

Nesta seção, são publicadas mensagens que se destacaram nos grupos Comunidade TQS e Calculistas-Ba ao longo dos últimos meses.

Para efetuar sua inscrição e fazer parte dos grupos, basta acessar <http://br.groups.yahoo.com/>, criar um ID no Yahoo, utilizar o mecanismo de busca com as palavras "Calculistas-ba" e "ComunidadeTQS" solicitando sua inscrição nos mesmos.

## Uso do TQS em situações não convencionais

### Mensagem que circulou no grupo Programas\_Eng do Yahoo no dia 8 de novembro de 2010.

Caro colega,

Acho sempre procedente alertas quanto ao uso indiscriminado de programas de cálculo. Todo engenheiro que queira se aventurar na área de cálculo estrutural, hoje em dia, deve analisar as possibilidades e restrições dos softwares que utiliza, assim como as exigências normativas e o bom senso comum para o que se propuser a dimensionar.

Não utilizo as ferramentas citadas, portanto não farei análise sobre estes e sim, apenas, do CAD/TQS.

O software da TQS (acredito que os demais também) é preparado para a automatização de casos comuns de dimensionamento de edificações correntes.

Porém, com algumas manobras e intervenções, é possível utilizá-lo tanto para dimensionamento de elementos de pontes, silos, pavilhões, etc., como para as verificações normativas de cada caso.

Quanto aos carregamentos, com algum estudo dos manuais, alguns ensaios e verificações, é possível simular com alguma agilidade o trem-tipo móvel de pontes, já se obtendo a envoltória de solicitações para os elementos, com máximas e mínimas solicitações (necessárias às verificações de fadiga do concreto e do aço pela nova NBR 6118).

As vibrações, impactos, etc. podem ser verificados ou terem as solicitações majoradas conforme as normas, tanto manualmente no dimensionamento como na modelagem do sistema com coeficientes majoradores das solicitações calculadas que resultarão em dimensionamentos automáticos (sempre a serem minuciosamente verificados).

A exceção de fadiga, que mesmo em alguns casos torna necessária a verificação inclusive em edificações, as considerações para dimensionamento dos elementos de pontes e edificações são muito semelhantes, haja visto que a NBR 7187 quase toda refere à NBR 6118 para todas as verificações que na maioria são as mesmas para edificações.

Na realidade, com a NBR 6118:2003, hoje o dimensionamento de edificações está muito mais complexo e rigoroso do que já foi no passado, diminuindo as diferenças de cálculo.

Desta forma, não posso concordar com a restrição enfática do uso dos programas de edificações como ferramentas para o cálculo de elementos especiais, como pontes e viadutos, silos, pavilhões, etc. Eles podem ser utilizados sim, com cuidados, assim como devem ser para edificações.

Saudações,

Eng. Jorge Martins Sarkis, Santa Maria, RS

## Ligação da Alvenaria com a Estrutura Pré-moldada

Caros colegas,

Estamos fazendo um projeto em ESTRUTURA PRÉ-MOLDADA, e surgiu a dúvida com respeito às ligações entre essa estrutura e a alvenaria. Sabendo que "trabalham" de modo diferente com poderemos evitar as fissuras na ligação entre os panos de alvenarias e pilares, vigas e lajes?

Obrigado

Eng. Leonardo Tombesi, Cesário Lange, SP

Prezado Leonardo,

"Uma das alternativas é prever ferros  $\varnothing=4.2$  "ferros cabelo" a cada 50cm para "costurar" a alvenaria ao pilar. Outra alternativa é fixar tela ao longo do pilar com chumbadores de expansão de  $1/4" \times 1/2"$  a cada 50cm e a tela sextavada para garantir aderência entre argamassa e pilar, sem deixar de executar prévio chapisco no pilar com argamassa na proporção 1:1."

Para assentamento de alvenaria em vigas, basta prever rugosidade na face superior das vigas onde terão alvenaria. É mais prático que apicoar a peça na obra.

Obs: Recomendações válidas apenas para execução de alvenaria de vedação com ações de vento lateral, e altura de até 350cm.

Eng. Maurício Pinho, Marituba, PA

Caro Leonardo,

Existe uma tela metálica galvanizada própria para isso, muito fácil de aplicar. Ao contrário do 'ferro cabelo', que tem de ser deixado embutido no concreto ou depois furar e chumbar o ferro.

Um abraço.

Eng. Eugenio Luiz Cauduro, São Paulo, SP

Caro Leonardo

Lembre-se de indicar a colocação de um mastique elástico entre a parede e o pilar, dos dois lados.

Atenciosamente,

Eng. Eduardo Barros Millen, São Paulo, SP

Saiba mais:

<http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36508>

<http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36818>

## Deformação em edifícios altos

Prezado colegas,

Boa tarde!

Estou participando, pela primeira vez, da comunidade e trago comigo dúvida sobre deformação em edifícios altos, (exemplo 150m). Dúvida sobre como o programa TQS considera o material (concreto e aço) para cálculo da deformação final no edifício. Considera um material homogêneo? Considera somente o concreto? Ou concreto e aço? A deformação final será com interação dos dois elementos?

Utilizei um programa bem básico para ver a deformação, o Ftool, mas somente (até onde sei usar o programa), calcula apenas com material concreto.

Aguardo retorno, obrigado!

*Eng. Fernanda João, São Paulo, SP*

Prezada eng. Fernanda João,

O sistema TQS dispõe de 3 modelos em que a deformabilidade do edifício como um todo é computada durante a análise estrutural. São eles: o Pórtico ELS, o Pórtico ELU e o Pórtico NLFG (Não-Linear Físico e Geométrico). Todos são baseados no modelo de pórtico espacial, porém possuem objetivos claramente distintos, resultando, por consequência, em diferentes tipos de tratamento dado ao material concreto-armado.

No Pórtico ELS, cujo foco é avaliar os deslocamentos laterais do edifício em serviço, a rigidez dos elementos é considerada integral ( $E_C \cdot I_C$ ), onde  $I_C$  é a inércia da seção bruta de concreto.

No Pórtico ELU, cujo foco é avaliar a estabilidade global do edifício e obter as solicitações para o dimensionamento das peças, a rigidez dos elementos é minorada de acordo com os coeficientes definidos na seção 15.7.3 da ABNT NBR 6118:2003. Usualmente, toma-se 0,4.  $E_C \cdot I_C$  para vigas e 0,8.  $E_C \cdot I_C$  para pilares.

Note que, para esses dois primeiros modelos, Pórtico ELS e Pórtico ELU, o comportamento do material concreto-armado é considerado de forma bastante aproximada. A influência da presença da aço não é levada em conta de forma precisa. Lembro que, no momento em que esses modelos são gerados e processados (antes do dimensionamento das peças), não se conhecem ainda as armaduras detalhadas.

Já, no Pórtico NLFG, cujo foco é fazer uma verificação final da estrutura em ELU, o tratamento dado ao material é bem diferente. Nesse caso, todo o detalhamento de armaduras definido pelo engenheiro é levado em conta na determinação da rigidez de cada uma das peças, por meio de relações momento-curvatura. Certamente, é o mais refinado dos 3 modelos apresentados.

Espero ter contribuído.

Saudações,

*Eng. Alio Kimura, São Paulo, SP*

## Flechas

Caros senhores, bom dia!

Gostaria de saber se algum colega tem os e-mails (debates) desta comunidade referentes à análise não linear, mais precisamente sobre a análise de flecha com resultados da análise não-linear incremental x análise de flechas com resultados do cálculo com a rigidez final.

Sempre faço a análise considerando a não-linear incremental, porém os resultados do cálculo com rigidez final apresentam maiores deformações.

Gostaria de obter mais informações sobre o assunto. Estou correto, para verificação de flechas em edificações de médio porte, em considerar apenas a não-linear incremental?

Desde já agradeço a atenção.

Abrs.

*Eng. Marcelo Zambon, Piracicaba, SP*

Prezado Marcelo e equipe de suporte da TQS,

Sua colocação é muito oportuna. Estou fazendo um projeto com análise da grelha não-linear, e a diferença entre os dois modelos foi brutal em uma das lajes (3,52 cm no incremental e 10,23cm no rigidez final).

Não me lembro mas, até uma determinada versão, não existiam esses dois modelos (não tinha opção).

No meu ponto de vista, não há lógica, pois já fiz projetos semelhantes, e a obra já foi construída sem problemas de fissuras ou deformações.

Espero que a equipe de suporte consiga explicar a diferença.

Att,

*Eng. Carlos Baccini, Brasília, DF*

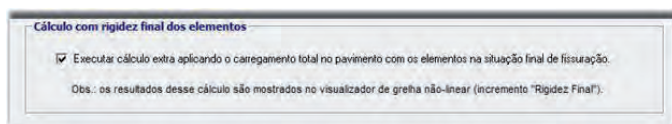
Prezados eng. Marcelo Zambon, eng. Carlos Baccini, eng. Marcelo Diego e demais colegas,

Entendo que as questões que foram levantadas sobre o cálculo de flechas, assim como as respectivas observações, são pertinentes e muito bem vindas. A atitude do eng. Zambon, de procurar entender o que está por trás da ferramenta computacional, antes de usar a nova opção, é louvável.

Inicialmente, vou procurar responder o seguinte questionamento: “se dispomos de uma análise não-linear incremental e sofisticada (grelha não-linear), que gera resultados compatíveis com os medidos em obra (há relatos que indicam isso) como também com ensaios em laboratório (há artigos que indicam isso), por que foi criado um outro tipo de análise no sistema, mais aproximado, com a aplicação da carga total com a rigidez final fissurada?”

Obs.: para aqueles que estão acompanhando essa troca de informações, lembro que essa nova opção foi criada

na versão 15 e pode ser desativada/ativada por meio do critério de grelha não-linear apresentado abaixo.



À princípio, em concordância com o eng. Baccini, essa nova opção, realmente, parece não ter lógica, uma vez que ela descarta toda a análise não-linear incremental, que tem se mostrado, conforme já relatado, compatível com as medições em obra. Mas, vejamos...

Essa nova análise foi implantada no sistema de forma a oferecer ao engenheiro mais uma opção de cálculo, que vem de encontro com a conta aproximada que muitos fazem manualmente, que tem meu apoio, e que consiste em majorar a flecha elástica resultante da aplicação do carregamento total em serviço por um coeficiente que relaciona as rigidezes integral (estádio I) e fissurada (estádio II). Certamente, trata-se de um cálculo mais conservador que a análise não-linear, na qual as rigidezes são corrigidas gradualmente, a cada incremento de carga.

Além disso, na ocasião do debate sobre flechas que tivemos há alguns meses atrás, submeti-me à chamada "revisitação teórica", algo que recomendo sempre a todos. Reestudei o assunto que havia deixado para trás há anos. Absolutamente, não encontrei nenhuma inconsistência com relação à análise não-linear incremental proposta. Tudo estava e está plenamente de acordo com as teses e artigos que serviram de base para o sistema. Quanto à grelha não-linear não foi alterado em nada.

Contudo, depois de profícuos debates com alguns colegas, do ponto de vista estritamente teórico, percebi que a correlação entre o processo incremental adotado na análise não-linear e a resposta real da estrutura não é algo 100 % perfeito. De certa forma, isso era mais ou menos evidente (existe algo 100 % preciso em Engenharia??). Mas foi exatamente esse fato que mais me motivou a criar a nova opção. Por quê? Para salientar que não podemos, em hipótese alguma, nos basear apenas num único valor para dar um parecer final sobre o comportamento de uma estrutura, mesmo sendo o resultado advindo de uma análise não-linear teoricamente mais precisa. O problema em questão é muito mais complexo do que podemos imaginar. Envolve uma série de outros itens que simplesmente descartamos em nossos cálculos atuais. E o escoramento? E as falhas geométricas no posicionamento das armaduras? E a variação do módulo de elasticidade ao longo do tempo? E a fluência? Enfim, o fato é que estamos longe, mas muito longe, de saber representar o comportamento real da estrutura.

Portanto, a conclusão é: a análise não-linear incremental continua sendo uma ferramenta útil na prática de projetos. Deve continuar sendo adotada na estimativa de flechas, como muitos têm feito com sucesso. A nova opção, mais conservadora, pode ser adotada ou não como referência, a critério de cada engenheiro. No meu modo de ver, quanto mais resultados tivermos em mãos, mais subsídios teremos para encarar o problema de frente e tomar a decisão de engenharia correta. Dentro dessa ótica, também não podemos esquecer o resultado obtido na análise linear (com a devida consideração aproximada da fluência

e fissuração), uma análise evidentemente mais simplificada, mas que não pode ser ignorada. Há também os resultados obtidos a partir de métodos simplificados (lajes isoladas + métodos elásticos ou de ruptura). Mas, esses praticamente deixaram de ser eficazes na medida em que a tipologia das estruturas dos pavimentos mudou ao longo dos últimos anos. Antes era comum termos uma viga debaixo de cada parede, resultando em lajes com vãos menores. Hoje a situação é bem diferente. A estrutura ficou notadamente mais deformável e, conseqüentemente, mais suscetível a patologias em serviço.

Com o exposto acima, espero ter contribuído na resposta para os questionamentos que foram levantados. Agora, peço a permissão para me alongar mais um pouco, apresentando algumas observações sobre determinados pontos acerca do assunto.

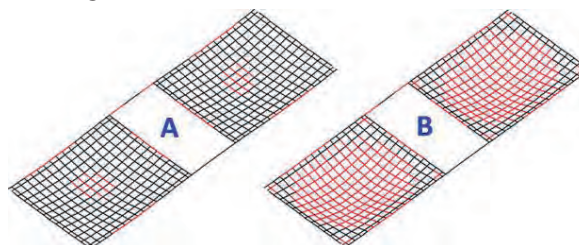
## I. Bibliografia

Além dos excelentes artigos elaborados pelo prof. José Milton de Araújo, um deles enviados pelo eng. Marcelo Diego, darei mais uma sugestão. Trata-se de um livro que me foi apresentado pelo prof. Vasconcelos intitulado "Cálculo de Flechas en estructuras de hormigón armado", de autoria do dr. José Calavera Ruiz, dr. Luis Garcia Dutari e ing. Raúl Rodríguez Escribano. Além de apresentar as tradicionais formulações para cálculo de flechas, os autores fazem uma abordagem bastante prática e realista do problema que, repito, é muito complexo.



## II. Nível de fissuração

Mais do que o valor da flecha final em si, acho que um resultado fundamental que a análise não-linear nos dá é o nível de fissuração do pavimento para o carregamento em serviço. No visualizador de grelha não-linear, por exemplo, é possível identificar claramente quando um determinado pavimento fissurou muito ou não, conforme mostra a figura abaixo.



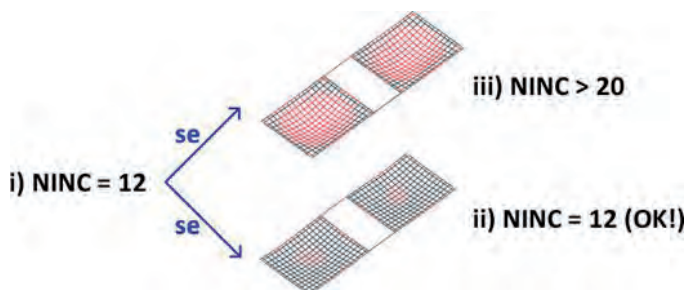
Sem entrar no mérito do valor da flecha, a situação A não é nitidamente distinta da situação B? Mesmo que a flecha esteja próxima dos limites normativos, a chance do surgimento de patologias no caso B é 100 %.

### III. Critérios de grelha não-linear

Obviamente, como em todo processamento, o resultado final é totalmente dependente da configuração correta de critérios de projeto. Numa análise não-linear, essa condição é mais severa, pois o número de parâmetros é bem maior. No caso do grelha não-linear, há inúmeros parâmetros que precisam estar bem definidos. Dentre eles, destaco:

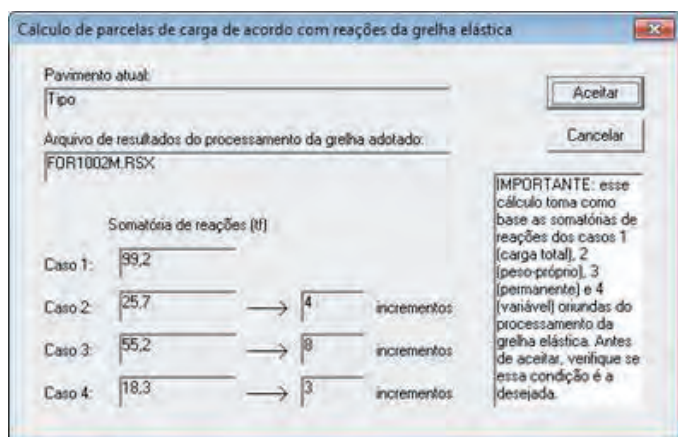
#### - Número total de incrementos de carga (NINC)

A dúvida que sempre surge é: qual o número de incrementos de carga mais adequado? Uma dica é: i) processe, inicialmente, o grelha não-linear com 10 ou 12 incrementos e entre no visualizador de grelha não-linear para verificar se o nível de fissuração está elevado; ii) se estiver, aumente o número de incrementos para, no mínimo, 20 e reprocessse, pois a não-linearidade provocada pelo fissuração pode ser preponderante no resultado final; iii) se não estiver, o número de incrementos inicial está de bom tamanho.



#### - Parcelas de incremento para cálculo da fluência

O cálculo da fluência é diretamente dependente da correta configuração das parcelas de carga (permanente imediata, permanente restante e variável). Como configurar essas parcelas? Uma dica é adotar, como referência, os resultados (reações) dos casos 1, 2, 3 e 4 da análise linear. Na versão 15, no editor de critérios de grelha não-linear, foi criado um recurso que facilita esse procedimento, conforme ilustrado a seguir.



### IV. Comentários finais

Modelar uma estrutura de concreto armado, seja para uma avaliação em ELU ou em ELS, é uma tarefa que envolve grande complexidade. A meu ver, quando se objetiva fazer uma avaliação em serviço, esse assunto

se torna ainda mais crítico, pois é muito comum confrontarmos os valores teóricos obtidos em projeto (ou melhor, estimados em projeto) com os resultados reais medidos na obra em funcionamento. No ELU, esse confronto na obra é menos usual. Nesse caso, o mais comum é supormos e acreditarmos que a segurança, quanto ao esgotamento da capacidade resistente dos materiais e quanto à perda de instabilidade da estrutura, esteja plenamente atendida com a aplicação, em projeto, dos conhecidos ponderadores  $g_f$ ,  $g_c$  e  $g_s$ .

No caso do cálculo de flechas em lajes, uma verificação essencialmente em serviço, cujo objetivo é garantir conforto visual aos usuários assim como o bom funcionamento dos elementos apoiados sobre as mesmas (alvenarias), quando estamos em frente ao computador, tendemos a acreditar que os valores que estão no nosso monitor são 100 % precisos perante ao cenário real. Eu mesmo já caí nessa armadilha inúmeras vezes. O certo seria apresentarmos os resultados da seguinte forma:  $f_{obtida} = 4,5 \text{ cm} \pm 2,0 \text{ cm}$ , não é mesmo?

Saudações,

Eng. Alio E. Kimura, São Paulo, SP

### A cidade acabou?

#### A cidade acabou!

Esta frase foi proferida por um cidadão de Nova Friburgo, RJ, diante da calamidade e do caos que se instalou na cidade após as enxurradas desta semana que, estima-se, deverá superar a casa dos 500 mortos na região.

A reação é perfeitamente compreensível e bastante conhecida por nós, habitantes do Vale do Itajaí, que nos solidarizamos com os irmãos fluminenses.

Os desastres são normalmente súbitos e inesperados, de uma gravidade e magnitude capaz de produzir danos e prejuízos diversos, resultando em mortos e feridos. Portanto, exigem ações preventivas e restituidoras, que envolvem diversos setores governamentais e privados, visando uma recuperação que não pode ser alcançada por meio de procedimentos rotineiros.

De modo geral, os desastres naturais são determinados a partir da relação entre o homem e a natureza, quase sempre das tentativas humanas em dominá-la que, em sua maioria, acabam derrotadas.

Quando não são aplicadas medidas para a redução dos efeitos dos desastres, a tendência é aumentar a intensidade, a magnitude e a frequência dos impactos.

Frutos das ocupações inadequadas (irregulares ou não), da má engenharia ou falta dela, do descaso, inoperância e conivência do poder público, as catástrofes multiplicam-se a cada ano no Brasil, reproduzindo-se como uma doença infecciosa tendendo à generalização.

Em Blumenau, após as enxurradas de 2008, tubulações da rede pública de águas pluviais permanecem assoreadas ou rompidas, provocando inundações onde antes nunca ocorriam.

As medidas de intervenção do poder público, na desobstrução das canalizações e aumento da capacidade de absorção e escoamento do sistema de captação de águas pluviais das microbacias, foram, até agora, insignificantes. Pior, a situação se agrava a cada chuva um pouco mais forte.

Para tornar a situação mais grave, verifica-se o descaso de grande parte da população com relação ao destino do seu lixo ou descartes. Encontram-se fogões, sofás, geladeiras e até carcaças de automóveis nos ribeirões. Garrafas e sacos plásticos bóiam às toneladas entupindo os coletores e condutores de águas pluviais da rede pública.

A gestão integrada do sistema de captação e destino das águas pluviais e do lixo urbano, somada com a educação do cidadão, é fundamental para minimizar os efeitos dos fenômenos naturais. Infelizmente não temos respostas à altura por parte dos poderes públicos e grande parte da população não exerce a cidadania de forma plena.

Estudos internacionais demonstram que a cada R\$ 1 investido em prevenção equivale, em média, entre R\$ 25 e R\$ 30 de obras de reconstrução pós-desastre.

Acabar com a cidade não é o objetivo da natureza e, esperamos que não seja também o dos gestores públicos. Estes, se não dão conta das tarefas que assumiram, declarem-se incompetentes, mudem de atividade e parem de enganar.

Quanto a nós, cidadãos, temos que praticar os bons costumes em todos os sentidos.

A tolerância, é certo que é uma virtude, mas tem limites.

Em tempo: Nova Friburgo não acabou. Blumenau também não!!!!!!

*Eng. Luiz Carlos Gulias Cabral, ABECE- Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural - Delegado Regional ABECE-SC Leste, Blumenau, SC*

## Referências sobre Interação Solo-Estrutura

Estimados Colegas,

Gostaria de indicações bibliográficas sobre o tema **Interação Solo-Estrutura**: livros, revistas, artigos, teses, emails anteriores trocados, etc.

Agradeço a presteza de todos.

Saudações,

*Eng. Cássio Haunholter Xavier da Silva, São Paulo, SP*

Olá a todos da comunidade,

Em especial ao Cássio, que pediu referência de trabalhos ligados à interação solo-estrutura, e complementando as respostas dos outros membros da comunidade sobre o assunto, existem três modelos mais comuns de simular o maciço de solos sob a estrutura, a saber:

- A primeira é mediante a hipótese de se considerar o solo como um meio homogêneo (mesmo material), isotrópico (todas as direções possuem o mesmo comportamento elástico) e contínuo (sem cavidades ou

vazios entre os diversos pontos), de modo que sob estas hipóteses se possa aplicar – em cada diferencial de volume do solo – as condições de compatibilidade estática e cinemática bem como a conhecida lei de Hooke. Aplicadas estas relações e considerando um conjunto de forças nas três direções ortogonais atuantes em qualquer ponto do meio, chega-se a uma equação diferencial parcial, onde se impõem as condições de contorno de deslocamentos nulos a grandes distâncias da atuação das cargas e, então, torna-se possível resolvê-la. Raymond Mindlin o fez pela primeira vez em 1936, e estas respostas ficaram conhecidas como as soluções de Mindlin.

Essas expressões são bastante empregadas para a análise do solo, no cálculo de recalques e de tensões em qualquer ponto do meio. Elas podem ser empregadas de duas formas. A primeira, de maneira isolada, por exemplo, quando conhecida a pressão que uma sapata exerce sob o solo, ou as forças de fuste e de ponta que atuam ao longo de uma estaca, bastará usar estas relações de Mindlin para calcular os recalques e as tensões em qualquer ponto do maciço.

Ou então, compatibilizando essas expressões com as reações que a estrutura exerce no solo via interação pelos elementos de fundação, de modo a se obter os esforços da superestrutura (edifício), da infraestrutura (fundação), os recalques e as tensões do solo. Nessa frente de pesquisa, vários trabalhos têm se destacado, principalmente aqueles desenvolvidos, orientados ou co-orientados pelo prof. Nelson Aoki, entre os quais podemos citar: Iwamoto (2000), Aoki & Velloso (1975), Aoki & Lopes (1975), Holanda Jr. (1999), Reis (2000), Mota (2009), Gonçalves (2004), Colares (2006).

- A segunda forma é não resolver diretamente as equações diferenciais que regem o problema do maciço de solos, mas empregar os métodos discretos de aproximação, como o Método das Diferenças Finitas, o Método dos Elementos de Contorno ou, o mais comum e prático, o Método dos Elementos Finitos (MEF). Este último consagrou-se como o mais empregado nos pacotes de softwares do mercado e no meio acadêmico, por suas características de fácil entendimento na sua formulação, fácil implementação computacional, entre outras peculiaridades que mereceriam só um e-mail para comentar. Poucos são os trabalhos que fizeram análise de solos usando apenas o MEF para simular o solo, citando-se: Porto (2010), Chow & Teh (1991) e Ottaviani (1975).

A pouca quantidade de trabalhos que usam o MEF se dá porque uma análise de interação solo-estrutura, simulando o solo como um meio tridimensional, requer uma quantidade enorme de manipulação de dados e de alto custo de processamento, o que muitas vezes inviabiliza uma análise com caráter prático, onde sabemos que deve ser considerado, para projeto, o efeito de segunda ordem, dezenas de combinações de cargas, etc.

Neste segundo grupo ainda, o Método dos Elementos de Contorno apresenta uma vasta coleção de trabalhos acadêmicos que abordam a questão da interação solo-estrutura, uma vez que este método associa um procedimento de resolver de forma aproximada a equação diferencial, mas empregando como campo de aproximação

mações dos deslocamentos e tensões as expressões analíticas de Mindlin já comentadas, o que leva a resultados muito precisos. Entretanto, esse método é muito pouco aplicado na prática de projetos de engenharia, uma vez que quase que inexistem softwares comerciais que o aplicam, em função das características não muito atrativas de sua complexa formulação e outros pontos que não potencializam sua aplicação na prática, o que também mereceria outro e-mail (rsrs).

- A terceira forma de simular o solo é mediante a representação de cada ponto do solo como um conjunto de 3 molas translacionais nas três direções cartesianas. De modo que se estabelece uma relação proporcional entre força e deslocamento, mediante um coeficiente de proporcionalidade, ou melhor, um coeficiente de rigidez. Mas, de forma distinta ao que se aprende nos cursos básicos de física, ao invés de se associar força com deslocamento, associa-se a pressão da fundação, uma vez que fora desenvolvido inicialmente para fundação superficial, com o deslocamento, o que leva a um coeficiente de proporcionalidade denominado de coeficiente de reação, de unidade  $(F/L^3)$ , mas que tem o mesmo significado físico do coeficiente de mola.

Este modelo de molas discretas é denominado modelo de Winkler. Sua grande vantagem é sua fácil inserção dentro de um pacote computacional e de seu fácil entendimento físico. O grande problema para o uso desse modelo é como associar um maciço altamente complexo com variações de tipos de solos, variação da capacidade resistente, cota do nível de água variável, etc., com um simples número. Mas ao longo de várias décadas, diversas metodologias foram desenvolvidas por pesquisadores do Brasil e de outros países para estimar esse coeficiente. Desde procedimentos baseados em ensaios de campo, ou associação desses coeficientes com as próprias equações de Mindlin ou até por procedimentos considerados semi-empíricos por associar dados de ensaios com formulações analíticas. Podem-se citar diversos trabalhos que têm empregado esse modelo, destacando: Souza & Reis (2008), Aquino (2008), Shukla (1984), Terzaghi (1955), etc.

Eu já testei vários modelos de interação de solo-estrutura em análise estática, desde os modelos simples como o de sapata+solo, ou estaca+solo, até os mais complexos como, por exemplo, edifícios+fundação+solo, empregando os três procedimentos citados anteriormente.

Hoje em dia, eu acredito que usar o modelo de Winkler é uma opção adequada, prática e que traz resultados satisfatórios em termos de recalques, tensões e esforços para as análises e projeto de edifícios convencionais (análise estática). Não vejo necessidade, ou até acho inviável, o uso do MEF ou do método dos elementos de contorno na análise do dia-a-dia de projetos de edifícios “reais” da engenharia.

Caso se queira fazer uma análise de interação de solo-estrutura usando o modelo de Winkler por meio de um software comercial, usando, por exemplo, o SAP2000, Ansys, Adina, etc., deve-se, após inserir os elementos da estrutura e da fundação, estimar os valores de rigidez (coeficiente de molas) do solo e inserir manualmente estes valores no sistema.

Por outro lado, a TQS já tem desenvolvido um módulo de interação solo-estrutura muito interessante, denomi-

nado de SISEs. Neste módulo, a partir da escolha do tipo de solo, SPT, do tipo de fundação (superficial ou profunda), podem-se escolher diversos métodos de cálculo desses coeficientes, desde correlações encontradas em tabelas de Terzaghi, até procedimentos mais sofisticados, como aqueles correlacionados com as equações de Mindlin. Para a parte de estacas, eles empregam os procedimentos desenvolvidos no trabalho de Iwamoto, o qual foi co-orientado por Aoki, em conjunto com procedimentos clássicos de cálculo de capacidade de carga (Aoki & Velloso, Decourt & Quaresma, etc).

O melhor desse sistema é que ele faz tudo automaticamente: divide as sapatas ou as estacas em vários elementos, já inserindo esses coeficientes e acoplando no edifício, fazendo as análises e projetando todos os elementos.

Li no artigo de Souza & Reis (2008) que eles avaliam o uso do TQS para sapata rasa, comentando que o programa demonstrou ser uma ferramenta eficaz para análise da interação solo-estrutura, tanto para a análise de ELU como para ELS.

E, por fim, no próprio TQS, há um material teórico muito rico a respeito de interação solo-estrutura.

Bem, acho que me estendi bastante. Espero que tenha ajudado, Cássio.

Até mais a todos da comunidade.

Saudações

*Eng. Valério S. Almeida, São Paulo, SP*

Mais informações/Referências:

<http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/35685>

<http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/35673>

<http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/35624>

<http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/35625>

<http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/35630>

<http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/35632>

<http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/35634>

## O cimento tem novos limites

Colegas:

[Uma notícia auspiciosa para a durabilidade das estruturas de concreto!](#)

Os cimentos passaram a ter limite superior tanto para a finura como para o teor de silicato tri cálcico (representado pelo símbolo C3S). A finura medida pela superfície específica do cimento (Blaine) foi limitada em 430 m<sup>2</sup>/kg (ou 4.300 cm<sup>2</sup>/g), enquanto que o C3S foi limitado pela condição  $(C3S + 4,75.C3A \leq 100)$ . Os dois limites têm o objetivo comum de limitar o calor de hidratação do cimento, e estão consistentes com os altos objetivos da indústria de implementar a sustentabilidade dos concretos.

Não, não se trata de um primeiro-de-abril fora de hora. Calma! Não se trata também de um desejado avanço nas Especificações Brasileiras de cimento. Ainda não! Essa é a

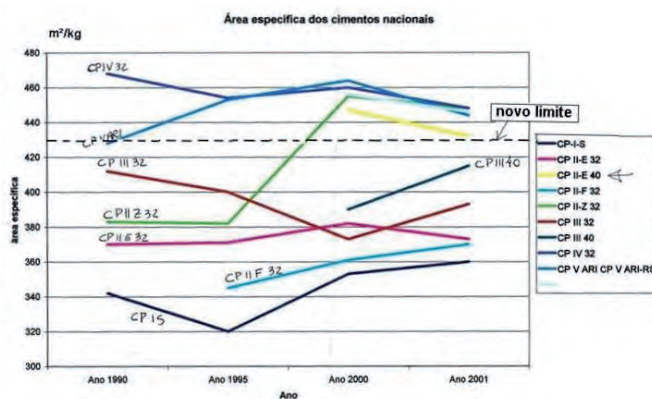
nova limitação consensual imposta, recentemente, pelas especificações americanas, tanto a ASTM C150, como a AASHTO M85, ambas sob o título “Standard Specifications for Portland Cements” aos cimentos do tipo II(MH) e do tipo IV (MH= moderate heat= calor de hidratação moderado). Ver Paul D. Tennis & John M. Melander, *U.S. Cement Specifications*. In: *ACI Concrete International*, January 2010, p. 31-34.

Qual a importância dessa limitação para a durabilidade?

O prof. Eduardo Thomaz registrou, em seu interessante artigo “Cimentos e Concretos”, divulgado, recentemente em nosso grupo, que a finura e o teor de C3S dos cimentos produzidos em nosso país e no exterior têm crescido progressivamente nos últimos anos, conforme dados da tabela abaixo:

Década	Blaine m <sup>2</sup> /kg	C3S %
1930	195	<30
1970	300	50
2000	>400	>60

A figura abaixo apresenta a evolução da finura de alguns cimentos nacionais, até o ano de 2001 (dados da ABCP). Atualmente, há cimentos brasileiros que atingem Blaine de 600 m<sup>2</sup>/kg.



Esclarece o prof. Thomaz que os aumentos de finura e do teor de C3S promovem, ambos, aceleração do endurecimento do cimento hidratado, favorecendo-lhe resistências mais altas desde as primeiras idades, associada, porém, à uma geração intensa do calor de hidratação. A dissipação desse calor acelerado da hidratação do cimento é causa de fissuração e de micro fissuração do material, que o tornam mais vulnerável aos agentes agressivos, com prejuízo para a sua durabilidade.

O prof. Mehta<sup>[i]</sup> descreve os efeitos da fissuração do concreto sobre a durabilidade como um efeito em cadeia, pois a fissuração estabelece caminhos interconectados que aumentam a permeabilidade, permitindo a entrada de mais água e ions no interior do material, facilitando a deterioração, que, por sua vez, realimenta a fissuração. Nas estruturas em serviço, pode estabelecer-se uma extensa rede de micro-fissuras internas. Nessas condições, a simples presença de poucas fissuras na superfície, aparentemente desconectadas e de pequenas aberturas, pode ser a porta necessária para a entrada dos agentes agressivos.

[i] Mehta, P.K.; Burrows, W. – “Building Durable Structures in the 21<sup>st</sup> Century”. In: *Concrete International*. ACI, V. 23, Nº 3, Mar. 2001, p.57-63.

[ii] National Materials Advisory Board – “Concrete Durability – a Multimillion Dollar Oportunity”. NMAB-37, National Academy of Sciences, 1987, 94 p.

A grande maioria dos estudos sobre permeabilidade e durabilidade nos concretos, conduzidos em laboratório, refere-se ao concreto íntegro, onde a permeabilidade representa a interligação entre poros, sem presença de fissuras nos corpos de prova. Os resultados de ensaios com corpos de prova fissurados demonstram que a permeabilidade do concreto fissurado é maior e diferente do do concreto íntegro.

Existe uma íntima relação de dependência entre durabilidade e fissuração, identificada em estudos de campo. Um relatório, de 1987, do *U.S. National Materials Advisory Board*,<sup>[ii]</sup> identificou que 235.000 lajes de pontes, algumas com menos de 20 anos de idade, apresentavam-se em vários estágios de deterioração, e que esse número estava crescendo à razão de 35.000 lajes de pontes a cada ano.

As causas atribuídas a esse fato estão diretamente relacionadas ao uso de cimentos e concretos com resistências relativamente altas nas primeiras idades.<sup>[ii]</sup>

Um outro relatório, de 1996, de Krauss e Rogalla<sup>[iii]</sup>, identifica que mais de 100.000 pisos de concreto de pontes nos EEUU e Canadá desenvolveram fissuras transversais pouco tempo após a construção. Segundo os mesmos, essa fissuração acelerou a corrosão das armações e a deterioração da estrutura. O relatório esclarece que os concretos usados, com apenas um dia de idade, já apresentavam resistências à compressão de 28 a 55 MPa e módulos de elasticidade de 29 a 36 GPa, correspondendo de 3 a 7 vezes o valor de um concreto convencional de 20 MPa de resistência usado antes de 1970.

O controle do processo de hidratação do cimento através da limitação da finura e do C3S é também um controle, embora indireto, da fissurabilidade do concreto, uma garantia de durabilidade e um passo a favor da sustentabilidade.

Abraços,

Eng. Antonio C. R. Laranjeiras, Salvador, BA

Mais informações:

<http://br.groups.yahoo.com/group/calculistas-ba/message/29642>

<http://br.groups.yahoo.com/group/calculistas-ba/message/29647>

## Importação do modelo IFC no CAD/TQS

Prezados colegas:

Atualmente estamos acompanhando as solicitações no sentido de realizar interfaces do TQS com o BIM. Como temos uma lista de desenvolvimento imensa e recursos limitados para desenvolver, esse desenvolvimento tem sido feito de acordo com uma ordem de maior custo benefício para o usuário.

Assim, desenvolvemos uma interface bi-direcional com o Revit Structure e uma exportação do modelo volumétrico 3D em IFC. Esse modelo IFC é bastante fiel ao nosso modelo estrutural.

[iii] Krauss, P.D. e Rogalla, E.A. – “Transverse Cracking in Newly Constructed Bridge Decks”. NCHRP Report 380, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1996, 126 p.

Não demos atenção até agora à importação do IFC por diversos motivos. Toda troca de informações em BIM tem de ser orientada para algum tipo de informação. Em IFC no TQS temos pelo menos dois tipos: elementos estruturais e volumetria.

A importação de elementos estruturais em IFC não está suficientemente padronizada, e fica difícil para nosso tipo de modelagem, que mistura modelo físico e analítico. O Revit Structure, por exemplo, não exporta no IFC nenhum tipo de informação estrutural. Além disso, qual informação a ser lida e de que programa? Deve conter todo tipo de dados fornecidos no Modelador TQS? Isso levaria a um grande tempo de desenvolvimento, específico do pacote escolhido exportador de IFC.

Por outro lado, a importação de elementos volumétricos poderia ser possível. Neste caso teríamos duas opções: misturar a visualização 3D do IFC importado com a nossa visualização 3D, e obter automaticamente os cortes das plantas para uso como referência externa.

O primeiro caso não é extremamente necessário, pois já é coberto por visualizadores gratuitos de IFC. A verificação de interferências, tarefa especializada, já é coberta por outros aplicativos.

No segundo caso, os cortes de plantas seriam úteis para usar no lugar da arquitetura 2D para lançamento e revisões. Uma vez que o IFC é extremamente complexo para leitura, a implantação deste corte 2D exigiria o licenciamento de bibliotecas e mais investimento de desenvolvimento (com custo adicional ao usuário). Podemos notar, entretanto, que os aplicativos que são capazes de exportar IFC também são capazes de exportar as plantas de pavimento necessárias no TQS em formato 2D, prontas para uso. Portanto, esta função não é urgente.

Assim desviamos nossos recursos para a versão em desenvolvimento, tais como a modelagem espacial com subestruturas de lajes e a melhoria do dimensionamento e detalhamento de lajes. Se houver demanda suficiente, com certeza desenvolveremos novas utilidades na área de BIM.

Abraços,

*Eng. Abram Belk, TQS, São Paulo, SP*

## Modelos Estruturais no CAD/TQS

Caros colegas usuários do TQS,

Todo o competente pessoal da TQS recomenda fortemente e a maioria dos colegas com quem tenho conversado só usa nos seus projetos o modelo IV. Eu também só uso outros modelos em raros casos de verificações de uma ou outra peça avulsa. Para qualquer projeto de edifícios convencionais, uso o IV com pórtico integrado e flexibilizado.

Eu gostaria de saber dos colegas, com toda a franqueza, se usam correntemente outro modelo. É apenas uma enquete por curiosidade profissional.

Desde já, agradeço a quem responder.

Abraços,

*Eng. Antonio Palmeira, São Luís, MA*

Prezado Palmeira e demais colegas,

As suas colocações sempre abrem acaminho para boas discussões técnicas. Eu, como usuário recente do TQS (a partir da Versão 8/9 - 2002), utilizo o modelo IV, mesmo para projetos de estruturas isoladas, como os muro de contenção, por exemplo. No entanto, tenho dúvidas na hora de considerar os esforços de retração no pórtico e nas grelhas:

1. Como lançar esses esforços no modelador (considerando o modelo IV)?
2. O fck do projeto não teria que ser diferenciado, pois os esforços de retração, provavelmente, atuarão antes de atingir o fck adotado para o projeto?
3. Se considerarmos um fck diferenciado, seria válido criar dois edifícios, e extrair as envoltórias para o dimensionamento e detalhamento?

Agradeço a sua colocação, pois já há algum tempo, queria tirar essas dúvidas.

Atenciosamente

*Eng. Carlos Baccini, Brasília, DF*

Caro Baccini,

Foi uma boa lembrança.

Assim como você, eu também tenho essas mesmas dúvidas. Para dizer a verdade, acho que retração é a ação mais complexa de se tratar no concreto armado.

Abraço

*Eng. Antonio Palmeira, São Luís, MA*

Colegas,

Ao que tudo indica, a maioria dos usuários do TQS, assim como eu, usa o modelo IV. O colega Baccini fez uma pertinente colocação sobre uso desse modelo. Esperamos a resposta, mas vamos agora a outra:

No modelo de pórtico espacial aparecem esforços normais nas vigas, (isso é bem lógico), o TQS dimensiona muito bem essas vigas à flexão composta. Notem que a presença do esforço normal pode até diminuir a armadura necessária. Acontece que as vigas deformam sobre a ação dos momentos, e essa deformação torna o esforço normal excêntrico provocando assim um esforço de segunda ordem na viga, (é estranho mas é assim).

Em vigas muito rígidas, esse efeito creio ser desprezível, no entanto, em vão grandes e pouca rigidez parece-me que essa excentricidade deveria ser considerada. O TQS faz isso? O que dizem os colegas?

Abraços

*Eng. Antonio Palmeira, São Luís, MA*

Caro Palmeira,

Sem achar que estamos procurando chifre em cabeça de galinha, entendo que essa consideração é muito "complicada" pois existem vários fatores que influenciam a migração desses esforços e, ao meu ver, seria sacrificar (ou simplificar) demais as vigas.



Sabemos que o fato de haver um diafragma rígido representado pelas lajes já faz com que a coisa não funcione exatamente como um pórtico formado somente por barras. Aliado a isso, as deformações sendo pequenas (como devem ser...) e com esforços normais de pequena magnitude (na maioria dos casos), a flexão resultante torna-se insignificante na presença dos esforços devidos ao carregamento principal.

Salvo melhor juízo a que me curvarei se convencido.

Abraço.

Eng. Luiz Carlos G. Cabral, Blumenau, SC

Prezados Colegas,

Tenho acompanhado as excelentes contribuições relacionadas ao assunto “Modelo IV”, geradas a partir da mensagem inicial do brilhante eng. Palmeira. Meu intuito, a seguir, é apenas contribuir com um pouco mais de informações. Reproduzo abaixo um trecho do manual TQS “III – Análise Estrutural” que discorre sobre o assunto.

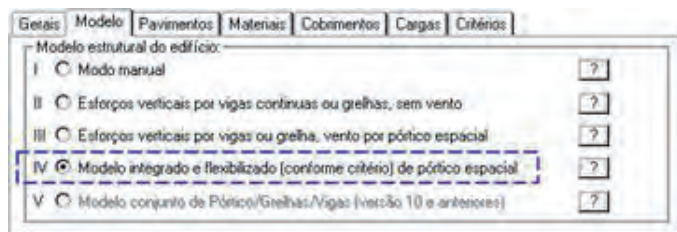
Também gostaria de responder a interessante questão levantada pelo eng. Rodrigo Barros afirmando que, os esforços locais de 2ª ordem em pilares, necessários de serem avaliados quando  $I > I_1$ , são sim calculados quando da adoção do Modelo III. Os processos de análise são os presentes na NBR 6118:2003, seção 15. Nesse caso, se comparado com o Modelo IV, a diferença está na origem dos esforços solicitantes iniciais adotados no cálculo local.

Finalizo colocando o seguinte: modelar um edifício de concreto armado, seja para uma avaliação ELU ou ELS, é uma tarefa complexa, que requer estudo contínuo e que, certamente, será um assunto “infinito” em nosso dia-a-dia. Modelos baseados em vigas contínuas e quinhões de cargas, muito utilizados em décadas passadas e extremamente úteis nas validações atuais, deram espaços para modelos numéricos mais abrangentes como grelha e pórtico espacial. Mas, todos esses, sem exceção, possuem limitações diante da complexidade inerente de uma estrutura real. A minha impressão pessoal é que cada vez mais que estudamos o assunto, mais ainda temos de evoluir. Um caminho natural, nem sempre fácil, mas gratificante à medida que “enxergamos” melhor o comportamento de uma estrutura.

TRECHO DO MANUAL TQS “III – ANÁLISE ESTRUTURAL”

### Modelagem global do edifício

No sistema CAD/TQS®, na aba “Modelo” da janela de dados do edifício, há cinco opções para modelagem global de um edifício, conforme mostra a figura a seguir.



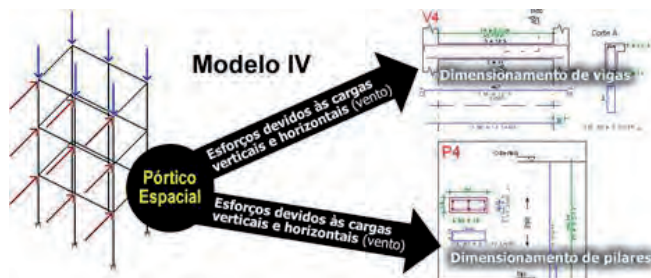
Apenas nos modelos III e IV, o edifício é analisado espacialmente por um modelo de pórtico. No modelo I, o

engenheiro é obrigado a efetuar toda análise manualmente no sistema. No modelo II, a análise do vento é muito simplificada. O modelo V foi mantido no sistema apenas para compatibilidade com processamentos antigos e não pode ser definido para edifícios novos.

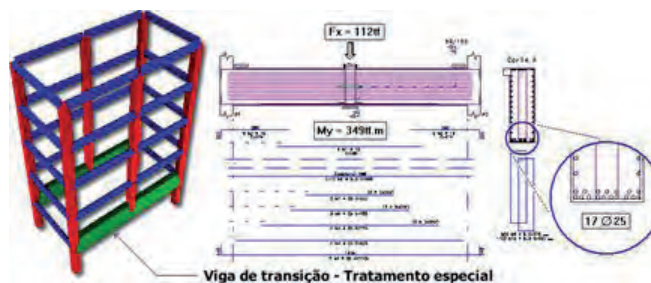
### Modelo IV

Os modelos I, II e III somente devem ser utilizados em casos particulares e com restrições. De uma forma geral, recomendamos o uso do Modelo IV.

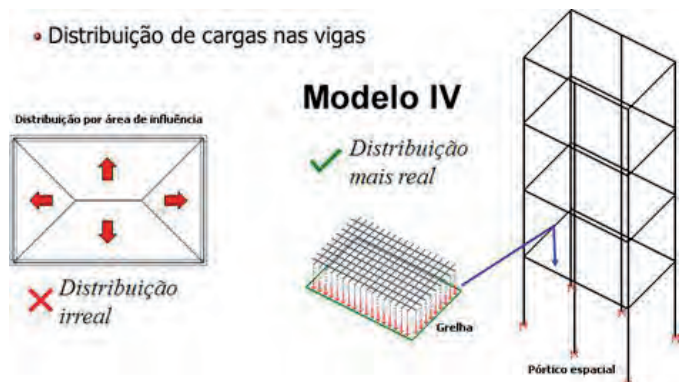
Trata-se de um modelo estrutural cujos esforços solicitantes decorrentes da aplicação das ações verticais e horizontais calculados pelo pórtico espacial ELU são utilizados no dimensionamento das vigas e pilares do edifício.



Nesse modelo, há a opção de um tratamento diferenciado para vigas de transição e tirantes, resultando num dimensionamento mais seguro desses elementos.



Também nesse modelo, a distribuição das cargas das lajes nas vigas do pórtico espacial é realizada automaticamente, por meio da transferência das reações das barras de lajes presentes no modelo de grelha (desde que o pavimento seja analisado pelo modelo de “grelha de vigas e lajes”).



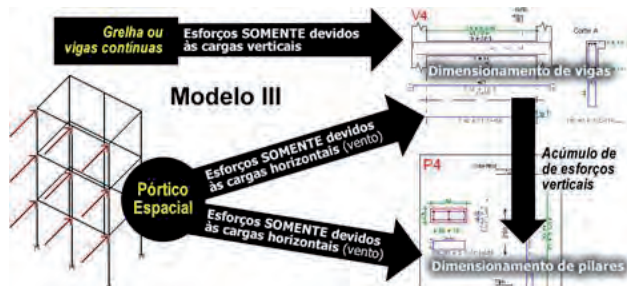
Resumindo, o modelo IV é definido pelas seguintes características:

- Os esforços oriundos das ações verticais e horizontais são calculados por um único modelo de pórtico espacial (ELU) e utilizados no dimensionamento de vigas e pilares;

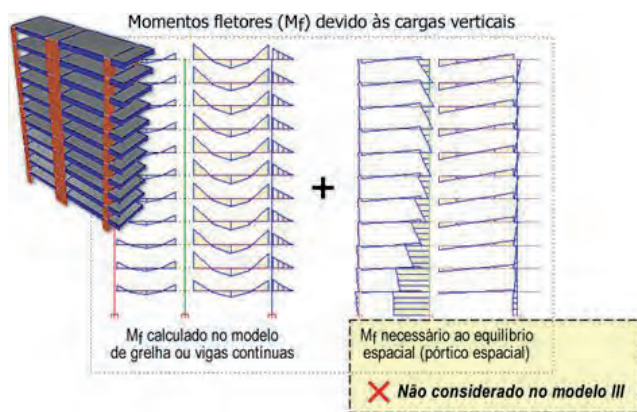
- Possibilidade de tratamento especial para vigas de transição e tirantes;
- Transferência automática das reações das barras de laje, obtidas na modelagem por grelha, como carregamento das vigas do pórtico espacial.

### Modelo III

O Modelo III é um bom modelo e também é analisado por pórtico espacial. Porém não é capaz de flagrar os esforços provenientes do equilíbrio espacial do edifício gerado pelas cargas verticais, pois somente os resultados da aplicação das ações horizontais no pórtico espacial são transferidos para o dimensionamento de vigas e pilares.



Os esforços devidos às cargas verticais calculados no pórtico espacial não são considerados.



Além disso, no modelo III, também não é feito o tratamento especial para vigas de transição e as cargas nas barras de viga do pórtico provenientes das lajes são distribuídas por área de influência (dependendo do caso, essa distribuição de esforços torna-se imprecisa).

Saudações,

Eng. Alio E. Kimura, TQS, São Paulo, SP

Prezados Colegas, boa tarde

O assunto sobre modelos estruturais para edifícios em concreto armado é sempre um assunto importante, atual e que deve ser tratado com muita atenção pois é a partir dos resultados do modelo adotado que toda a estrutura será dimensionada e detalhada.

Durante décadas, o nosso brilhante colega eng. Luiz Aurélio sempre proferiu uma frase simples, mas emblemática, para os participantes dos cursos TQS: “afinal de contas, quais são os esforços solicitantes numa estrutura?”

Esta frase foi um desafio para nós também durante décadas, e acho que este desafio ainda continuará por muito mais tempo.

De antemão, posso afirmar com certa segurança que esta frase já nos trouxe muita tranqüilidade, mas depois do cálculo das solicitações realizado pelo modelo IV, ficamos confortáveis com os resultados produzidos pelos sistemas CAD/TQS.

Não quero ficar recorrendo ao saudosismo, mas, na década de 70, era muito comum o cálculo das solicitações em edificações de algum porte ser realizado da seguinte forma:

- Cargas verticais: modelo de viga contínua simplesmente apoiada (sem participação dos pilares).
- Cargas horizontais: modelo de pórtico plano ou pórtico espacial.

Combinando os efeitos acima, chegávamos aos resultados dos esforços finais da estrutura. Uma dúvida sempre ficou presente nesse método de cálculo. As cargas horizontais provocavam momentos fletores nas extremidades das vigas, pois o cálculo era feito por pórtico e a ligação entre a viga e o pilar era monolítica. Os momentos fletores que surgiam nas vigas devido às cargas verticais não levavam em consideração os pilares. Portanto, na armadura final, a flexão no extremo de uma viga era proveniente apenas de momento fletor devido às cargas horizontais. Quem iria dizer isto para estas armaduras, isto é, elas não deveriam trabalhar para os momentos devido às cargas verticais e sim para os momentos devido às cargas horizontais?

Este era, sem dúvida, um modelo simplificado e, como muitos dizem, funcionou muito bem. Importante lembrar que naquela época tínhamos edificações mais simples, muitas vigas, muitas lajes de pequenos vãos, muitos pilares, estruturas mais rígidas, balanços reduzidos, etc. Hoje em dia, o panorama mudou radicalmente.

O sistema CAD/TQS teve seu início dessa forma, com o modelo simplificado de vigas contínuas. Depois fomos evoluindo conforme a seqüência resumida abaixo (CV: cargas verticais; CH: cargas horizontais):

- Quinhão de carga para CV em lajes; vigas contínuas para CV e pórtico plano para CH;
- Grelha ou quinhão de cargas para CV no pavimento, pórtico plano para CH;
- Grelha ou quinhão de cargas para CV no pavimento, pórtico espacial para CH;
- Grelha para CV no pavimento e pórtico espacial para CV e CH (Este é o Modelo IV).

Eu sempre acreditei no modelo de vigas contínuas, quinhão de cargas para CV, afinal de contas já projetei alguns edifícios assim, mas com a evolução das estruturas alguns pontos me intrigavam:

- Como considerar os esforços solicitantes na estrutura devido à assimetria das cargas verticais e geometria, com a carga vertical provocando deslocamentos horizontais significativos na estrutura e, conseqüentemente, solicitações adicionais?
- Como considerar os esforços introduzidos numa variação da seção do pilar onde os baricentros não estão alinhados?

Os esforços provenientes dos efeitos acima existem, são reais e não podem ser desprezados e/ou ignorados. Principalmente em edifícios inclinados, ou a beira-mar, com balanços enormes em apenas um dos lados, estes esforços atuam com intensidade. A única alternativa para resolver os pontos acima era a resolução de um pórtico espacial para cargas verticais. Entretanto, o pórtico espacial para cargas verticais não contemplava alguns pontos fundamentais e inquestionáveis na determinação dos esforços solicitantes:

- Deslocamento vertical dos pilares devido a sua deformação por compressão (deve ser minorado devido ao processo construtivo).
- Vigas de transição trabalhando elasticamente no pórtico espacial. O projetista sempre deseja que a carga do pilar numa viga de transição, mesmo no pórtico espacial, seja da ordem da carga que ele obtinha no pavimento x número de pavimentos.
- O mesmo da questão acima para pilares que funcionam como tirantes.

Por volta do ano 2000, finalmente equacionamos estas questões acima na resolução de um pórtico espacial sob a ação de cargas verticais. Isto foi um feito notável, pois, naquela época, já podíamos resolver um pórtico espacial único tanto para cargas verticais como para cargas horizontais. Daí que surgiram os famosos coeficientes multiplicadores da área da seção transversal dos pilares (MULAXI) e da inércia das vigas de transição.

Paralelamente a essas questões de vigas de transição e deformação axial dos pilares introduzimos, nesta mesma época, na resolução do modelo do pórtico espacial, o conceito de nós semi-rígidos ou nós flexibilizados. Este quesito foi de fundamental importância, pois equacionamos também com certa aproximação o problema da ligação de uma viga que chega num extremo de um pilar longo, por exemplo, pilares parede ou pilares lâmina. O engastamento das vigas nestes pilares não é feito para toda a rigidez do pilar, mas, sim, para apenas uma faixa do pilar que o próprio usuário define. Assim, as ligações extremas das vigas em pilares no pórtico espacial devido a CV passaram a dar resultados parecidos com o cálculo de vigas no modelo de grelha e vigas contínuas.

O modelo resultante de todas estas inovações é o que chamamos de Modelo IV, modelo mais coerente, mais completo e mais adequado para ser utilizado, nos dias de hoje, para estruturas de concreto armado. É um modelo que, atualmente, mais se aproxima da realidade e que é recomendado fortemente pela TQS. Continuamos trabalhando na evolução destes modelos de cálculo de solicitações, e já temos programado neste quesito:

- Na versão 16, que será liberada ainda neste ano: as lajes poderão participar integralmente do pórtico espacial. Assim o modelo do pórtico espacial contemplará as vigas, lajes e pilares. Na versão 17, com estimativa de liberação no próximo ano, teremos o cálculo incremental de solicitações levando em conta as etapas construtivas e o efeito do tempo nas propriedades dos materiais.

Conforme comentei, esse modelo IV trouxe muita segurança, para nós da TQS, na obtenção dos esforços solicitantes nas estruturas. Alguns pontos que analisamos detalhadamente antes de disponibilizá-lo:

- Processando edifícios simétricos, com cargas simétricas, portanto sem efeito do deslocamento horizontal devido à CV, sem vigas de transição e com tensões de compressão similares nos diversos pilares, chegamos a resultados quase idênticos no pórtico espacial e modelos simplificados como viga contínua e/ou grelha.
- Processando edifícios elevados, com tensões de compressão nos pilares bem diferentes, chegamos a resultados dos esforços nas vigas e pilares quase idênticos ao processamento de modelos simplificados como viga contínua e/ou grelha.
- Processando edifícios com pilares que nascem em vigas de transição, chegamos a resultados das cargas nestes pilares próximas aos dos modelos simplificados.

Portanto, para modelos simples e muito bem comportados, o modelo IV se aproxima dos resultados que já vínhamos obtendo de longa data e, o que é extremamente importante, ele também equaciona corretamente os problemas fundamentais dos edifícios sem simetria de geometria e cargas, pilares que se apoiam em vigas de transição, tirantes, pilares com tensões de compressão distintas, etc.

Quando adotamos outros modelos para obtenção das solicitações, ocorre uma combinação de modelos, ora vigas contínuas para CV, ora pórtico espacial para CH, etc. Isto, esta incoerência de modelos para CV e CH, é que nos preocupava e que ainda nos preocupa. É preciso coerência entre os diversos modelos, pois repetindo o que comentei no início da mensagem, as armaduras sabem para quais solicitações elas foram dimensionadas e detalhadas? Se a estrutura for muito bem comportada, simétrica, sem singularidades, qualquer modelo vai dar bons resultados, entretanto, estas estruturas não são aquelas que encontramos hoje na prática.

*Felizmente, desde o ano de 2000 disponibilizamos o modelo IV para nossos usuários. Isto nos trouxe uma grande tranquilidade para responder à famosa questão do eng. Luiz Aurélio: afinal, quais são os esforços solicitantes? O modelo IV é a solução definitiva? Lógico que não! Ainda temos muito que evoluir, o material concreto armado é heterogêneo, não elástico, não linear e a execução da estrutura não é executada instantaneamente. Continuamos a evoluir permanentemente, é o progresso natural da técnica que ocorre em todos os segmentos da nossa engenharia. O importante é que os nossos usuários também evoluam conosco, cada vez mais projetando estruturas mais "seguras", econômicas e competitivas.*

A mensagem ficou mais longa do que imaginava. Peço desculpas a todos.

Saudações

**Eng. Nelson Covas, TQS, São Paulo, SP**

Prezado Nelson,

Suas explicações são muito importantes para nós, clientes da TQS, no entanto, algumas dúvidas ainda persistem, tais como:

1. Como inserir o carregamento de retração no modelador estrutural para vigas e lajes;
2. Combinação desse carregamento com os outros ( CV e CH);

3. Para o carregamento do efeito de temperatura, também são as mesmas dúvidas.

Quanto ao carregamento de empuxo, consigo lançar um carregamento equivalente no topo dos pilares, e declarar edição do edifício esse tipo de carregamento.

Os resultados apresentados pelo TQS são coerentes e eu os utilizo.

Atenciosamente,

Eng. Carlos Baccini, Brasília, DF

Prezado Baccini e Colegas

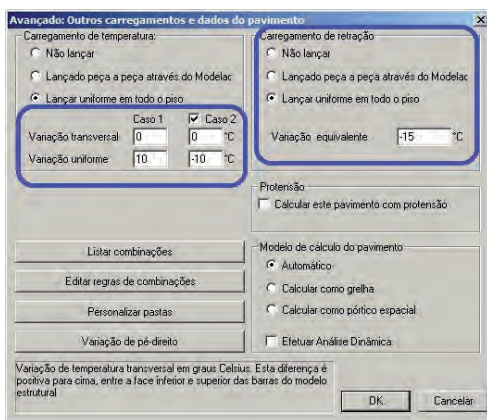
Sua observação é muito importante. Eu não escrevi sobre esta questão de carregamentos que provocam variações volumétricas na outra mensagem para não torná-la mais extensa ainda.

### A. Variação volumétrica

Os carregamentos de variação térmica axial, assim como o carregamento que considera a retração, devem ser aplicados no modelo que simula o pavimento da edificação composto por vigas e lajes devidamente discretizadas. Este modelo é gerado automaticamente pelo sistema CAD/TQS como um pórtico espacial do pavimento. Cada nó possui seis graus de liberdade, pois temos de equacionar as rotações e os deslocamentos verticais e horizontais. Esse modelo tem suas variações representadas por vínculos elásticos correspondentes aos pilares superiores e inferiores.

Como ativar no sistema CAD/TQS esta condição de carregamentos voltados a variações volumétricas:

Na edição dos dados do edifício, em cada pavimento, no item Avançado, podemos definir:



Ao definir em um pavimento, carregamentos de temperatura e retração como acima, no Modelador Estrutural ficam liberados os campos para definição de possíveis dados diferentes para lajes e vigas.

Nos carregamentos de temperatura temos duas parcelas:

- Variação uniforme - corresponde à variação apenas axial das barras;
- Variação transversal - corresponde ao gradiente de temperatura entre a face superior e inferior das barras (para cobertura, frigoríficos, etc).

A retração é simulada como variação térmica uniforme, com encurtamento das barras.

Vale lembrar que, apesar de serem aplicadas cargas térmicas que provocam encurtamento do concreto, ocorrerão reações contrárias ao encurtamento que resultarão em forças de tração em diversas regiões dos pavimentos.

Por que esse modelo é de um pavimento apenas? Porque, no modelo IV, as lajes estão presentes no modelo de pórtico espacial global apenas simulando um diafragma rígido, movimento de corpo rígido, sem deformação axial. As barras que compõem o pórtico espacial global correspondem apenas às vigas e aos pilares.

No modelo de grelha convencional, não é possível a aplicação de carregamentos de variação axial das barras, pois por hipótese básica, esse modelo de grelha possui apenas três graus de liberdade (duas rotações e uma translação vertical).

Desta forma, desde a Versão 11 do sistema CAD/TQS, de forma simplificada, quando existem esses carregamentos de variação volumétrica no pavimento, um novo pórtico espacial apenas do pavimento é criado levando em consideração os seis graus de liberdade. Digo de forma simplificada, pois nunca conseguiremos, através de fórmulas clássicas, chegar a um vínculo elástico em cada pilar que simule completamente o restante da estrutura. Com o novo modelo VI, anunciado recentemente, onde as lajes também podem participar do modelo de pórtico espacial global, essa questão ficará resolvida de forma adequada.

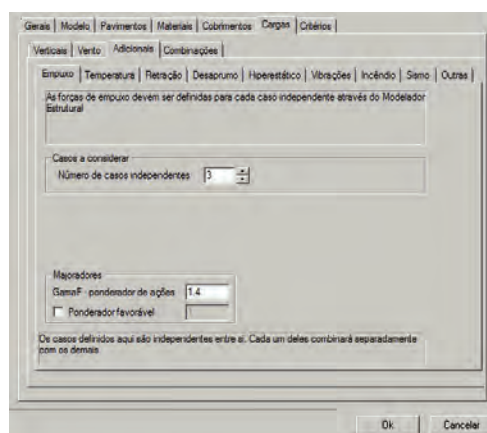
Os esforços obtidos nos modelos desse novo pórtico espacial individual do pavimento são transferidos para as vigas do modelo de pórtico espacial global e para o sistema de lajes visando o cálculo das armaduras.

No pórtico espacial global, são geradas automaticamente dezenas, centenas e, às vezes, milhares de combinações tratando todos os carregamentos declarados, com todas as ponderações definidas pelo usuário do sistema.

### B. Aplicação de empuxos:

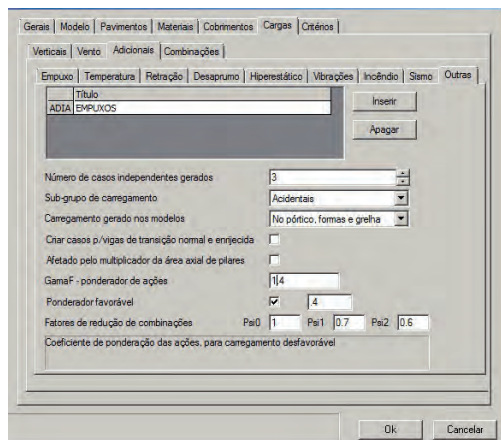
#### B.1. Empuxos permanentes:

No item CARGAS do edifício, podemos definir carregamentos de empuxos permanentes e independentes entre si:



## B.2. Empuxos variáveis:

Pode-se optar por tratar os carregamentos de empuxo como variáveis e, neste caso, a opção seria definir carregamentos adicionais independentes entre si, no menu de CARGAS > OUTRAS.



Lembrando que podemos inclusive adotar ponderadores favoráveis, a fim de se criar combinações adicionais com parcelas dos carregamentos declarados.

Atualmente, na Versão 15, os carregamentos horizontais podem ser lançados como cargas concentradas (em X e Y) nos pilares e vigas.

Saudações

Eng. Nelson Covas, TQS, São Paulo, SP

Saiba mais:

- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36301>
- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36309>
- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36298>
- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36299>
- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36329>
- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36342>
- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36320>
- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36305>
- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36304>
- <http://br.groups.yahoo.com/group/comunidadeTQS/message/36331>