



SE É NOVIDADE,
ESTÁ AQUI.

A NOVA EXPERIÊNCIA TECNOLÓGICA

na CONEXPO-CON/AGG 2017

Agora, pela primeira vez, você pode conhecer o futuro da indústria na nova área imersiva de 6.900 metros quadrados.

- Imagine máquinas que falam com você e pensam por si mesmas.
- Imagine o uso de inteligência artificial e drones no canteiro de obras.
- Imagine o concreto emissor de luz e o asfalto com autocura.

Não fique aí só imaginando e venha conhecer pessoalmente entre os dias **07 a 11 de março de 2017**. Espere para ver o que está por vir.

Inscrição já em www.conexpoconagg.com

De 07 a 11 de março de 2017 | Las Vegas Convention Center | Las Vegas, EUA



Reforço e recuperação da estrutura de cobertura do Estádio Engenhão

NELSON SZILARD GALGOUL*, AIDIN REZVANI SARABI**, VICTOR DOBROCHINSKI BARBOSA***

O Estádio Engenhão (hoje Estádio Olímpico Nilton Santos) tem sido objeto de matérias polêmicas na imprensa, tendo como tema principal o questionamento da necessidade de reforço na estrutura de cobertura, o que resultou na interdição do estádio por mais de um ano. A palestra realizada em 4 de fevereiro de 2016, no Instituto de Engenharia, em São Paulo, apresentada pelo engº Nelson Szilard Galgoul, mostrou, no entanto, que o risco de um acidente catastrófico era iminente e que o então prefeito da cidade do Rio de Janeiro, Eduardo Paes, agiu acertadamente ao determinar a imediata interdição do estádio, em março de 2013.

As análises estruturais realizadas pela NSG, empresa projetista contratada para a determinação do reforço necessário à restituição da segurança da estrutura de cobertura, exploraram técnicas de análise baseadas em métodos não lineares referidas no meio técnico como “colapso progressivo”, cujo emprego é comum em estruturas marítimas, mas ainda é incipiente em obras civis terrestres, apesar de estar previsto nas modernas normas de estruturas metálicas. No presente caso, foi utilizado o software USFOS, da DNV-GL.

Não obstante ter havido, tanto na imprensa como no seio da comunidade acadêmica, uma ampla discussão sobre as diferenças entre dois ensaios em túnel de vento realizados pelo primeiro e segundo consórcios – RDR e Consórcio Engenhão (respectivamente) –, embora nem sempre com base em argumentos com o devido embasamento técnico, o palestrante mostrou que as diferenças em apreço são irrisórias e que os principais problemas do projeto original estiveram ligados a erros nos carregamentos considerados. Os exemplos a seguir ilustram esse fato.

A figura 1 fornece o resultado final de uma “análise de colapso” da estrutura original, na qual se considera apenas a carga permanente. Este carregamento é

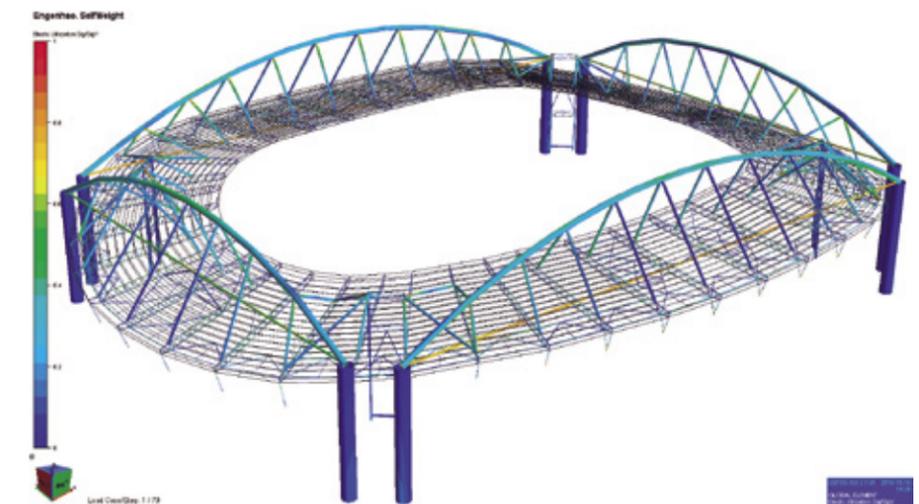


Figura 1 - Colapso da estrutura, sem reforço, solicitada apenas pela carga permanente

majorado até que se atinja uma situação de colapso, que ocorre quando a carga permanente é multiplicada pelo fator 1,31.

Observa-se que a estrutura tem sua capacidade última praticamente esgotada quando atua somente o peso próprio (multiplicado por um coeficiente de majoração inferior àquele estabelecido pelas normas técnicas, que usualmente é da ordem de 1,4) e a falha se dá pelo escoamento dos tirantes dos arcos leste e oeste. Ressalta-se, contudo, que o peso próprio utilizado aqui foi cuidadosamente avaliado, considerando-se todas as juntas, chegando a 41 000 kN, enquanto o projetista original considerou um valor bem inferior.

Com relação ao vento observa-se, com base na memória de cálculo apresentada pelo projetista original, que foi considerada apenas a parcela de vento normal à cobertura, deixando de fora a parcela horizontal de obstrução do telhado, posto que o laboratório canadense RWDI (responsável pelos ensaios em túnel de vento que foram solicitados pelo Consórcio RDR) não a estimou. Isso havia sido claramente reportado no relatório canadense, mas parece ter

passado despercebido pelo projetista (ver figura 2). É muito usual que estas cargas não sejam de fato medidas, algo que exigiria um modelo muito refinado para assim permiti-lo. Normalmente, as forças horizontais de arrasto e atrito devidas ao vento são estimadas com base na experiência prévia acumulada do especialista em estruturas similares, mas não consta do histórico da RWDI um número significativo de ensaios em coberturas de estádios – ou isso simplesmente não fazia parte do escopo, de modo que esta estimativa foi delegada para o projetista. Essas forças se devem à obstrução que o próprio telhado acarreta e ao vento que

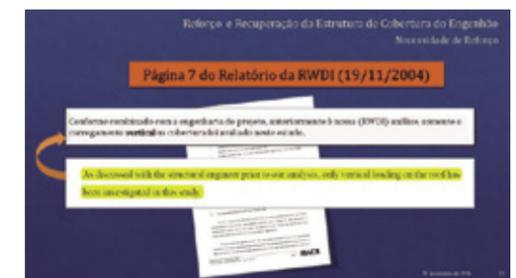
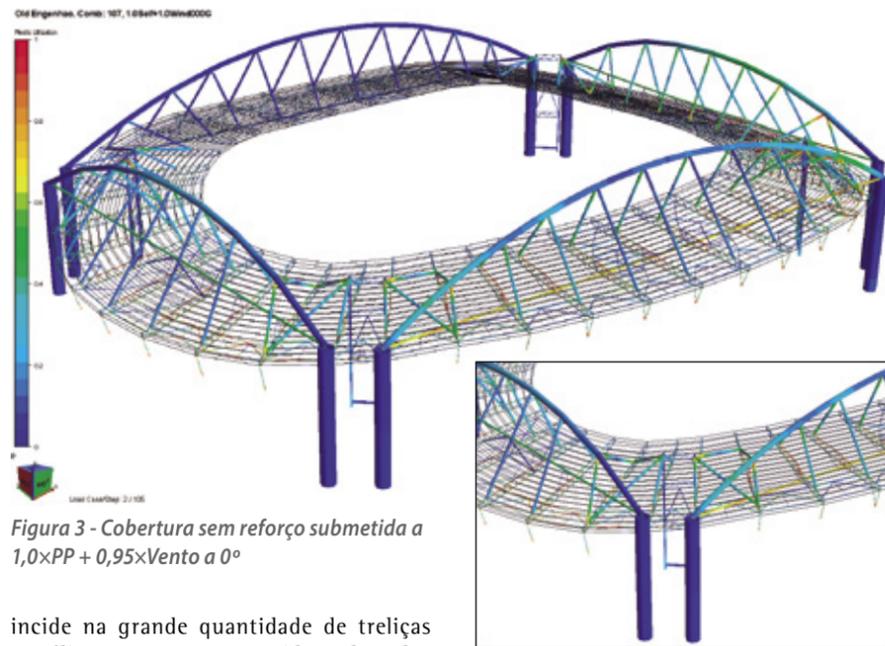


Figura 2 - Nota do relatório da RWDI do Canadá ressaltando que as cargas de vento horizontais não foram estimadas



incide na grande quantidade de treliças metálicas que estão protegidas sob o plano da cobertura.

A empresa alemã WACKER, por sua vez, que tem grande experiência acumulada após a realização de ensaios em mais de 50 estádios, estimou que a resultante das forças horizontais devidas à ação do vento é da ordem de 8 000 kN. Tal estimativa fez parte dos estudos elaborados durante os ensaios em túnel de vento já mencionados, os quais foram contratados pelo Consórcio Engenhão e se inseriram

no contexto do trabalho de verificação da cobertura do estádio efetuado pelo renomado escritório de projeto alemão Schlaich Bergermann und Partner (SBP). O valor obtido para as forças horizontais atuantes na cobertura devidas à ação do vento foi verificado e considerado bastante razoável.

Ressalta-se, ainda, que a parcela de vento atuante diretamente nos arcos foi

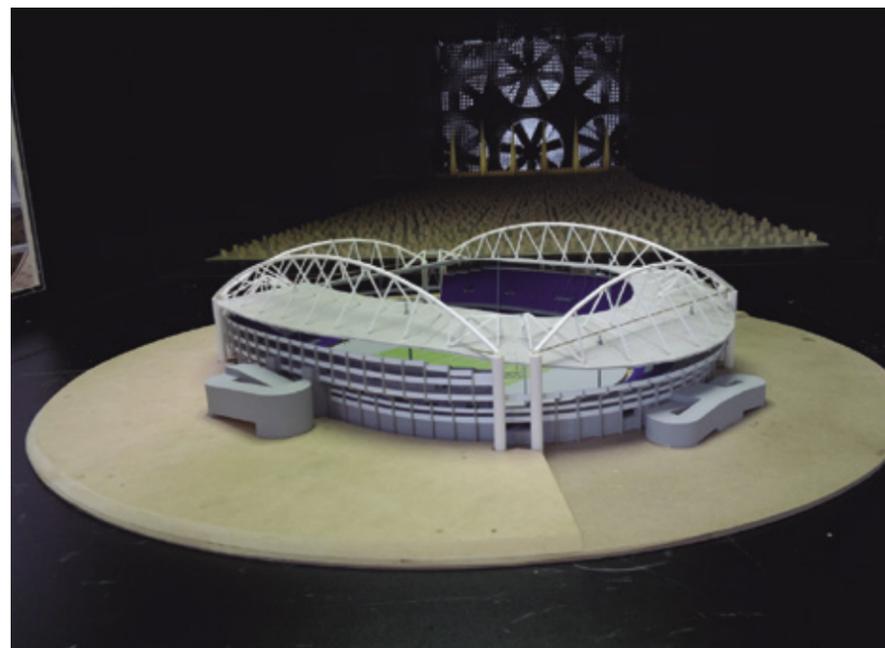


Figura 4 - Foto retirada durante o ensaio em túnel de vento realizado pela WACKER para o Estádio Engenhão

também subestimada pelo projetista original. Essa parcela, cuja intensidade é de aproximadamente 2 000 kN, faz com que a magnitude da força resultante horizontal de vento atinja cerca de 10 000 kN.

Numa segunda etapa do projeto original, esse valor ali considerado foi significativamente aumentado, graças ao verificador do projeto original. Porém, ainda assim, este resultou em aproximadamente 70% do valor necessário. Essa medida, contudo, veio tardiamente, pois as colunas de concreto e suas fundações já haviam sido executadas.

Apenas para ilustrar a gravidade da falha do projetista, foi feita uma segunda análise de colapso, para a qual se considerou uma condição de carregamento inicial igual à carga permanente, com um fator de 1,0. A este carregamento, somou-se posteriormente o vento conforme estimado pela RWDI, acrescido, todavia, da força horizontal desconsiderada pelo projetista original. O carregamento de vento foi aumentado paulatinamente até levar a estrutura ao colapso, o que ocorreu com um fator multiplicativo de 0,95. A figura 3 mostra a situação da estrutura no momento pré-colapso.

Observa-se que há plastificação total em vários pontos no momento da ruína, identificada na figura 3, em todos os membros destacados na cor vermelha, indicando as seções onde ocorre uma ruptura plástica. Ressalta-se, portanto, que a estrutura não resiste sequer ao peso próprio, acrescido do vento pleno determinado pela RWDI (corrigido, contemplando-se as forças horizontais) com um fator de segurança de 1,0.

Como se isso não bastasse, as colunas de concreto e suas fundações haviam sido projetadas sem considerar os efeitos das forças horizontais aplicadas, da ordem de 10 000 kN, de forma que estas resultaram muito subdimensionadas. Isto já ocorre quando se considera o vento conforme estimado no estudo contratado pelo Consórcio RDR. Note-se que não se fez qualquer referência, até o momento, aos resultados dos ensaios em túnel de vento elaborados pela WACKER, nem às verificações estruturais efetuadas com base nas normas do Eurocode – algo que foi duramente criticado e apontado como a justificativa para o reforço.

Apenas a título de esclarecimento, a velocidade de vento considerada no projeto é de 38,5 m/s (ou 138,5 km/h), uma

intensidade tal que as estatísticas mostram acontecer apenas uma vez a cada século. Esse vento é medido a 10 m acima do nível médio dos mares. Como a velocidade do vento cresce com a altitude, é importante ressaltar que a velocidade do vento na altura da cobertura, a qual atinge a cota de 60 m, pode ser até 30% maior. Por total falta de conhecimento desse pequeno detalhe técnico, tem sido alardeado na imprensa que o vento medido nos anemômetros é muito maior que o de projeto, fazendo-se referências inclusive a ventos que incidem em outras regiões da cidade, distantes da região onde se encontra o estádio.

Além disso, tem sido divulgado que o projeto de reforço considerou o vento atuando simultaneamente em várias direções. Novamente, isso apenas denota a total ignorância em relação à forma como se elaboram projetos de engenharia, com o vento atuando apenas numa direção de cada vez. Tal condição sequer é factível de simular nos ensaios em túnel de vento, posto que há somente um sentido possível para o fluxo de ar forçado, como se pode constatar, por exemplo, a partir da figura 4.

Finalmente, tem sido também divulgado que as obstruções em volta do estádio, que sem dúvida impactam na velocidade do vento, não foram consideradas,

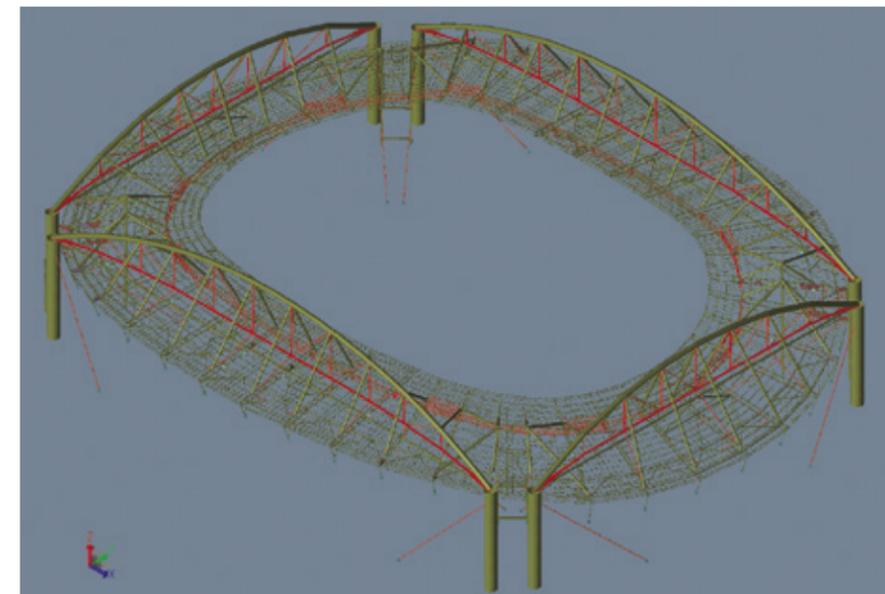


Figura 7 - Estádio reforçado atendendo, agora, à segurança exigida em Norma

o que mais uma vez é uma informação sem fundamento, como se constata novamente a partir da figura 4, onde se vêem os obstáculos a barlavento posicionados para simular a rugosidade do terreno no entorno da edificação. A maquete está sobre uma mesa rotatória, para variar a direção de incidência do fluxo de ar contra o modelo.

do o escoramento e os arcos chegavam à sua posição inicial, um desses elementos rompeu, não obstante a baixa carga (ver figura 5).

Curiosamente, esse rompimento se deu numa soldadura “disfarçada” (porque fora esmerilhada e pintada por cima), onde se notou que a penetração da solda era muito inferior à espessura da parede do tubo. Tratava-se de um tubo fabricado por uma subcontratada do Consórcio RDR, cujo trabalho parece não ter sido devidamente fiscalizado.

Obviamente, poderia haver outras “armadilhas” como essa, de modo que foram verificados por ultrassom 7 km de pendurais e, para espanto de todos, foram encontradas mais 247 soldas com defeitos similares.

Feita esta constatação, pode-se afirmar, sem qualquer dúvida, que a cobertura do estádio não ruiu por mero acaso.

Outro problema surpreendente foi o uso de aço convencional em todos os pinos que fixam a base dos arcos (onde aços de maior resistência e melhor qualidade seriam mais adequados), além da fixação dos olhais correspondentes em concreto praticamente sem armação (ver figura 6).

A terceira grande surpresa feita durante o reforço foi a constatação de que as juntas da estrutura, de modo geral, resistiam a forças significativamente menores que os membros a eles ligados. Essa falha, novamente de projeto, trouxe grandes restrições ao projeto de reforços.

CONSTATAÇÕES FEITAS DURANTE A OBRA

Antes de falar a respeito dos reforços exigidos pelo projeto, cabe ressaltar aqui alguns agravantes constatados durante a obra e que influenciaram significativamente na determinação dos reforços necessários para a cobertura.

Uma das primeiras medidas realizadas para início de implantação dos reforços foi o escoramento da estrutura. Isso foi feito de modo a restaurar, tanto quanto possível, a posição da estrutura quando de sua construção, aliviando assim a carga permanente atuante nos membros principais. Durante essa fase, alguns dos pendurais da cobertura, que tinham carga praticamente nula (por falta de especificações construtivas no projeto original) foram submetidos a pequenas trações: um elemento que deveria resistir a 1 900 kN foi submetido a 300 kN, por exemplo. No momento em que era finaliza-

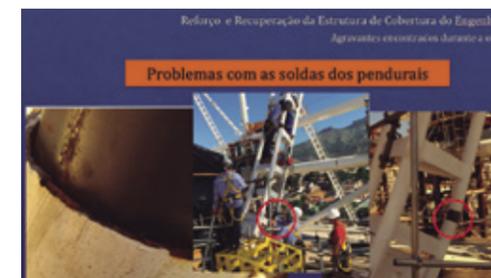


Figura 5 - Rompimento de um dos pendurais durante o escoramento dos arcos

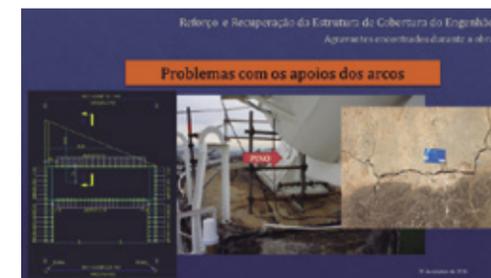


Figura 6 - Pino de aço de má qualidade e chumbadores em concreto sem armação - mais um grave erro de projeto

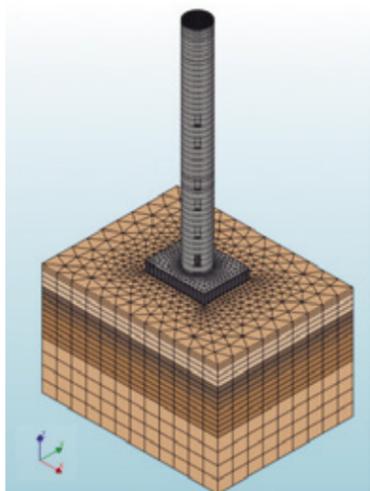


Figura 8 - Modelo com elementos de concreto para as colunas e blocos e estacas e solo de comportamento não linear (software DIANA)

REFORÇOS INSTALADOS NA COBERTURA APÓS A INTERVENÇÃO

Para fazer face à situação crítica de colapso iminente de toda a estrutura, como mostrado anteriormente – algo que representava um risco real de colapso da estrutura de cobertura – foram concebidos os reforços descritos a seguir e destacados em vermelho na figura 7.

- os arcos, que tinham tensões flexo-axiais excessivas, foram transformados em treliças (que são estruturas mais rígidas e eficientes), eliminando, assim, boa parte do momento no plano do arco;
- os tirantes, que estavam muito sobretensionados, receberam, cada um, a contribuição de um segundo tirante, que fez parte da treliça na qual cada arco foi convertido;
- para prover maior rigidez horizontal no plano da cobertura e melhorar a distribuição das forças de sucção do vento nos pendurais, o catwalk existente (estrutura onde se apoia a iluminação em toda a pe-



Figura 9 - Realização da medição de cargas em elementos estruturais

riferia) foi substituído por outro, bem mais resistente do ponto de vista estrutural;

- foram feitos reforços generalizados em todas as treliças radiais e nos contraventamentos horizontais;
- todas as juntas da estrutura foram verificadas, utilizando modelos de elementos finitos para evitar falhas localizadas. Para este fim, utilizou-se o software ANSYS;
- finalmente, todas as oito colunas de concreto que sustentam a cobertura metálica foram estaiadas, evitando assim a necessidade de reforço das mesmas, bem como de suas fundações.

Não obstante o estaiamento, as colunas, seus blocos de estacas e as próprias estacas só se mostraram adequados em análises considerando o comportamento não linear tanto do concreto armado como do solo.

Para esta análise, mais sofisticada, foi necessária a utilização de um programa que pudesse modelar os elementos de concreto com toda a sua armação (tanto das colunas como dos blocos de coroa-mento das estacas) e que pudesse realizar, ainda, uma análise da fundação em estacas considerando o comportamento não linear do solo e o efeito de grupo das estacas. Para tanto, foi adotado o software DIANA, desenvolvido pela empresa TNO DIANA da Holanda.

O modelo detalhado em elementos finitos da coluna, do bloco e do solo está ilustrado na figura 8.

Finalmente, visando-se corroborar os resultados do projeto, foram feitas medições de esforços em vários membros, as quais apresentaram boa correlação com os valores previstos em projeto, ao contrário do que acontecera no projeto original. Mostra-se na figura 9 um exemplo onde as medições foram efetuadas – neste caso, na determinação da força axial atuante em um dos pendurais de canto, medida hidráulicamente.

PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Os estudos realizados mostraram que os reforços na cobertura metálica do Estádio do Engenhão (hoje Estádio Olímpico Nilton Santos) eram absolutamente necessários para garantir a segurança de seus frequentadores, apesar do protocolo de uso adotado a partir do primeiro relatório emitido pela empresa SBP, após as análises estruturais efetuadas no contexto de uma verificação do projeto original, de autoria da empresa Projeto ALPHA.

Havia erros tanto de projeto como de

fabricação das peças utilizadas na montagem da estrutura.

Houve erros na elaboração das fundações, fazendo com que estas não pudessem resistir a momentos, razão pela qual as colunas de concreto foram estaiadas.

Após a execução dos reforços, os quais foram brevemente descritos, as margens de segurança da estrutura metálica de cobertura do Estádio Engenhão foram restauradas e estão em conformidade com os requisitos de segurança estabelecidos pelas normas técnicas aplicáveis, compatíveis com rigor de padrões e referências técnicas internacionais de engenharia, como bem requer um equipamento esportivo desta relevância, palco dos Jogos Olímpicos de 2016.

Sobre os Consórcios

O Consórcio RDR, formado pelas empresas Racional, Delta e Recoma, venceu em 2003 a licitação lançada pela Prefeitura do Rio de Janeiro para as obras de fundação, estrutura de concreto e estrutura metálica do Estádio Engenhão.

Em 2005, o Consórcio Engenhão (Odebrecht e OAS) venceu segunda licitação, que previa a construção das paredes divisórias, acabamentos, instalações, edifício garagem e urbanização da área externa do estádio.

Em 2006, por meio de Termo de Entendimento com a Prefeitura do Rio, o segundo consórcio assume as obras da estrutura metálica da cobertura, paralisadas pelo Consórcio RDR, e conclui as obras do estádio para os Jogos Pan Americanos.

Com a retirada do cimbramento da cobertura, verifica-se um deslocamento 50% maior do que o previsto. Após seis anos de estudos e laudo conclusivo da empresa alemã Schlaich Bergermann und Partner (SBP), referência mundial em projetos de estádios, a Prefeitura do Rio autoriza as obras de reforço da estrutura da cobertura do Engenhão. O consórcio formado pelas empresas Odebrecht e OAS acorda com a Prefeitura que cobraria na Justiça os custos de tais obras emergenciais, sem qualquer ônus aos cofres públicos.

* **Nelson Szilard Galgoul**, Prof. Dr.-Ing., NSG Engenharia
E-mail: nsg@nsg.eng.br

** **Aidin Rezvani Sarabi**, MSc., NSG Engenharia
E-mail: ars@nsg.eng.br

*** **Victor Dobrochinski Barbosa**, NSG Engenharia
E-mail: vdb@nsg.eng.br

Gestão da mobilidade urbana - ensaio crítico

MARIA DA PENHA PEREIRA NOBRE*



ANDRÉ SIQUEIRA