [12] Calendário Mercedes-Benz (As pontes no Brasil, mês de dezembro de 1992).
- [13] O último vão da ponte: no projeto o segredo da grande ponte. In: *O Empreiteiro* nº 72, São Paulo, jan. 1974, p. 12-38, s.a.

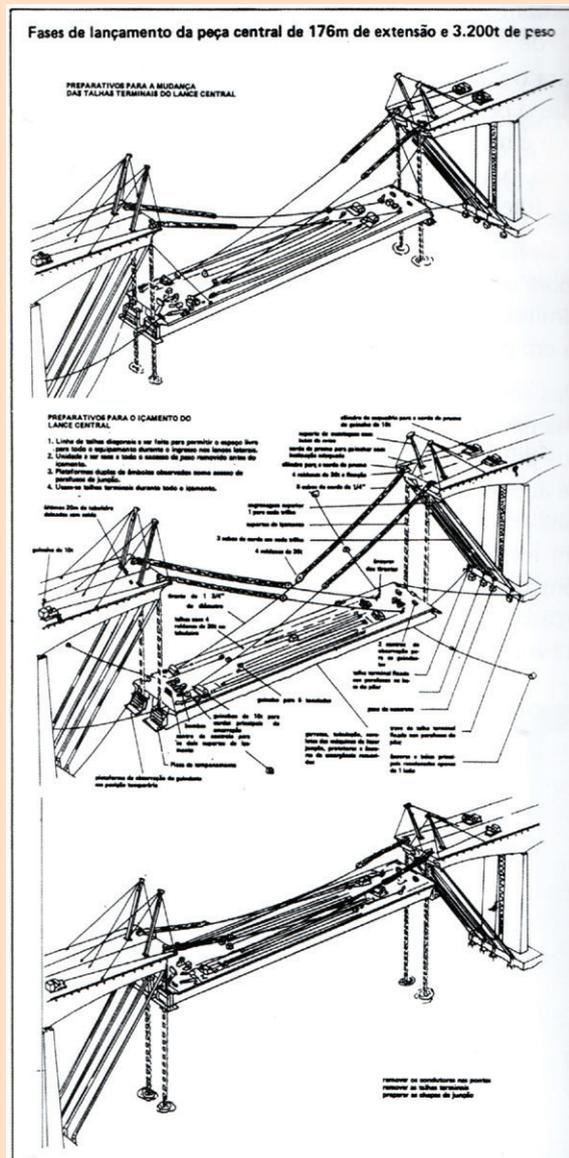


FIG. 14 – O IÇAMENTO MAIS EMPOLGANTE DA HISTÓRIA: LEVANTAMENTO DO TRECHO CENTRAL DE 176 M E 3.200 TF NUMA OPERAÇÃO ÚNICA (FIGURA REPRODUZIDA DE [23])

- [14] Noronha: pioneirismo na programação de cálculo. In: *O Empreiteiro* nº 72, São Paulo, jan. 1974, p. 21, s.a.
- [15] Um trecho diferente de concreto. In: *O Empreiteiro* nº 72, São Paulo, jan. 1974, p. 23-5, s.a.
- [16] Içamento do vão metálico: um recorde mundial. In: *O Empreiteiro* nº 72, São Paulo, jan. 1974, p. 27-32, s.a.
- [17] Pavimentação, um problema à parte. In: *O Empreiteiro* nº 72, São Paulo, jan. 1974, p. 32-6, s.a.
- [18] Como a ponte Rio-Niterói venceu as fundações do mar. In: *O Empreiteiro* nº 64, São Paulo, maio 1973, p. 20-30, s.a.
- [19] Rio-Niterói: concluída a grande travessia. In: *Engenharia* nº 366, São Paulo, dez. 1973, p. 14-28, s.a.
- [20] Dos planos à realidade, um século de espera. In: *Construção Pesada* nº

- 35, Novo Grupo Editora Técnica Ltda., dez 1973. P. 14-22, s.a.
- [21] Três sistemas para os 14 km de tabuleiro. In: *Construção Pesada* nº 35, Novo Grupo Editora Técnica Ltda., dez 1973. P. 25-8, s.a.
- [22] Fundações no mar, o grande desafio. In: *Construção Pesada* nº 35, Novo Grupo Editora Técnica Ltda., dez 1973. P. 30-4, s.a.
- [23] O empolgante içamento de peças de 4.500 t. In: *Construção Pesada* nº 35, Novo Grupo Editora Técnica Ltda., dez 1973. P. 36-41, s.a.
- [24] Cinco gigantes alimentam as diversas frentes de trabalho. In: *Construção Pesada* nº 35, Novo Grupo Editora Técnica Ltda., dez 1973. P. 42-7, s.a.
- [25] Rigor no controle de materiais garante qualidade. In: *Construção Pesada* nº 35, Novo Grupo Editora Técnica Ltda., dez 1973. P. 48-52, s.a.
- [26] Sinalização e iluminação, uma festa de luzes. In: *Construção Pesada* nº 35, Novo Grupo Editora Técnica Ltda., dez 1973. P. 54-6, s.a.

- [27] Uma obra de 1 bilhão. Será que vale a pena? In: *Construção Pesada* nº 35, Novo Grupo Editora Técnica Ltda., dez 1973. P. 58-60, s.a.
- [28] KLEMM, P. Die Brücke Rio-Niterói: Gedanken Über einen VDI-Vortrag. In *Deutsche Zeitung*, São Paulo, 29/06/1990, p.6.
- [29] WEINHOLD, H. Die Gründung der Brücke über die Guanabara-Bucht in Rio de Janeiro. *Der Bauingenieur Springer-Verlag*, janeiro de 1973, cad. 1, p. 1-13.
- [30] DIAZ, B. E. Carta ao autor de 21/04/1993, do Rio de Janeiro.
- [31] NORONHA FILHO, A. A. e DIAZ, B. E. A viga com efeito pênslil. In *Revista do Clube de Engenharia* nº 370/373, Rio de Janeiro, jul/out, 1967, Série C, vol. 3, p. 77-82.