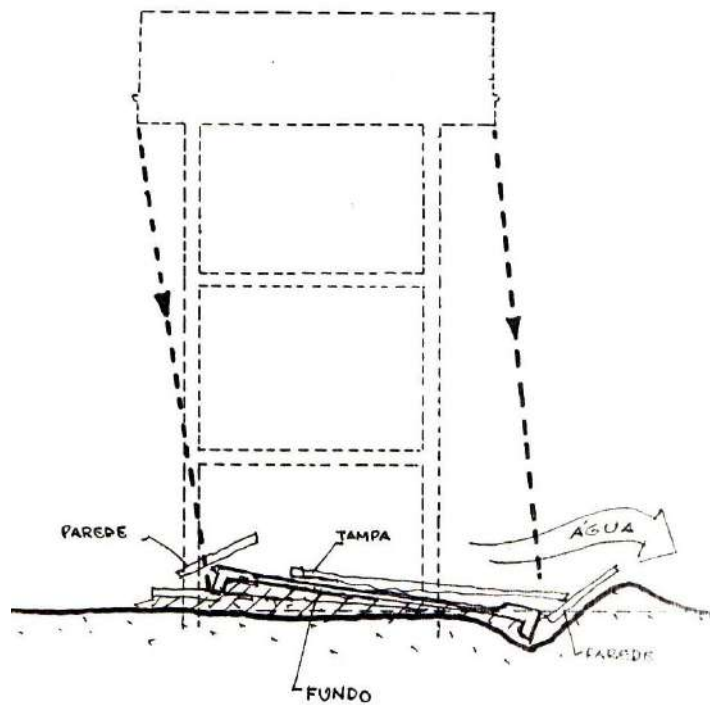


# APRENDENDO COM ERROS DOS OUTROS



O que ensinam os Engenheiros do grupo Calculistas

Maio 2015

## SUMÁRIO

CASO 1: FISSURAÇÃO DE TUBOS DE UMA ADUTORA .....	1
CASO 2: TRINCAS EM PAREDES DIVISÓRIAS DE ALVENARIA .....	4
CASO 3: VAZAMENTO DE UM RESERVATÓRIO ELEVADO.....	9
CASO 4: CORROSÃO EM PILARES DE FACHADA .....	13
CASO 5: FISSURAS EM LAJES DE FORRO .....	17
CASO 6: COLAPSO DE UM RESERVATÓRIO.....	20
CASO 7: TRINCAS EM LAJES.....	23
CASO 8: O PROJETO ESTRUTURAL É UM SÓ.....	27
CASO 9: EFEITOS DINÂMICOS EM MONOPOLO DE TELECOMUNICAÇÕES .....	29
CASO 10: TRINCAS EM ALVENARIAS.....	32
CASO 11: EFEITOS TÉRMICOS EM EMPENAS.....	33
CASO 12: CONCRETO COM AÇÚCAR .....	34
CASO 13: EFEITOS DINÂMICOS EM PISOS DE CONCRETO.....	35
CASO 14: A PONTE SOBRE O RIO SÃO JOSÉ ABAIXO .....	36
CASO 15: UM PROBLEMA DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	41
CASO 16: UM MURO DE CONTENÇÃO QUE NÃO ESTAVA CERTO.....	44
CASO 17: VAZAMENTOS NA CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO DA ADUTORA DO JOANES II .....	45

5ª edição ampliada e melhorada:	27/05/2015
4ª edição ampliada:	16/05/2015
3ª edição ampliada:	13/05/2015
2ª edição ampliada:	10/05/2015
1ª edição:	04/05/2015

## Aprendendo com erros dos outros

### CASO 1: FISSURAÇÃO DE TUBOS DE UMA ADUTORA

#### O caso

Esse caso trata da fissuração dos tubos de concreto armado da adutora de água tratada da barragem do rio Joanes, que abastece Salvador. Um velho caso, mas de interesse sempre atual.

Os tubos de concreto armado dessa adutora, com 1500 mm de diâmetro interno, 150 mm de espessura, moldados in-locu, diretamente apoiados no solo, em trechos isolados de comprimentos de 30 a 33 m, apresentaram, sistematicamente, nas primeiras idades, fissuras localizadas, transversais, a meio comprimento ou a um terço do seu comprimento, com aberturas máximas acima de 0,5 mm. As fissuras já podiam ser identificadas na retirada das formas laterais.

As fotos que se seguem são dessa adutora na fase de construção.



Foto 1.1 - Vista parcial das formas da segunda fase de moldagem de um dos tubos (1964).

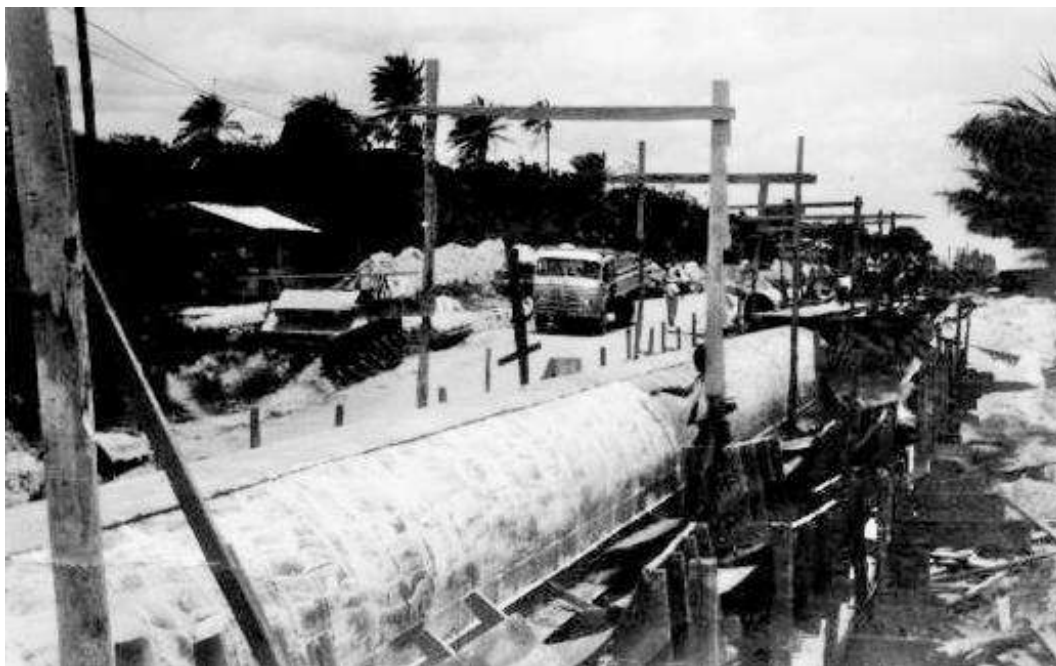


Foto 1.2 - Vista parcial de um dos tubos, após removidas as formas da segunda fase, e durante a aplicação do agente de cura ANTISOL da SIKA. O tubo já está fissurado.



Foto 1.3 - Vista de uma das fissuras nos tubos da adutora do Joanes.

### As causas

A empresa vencedora da concorrência dessa obra convenceu o Governo do Estado a substituir os tubos pré-fabricados de menor comprimento, previstos no Edital da concorrência, por esses acima descritos, moldados in- loco. Essa moldagem tinha lugar em duas fases, conforme ilustra a figura da seção transversal dos tubos, abaixo. Na primeira fase, a parte inferior do tubo era moldada de encontro ao solo de fundação, revestido por concreto de regularização. Na segunda fase, a parte superior restante era concretada sobre escoramento e formas apoiados na parte já executada, esta já com cerca de 30 dias de idade.

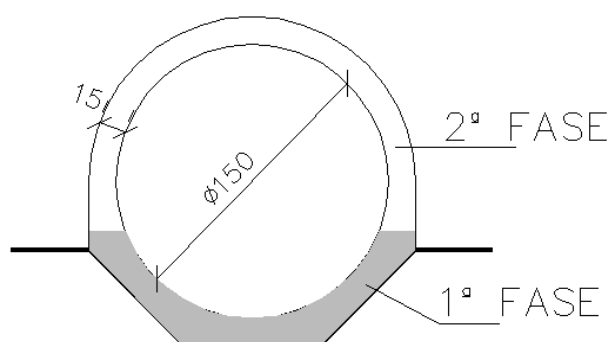


Figura 1.1 - Seção transversal dos tubos. As fases de concretagem dos tubos da adutora do Joanes.

A dissipação do calor de hidratação do cimento, após a concretagem da segunda fase, tinha sobre esse concreto ainda pouco endurecido o efeito equivalente a um abaixamento da temperatura ambiente, gerando, conseqüentemente, no material, uma natural redução de volume.

Impedido o concreto da segunda fase de se encurtar ao longo de seu comprimento - seja pela ligação rígida com o concreto já endurecido da primeira etapa, seja pelo contato com as formas - desenvolveram-se forças de tração no tubo, cumulativas a partir de suas extremidades, que vieram a provocar as fissuras localizadas que foram acima descritas. À medida que evoluía essa retração nos cinco primeiros dias, mais o concreto da segunda fase se encurtava e mais aberta se tornava a fissura. Não confundir essa retração, dita *térmica*, com a outra retração, dita *hidráulica*, que está associada à lenta evaporação da água de amassamento e que se prolonga por alguns anos.

Essa fissura permanecia localizada, isolada, sem se redistribuir por outras subsequentes, vizinhas, em virtude da pequena quantidade de armadura longitudinal, já em escoamento, na seção fissurada, constituída apenas de  $\phi$  6,3 c/55 cm na face externa, e de  $\phi$  6,3 c/35 cm na face interna do tubo.

Como na época não haviam ainda os recursos de injeção com resinas elásticas de polipropileno, a recuperação tornou-se difícil, com insucessos sucessivos, vazando a

adutora, em grande parte de sua extensão, por anos a fio, onerando o custo da água tratada, paga pelos seus usuários, em Salvador e adjacências. Hoje, o problema já foi sanado, além de que o abastecimento de água de Salvador é hoje feito, em sua maior parte pela Adutora da Pedra do Cavalo.

### Como evitar

Essa é uma situação que ocorre com frequência em casos semelhantes, como o de muros extensos e paredes de reservatórios apoiados no solo, concretados em duas fases, de forma semelhante à dos tubos acima.

A nossa Norma ABNT NBR 6118:2014 prescreve, em sua subseção 17.3.5.2.2, armadura mínima e convenientemente disposta para controlar essa fissuração, de tal modo que, em vez de poucas fissuras muito abertas, induza-se a formação de muitas fissuras com aberturas inferiores a um valor predefinido. Essa armadura mínima é dada pela expressão:

$$A_{s,min} = k k_c f_{ct,ef} A_{ct}/\sigma_s$$

No caso dos tubos dessa adutora com 15 cm de espessura, em que se pretende estanqueidade, limitando a abertura característica das fissuras em 0,15 mm, nas primeiras idades, fazer, nessa expressão:

$$k = 0,8; k_c = 1,0; ,$$

$$f_{ct,ef} = 0,5 \cdot f_{ctm} \text{ (aos 28 dias), em MPa;}$$

$$\sigma_s = 735 / \sqrt{\phi}, \text{ sendo } \phi \text{ em mm e } \sigma_s \text{ em MPa.}$$

Supondo que o concreto desses tubos apresentava, na época,  $f_{ck} = 25$  MPa, tem-se  $f_{ctm} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,6$  MPa e que se queira usar barras CA-50  $\phi 10$ , tem-se  $\sigma_s = 232$  MPa e a armadura mínima por face:

$$A_{s,min} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 2,6 \cdot 100 \cdot (15/2) / 232 = 6,7 \text{ cm}^2/\text{m/face} \text{ (9 } \phi 10/\text{m/face)}$$

Essa é a armadura mínima, bem maior do que a utilizada, a qual não chega a 2  $\text{cm}^2/\text{m/face}$ .

Outras medidas complementares de segurança podem ser adotadas para reduzir essa fissuração térmica, como, por exemplo, evitar moldagens de comprimentos superiores a 5 metros, impondo sempre, juntas frias de construção, com mata juntas.

*Colaboração: Antonio Carlos Reis Laranjeiras, Salvador, BA, R0 maio/2002; R01 - abril/2015.*

## CASO 2: TRINCAS EM PAREDES DIVISÓRIAS DE ALVENARIA

### O caso

As paredes divisórias de alvenaria de tijolos cerâmicos do pavimento superior do Fórum da cidade de Juazeiro, BA, inaugurado em fins de 1984, já apresentavam pronunciadas trincas, após um ano dessa inauguração. Segundo depoimentos de funcionários do Fórum, o fenômeno estava ainda em evolução, o que se evidenciava pelo crescimento das trincas existentes e surgimento de novas.

A configuração dessas trincas está esquematizada nas duas figuras que se seguem, sendo que, na primeira figura, as paredes frontais foram omitidas do desenho a fim de permitir melhor visualização das paredes internas.

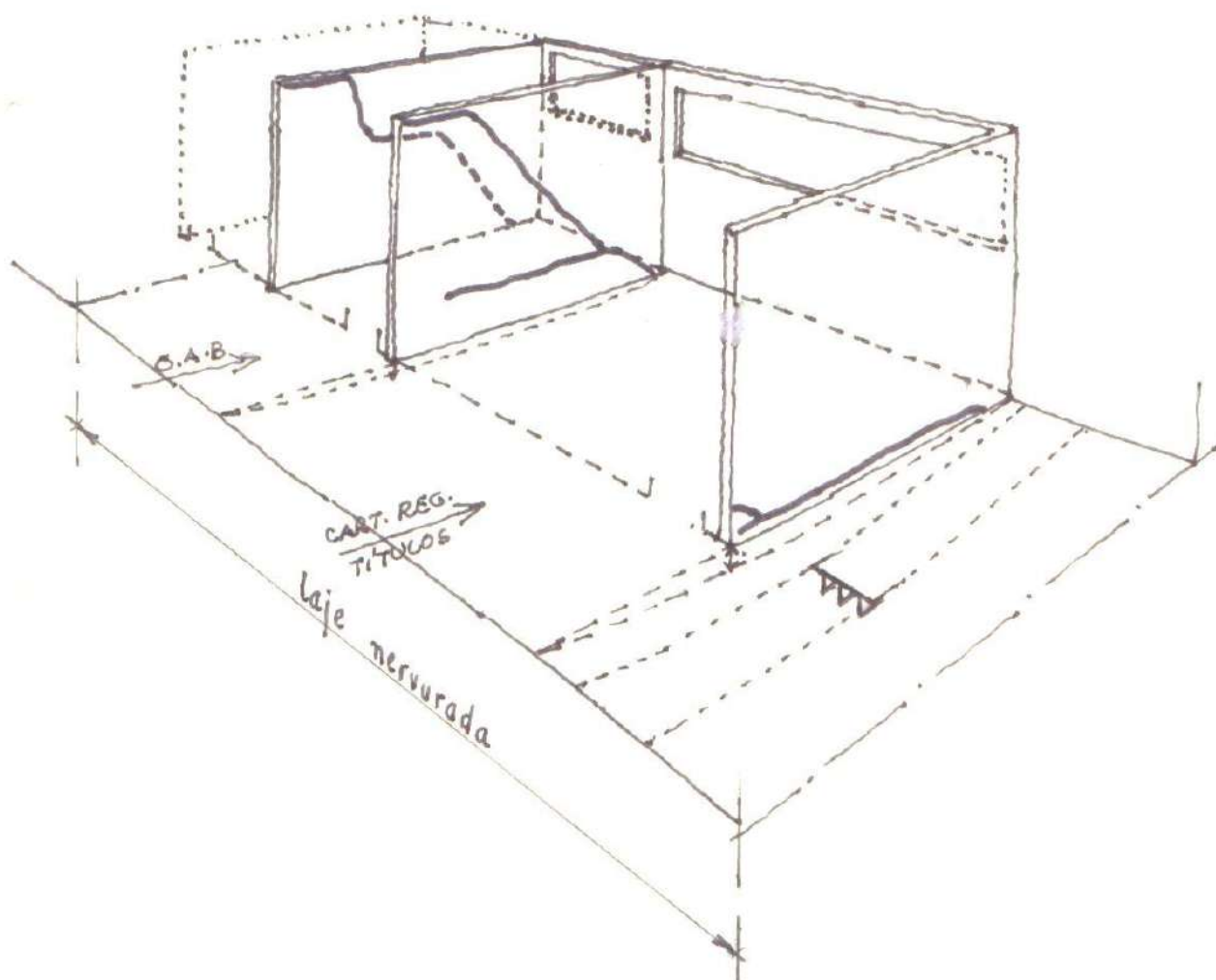


Figura 2.1 - Trincas nas paredes divisórias internas do Fórum de Juazeiro. As paredes frontais onde estão as portas foram omitidas, para melhor visualização.

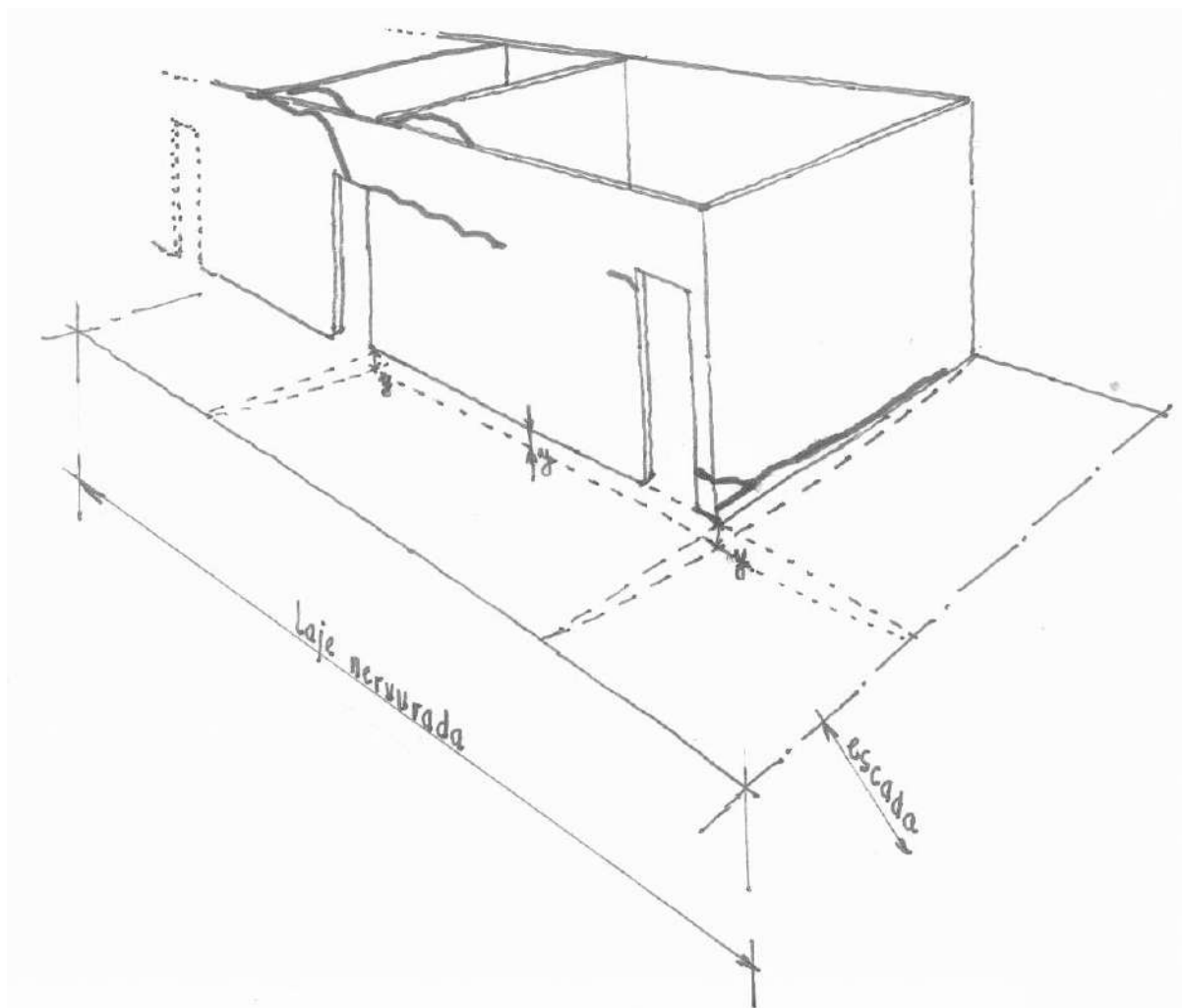


Figura 2.2 - Trincas nas paredes frontais do pavimento superior do Fórum de Juazeiro, BA.

### As causas

Todas as trincas observadas resultam das deformações do piso que as sustenta. De fato, conforme se demonstra mais adiante, o piso, constituído de uma laje nervurada em uma só direção, com 22 cm de altura e 6,80 m de vão, com a seção transversal da Figura 3 é excessivamente deformável para as paredes que suporta.

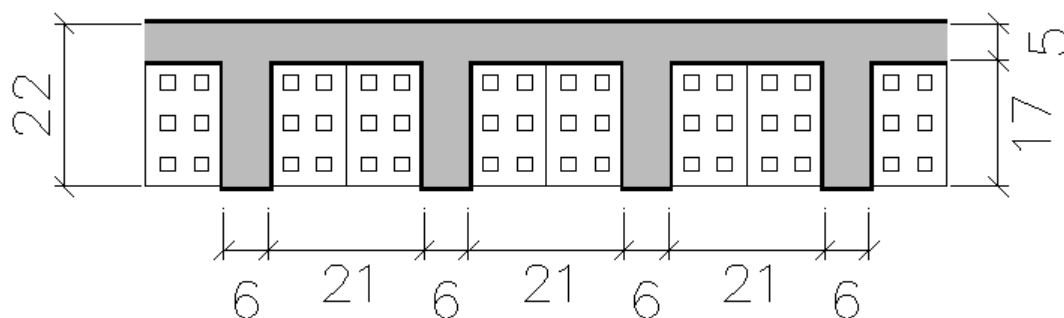


Figura 2.3 - Seção transversal da laje nervurada do piso, com enchimento de tijolos cerâmicos. Concreto  $f_{ck} = 18$  MPa. Armação de  $1\phi 16 + 1\phi 12.5$ , por nervura.



Realmente, as paredes, com cerca de 3 m de altura, portanto muito rígidas à flexão, não conseguem acompanhar as deflexões da laje sem se dividir em partes, fissurando-se. Observe-se que a configuração das trincas nas paredes reflete a deformação, com um traçado inclinado dos pontos de menor para os de maior deformação (Figura 1), e com um traçado horizontal, ao longo dos pontos de igual deformação (Figura 2).

As deformações do piso são de fato progressivas com o tempo, o que converge com o depoimento dos funcionários do Fórum de que o fenômeno ainda está evoluindo.

Uma avaliação numérica das flechas a meio vão da laje pelo procedimento da Norma ABNT NBR 6118:2014 ITEM 17.3.2.1 indicou para a flecha que se integraliza após um ano da elevação das paredes o valor de 41 mm. Segundo essa mesma Norma, o valor admissível da flecha, nesse caso, é de  $(6800/500 =) \sim 14$  mm. Apesar do cálculo numérico de flechas ser cercado de muitas incertezas e grande dispersão (20% para mais ou para menos), há um indicativo forte na comparação entre esses valores que as deformações do piso são exageradas para as paredes e podem ser a causa de suas trincas.

Segundo os cálculos teóricos, há ainda uma expectativa de aumento de flecha da ordem de 15 mm (23% da flecha final), com agravamento do cenário então observado.

A verificação da segurança à ruptura da laje apresenta no entanto resultados favoráveis. De fato, o momento fletor capaz da seção a meio vão da laje nervurada é cerca de 36% maior do que o valor de cálculo ( $M_d$ ) do momento fletor solicitante, demonstrando pois suficiente segurança à ruptura por flexão.

### **Como evitar**

A lição aprendida é a da importância do controle das deformações dos pisos e danos delas decorrentes sobre as paredes divisórias que devem suportar, notadamente quando as lajes têm vãos iguais ou maiores do que 5 m, sejam armadas em uma direção ou nas duas, maciças ou nervuradas. Não basta ter segurança à ruptura, os pisos necessitam ser rígidos nesses casos, pois as alvenarias são muito sensíveis às deformações.

Lajes em balanço que suportam panos inteiros de paredes são inimigas do engenheiro de estruturas. Um vão em balanço equivale em efeito a um vão simplesmente apoiado 2,4 vezes maior, pelo menos. Quem diz que projetou balanços com paredes sem fissuras possivelmente não visitou de novo a construção com mais de um ano de idade.

Quanto mais tempo o reescoramento for mantido, tanto menores serão as deformações finais do piso.

Uma forma de evitar deformações em lajes de piso que possam causar danos nas paredes é avaliar numericamente essas deformações pelo procedimento do item 17.3.2.1 da nossa Norma ABNT NBR 6118:2014 e comparar seus valores calculados com os respectivos valores limites da Tabela 13.2 dessa mesma Norma.

*Colaboração: Antonio Carlos Reis Laranjeiras, Salvador, BA, R0 - maio 2002; R01 - abril 2015.*

### CASO 3: VAZAMENTO DE UM RESERVATÓRIO ELEVADO

#### O caso

Esse caso refere-se ao enorme reservatório elevado do sistema de abastecimento de água da cidade de Feira de Santana, BA, situado às margens do anel viário dessa cidade. As dimensões dessa caixa d'água são tão grandes que os que trabalhavam em sua construção (junho, 1985) a alcunhavam de ET, numa referência a um grande disco voador Extraterrestre. Ver Figura 1.

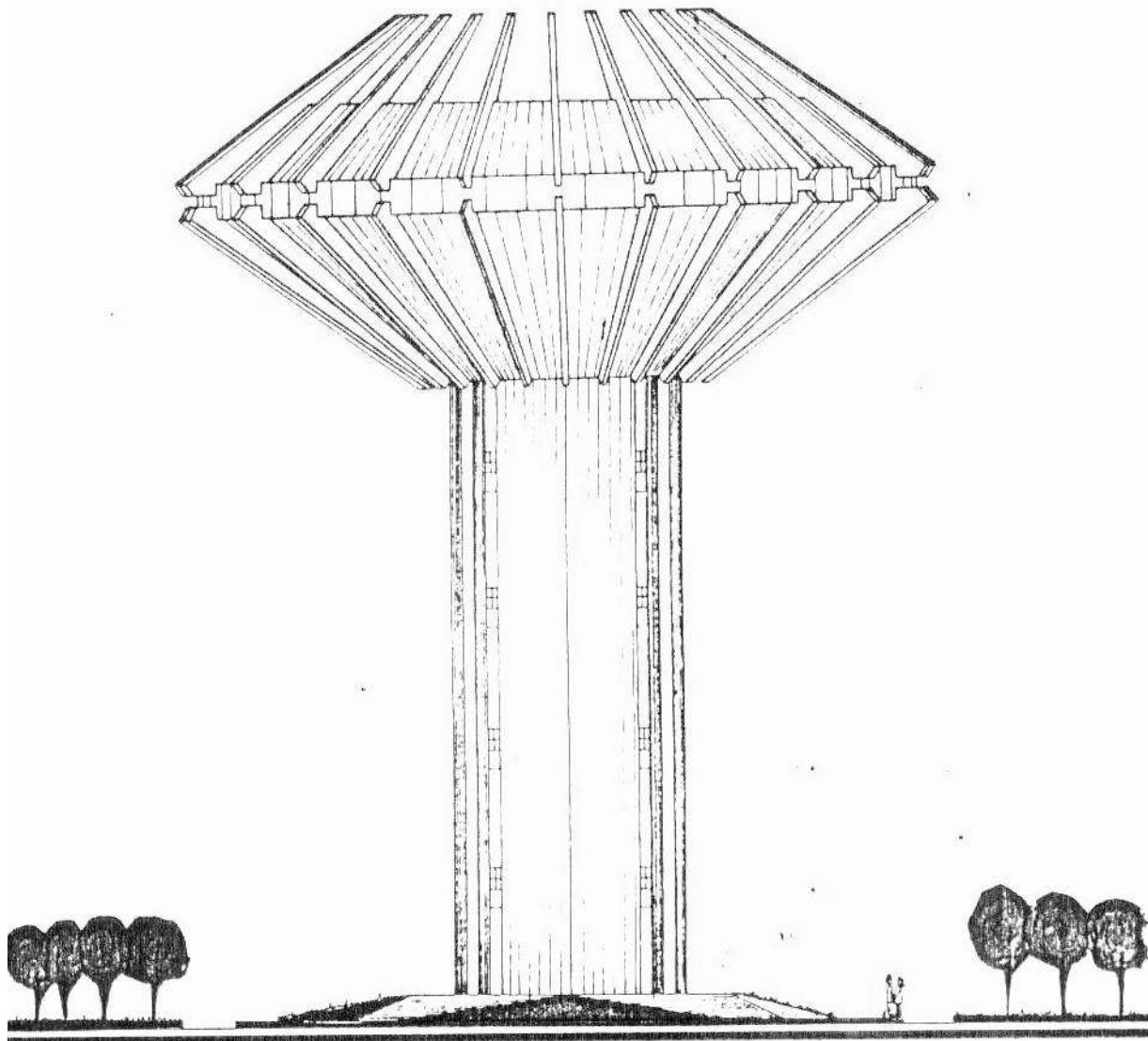


Figura 3.1 - Vista idealizada da caixa d'água do sistema de abastecimento de água de Feira de Santana, BA.

A Fiscalização das obras, ainda durante a construção, levantou dúvidas quanto à homogeneidade do concreto usado na moldagem da grande cuba, com base no fato de que suas paredes, ao serem molhadas em processo de cura, aos dois dias de idade, permitiam, em alguns locais, a passagem da água de um lado para o outro das mesmas. Temia a Fiscalização que essa falta de homogeneidade viesse a comprometer não só a estanqueidade do reservatório, mas também a resistência do material sob os esforços de protensão a serem ainda aplicados.

Fui chamado com urgência para opinar se aquela imensa cuba já concretada deveria ser rejeitada como desejava a Fiscalização ou se, ao contrário, os serviços deveriam prosseguir normalmente. Essa opinião deveria estar, naturalmente, fundamentada em justificativa convincente.

Quando cheguei ao canteiro, decorridos já cinco dias da concretagem da cuba, encontrei a mesma com a parte cônica inferior já moldada e ainda sobre escoramentos. Só após a moldagem de toda a cuba é que esta seria protendida e elevada até o topo da torre cilíndrica e fixada em posição. A figura abaixo é um desenho da seção transversal da caixa d'água como se encontrava por ocasião dessa minha visita.

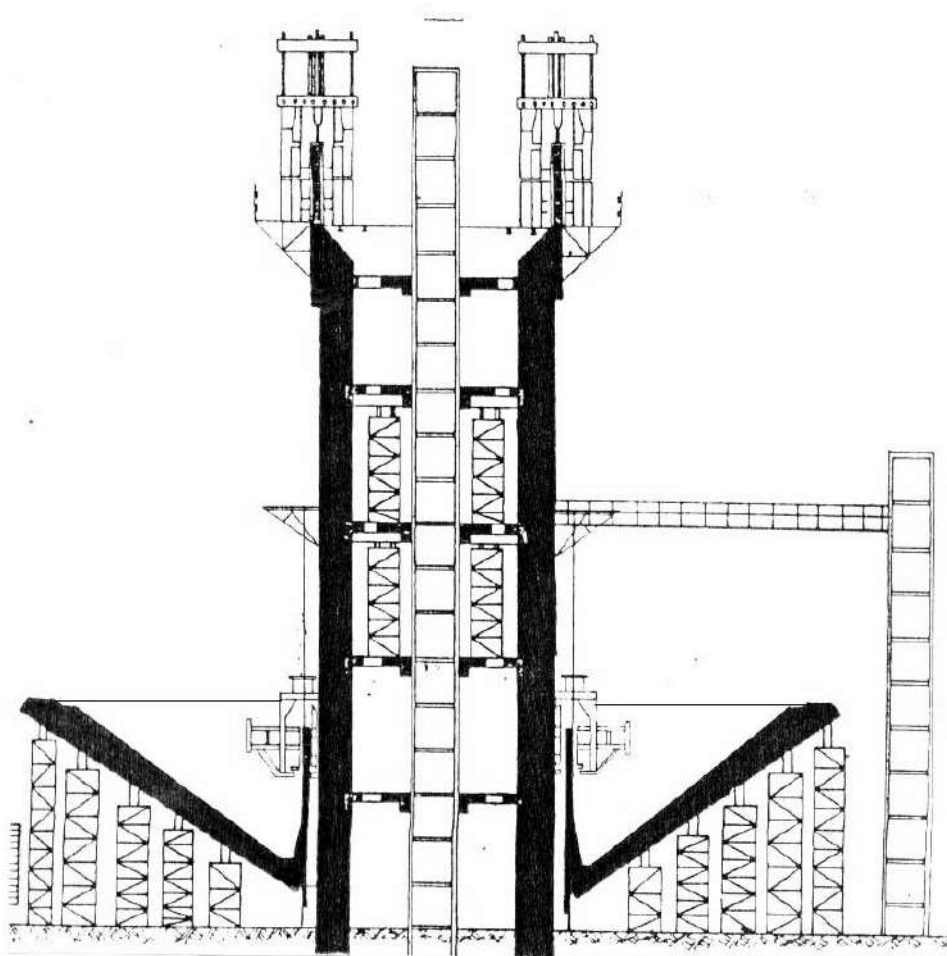


Figura 3.2 - Seção transversal da caixa d'água em construção por ocasião da inspeção

## As causas

Afasto-me do relato técnico ao dar ao mesmo uma conotação pessoal, para melhor retratar as injunções emocionais, quase dramáticas, que pesaram sobre um trabalho que seria meramente técnico e impessoal de consultoria.

Quando cheguei, o ambiente no canteiro estava carregado. As tensões existentes entre Fiscalização e Empreiteiro refletiam-se no semblante carregado dos envolvidos. Esperavam-me muitos engenheiros, que evitavam emitir qualquer opinião sobre o vazamento. No meu passeio de inspeção em volta da cuba, vi-me acompanhado, em silêncio significativo, por oito engenheiros. A atmosfera passava-me uma carga pesada de responsabilidade, como se as minhas palavras finais fossem influenciar na condenação ou redenção daquele serviço já realizado, e conseqüente perda ou salvação de muitos recursos já aplicados. Além disso, desfazer um serviço já feito é um desencanto e desestímulo para uma equipe de trabalho, e uma mancha no bom nome da empresa. Não havia portanto absolutamente espaço para leviandades ou opiniões ambíguas.

A causa parecia-me evidente, bem às claras, mas não bastava saber, tinha de convencer os que aguardavam a minha opinião. Pedi que se molhasse o concreto exatamente como tinha sido feito antes e nos mesmos cinco locais em que se identificaram vazamentos. A informação é que nesses locais não haviam sinais visíveis de defeitos de concretagem, como bexigas, nichos, vazios ou segregação entre argamassa e agregados graúdos. Nem foram identificadas, nesses locais, fissuras, trincas ou rachaduras. Em suma, não haviam sinais nem denúncias de negligência nos serviços de concretagem, pelo contrário, concordava a própria Fiscalização que os cuidados na concretagem da parede de 25 cm de espessura não mereciam reparos.

O procedimento de molhar o concreto foi repetido, com a água lançada com auxílio de mangueiras. Para surpresa de alguns, dessa vez, o local considerado o mais crítico não mais vazava. Em dois outros locais, os vazamentos continuavam a ocorrer, mas, na avaliação de todas as testemunhas, a intensidade dos mesmos era bem menor do que antes.

Não havia mais dúvidas; os vazamentos observados estavam associados à pouca idade do concreto, o que permitia supor que o simples amadurecimento do mesmo com a idade era capaz de fazê-los cessar.

A literatura técnica registra que o concreto ainda jovem pode apresentar elevada permeabilidade à água, mas que, se mantido sob cura úmida, sua impermeabilidade se eleva sensivelmente com a idade do mesmo. Otto Graf, por exemplo, registra em seu

livro "As Propriedade do Concreto", p.233, ensaios de laboratório em que um concreto, submetido a pressões baixas de água (0,5 atmosfera) apresentou, a um dia de idade, permeabilidade 6 vezes maior do que a medida aos 5 dias de idade.

Outro aspecto a destacar é que concreto com aditivos que têm ação de retardo como os plastificantes usados na cuba, pode apresentar, nas primeiras idades, locais com menores graus de hidratação e amadurecimento do que outros, em virtude da eventual presença mais concentrada desses aditivos nesses locais.

Do exposto conclui-se portanto que era prematuro avaliar, aos dois dias de idade do concreto, sua homogeneidade, estanqueidade e resistência, pois, se mantida a cura úmida, os vazamentos observados nessa idade poderiam simplesmente deixar de existir.

E foi, felizmente, o que aconteceu com o ET de Feira, que permanece lá, em bom estado, para quem o quiser ver.

*Colaboração: Antonio Carlos Reis Laranjeiras, Salvador, BA, R0 - maio/2002; R01 - maio/2015.*

## CASO 4: CORROSÃO EM PILARES DE FACHADA

### O caso

Esse caso tem muito a ver com a precária durabilidade dos nossos edifícios situados próximos à orla marítima. Na realidade, são dois casos, tão semelhantes entre si, que parecem guardar as mesmas relações entre causa e efeito. Casos como esses que se repetem de forma tão assemelhada constituem-se não só uma denúncia de erros que reclamam análise e correção, mas também uma ameaça ao prestígio social de nossa profissão.

Tratam-se de dois conjuntos residenciais de classe média, situados em locais distintos de Salvador: um no bairro do Chame-Chame e outro no bairro do Itaipara, bem distantes um do outro. Vencida essa diferença, aparecem as incontáveis semelhanças. Ambos são constituídos de dois blocos ou torres de apartamentos, cada bloco com 13 andares, unidos por um mesmo playground e por subsolos comuns de garagens.

Os revestimentos dos pilares das fachadas desses blocos, com cerca de apenas 10 anos de construídos, apresentaram trincas verticais pronunciadas. Uma vez removido o revestimento, constatou-se que essas trincas resultavam da corrosão avançada das barras longitudinais desses pilares. De fato, o produto da corrosão, por ocupar um volume maior do que o de seus elementos de origem, exerce sobre o concreto que o envolve forças de expansão que o fazem fendilhar na forma observada.

Identificou-se, em ambos conjuntos, que:

- a) Só os pilares das fachadas apresentavam danos;
- b) As fachadas deterioradas eram, exclusivamente, as voltadas na direção do mar;
- c) Nos pilares danificados, só as barras dispostas na face da fachada apresentavam corrosão, permanecendo as demais em perfeito estado de conservação.

É de interesse destacar que ambos os conjuntos não se situam exatamente em frente ao mar, mas sim afastados deste, estando o conjunto Chame-Chame a cerca de 700 metros, enquanto o do Itaipara a aproximadamente 1.500 m.

Outro fato que chamou a atenção é que esses pilares de fachada eram, em ambos os conjuntos, revestidos por pastilhas cerâmicas, assentadas sobre camada de argamassa com espessuras variáveis, de valores até 7 cm (digitei certo, 7 cm !).

As fotos abaixo ilustram a descrição acima.

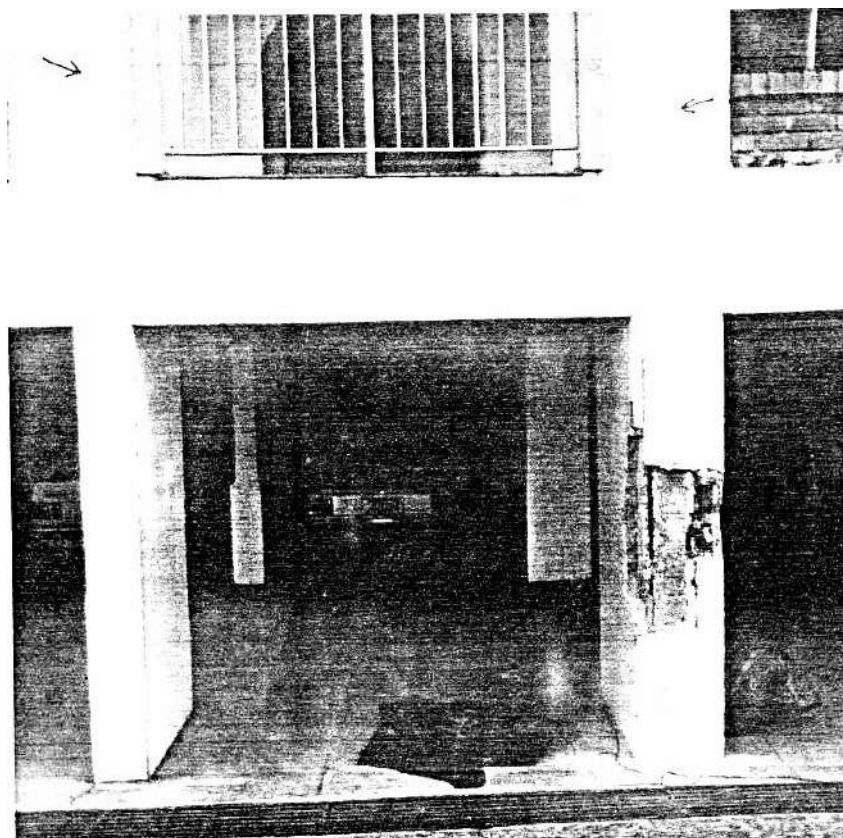


Foto 4.1 - Um pilar de fachada deteriorado por corrosão das armações.

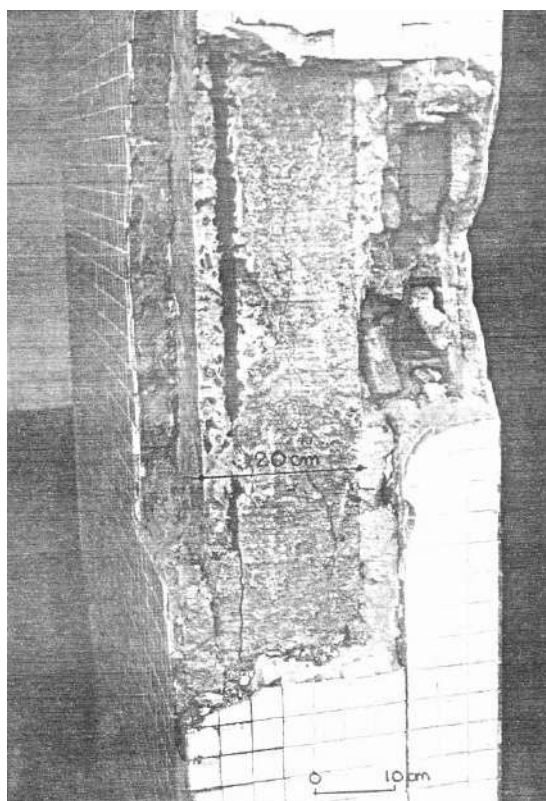


Foto 4.2 - Os revestimentos de pastilhas cerâmicas são assentados sobre espessa camada de argamassa.



## As causas

A causa da corrosão das armaduras é a presença de cloretos provenientes da água do mar na superfície das barras danificadas. Os sais de cloro chegaram aí trazidos por diversos mecanismos de transporte. Inicialmente, pelo vento, que os transportou do mar até à superfície da fachada; uma vez aí depositados, foram transportados pela água de chuva, para dentro do pilar, até o contato com as barras, por um processo físico de difusão.

Não importa muito qual a quantidade de cloreto necessária para causar dano, pois o cloreto se regenera após a fase química da corrosão, possibilitando assim que, mesmo em pequenas quantidades, causem danos extremos e desproporcionais. O que importa é que o cloreto chegou lá, na superfície das barras, e deflagrou a corrosão do aço, identificada pelas trincas acima descritas.

## Como evitar

Uma análise mais detida desses casos pode extrair muitas lições e sublinhar muitos conhecimentos importantes sobre o problema da durabilidade das estruturas de concreto armado em ambientes agressivos, como os próximos à orla marítima. Assim, por exemplo:

- a) Se o ambiente em volta dos edifícios é igualmente agressivo, pois depende apenas da concentração de sais de cloro existente no ar, em um dado instante, por que só as fachadas voltadas para o mar sofreram danos? A resposta é simples. Porque só nessa fachada é que se juntaram desfavoravelmente os fatores necessários à deterioração: a presença de sais de cloro na superfície da peça e a presença, em quantidade própria, da água de chuva que transportou por difusão esses sais até à superfície das barras.
- b) Pode-se concluir desse fato que definir medidas de proteção apenas em função da agressividade ambiental constitui-se um critério inadequado? Sim, pois, como demonstram esses casos, o problema não é de macro ambiente, mas sim de micro ambiente!
- c) Nesse particular, é oportuno que se acentue que a permeabilidade, no caso, é favorecida não só pela intercomunicação entre poros (materiais porosos), mas, principalmente, pela fissuração (micro ou macro) que se instale no material. Um revestimento de concreto compacto e sem fissuras pode ser mais eficiente que outro mais espesso que não tenha essas boas qualidades.

d) A vulnerabilidade dos concretos à fissuração pela corrosão das armaduras constitui-se um risco difícil de superar, no caso desses pilares de fachada ou em outros, semelhantes. Cabe-nos, nesse caso, identificar as superfícies de risco, como aquelas em que o sal depositado tenha boas possibilidades de transporte para o interior da peça, e adotar medidas especiais de proteção que impeçam esse transporte. Não depositar exagerada confiança em grandezas de cobrimentos, nem na qualidade do concreto, nem na qualidade do adensamento, nem da cura, e dispor sobre essas superfícies de risco (e só nelas) mantas ou películas de impermeabilização comprovadamente eficazes.

Não podemos continuar aceitando que nossos edifícios situados próximos à orla marítima exijam reparos custosos com vinte anos de idade ou menos, por incompetência da Engenharia. Até parece que quem está necessitando de reparos urgentes é a própria Engenharia, notadamente, a de Estruturas.

*Colaboração: Antonio Carlos Reis Laranjeiras, Salvador, BA, R0 - maio/2002; R01 - maio/2015.*

## CASO 5: FISSURAS EM LAJES DE FORRO

### O caso

Esse caso relata a fissuração de lajes de forro por efeitos térmicos. Não se trata, na realidade, de um só caso, mas sim de dois com a mesma relação de causa e efeito. Isso é bom, pois um parece ser a prova e o outro a contraprova. Além disso, sua repetição chama a atenção para o fato de que não se trata de um dano de ocorrência singular, ou rara.

Tratam-se das lajes de forro de duas pequenas edificações: a primeira, a agência do Banco do Brasil na cidade de Ipirá, BA, com dois pavimentos, e a segunda, o Serviço Médico da fábrica da Nitrocarbono, Camaçari, BA. Ambas as lajes tinham comprimentos semelhantes – 25 m e 23 m, respectivamente – e larguras de 17 m e 13 m, respectivamente.

Em ambos os casos, identificava-se uma trinca pronunciada nas lajes, a partir dos bordos e a meio comprimento do lado maior, prolongando-se em direção ao centro das mesmas. As figuras que se seguem servem para ilustrar a descrição acima, observando que as linhas mais grossas representam as trincas.

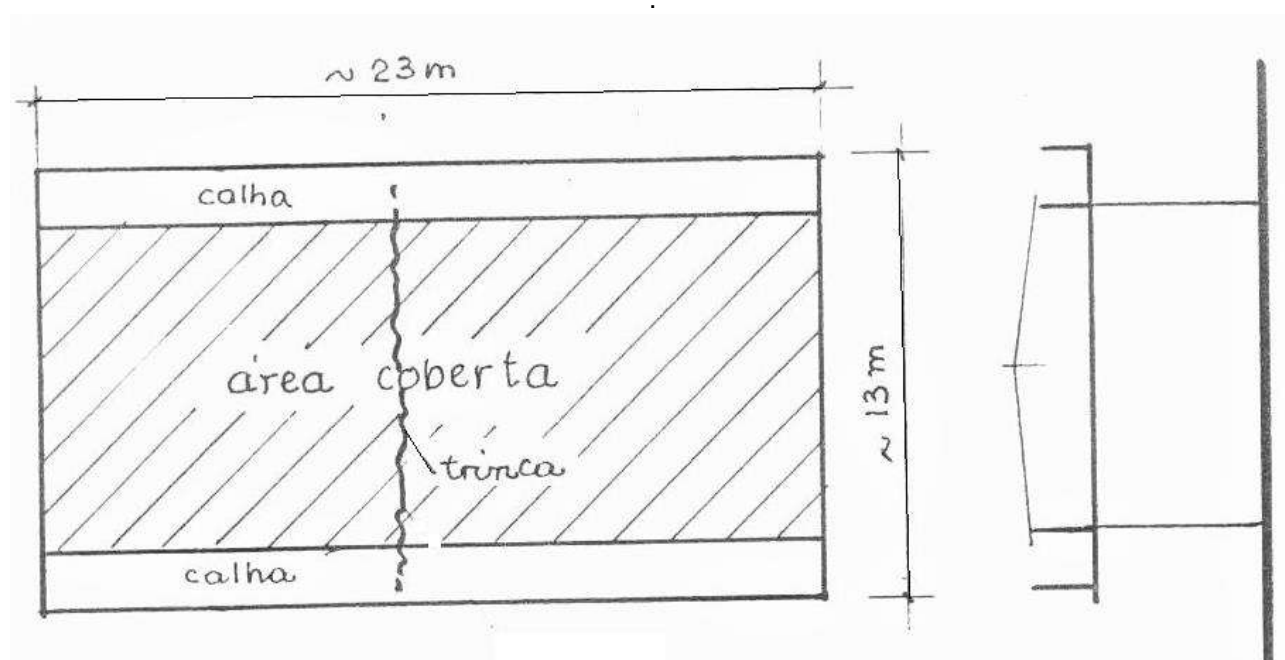


Figura 5.1 – Laje de forro da Nitrocarbono.

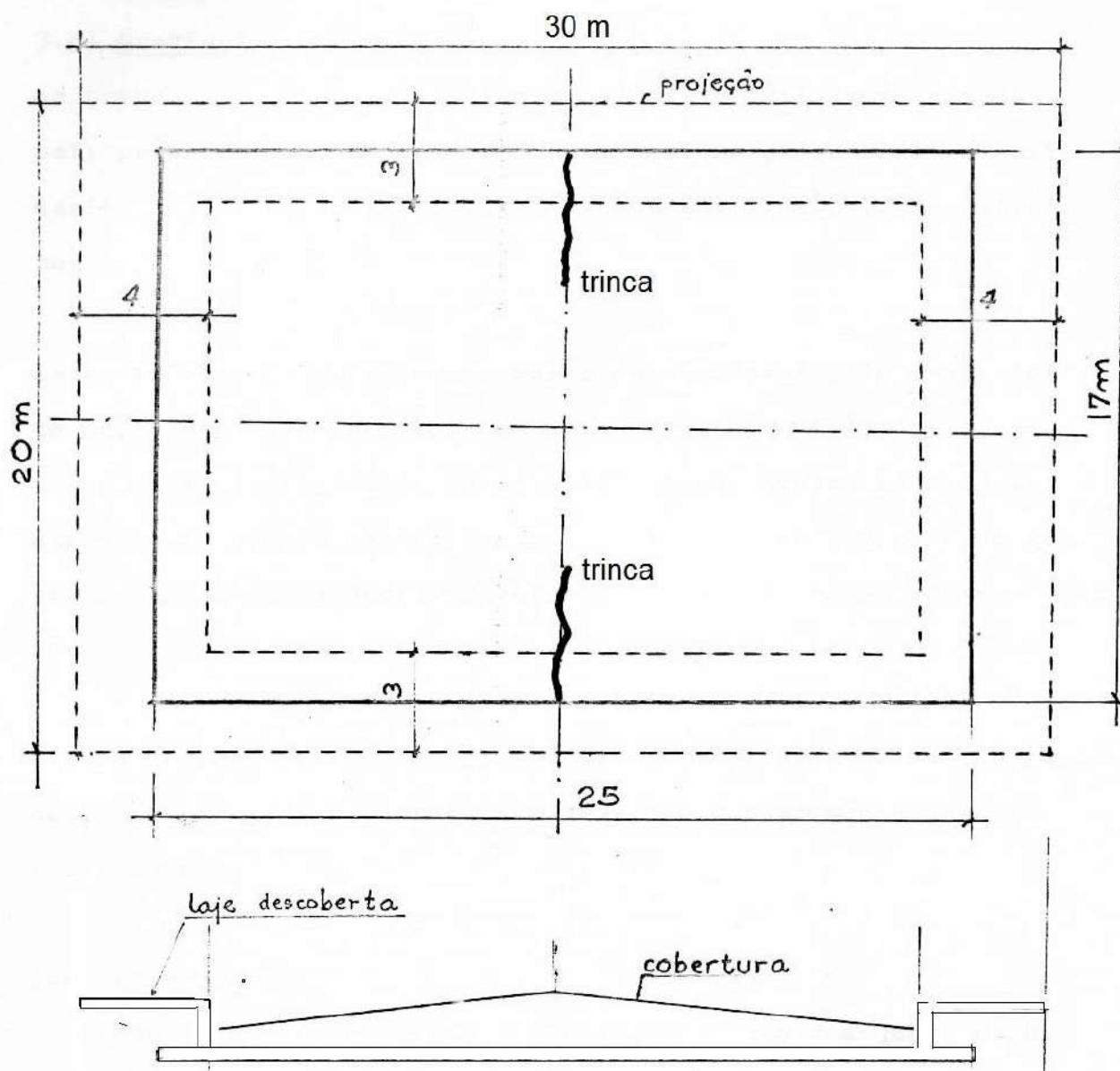


Figura 5.2 – Laje de forro da agência do Banco do Brasil de Ipirá.

### As causas

Identifica-se nas figuras acima que ambas as lajes de forro têm uma área coberta e outra, lateral, descoberta. A dilatação das partes expostas ao aquecimento pelo sol - que deve chegar a  $+60^{\circ}\text{C}$  - gera tensões de tração nas partes cobertas, que a fazem fissurar.

As trincas concentram-se, nos dois casos, na região central pela ausência de armação adequada para controlar esse tipo de fissuração. De fato, as lajes foram armadas apenas para os momentos fletores provocados pelas cargas gravitacionais, do que resultaram

pequenas taxas de armação, apenas em uma das faces das lajes, inferior ou superior, a depender se o momento no local era positivo ou negativo, respectivamente.

O esforço de tração praticamente axial devido ao efeito térmico acima descrito gerou a primeira fissura na região de maior concentração de tensões, isto é, a meio comprimento, pois as tensões são cumulativas a partir das extremidades. A pequena quantidade de armação, ao receber a força de tração que lhe foi transferida, integralmente, pela seção de concreto ao fissurar, entrou em escoamento, permitindo assim que a fissura ficasse concentrada, localizada, na seção fissurada a meio comprimento, sem redistribuir-se por outras seções, com o que as aberturas seriam menores.

### **Como evitar**

Inicialmente, é necessário que estejamos atentos para situações como essas, afim de controlar devidamente os efeitos térmicos. Na fase de projeto, é possível controlar essa fissuração, dispondo pelo menos uma armadura mínima, nas duas faces da laje, na direção do maior comprimento, dimensionada de tal modo que não entre em escoamento com a fissuração da seção. É curioso notar que, enquanto a armadura de flexão é, nesses casos, da ordem de 0,15% a 0,20%, em uma só face, a armadura mínima para esse controle varia de 0,6% a 1,0%, distribuída nas duas faces, havendo pois uma grande diferença entre as duas.

É importante que as barras dessa armação tenham boa qualidade de aderência, ou seja, sejam nervuradas, ou, para ser ainda mais explícito, sejam de aço CA-50 e não de aço CA-60, que são fios trefilados, lisos ou quase lisos. A Norma ABNT NBR-6118:2014, em seu item 17.3.5.2.2, apresenta procedimento para dimensionar essa armadura mínima para controle dessa fissuração (sob deformações impostas).

No caso, as estruturas já estavam prontas, o que não deixou outra saída, senão a de recomendar a impermeabilização térmica das partes descobertas, e a consolidação das trincas com injeção de resinas elásticas (base poliuretano).

*Colaboração: Antonio Carlos Reis Laranjeiras, Salvador, BA, R0 - maio/2002; R01 - maio/2015.*

## CASO 6: COLAPSO DE UM RESERVATÓRIO

### O caso

A importância desse caso reside no fato raro de um colapso total de uma estrutura de concreto armado.

Na madrugada do dia 13 de março de 1986, ao fim de uma noite de chuvas intensas e fortes ventos, um reservatório elevado, componente do Sistema de Abastecimento de Água da cidade de Santo Antônio de Jesus, BA, desabou, inopinadamente.

Era uma caixa d'água de concreto armado, com 360 m<sup>3</sup> de capacidade, 14 m de diâmetro e 4 m de altura, apoiada sobre pilares e cintas, elevando-se, em seu ponto mais alto, a 24,5 m acima do solo. Os 4 pilares (50x50 cm<sup>2</sup>) apoiavam-se em fundações diretas rasas, constituídas por 4 sapatas de 3x3 m<sup>2</sup>. Ao desabar, a estrutura tinha completado 30 anos de idade.

Quatro anos antes do acidente, em setembro de 1982, o reservatório foi submetido a amplos serviços de restauração das armações e do concreto dos pilares e das cintas, por firma idônea e sob fiscalização do órgão do governo do estado.

A figura que se segue é uma reconstituição do reservatório e de sua estrutura.



Figura 6.1 – Reservatório elevado do SAA de S. Antonio de Jesus, BA

O reservatório estava cheio por ocasião do colapso, e a sua queda teve pequeno desvio da vertical. Uma parte da cuba caiu diretamente sobre os pilares e cintas, enquanto a parte restante incidiu diretamente sobre o solo, provocando neste uma grande depressão. As evidências são que a caixa d'água atingiu o chão ainda cheia, implodindo então sob efeito desse impacto contra o solo. A figura que se segue é uma reconstituição desse desabamento.

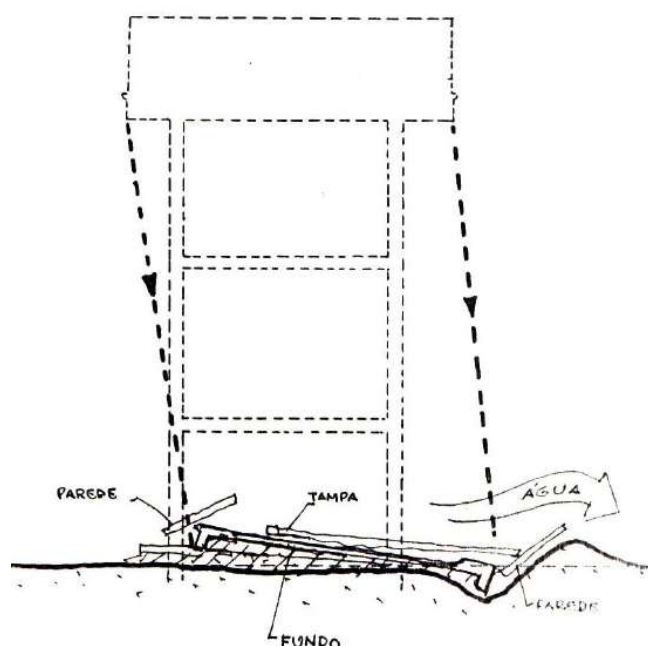


Figura 6.2 – Idealização do colapso do reservatório de S. Antonio de Jesus, BA

### As causas

A queda aproximadamente vertical indica que não houve tombamento da estrutura, ou seja, ela não desabou por ter girado em torno de suas fundações, mas sim por colapso de seus pilares de sustentação, de forma rápida e progressiva. Portanto, não foram os ventos mais fortes que os usuais na região que fizeram o tanque cair, pois se assim fosse, teria tombado lateralmente, afastando-se de sua vertical.

O fato da cuba ter caído ainda cheia indica que o colapso não se iniciou por esta, mas sim pelos seus pilares ou pelas suas fundações. Esse mesmo fato reforça a evidência que a ruptura se estendeu de forma progressiva pelos pilares.

As evidências sugerem que as águas da chuva incidindo diretamente no solo natural, já que o mesmo não estava revestido, provocou a erosão do mesmo sob as sapatas superficiais, descalçando um ou dois pilares, com o que os outros, sobrecarregados, não foram capazes de resistir sozinhos ao peso da caixa d'água cheia, rompendo-se de forma brusca e progressiva.

Essa hipótese encontra respaldo em um Relatório de inspeção do próprio órgão do governo (EMBASA), datado de 1980, onde se encontram registros de recalques de fundação, nesse reservatório. Por outro lado, a hipótese da causa primária ter tido lugar nos pilares fica afastada, pois os mesmos tinham sido recentemente restaurados.

#### Como evitar

A grande lição aprendida nesse lamentável incidente é o da fundamental importância da proteção das fundações superficiais contra a erosão do solo de fundação pela presença de água no solo. De fato, apesar do tanque apoiar-se sobre sapatas rasas, não havia revestimento, nem drenagem adequada que garantissem o escoamento superficial das águas pluviais, evitando assim a erosão do solo de fundação.

Essas importantes medidas de proteção da estabilidade e segurança das fundações sempre foram omitidas e despercebidas pelos engenheiros que estiveram no local antes do acidente. Até mesmo nas obras de restauração da estrutura, executadas quatro anos antes do desabamento, nenhuma atenção foi dedicada a esse fundamental aspecto, não havendo, nem nos Relatórios de inspeção, nem no Relatório dos serviços de recuperação executados, qualquer menção à necessidade de drenagem superficial como forma de proteção das fundações rasas contra a erosão do solo de fundação.

*Colaboração: Antonio Carlos Reis Laranjeiras, Salvador, BA, R0 - maio/2002; R01 - maio/2015.*



## CASO 7: TRINCAS EM LAJES

### O caso

Esse caso toca no assunto de transferência de atribuições, que vem acontecendo em nossa atividade de projeto. Trata-se da situação em que parte das decisões de projeto são transferidas para terceiros, como no caso de uso de lajes pré-fabricadas, do tipo treliçadas, alveolares protendidas, etc., em que os respectivos fornecedores oferecem seus produtos já dimensionados para as cargas e vãos do projeto.

As lajes de concreto armado do tipo “laje treliçada” do pavimento superior de uma instituição de ensino superior, em uma cidade do interior baiano, construídas em fevereiro de 2001, apresentaram fissuras exageradas. Trata-se de uma edificação com dois pavimentos, um térreo e outro superior, com dimensões em planta de 12 m x 42 m, e mais um apêndice de área e rampas de acesso.

Os painéis de laje do pavimento superior que se situam em ambas extremidades do edifício, com 6 m de vão, apresentavam visíveis fissuras, com abertura medida de 1,6 mm (!), ao longo do seu contorno de apoio, conforme se ilustra na figura a seguir. A inspeção visual não identificou fissuras nas faces inferiores em nenhum dos painéis de laje.

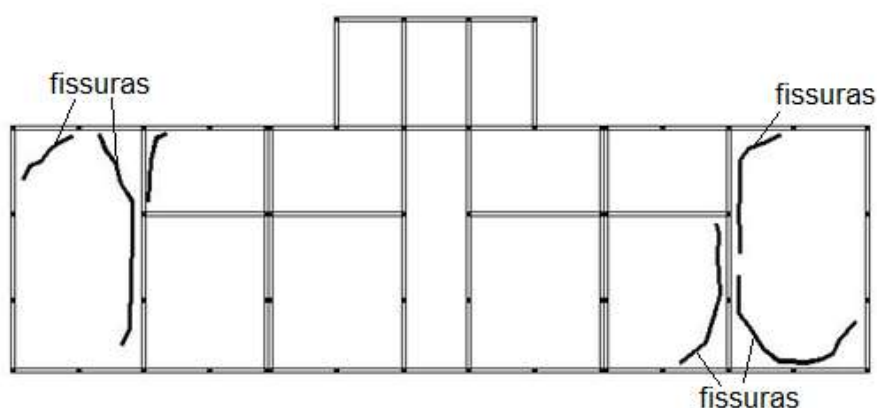


Figura 7.1- Planta de formas do piso com identificação das fissuras ou trincas existentes

As fotos que se seguem mostram vistas parciais da laje ainda na fase de construção e das trincas observadas na laje já em uso. As trincas foram acentuadas com marcador para sua melhor visualização na foto.



Foto 7.1 – Vista parcial da laje de piso ainda na fase de construção.



Foto 7.2– Trincas na face superior de uma laje. As trincas foram acentuadas na foto com marcador para facilitar sua visualização.

### **As causas**

As lajes afetadas são constituídas de vigotas treliçadas, com larguras de 12 cm e espaçadas entre eixos de 42 cm, formando uma laje nervurada com altura total de 14 cm, sendo 7 cm de capeamento de concreto. As vigotas, conforme inspeção feita por corte do concreto local, dispõem como armadura de tração, em sua face inferior, apenas as duas barras de  $\phi 4.2$  mm, de aço CA-60, que servem de ferros guia aos estribos. Falta às nervuras a armação longitudinal de tração, a ser dimensionada em função do vão e das cargas, conforme esclarece o fornecedor em seus folhetos. O programa para dimensionamento dessa armação, fornecido gratuitamente pelo fornecedor, indicou, para esse caso,  $2 \phi 8 + 1 \phi 12,5$ , por nervura. O concreto especificado em projeto é da classe C15.

Identifica-se que as trincas observadas resultam de rotações excessivas que os painéis de laje têm sobre suas vigas de apoio, em razão de sua esbelteza - definida pela relação entre seu vão e sua espessura - e da deficiente armadura de continuidade em sua face superior, na região de apoio.

Uma verificação numérica demonstrou que os painéis não tinham capacidade resistente para suportar com segurança as cargas de utilização previstas, necessitando ser reforçadas. Projetou-se um reforço com vigas metálicas, executadas com sucesso.

### **Como evitar**

O projeto estrutural omitia os detalhes das lajes. Quando consultado, o projetista esclareceu que o construtor deveria procurar o fornecedor local das lajes pré-fabricadas. Este, por sua vez, não acrescentou as armações que deveria e deu no que acabamos de relatar.

A transferência informal de atribuições do projetista para os fornecedores de lajes pré-fabricadas - prática que vem se tornando comum - dissipou as responsabilidades, com prejuízos financeiros e morais para todos. Mais do que todos foi sobretudo atingida a Engenharia como profissão, pelo desprestígio que ela sofre decorrente de insucessos como esse.

Quando atribuição e responsabilidade do projeto de uma laje de piso são transferidas para outrem, o projetista deve registrar esse fato nos documentos do projeto e em sua respectiva ART. Caso o projetista não faça essa transferência explícita de atribuição e responsabilidade técnica, deve subordinar, contratualmente, que o projeto dessa laje de piso seja submetido à sua aprovação, antes de sua execução. Se isso não fizer, estará

assumindo, ingenuamente, a responsabilidade técnica por decisões de projeto adotadas por terceiros.

*Colaboração: Antonio Carlos Reis Laranjeiras, Salvador, BA, R0 - fevereiro/2003; R01- maio/2015.*

## CASO 8: O PROJETO ESTRUTURAL É UM SÓ

### O caso

Hoje em dia, é muito comum encontrarmos engenheiros calculistas especialistas apenas em projetos de estruturas de concreto (a grande maioria) ou de metálica. Assim, em algumas obras onde há utilização concomitante de aço e concreto como materiais estruturais, comumente contratam-se dois escritórios de projeto distintos.

Essa separação de escopo no projeto estrutural exige que o calculista se atente em particular a uma série de itens que impactam no outro projeto estrutural: cargas aplicadas, considerações sobre travamentos e, em especial, as ligações.

O caso em questão retrata a impossibilidade de se colocar um inserto para fixação de uma viga metálica em balanço em função da elevada densidade de ferros da estrutura de concreto, como evidenciam as Fotos 1 e 2.



Foto 8.1 – Insertos de uma estrutura metálica



Figura 8.2 – A falta de espaço para assentamento dos insertos da viga metálica evidencia a inconsistência entre os projetos da estrutura de concreto e da estrutura metálica.

### Como evitar

Projetistas de estruturas devem estar atentos às interferências entre projetos complementares e não apenas à arquitetura. No caso de obras com mais de uma empresa responsável pelo projeto estrutural, as partes devem trabalhar em perfeita sintonia e em constante diálogo, estudando alternativas que sejam boas para ambas e avaliando as implicações de cada decisão, evitando que problemas de compatibilização sejam detectados apenas na fase de execução.

*Colaboração: Jairo Fruchtengarten, São Paulo, SP, R0 - maio/2015.*

## CASO 9: EFEITOS DINÂMICOS EM MONOPOLO DE TELECOMUNICAÇÕES

### O caso

Este caso trata de um monopolo auto-suportado, a ser utilizado em telecomunicações, com 25 m de altura total, com secção transversal poligonal c/ 16 lados. No topo estava colocado um radome, em fibra de vidro, troco-cônico c/ 1,6 m de diâmetro na base e 2,20 m no topo, e 7 m de altura, e que serve sobretudo para protecção das antenas. Na figura anexa, e para melhor entendimento, tento representar, e tendo como base um outro monopolo semelhante, a geometria deste com uma ilustração do radome no topo. O vídeo que despoletou o caso mostra a estrutura, em fase final de construção, em excitação aleatória induzida pela acção do vento, acrescente-se, um vento frequente. Até parece que a estrutura ganhou vida. A troca de correspondência dos diversos intervenientes demonstra que todos eles realizaram os cálculos e que não encontraram algo que compromettesse a segurança da estrutura. Ainda assim, um dos Engenheiros, do lado do dono-de-obra, avança com uma causa provável, mas sem grandes detalhes e/ou sem apontar a origem do problema: vortex shedding, ou no nosso português, desprendimento de vórtices. Após essa troca de correspondência, a estrutura acabou por ser substituída.

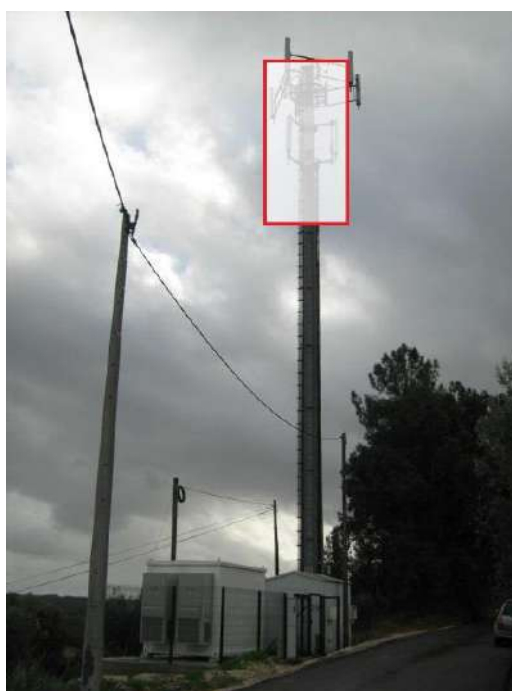


Foto 9.1 – Ilustração de um monopolo de geometria semelhante ao do caso em análise

## A causa

Após a análise dos elementos de projecto verifiquei que não foi realizada qualquer análise dinâmica. Todos os cálculos estão muito focados na resistência da estrutura e pouco do lado da resposta da estrutura. De referir que este último ponto é algo que tem merecido o nosso interesse de investigação, mas não me irei focar nisso agora. Efectivamente a causa provável será o vortex shedding, e como principal responsável o dito radome colocado no topo. Ora vejamos: as vibrações devido ao desprendimento de vórtices surgem devido aos escoamentos do ar que ocorrem de forma alternada em lados opostos da estrutura, i.e. há um aumento das velocidades de vento de forma alternada de cada lado da estrutura, reduzindo assim a pressão, também de forma alternada. Como resultado, surge uma força flutuante que é perpendicular à direcção do vento. Percebe-se, portanto, que grandes vibrações são prováveis de ocorrer, na direcção transversal da acção do vento, isto se a frequência associada ao vórtice igualar uma das frequências da estrutura, em particular as mais susceptíveis. Exposto isto, pode ser definida a velocidade crítica, dada por:  $v_{crit} = n_e \times d / St$ , em que  $v_{crit}$  = velocidade crítica;  $n_e$  = frequência natural;  $d$  = largura de referência, e  $St$  = número de Strouhal; a expressão anterior surge da expressão que define a frequência da força lateral, designada de  $n_s$ , referida anteriormente, e dada por:  $n_s = St \times v / d$ , e igualando  $n_s$  com  $n_e$ . O número de Strouhal para cilindros é da ordem dos 0.2; apenas analisei o primeiro modo, faltaria portanto analisar modos superiores, mas obtendo frequências da ordem dos 0.75Hz a 0.85Hz, valores estimados e considerando, no caso do valor mais baixo, o efeito das ligações e a interacção solo-estrutura, e pelo que no caso em apreço seríamos conduzidos a velocidades críticas entre os 7.5m/s a 8.5m/s, i.e. 27km/h a 31km/h. Os colegas que estão mais afastados deste tema poderão se questionar: e se não existisse o radome? Ou seja, neste caso, o diâmetro (largura) seria mais reduzido e, consequentemente seríamos conduzidos a valores mais reduzidos para a velocidade crítica, através da expressão que apresentei acima. De facto, é verdade: usualmente os troços superiores são da ordem dos 0.4m a 0.5m de diâmetro, pelo que seríamos conduzidos a velocidades críticas muito baixas. A grande diferença do primeiro para o segundo caso é que a velocidade do vento é suficientemente elevada para conter energia suficiente para proporcionar uma resposta significativa, algo que não acontece no segundo caso.



**Como evitar**

Neste caso concreto, irei separar em dois pontos distintos: i) este caso particular, e ii) lição aprendida para casos gerais. Neste caso concreto haveria duas soluções possíveis: claro, eliminar o radome (em Portugal p.ex. não são utilizados), ou a consideração implícita de forças laterais e que podem ser facilmente deduzidas através das forças de inércia por unidade de comprimento. Na lição aprendida para casos gerais sublinharia dois aspectos que me parecem mais pertinentes: i) parece haver uma tendência de complicar o simples e simplificar o complexo; a aparente simplicidade deste tipo de estruturas esconde muito dos problemas mais complexos ou mesmo as falhas do conhecimento neste domínio; ii) parece haver igualmente uma tendência de andar somente atrelado em normas; coloco isto não como um ataque às normas, mas como que um lembrete que as normas estão sempre um passo atrás do conhecimento actual. Aliás, não raras excepções, as normas remetem para bibliografia da especialidade. Neste caso concreto foram seguidas as normas, mas não foi consultada bibliografia da especialidade, algo que decerto evitaria o ocorrido.

*Colaboração: Rui Travanca, Lisboa, Portugal, R0 - maio/2015.*

## CASO 10: TRINCAS EM ALVENARIAS

### O caso

Prédio comercial com planta Tipo de cerca de 15 m X 70 m, em laje lisa. Armação de lajes e vigas considerando o comprimento relativamente extenso do Tipo para fins de deformações.

Após a ocupação, críticas dos usuários sobre inúmeras trincas em alvenarias e em outros elementos de acabamento, bem abertas na extremidade da edificação e apenas no último pavimento.

### A causa

Variação de temperatura da Cobertura. A laje da Cobertura, ao dilatar, arrasta as alvenarias imediatamente abaixo.

### Como evitar

O Construtor não havia feito isolamento térmico da laje e relutou muito em admitir que seria essa a causa do problema. Ao ser pressionado, resolveu fazer um isolamento térmico sumário, apenas a título de observação: colocou sobre a laje uma camada de folhas de isopor justapostas, sem qualquer ligação com a laje. Para evitar que as folhas voassem colocou um corpo de prova em cada ponta das mesmas (!). Somente essa providência, tão expedita e grosseira fez cessar totalmente a patologia constatada, além de proporcionar enorme conforto aos usuários da Cobertura. Presume-se que, posteriormente, tenha feito um isolamento formal.

*Colaboração: Justino Artur Ferraz Vieira, Rio de Janeiro, RJ, R0 - maio/2015.*

## CASO 11: EFEITOS TÉRMICOS EM EMPENAS

### O caso

Prédio esbelto (~9,00 X 30,00 m<sup>2</sup>) com cerca de oito pavimentos. À esquerda, prédio antigo, aproximadamente da mesma altura, e, à direita, prédio bem mais alto com a empena cega, bem alta, confrontando com a do prédio em questão. O executante da obra notou que, por diversas vezes, o rufo de argamassa entre o prédio em construção e o prédio alto, rompia. A firma que havia executado a fundação - extremamente séria e tradicional - temeu que estivesse havendo algum recalque e providenciou medida, ao nível da Cobertura, da posição relativa dos dois prédios.

### A causa

Após inúmeras medidas realizadas em diferentes ocasiões, algumas constatando, de fato, deslocamento entre as estruturas, verificou-se que a enorme empena adjacente ao prédio, sob forte insolação, dilatava-se expressivamente, o que não ocorria com o prédio em construção, "defendido" pelo vizinho aproximadamente da mesma altura.

### Como evitar

Colocação de rufo metálico em folha de cobre, fixado em ambas as edificações, e com flexibilidade suficiente para acompanhar o deslocamento relativo.

*Colaboração: Justino Artur Ferraz Vieira, Rio de Janeiro, RJ, R0 - maio/2015.*

## CASO 12: CONCRETO COM AÇÚCAR

### O caso

No mesmo prédio do caso anterior, havia uma pequena marquise, cujo concreto não endurecia minimamente, mesmo após um bom tempo.

### A causa

Por ser muito pequena, a marquise foi deixada para ser concretada ao fim da obra, uma vez que atrapalhava a retirada de entulho pelos caminhões. Ao ser concretada, o engenheiro se deu conta de que precisaria acionar a firma de impermeabilização apenas para impermeabilizar a marquise, uma área tão pequena, pois todo demais serviço já fora realizado. O Mestre, bem mais experiente que o Engenheiro, lembrou-lhe que "colocar açúcar na argamassa de cobertura é um excelente impermeabilizante". O Engenheiro, empolgado pela sugestão, resolveu aprimorar o processo e colocou farta quantidade de açúcar diretamente no concreto....

### A solução

Discreta demolição à noite.

*Colaboração: Justino Artur Ferraz Vieira, Rio de Janeiro, RJ, R0 - maio/2015.*

## CASO 13: EFEITOS DINÂMICOS EM PISOS DE CONCRETO

### O caso

Prédio comercial onde, no último pavimento, havia uma Academia de Ginástica. Embora não tenha sido feita uma verificação formal das ações dinâmicas na Academia, as vigas e lajes eram notoriamente robustas para evitar vibrações indesejáveis e, de fato, a Academia funcionou durante cerca de seis meses sem qualquer problema. Certo dia - um dia muito peculiar: o 11 de Setembro do atentado de NY - foi constatada uma clara vibração na Cobertura.

### A causa

Após uma série de investigações, constatou-se que a vibração ocorrera nos dias (voltara a acontecer) em que a Academia usava um pacote específico de exercícios para fazer propaganda da Academia e conseguir novos alunos. Novas investigações constataram que, curiosamente, isso só ocorria no primeiro exercício do pacote, enquanto nos demais, que envolviam muito dispêndio de energia por parte da turma, não havia qualquer vibração. Após mais algumas observações, constatou-se que o primeiro exercício da série consistia em que a turma toda (modestos 15 alunos!) pulava para a frente e para trás, travando o movimento com o atrito do tênis no chão. Para esse esforço ritmado no sentido horizontal, a estrutura era sensível.

### A solução

A série de exercícios passou a ser executada a partir do segundo exercício...

*Colaboração: Justino Artur Ferraz Vieira, Rio de Janeiro, RJ, R0 - maio/2015.*

## CASO 14: A PONTE SOBRE O RIO SÃO JOSÉ ABAIXO

### “A ideia que deu certo”

#### O caso

Uma ponte de concreto armado, com 27,00m de extensão, estrutura principal em duas vigas isostáticas, com vão central de 20,00m e balanços nas extremidades de 3,50m, foi projetada para ser construída no sistema convencional, ou seja, com toda a estrutura moldada “in loco”.

Entretanto, sendo o local sujeito a enchentes, era temerário o uso de cimbramentos no leito do rio e a estrada existente não permitia o acesso de um guindaste com a capacidade necessária para o içamento e lançamento das vigas com seção transversal de 0,40 m x 1,70 m, com peso de 45,90 tf (~459 kN), como ilustra a Figura 14.1.

Ressalta-se também que, em se tratando de obra pública, os custos eram apertados.



Figura 14.1 – A ponte de madeira existente no local.

## A solução

Com a devida autorização do projetista e consultoria do Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho, utilizando-se da técnica “brainstorm”, várias ideias foram sendo elencadas até que de repente aparece uma solução, de início “maluca”, mas que veio a se constituir na alternativa viável.

As vigas foram concretadas parcialmente, com seção transversal de concreto de 0,40 m x 0,70 m e comprimento de 20,00 m. Com esta configuração o peso de cada viga caiu para aproximadamente 16,50 tf (~165 kN), computando-se todas as armaduras passivas que haviam sido calculadas para a viga originalmente projetada, exceto as armaduras dos balanços, que foram deixados apenas os arranques.

Estas vigas parciais foram protendidas com quatro cordoalhas engraxadas em cada uma delas e posteriormente lançadas com um guindaste de menor porte para a sua posição definitiva, onde seriam concretadas até completar-se a seção originalmente projetada, sem a utilização de qualquer cimbramento no vão central, a não ser nos balanços.

As cordoalhas protendidas foram utilizadas apenas para a fase construtiva, mas como permaneceram no interior das vigas, contribuíram para a fissuração e conseqüentemente na flecha do vão central.

A seguir, a laje do tabuleiro foi concretada com a utilização de lajes pré-moldadas, apoiada sobre as vigas longarinas. As fotos que se seguem ilustram o procedimento construtivo utilizado.



Figura 14.2 – Assentamento das cordoalhas engraxadas.



Figura 14.3 – Cordoalhas e protensão das vigas.



Figura 14.4 – Travessa e vigas prontas para lançamento.



Figura 14.5 – Ponte de madeira existente escorada para passagem do guindaste de 220 t.





Figura 14.6 – Lançamento das vigas.



Figura 14.7 – Vigas lançadas já em posição.



Figura 14.8 – Complemento das vigas e tabuleiro.



Figura 14.9 – A obra concluída.

*Colaboração: Carlos Roberto Santini – Itapeva-SP, R0 - junho 2011, R01 - maio 2015.*

## CASO 15: UM PROBLEMA DE ESTABILIDADE GLOBAL

### O caso

Este fato ocorreu há mais de 20 anos, não disponho de fotos:

Fomos convidados para dar prosseguimento a uma obra que estava paralisada no 2º teto tipo, tendo a mesma 16 pavimentos tipo. Começamos a “tocar a estrutura” com uma laje por cada 10 dias e logo depois uma por semana! Obra rápida. Eu estacionava o carro na calçada em frente (bairro de Santa Rosa - Niterói - Rio de Janeiro) e olha a estrutura já pronta com três pavimentos de garagem um piso e teto do PUC, além dos tipos executados. Achei a transição dos quatro pilares da fachada bem “bonita” e até arrojada! Eu nada tinha com a estrutura já pronta, meu trabalho era executar os tipos restantes o mais rápido possível. Mas, como engenheiro e curioso, simplesmente olhava os pilares e o console que fazia a transição no teto do PUC, ver Figura 15.1.

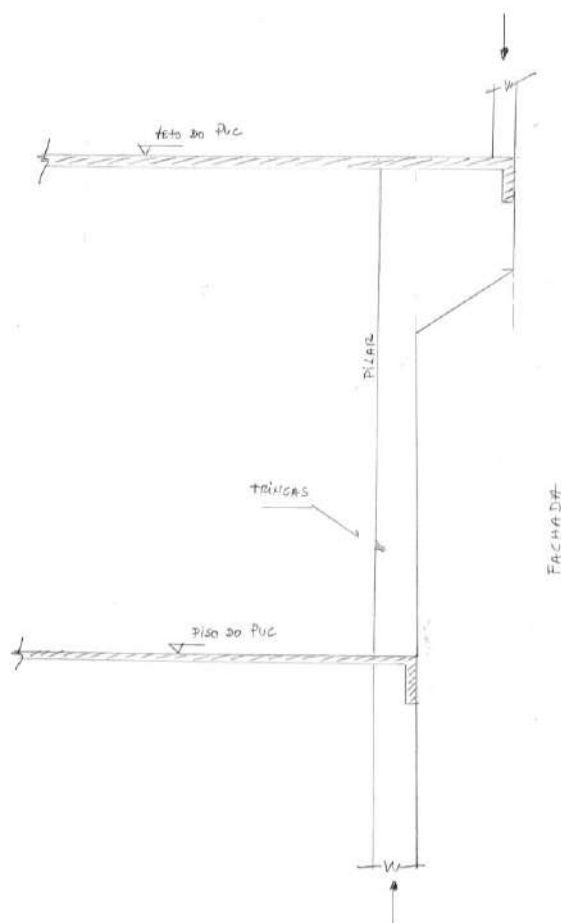


Figura 15.1 – Pilares com console de transição

Um belo dia acordei com um pesadelo! Suava muito e tinha sonhado com a queda de uma obra... Voltei para dormir e, para minha surpresa comentei com um amigo que eu achava que tinha algo errado com a obra que estava executando, etc... Incrível como a mente humana trabalha dormindo: fiz um desenho do que via e fui até o engenheiro da obra pedir as plantas (já arquivadas) da transição, o que ele não gostou muito e perguntou:

- *Pra que você quer essas plantas? Não tem nada a ver com os seus serviços contratados...*

- *É uma curiosidade, achei bonita a solução do calculista!*

O rapaz não entendeu, mas cedeu as plantas. Fui até o pavimento para olhar os pilares quando vi uma enorme trinca ~ à 1 m de altura da base do pilar. Levei um susto enorme, pois a “bicha” era grande ~ 2 mm e corria toda a face interna do pilar penetrando uns 15 cm até fechar completamente: o pilar estava recebendo um baita momento fletor não previsto no projeto! Corri para o escritório do grande amigo Carlos Alberto Fragelli e fui prontamente recebido:

- *Roberto Solano, que prazer te ver por aqui! Como vai seu Pai? (grande amizade tinham os dois).*

- *Fragelli estou com um problema cabeludo... Tens uns 5 minutinhos?*

Claro que fui muito bem atendido por ele. Eu já tinha feito minhas contas, analisado as cargas do peso próprio, etc.

- *Roberto, em que teto vocês estão trabalhando?*

- *Estamos concretando o 8º teto...*

- *Vai cair no 12º teto! Mande parar imediatamente a obra!*

Saí de lá mais branco do que entrei e fui falar com o calculista (não o conhecia) da construtora, já com uma solução rabiscada pelo mestre. Marcamos um encontro e o jovem projetista quase caiu da cadeira ao se deparar com um problema de estabilidade global! Foi feito o reforço com grandes vigas de equilíbrio para transferir o momento fletor para um outro plano e aliviar o momento no pilar.

## **Conclusão**

Estava tudo certo com o “dente”, MAS o momento era transferido para o pilar na direção de baixa inércia (pilar com 30 cm de espessura)... Coisas da engenharia... O

construtor ainda ficou com raiva de mim, pois não comuniquei o fato para ele e atrasei o andamento da obra! Coisas da engenharia...

*Colaboração: Roberto Solano – Rio de Janeiro, RJ, - maio 2015.*

## CASO 16: UM MURO DE CONTENÇÃO QUE NÃO ESTAVA CERTO

### O caso

Estava fazendo uma estrutura em alvenaria estrutural quando passei por um muro (engastado na base e apoiado lateralmente pela laje do teto da garagem), com cerca de 4 metros de altura. O curioso aqui notou que as saídas das barras eram de ferro 8 mm a cada 20 cm! Achei, a princípio, muito pouco... Chamei o jovem engenheiro que apresentou o projeto detalhando as armações executadas. Fiz algumas consultas e confirmei o erro de projeto, voltei ao engenheiro da obra e fizemos o seguinte diálogo:

- *Prezado, essa armação é deficiente, até consultei colegas com mais experiência...*
- *Você foi contratado para a superestrutura, e não entende de blocos armados!*
- *Amigo, faça um contato com seu projetista, certo?*

Os cabelos brancos servem para alguma coisa, ele voltou.

- *Falei com o calculista!*
- *Sim, o que ele disse?*
- *Que está certo!*

Bem, eu lavei minhas mãos, sem antes dar um tiro de misericórdia:

- *Eu afirmo que está ERRADO! Refaça seu contato ou dê-me a liberdade de falar com ele.*
- *Está ERRADO, mas está CERTO! Deixa eu trabalhar! Não se meta nisso!*

Saí feito cachorro que caiu da mudança, triste... Meses depois soube da notícia do acidente: o muro caiu por cima de vários carros no ato do reaterro na face externa do muro! Então descobri que a juventude é alegre, feliz e sem compromisso com a realidade dos mais velhos! Está errado ou está certo? Está errado, mas está certo só nas DITADURAS !!! E sempre vai dar MERDA!

*Colaboração: Roberto Solano – Rio de Janeiro, RJ - maio 2015.*

## CASO 17: VAZAMENTOS NA CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO DA ADUTORA DO JOANES II

### O caso

A Chaminé de Equilíbrio do Joanes II é parte de uma adutora que transporta água da barragem do mesmo nome para a ETA Principal de Salvador. Sua estrutura é constituída por um cilindro circular, com 52,00 m de altura a partir da base, 5,00m de diâmetro interno, 30 cm de espessura de parede, protendida radialmente em toda a sua altura e com dois montantes de ancoragem dos cabos diametralmente opostos.

A obra foi inaugurada em 2002 e já nos primeiros meses de operação apresentou problemas de vazamentos. Foi feita, na época, uma recuperação constituída de tratamento de fissuras e impermeabilização das áreas atingidas.

Em 2006, notou-se o aparecimento de novos pequenos vazamentos que foram progredindo até atingir, em 2007, a situação mostrada nas fotos abaixo.



Figura 17.1 – Vazamentos na chaminé da adutora do Joanes II

No relatório de análise do problema, feito para a EMBASA, foi feita a descrição a seguir:

“À distância, pode-se ver duas rachaduras verticais, a maior com cerca de 3,00 m de extensão, situadas entre 10,00 e 15,00 m de altura, por onde há jorro de água.

Uma rachadura está localizada próxima a um dos montantes de ancoragem dos cabos e a outra junto à escada de acesso. No lado oposto, nota-se umedecimento do concreto, mas nenhum vazamento significativo”.

### AS CAUSAS

O projeto previa protensão radial em toda a altura da chaminé por 57 pares de cabos CP 190-RB 7  $\phi$  12.5, com espaçamento variando de 65 cm a 120 cm (de baixo para cima).

Em seção, os cabos são posicionados conforme mostra a figura abaixo e foram pós-protendidos pelas duas extremidades.

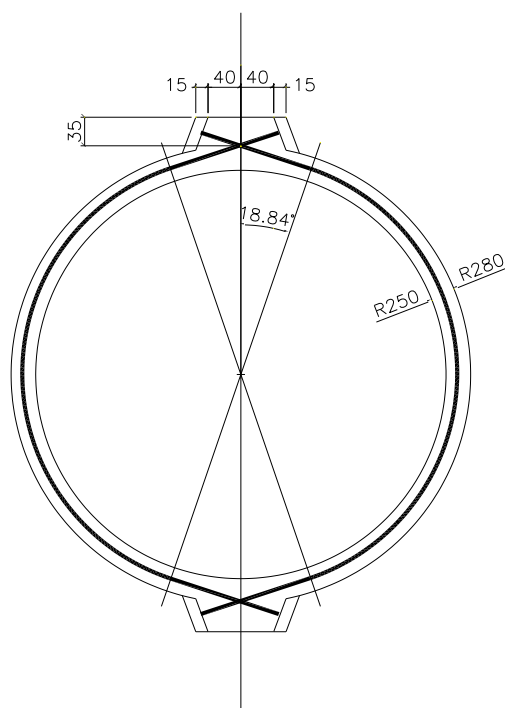


Figura 17.2 – Seção transversal da chaminé da adutora Joanes II

O concreto foi especificado com resistência característica à compressão  $f_{ck} \geq 25$  MPa e os cabos esticados com uma força inicial de 100 tf (1000 kN), pelas duas extremidades.



Na análise feita à época, verificou-se que, após as perdas imediatas, a força de **protensão inicial** ao longo do cabo seria a representada na Figura 17.3.

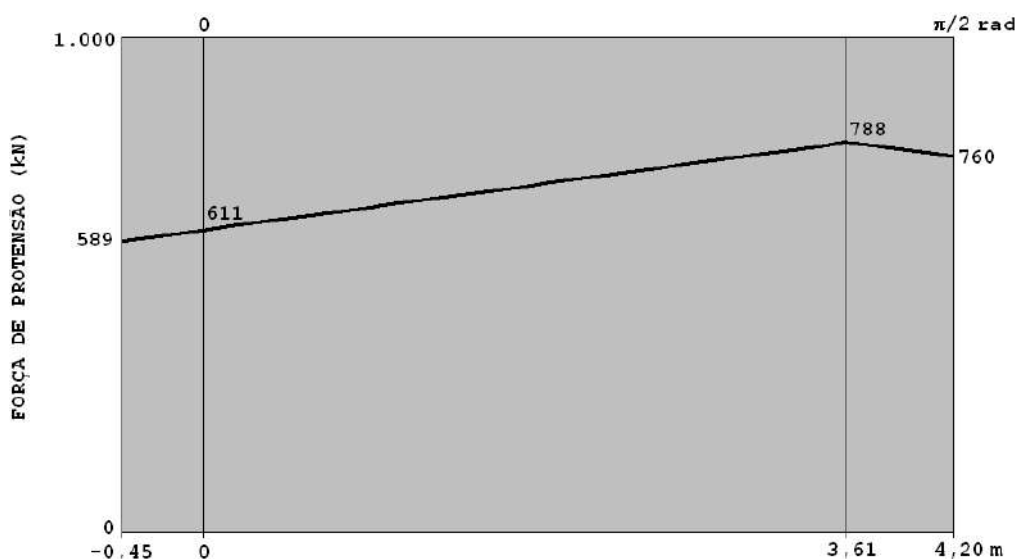


Figura 17.3 – Diagrama da força de protensão inicial ao longo do cabo de protensão

E, após as perdas progressivas, a força de **protensão final** ao longo do cabo seria a representada na Figura 17.4.

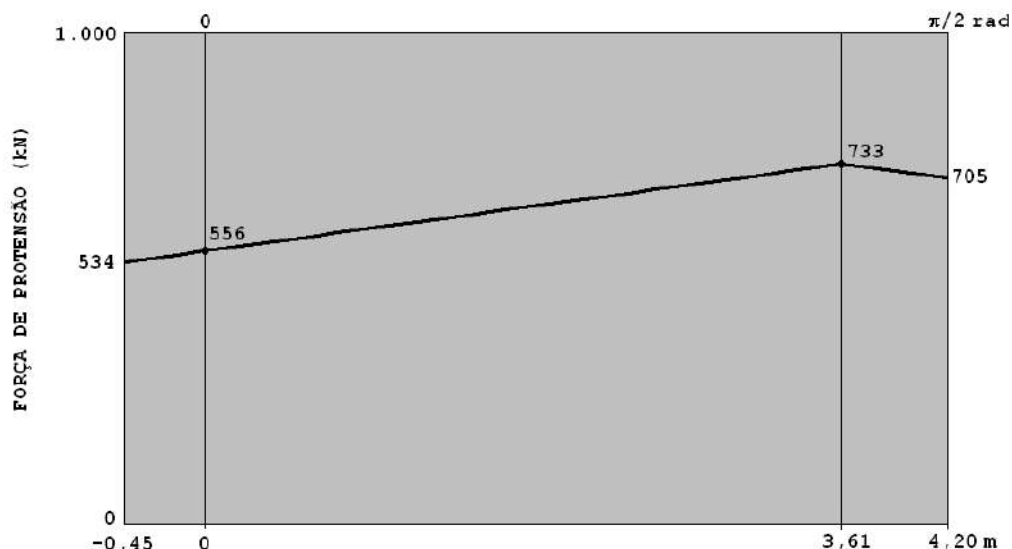


Figura 17.4 – Diagrama da força de protensão final, após as perdas, ao longo do cabo de protensão.

Dos gráficos pode-se ver claramente que as forças de protensão ao longo dos cabos não são uniformes. Desse modo, as deformações radiais, em um determinado anel, também não são uniformes, acarretando o aparecimento de esforços de flexão.

Para mostrar esse efeito, foi feita uma simulação da estrutura no programa SAP2000, discretizando-a em elementos de casca. O anel foi dividido em 36 setores e a altura nas posições de cada par de cabos (ver Figura 17.5).

Para simplificar os cálculos, a chaminé foi considerada como engastada na sua base.

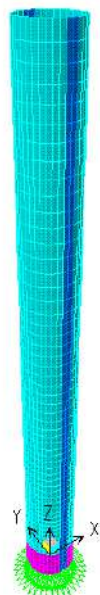


Figura 17.5 – O modelo da chaminé da adutora Joanes II gerado no SAP 2000.

Foram analisados dois casos de carregamento:

CHAMINÉ VAZIA – ações de peso próprio e da protensão inicial;

CHAMINÉ CHEIA – ações de peso próprio, protensão final e pressão interna da água.

As deformações de um anel intermediário são mostradas abaixo (no caso, altura de 12m):

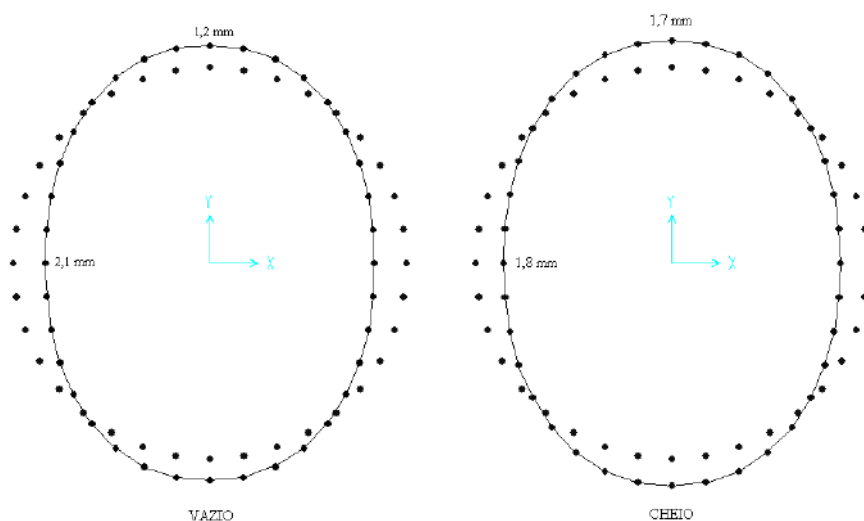


Figura 17.6 – Deformadas do anel a meia altura da chaminé para os casos de carregamento vazio e cheio. Os esforços solicitantes são mostrados a seguir (Figura 17.7), em forma de diagramas. Deles, verifica-se que as máximas forças circunferenciais de tração se situam entre 1,00 m e 16,00 m de altura. Os momentos máximos de flexão do anel, entre 9,00 m e 22,00 m de altura.

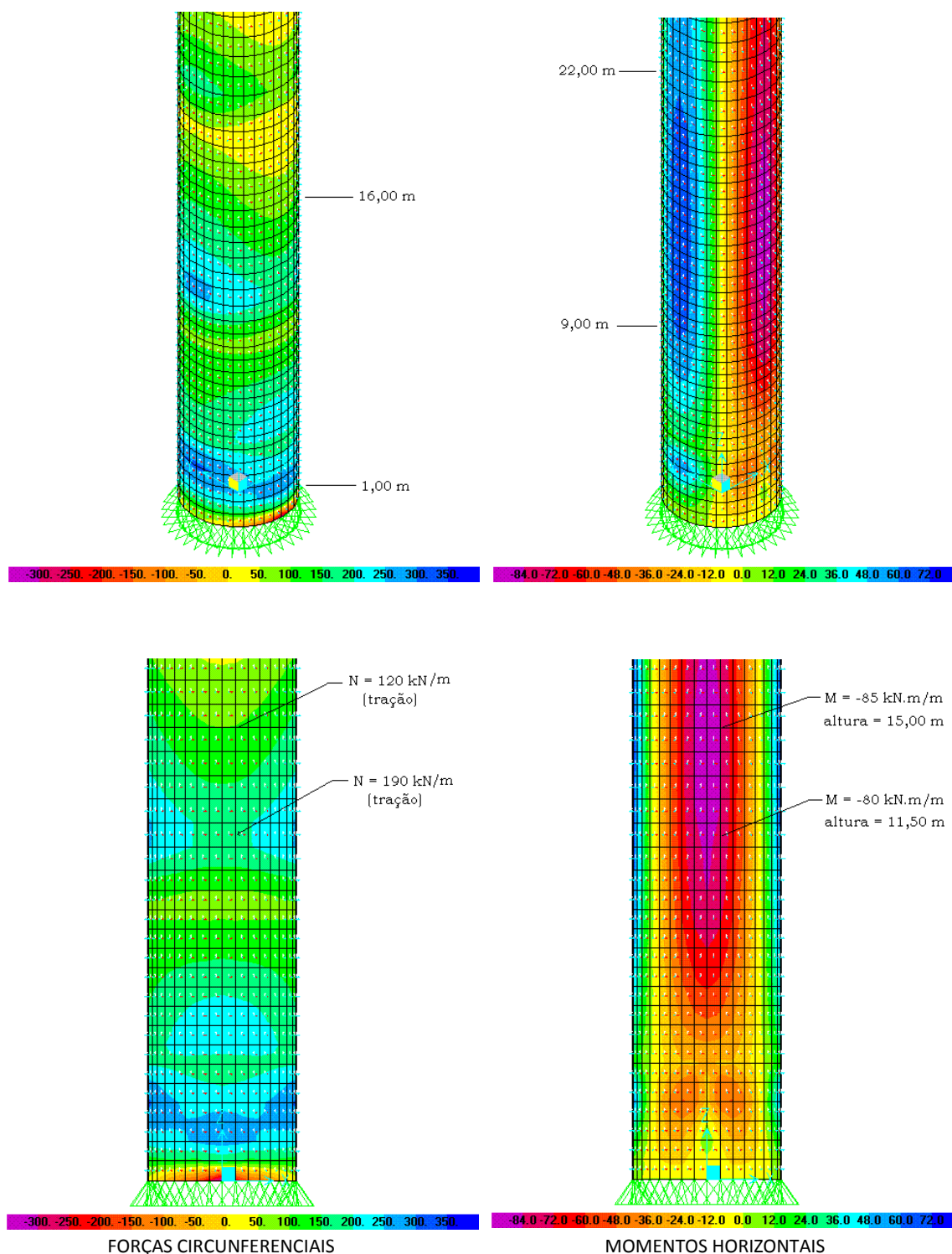


Figura 17.7 – Diagramas das forças máximas circunferenciais de tração (à esquerda) e dos momentos máximos de flexão do anel (à direita).

Para os pares de valores M e N mostrados nas figuras, a armadura (não-protendida ou frouxa) necessária seria de 13,2 cm<sup>2</sup>/m (par superior) e 13,8 cm<sup>2</sup>/m (par inferior), para  $f_{ck}=25$  MPa e cobrimento de 3 cm.

A armadura existente era  $\phi$  10 cada 15 cm (5,33 cm<sup>2</sup>/m), em cada face.

### COMO EVITAR

O caso mostra um erro de concepção de projeto. O modelo teórico desenvolvido confirma que o problema foi decorrente do sistema de protensão projetado, que provoca esforços não previstos em projeto.

O correto é projetar com quatro montantes e dois pares de cabos defasados, conforme a Figura 17.8, protendidos alternadamente ao longo da altura, de modo que os esforços de compressão radiais na parede fiquem com um valor médio uniforme em todo o perímetro.

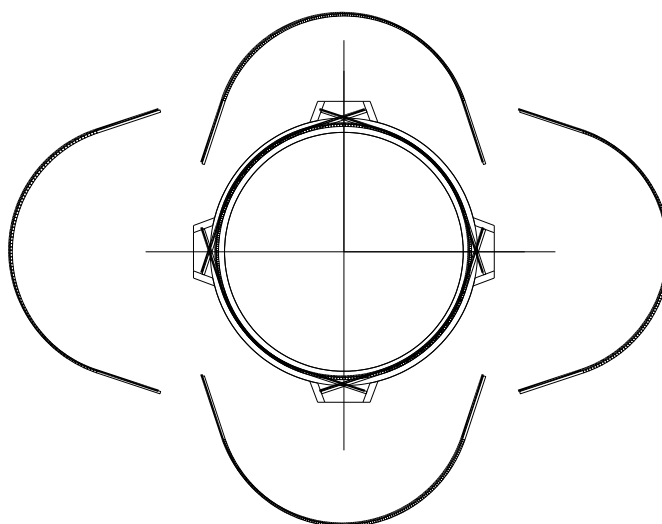


Figura 17.8 – Disposição correta dos cabos de protensão na chaminé da adutora do Joanes II.

*Colaboração: Zé Carlos Pereira – Salvador, BA - maio 2015.*