



tatiana souza &lt;tatiana.souza@concretophd.com.br&gt;

---

**Fwd: [comunidadeTQS] Fck de testemunhos**

---

Tatiana Souza &lt;tatiana.souza@concretophd.com.br&gt;

22 de agosto de 2016 11:25

Para: "Tatiana Souza .PhD Engenharia" &lt;tatiana.souza@concretophd.com.br&gt;

----- Mensagem encaminhada -----

De: **Paulo.Helene** <paulo.helene@concretophd.com.br>

Data: 20 de agosto de 2016 06:55

Assunto: Re: [comunidadeTQS] Fck de testemunhos

Para: Comunidade TQS &lt;comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br&gt;

Caro Amigo Palmeira

Seja bem vindo ao debate.

Obrigado.

Questão complicada.

Deixando de lado as diversas e controversas explicações do efeito Rusch e do coeficiente 0,85, conforme consta do texto que o Varela recém postou na Comunidade, sobre a profícua discussão iniciada pelo Prof. Valdir Pignata com as contribuições de vários Colegas e inclusive do Prof. Laranjeiras, venho, simplificada e expor meu ponto de vista.

Sabemos que ao logo do tempo a resistência do concreto (sem carga) pode crescer a partir do referencial de 28 dias, explicado pelo fenômeno das reações químicas lentas de hidratação que sob condições ideais de temperatura e umidade podem ocorrer até os 50 anos ou mais.

Óbvio que não sabemos quanto pois vai depender do tipo de cimento, das adições, das temperaturas e URs, da relação a/c, entre outros.

Trabalhos experimentais de longo prazo realizados no IPT, favor consultar minha dissertação e tese e principalmente a tese de doutorado do Dr. Carlos Eduardo de Siqueira Tango (EP.USP), mostraram que a resistência de corpos de prova aos 25 anos e 50 anos podem ser 2,0 a 2,5 vezes a resistência aos 28 dias.

Para uma VUP de 50 anos, prudentemente as normas consideram que essa resistência vai subir, no máximo, cerca de 16% ou seja,  $1,16 \cdot f_{cd28}$ , qualquer que seja o concreto, as condições ambientais, as adições, o cimento, a relação a/c, etc....

Sabemos que a resistência do concreto (e de qualquer outro material estrutural) pode decrescer com a idade a partir de 28 dias, por efeito deletério das ações ambientais, da retração de secagem, dos ciclos de molhagem e secagem, da carbonatação, das cargas e descargas, da deformação lenta, da fluência, e principalmente da carga de longa duração. O trabalho histórico de Rusch, experimental até cerca de 1 ano de idade, extrapolado para 50 anos, encontrou algo em torno de  $0,75 \cdot f_{cd28}$  aos 50 anos. (para qual concreto? sem ou com outras ações ambientais? qual cimento? qual adição? qual relação a/c, qual teor de argamassa? qual o agregado?)

Como se observa há muita dúvida, mas engenheiro não é cientista e não pode ficar duvidando de tudo e deve tomar uma decisão: entra com o coeficiente mágico de 0,85 e vai em frente.

Portanto nosso modelo (simplificado) de cálculo nos leva a crer, que pragmaticamente podemos esperar, que ao final de 50 anos a resistência do concreto na estrutura será de  $0,85 \cdot f_{cd}$ .

Extraindo um testemunho deveria dar mais ou menos isso (não podemos esquecer que há outras variáveis e desconhecimentos tipo geometria, variabilidade, etc de tal forma que devemos, prudentemente considerar como fck e não como fcd).

Então é razoável que para nosso caso de 40 anos, pragmaticamente o crescimento parou e compensou o decréscimo que também parou e portanto estamos diante de uma resistência, a partir dali, imutável (para mesmas cargas, mesma exposição, etc.).

Respondendo portanto muito simplificada sua complexa pergunta, a partir dos 40 anos estou diante de uma resistência na qual já houve as devidas compensações entre crescer e decrescer com relação à resistência do concreto pois o que vai continuar crescendo e o que vai continuar decrescendo será desprezível diante dos coeficientes  $\gamma_{mac}$  e novamente 0,85 que serão utilizados para verificar a segurança como se fosse uma estrutura nova.

Seguimos...

Abraços de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

[paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br)

[www.concretophd.com.br](http://www.concretophd.com.br) & [www.phd.eng.br](http://www.phd.eng.br)

*"The information contained in this message is confidential, privileged and protected by legal secrecy. If you are not the addressee of this message, please don't use it, or publish, or copy. Please remove its content from your database, records or control system, to avoid be held legally accountable."*

----- Mensagem encaminhada -----

De: **Paulo Helene** <[paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br)>

Data: 20 de agosto de 2016 05:54

Assunto: Re: [comunidadeTQS] Fck de testemunhos

Para: Comunidade TQS <[comunidadeTQS@yahoo.com.br](mailto:comunidadeTQS@yahoo.com.br)>

Prezado Amigo Antonio

O debate em alto nível e respeitoso como você sempre pratica, dignifica e só constrói.

O que eu vejo nas suas argumentações é um problema recorrente: não há citações de normas, nem de teses, nem de outros trabalhos que respaldem suas afirmativas.

Verá o amigo que se fôsse buscar na literatura iria encontrar justo o contrário do que afirmas.

Para explicitar as partes mais importantes:

1. Você continua equivocado no conceito quando tomas exemplos infelizes. Não se trata de dimensionar duas estruturas novas, uma com fck 35MPa e outra com fck de 31,5MPa como seus exemplos simplistas. Se trata de partir da existência de uma estrutura existente (já construída) dimensionada para fck 35MPa nas quais alguns elementos estruturais (vigas, lajes ou pilares) apresentam fck igual a 31,5MPa. Não podes aplicar os mesmos conceitos simplistas de uma estrutura nova. O ACI 318 tem todo um capítulo sobre isso. A fib tem inúmeras publicações sobre isso. Pesquise melhor, consulte as normas e verás que estás equivocado e simplificando demais um problema um pouco mais complexo;
2. Você continua equivocado no conceito quando compara resistência de concreto medida a partir de testemunhos extraídos a 6 dias, 1 ano, dez anos ou 40 anos com resistência de concreto obtida a partir de corpos de prova mantidos em ambientes ideais e sem carga e sem ação de retração, de deformação lenta (fluência), de cargas e descargas, de molhagens e secagens, de carbonatação, etc. (leia por favor as palavras sábias de meu guru Prof. Laranjeiras já veiculadas várias vezes nesta Comunidade e recém divulgadas pelo estimado Varela, ou pesquise o tema no Google);
3. Você distorce a lógica e menospreza minha experiência e inteligência quando insinua que uma análise complexa de uma estrutura existente vai utilizar resultados de testemunhos de linha neutra de vigas para verificar segurança de pilares !... sou limitado mas por favor não exagere;
4. Se você usa resultados de testemunhos de lajes e vigas para verificar segurança de pilares recomendo que só os utilize para verificar lajes e vigas e trate de extrair testemunhos de pilares quando o objetivo for verificar pilares.

Finalmente não gosto de endurecer meu discurso em público.

Eu o respeito muito e nunca mencionei em nenhuma correspondência baixo clero ou alto clero, ao contrário, respeito por igual todos os meus Colegas e sempre estou aprendendo algo novo e interessante com eles... e com você não é diferente.

Te respeito muito como pessoa e isso não vai mudar.

Te respeito como profissional e o valorizo ainda mais pela coragem de discutir e até fazer palestras sobre um tema tão complexo.

Mas, quero te pedir, humildemente, para seguirmos em particular.

Minha vida acadêmica e profissional me ensinou a revisar com muito cuidado e com muito respeito os inúmeros textos sobre os quais tive ou tenho de opinar (teses, dissertações, projetos de pesquisa, pedidos de financiamento, artigos de congressos e de revistas científicas, etc.).

Tenho de ser crítico e respeitoso ao mesmo tempo, mas já houve caso de Colegas que até entraram na Justiça contra meu veredicto sobre a qualidade de uma tese e outros que se foram da academia por se sentirem perseguidos.

Como você sabe tenho índices acadêmicos elevados bem acima da média dos professores e pesquisadores nacionais e mais de 100 artigos publicados sendo que a grande maioria deles, se não todos, antes de publicar num Congresso científico ou numa Revista, foram submetidos aos Comitês científicos e aos Comitês editoriais, ou seja, foram analisados cuidadosamente por meus pares.

Sabe o que ocorreu e continua ocorrendo?

Tomei e tomo muita "porrada" crítica e algumas vezes nem sequer aceitam que seja publicado.

Sabe qual foi e tem sido minhas reações? Ficar "puto" mas estudar a fundo todas as críticas para tentar responder coerentemente e com isso melhorar minha contribuição inicial.

Puto e humildemente trato de estudar, aprender, enxergar outro ponto de vista e melhorar minha contribuição até que seja aprovada... esse é o meu dia a dia há 40 anos.

Participou de minhas defesas de Mestrado, Doutorado, Livre Docência e Prof. Titular, o Prof. Fusco. Sem dúvida foi o mais crítico e duro dos examinadores. (quem o conhece sabe como ele é franco e direto).

Na época e até hoje admiro pra caramba esse Senhor, aprendi e cresci muito com seus trabalhos, livros e suas duras críticas construtivas e sempre fiz questão que estivesse em minhas bancas pois tinha a certeza de que ele enxergaria algo no meu trabalho que eu não tinha visto e isso me ajudaria no futuro.

Portanto se endureci é porque o valorizo, respeito suas opiniões e gosto do discurso e do debate técnico e construtivo e sei que você pode fazer melhor.. mas outros podem não entender desta forma, principalmente os que têm pouca pratica de submeter seus projetos e textos a revisores (tipo ATP, comitês editoriais, comitês científicos, jurados, revisores ad hoc, etc.).

Estarei contigo logo, logo na segunda...

Vamos em frente...

Abraços de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

[paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br)

[www.concretophd.com.br](http://www.concretophd.com.br) & [www.phd.eng.br](http://www.phd.eng.br)

*"The information contained in this message is confidential, privileged and protected by legal secrecy. If you are not the addressee of this message, please don't use it, or publish, or copy. Please remove its content from your database, records or control system, to avoid be held legally accountable."*

Em 19 de agosto de 2016 10:44, Antonio Palmeira [apeng\\_palmeira@yahoo.com](mailto:apeng_palmeira@yahoo.com) [comunidadeTQS]<comunidadeTQS@yahoo.grupos.com.br> escreveu:

Caro Paulo Helene,

Pelo que estou entendendo a posição do amigo é de que a resistência do concreto, por diferentes razões, aumenta e diminui com o tempo e que tais efeitos se anulam.

É isso mesmo?

Abraço,

Palmeira  
São Luís - MA

Enviado por: Antonio Palmeira <[apeng\\_palmeira@yahoo.com](mailto:apeng_palmeira@yahoo.com)>

[VISITE SEU GRUPO](#) [Novos usuários](#) **12** |

Em 19 de agosto de 2016 19:22, Antonio Alves Neto [antonioalvesneto@yahoo.com](mailto:antonioalvesneto@yahoo.com) [comunidadeTQS] <[comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br](mailto:comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br)> escreveu:

Caro amigo prof. Paulo Helene.

Vou me contrapor ao amigo de imediato apenas em relação à parte escrita pelo senhor, e repetida abaixo:

"Não posso me fundamentar em análises simplistas, pessoais e emitidas no calor das emoções com afirmativas como as suas de que 10% a menos de resistência do concreto compromete a segurança estrutural, sem nenhuma citação de teses, de normas ou mesmo de outros artigos que respaldem sua afirmação pessoal."

- Estudamos Flexão Composta Normal e Oblíqua há anos, precisamente desde o final dos anos 70. Foi um assunto que sempre gostei e terminei sendo estimulado pelos excelentes livros de Concreto Armado do prof. Lauro Modesto dos Santos.
- A Análise que SEMPRE faço nas minhas afirmativas não são simplistas. Nas seções de pilares que estão submetidas à Flexão Composta (Oblíqua inclusive), Fazemos dezenas (28) combinações de ações nas seções, consideramos as tensões das barras, uma a uma, em função das suas posições geométricas na seção, diagrama de tensões no concreto até como parábola-retângulo, efeito de segunda ordem, etc, etc. Para se fazer tudo isto não precisamos ler nenhuma tese. Precisamos apenas saber e aplicar o que prescreve as Normas. Fazemos isto, caro amigo, desde a NBR-6118/78;
- Fizemos várias verificações em projetos REAIS e constatamos o que afirmei no meu texto original;
- Estas conclusões a que me referi nas mensagens anteriores foram mostradas e melhor detalhadas numa palestra que fiz em outubro do ano passado no ENECE-2015, aí em São Paulo, em que falamos sobre não-conformidades na resistência do concreto e os tipos de reforços em pilares, quando necessários.
- Qualquer projetista de estrutura poderá **reproduzir** isto que afirmei, portanto não tem nada de pessoal e muito menos uma opinião formada no calor das emoções. É a mais pura engenharia estrutural;
- REPETINDO O QUE FOI DITO ANTES: Para exemplificar, se num determinado pilar dimensionado para um  $f_{ck} = 50$  MPa, atuar uma **carga centrada** que exigiu uma taxa de armadura necessária e detalhada de 2%, se esta mesma peça for dimensionada para um  $f_{ck}$  de 44 MPa, a taxa de armadura necessária seria agora de 3%, ou seja 50% a mais. Se a taxa inicial fosse de 1%, então no segundo caso seria necessária 2%, ou seja o dobro. Veja então a sensibilidade do concreto em pilares, em relação ao  $f_{ck}$ !!!! Qualquer projetista ou mesmo estudante de engenharia, usando desde a NB-1/60, com os velhos conceitos de  $\sigma_R$ , verá que estas afirmações são verdadeiras. Não precisamos de teses para justificar isto. Precisamos apenas conhecer as Normas e saber aplicá-las. Para deixar bem claro, quero deixar evidenciado que não tenho nada contra tese. Pelo contrário. Acho que deveríamos ter muitas (tenho lido algumas), inclusive que elas gerassem patentes para o Brasil, coisa que parece ser pouca.
- Claro que nos edifícios este aumento de armadura pode ser menor porque a carga não é centrada, gerando sempre Flexão Composta nas seções;
- Em pilares de edifício haverá situação em que 5 MPa a menos gerar uma armadura 30% ou 40% maior. O senhor acha correto desprezar isto? 40Ø25 existentes substituir 52Ø25 necessários naquela seção? Eu como projetista não concordo. Procurarei enxugar o que puder nos meus cálculos para evitar o reforço, conforme foi publicado no trabalho ENECE-2015.

- Em não falei que 10% a menos na resistência do Concreto compromete a segurança estrutural. O amigo aqui terminou sendo injusto, talvez pelo calor da emoção (rrss!!!!). Falei que no nosso entendimento, em pilares não devemos ter tolerância com o fck e sim devemos verificarmos SEMPRE as seções quando for encontradas não-conformidades. Digo isto com a experiência de quem trabalha em projeto estrutural deste 1978 procurando fazer sempre da melhor forma possível, tentando acompanhar as evoluções tecnológicas tanto nos modelos estruturais como nos processos construtivos;
- Portanto meu caro amigo, no meu entendimento todas as minhas afirmações estão **RESPALDADAS** na nossa boa engenharia séria que procura seguir as Normas. Não se trata de nenhum ACHISMO como o amigo deixou transparecer, embora eu tenha certeza que no fundo, não é isto que o amigo de fato quis dizer;
- Nós como projetistas estruturais precisamos transformas as nossas conclusões em NÚMEROS, minimizando sempre que possível o uso de adjetivos ou achismos nos nossos relatórios. É preferível dizer que tal grandeza calculada vale X e que o limite normativo dela é  $Y < X$ , do que dizer simplesmente que X é muito grande, por exemplo;
- Temos consciência da falta de exatidão nos parâmetros que usamos na Engenharia: Os diagramas reais de tensões do aço e do concreto não são aqueles que vemos nas Normas. Os efeitos de fluência, retração e Rüsck dependem de tantas variáveis que também jamais são estimados com precisão. As cargas atuantes na estrutura, os modelos computacionais (ou manuais) que usamos nos cálculos estão distantes da estrutura real. Se quisermos desenvolver teses e mais teses para aprimorarmos estes e outros pontos em abertos na engenharia, teremos muito pano para a manga. No meu entendimento. Hoje só podemos agir em função do que as Normas prescrevem. Claro que outras versões virão aprimorando cada vez mais.
- Entendo também que pelo fato de não termos exatidão nos parâmetros usados no concreto, seja argumento para ignorar as suas variações com o tempo. Aqui no Nordeste tem um ditado que diz: quem não tem cachorro, caça com gato. Se a gente só encontra estes parâmetros nas Normas, então, enquanto elas não são atualizadas, temos que segui-las, usando o nosso entendimento que muitas vezes terminam sendo diferente de profissional para profissional..
- Embora sendo do "baixo clero" (rrss!!), em momento algum me senti constrangido ou inferiorizado quando discordei do amigo dizendo que era respeitosamente a discórdia, mesmo tendo conhecimento do seu conceito e prestígio na Engenharia.

O senhor então acha que os testemunhos extraídos nas regiões de linha neutra das vigas não sofrem mais o efeito Rüsck depois de 48 anos?

Vamos então deixar este último argumento da minha mensagem para depois, pela extensão já existente neste texto.

**Concluo afirmando que o amigo foi infeliz quando desqualificou as minhas afirmações.**

Aceite um forte abraço.

Antônio Alves Neto  
ENGEDATA - Engenharia Estrutural Ltda  
Rua Caio Pereira, 331  
Rosarinho, Recife - PE.  
CEP: 52041-010 Fone:(81) 3092.8200  
[engedata@engedata.eng.br](mailto:engedata@engedata.eng.br)

---

De: "'Paulo.Helene' [paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br) [comunidadeTQS]" <[comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br](mailto:comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br)>

Para: [comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br](mailto:comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br)

**Enviadas:** Sexta-feira, 19 de Agosto de 2016 7:46

**Assunto:** Re: [comunidadeTQS] Fck de testemunhos

Prezado Amigo Antonio Alves

Em primeiro lugar eu gosto das discussões técnicas respeitadas como as que você sempre pratica. Portanto nada de pedir desculpas ou constranger-se, ao contrário, fique à vontade, até porque me considero flexível e capaz de, humildemente, mudar de ideia e de procedimento caso me convença de uma alternativa melhor, respaldada por documentos e pesquisas.

Evidentemente que eu, diante de um caso específico, onde tenha sido Contratado, seja o responsável e no qual tenha todas as informações que considere necessárias, terei o cuidado de eleger apenas um fck justificando-o. Não fiz neste caso, citando que poderei ser 25 ou 30MPa, pela justificativa que dei, ou seja, tenho sido alertado por grandes amigos como o Aurélio e outros, para evitar de afirmar cateóricamente certas coisas que ainda são passíveis de controvérsias, em documentos públicos informais, como esta nossa valiosa rede. Porém isso não significa que eu esteja em dúvida quanto minha posição pois esta foi forjada a partir de muita pesquisa e estudo.

Diferentemente de você, com todo respeito, tenho escrito e publicado artigos científicos/técnicos com farta bibliografia confiável demonstrando como cheguei nas minhas posições atuais. Por exemplo veja em anexo o artigo meu publicado na Revista da ABECE e outros veículos; veja também este artigo que você pode baixar da website da PhD: link: <http://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/10/merged-5.pdf> Não posso me fundamentar em análises simplistas, pessoais e emitidas no calor das emoções com afirmativas como as suas de que 10% a menos de resistência do concreto compromete a segurança estrutural, sem nenhuma citação de teses, de normas ou mesmo de outros artigos que respaldem sua afirmação pessoal. Nesses dois artigos, com base nas normas brasileiras, americana, europeia e internacional (fib e ISO) nós mostramos que o fck final de verificação da segurança, partindo de mesmos resultados iniciais pode variar segundo cada norm, no exemplo do artigo, de 18,3 a 22, 1MPa. Em outras palavras, como somos engenheiros, eu adotaria 20MPa e obviamente jamais teria uma postura matematicista calculando com casa decimal ou algo diferente de uma escala de 5MPa.

Consulte, por favor a norma ACI 318 no capítulo 20 e também a norma europeia EN 206 (citada no EuroCode 2 como a norma a ser seguida para aceitação do concreto). Vais ficar surpreso ao constatar que ambas as normas aceitam como absolutamente normal valores individuais de resistência de um caminhão betoneira menor que 3,5 ou 4MPa até fck 035MPa (ou seja mais de 10%) e acima de 35MPa o critério é de  $0,9 \cdot f_{ck}$ , ou seja menos 10%. Observe lá que aceita-se isso como normal e sem necessidade nenhuma de consultar o calculista. Além dessas normas assim procederem há trabalhos da década de 70 (citados nos meus artigos) que demonstram científica e tecnicamente a importância da resistência do concreto na segurança da estrutura. Isso ocorreu naquela década porque o modelo mudou para um critério semi-probabilista e revolucionou a forma de projetar.

Poderia seguir adiante justificando, com bases científicas e documentos confiáveis, minha posição mas vou parar por aqui até porque na segunda-feira estarei na sua maravilhosa terra e certamente estaremos juntos para nos abraçar e seguir discutindo numa boa para finalizar com muita água de coco na beira da praia de Boa Viagem.

Finalizo me referindo a seu último argumento no pé de sua amável mensagem. Observe com calma e paciência que ali reside um importante conceito no qual divergimos. Você cita que extrair testemunhos a 40anos seria o mesmo que moldar corpos de prova do concreto fresco, guardá-los numa câmara úmida e rompê-los depois de 40anos! JAMAIS eu diria isso e nunca foi essa minha proposta. Justamente eu questiono essa sua posição e de outros pois esse crescimento somente ocorreu porque o corpo de prova está em condições relaxadas, sem carga e sem sofrer as demais ações da natureza tipo retração, deformação lenta, variação de temperatura, variação de umidade relativa, cargas cíclicas, molhagens e secagens, carbonatação, etc., etc. Então o fck da estrutura não é o fck do corpo de prova em condições confortáveis. Por isso a ACI 318 é clara e diz textualmente: não se deve considerar a idade, ou seja, nada de regressar a 28dias.

Seguimos...  
Grande abraço de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

[paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br)

[www.concretophd.com.br](http://www.concretophd.com.br) & [www.phd.eng.br](http://www.phd.eng.br)

*"The information contained in this message is confidential, privileged and protected by legal secrecy. If you are not the addressee of this message, please don't use it, or publish, or copy. Please remove its content from your database, records or control system, to avoid be held legally accountable."*

Em 18 de agosto de 2016 11:02, Antonio Alves Neto [antonioalvesneto@yahoo.com](mailto:antonioalvesneto@yahoo.com) [comunidadeTQS] <[comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br](mailto:comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br)> escreveu:

Prezado amigo prof. Paulo Helene.

Nós projetistas de estrutura quando nos deparamos com estes problemas, precisamos sempre definir um valor numérico para o fck a ser utilizado nas nossas verificações. É um problema que sempre enfrentamos porque os Relatórios de Extrações que recebemos dizem respeito geralmente aos resultados individuais de cada testemunho extraído.

Para nós projetistas estruturais, seria muito melhor se recebêssemos nestes Relatórios, já o valor do fck estimado daquele lote analisado ou daquele caminhão quando se encontra não-conformidade no concreto, por exemplo.

Geralmente nós projetistas é quem termina definindo o valor do fck adotado nas verificações que precisamos fazer.

Com relação ao caso particular do colega Bruno, tenho os seguintes comentários a fazer, alguns discordando respeitosamente do amigo:

- É verdade que variações pequenas no fck, por exemplo de 10%, tem pouca influência nas deformações de lajes e vigas, na resistência à Flexão Simples e até mesmo no Cisalhamento. Em outras palavras: dimensionar uma viga ou laje com fck = 40 MPa ou com fck = 35 MPa, a diferença de armadura encontrada é pequena que termina sendo absorvida pelos arredondamentos quando transformamos a área de aço em número de barras;
- Já na Flexão Composta, muitíssimo frequente nos pilares, dimensionar os pilares de um edifício com 50 MPa dá uma taxa de armadura bem diferente comparado ao uso de um fck igual a 45 MPa. Claro que não estou falando de armaduras mínimas.  
Quando o senhor diz que consideraria no caso um fck de 25 MPa ou 30 MPa, as diferenças nas verificações dos pilares poderão ser imensas, podendo gerar reforço num caso e no outro não;
- Para exemplificar, se num determinado pilar dimensionado para um fck = 50 MPa, atuar uma **carga centrada** que exigiu uma taxa de armadura necessária e detalhada de 2%, se esta mesma peça for dimensionada para um fck de 44 MPa, a taxa de armadura necessária seria agora de 3%, ou seja 50% a mais. Se a taxa inicial fosse de 1%, então no segundo caso seria necessária 2%, ou seja o dobro. Veja então a sensibilidade do concreto em pilares, em relação ao fck!!!!
- Por isto, no nosso entendimento, em pilares não devemos ter tolerância com o fck. Devemos verificar cada seção não-conforme, caso a caso. Podemos e até devemos considerar uma redução (calculada e justificada pelas formulações que dispomos nas Normas) no fator Rüsck quando se trata de edifícios altos e as não-conformidades de resistência encontradas estão nos pilares dos primeiros pavimentos. Geralmente fazemos isto nas nossas verificações;
- Também é verdade que o fck do concreto não terá mais nenhum crescimento significativo depois dos 48 anos;
- Considerando que os testemunhos são extraídos nas proximidades da linha neutra da seção das vigas ou horizontalmente nos pilares, eles são rompidos em **ensaios rápidos** recebendo uma compressão naquela direção que nunca recebera ao longo dos 48 anos de idade.  
Por isto, no meu entendimento o efeito Rüsck deve ser obrigatoriamente usado neste caso, e não desprezado como entendi dito pelo amigo;

- Lembrando que fazemos o dimensionamento à Flexão Simples e à Flexão Composta considerando um fator de redução 0.85 nas tensões do concreto, que teoricamente aconteceria bem antes dos 48 anos de idade. Em se tratando desta idade, no meu entendimento este fator poderia ser maior como demonstrei **numericamente** em mensagens anteriores;
- Se eu não tiver entendido errado, pelo entendimento do amigo poderíamos ainda aplicar os 10% a mais na resistência do concreto, por se tratar de extrações e assim o valor 28.1 MPa passaria para 30.9 MPa nas verificações.

Lembramos que a Norma recomenda os resultados de extrações com uma casa decimal, se não tiver enganado. Portanto nas verificações podemos usar estes valores quebrados sim, no intuito de evitar reforços;

- No dimensionamento do Concreto Estrutural, consideramos a resistência aos 28 dias acrescido de um ganho desta resistência que ele terá ao longo do tempo. Se fizermos a ruptura de corpos de provas ou de testemunhos, por exemplo aos 140 dias de idade, terei que descontar o ganho posterior embutido que já considerei ao fazer o dimensionamento com a idade de 28 dias. Se não estaríamos contando este ganho em DUPLICIDADE;
- Por isto discordo mais uma vez do amigo, com todo o respeito. Meu último argumento: Como tenho CERTEZA que o concreto crescerá depois dos 28 dias, então poderíamos orientar os nossos clientes para guardar vários corpos de prova devidamente acomodados de forma que pederíamos ir rompendo aos 63 dias, aos 90 dias ou 360 dias até ele ser aprovado? Isto poderia acontecer por exemplo se o fck de projeto fosse de 50 MPa e aos 28 dias tivesse dado apenas 45.5 MPa. Possivelmente com um ano de idade até ultrapasse os 50 MPa. Seria então aprovado?  
Não encontro nas nossas Normas nada que nos resguarde neste ponto.

Desculpas pela extensão do texto.

Um forte abraço deste seu amigo insistente na discussão deste tema.

Atenciosamente.

Antônio Alves Neto  
ENGEDATA - Engenharia Estrutural Ltda  
Rua Caio Pereira, 331  
Rosarinho, Recife - PE.  
CEP: 52041-010 Fone:(81) 3092.8200  
[engedata@engedata.eng.br](mailto:engedata@engedata.eng.br)

---

**De:** "'Paulo.Helene' [paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br) [comunidadeTQS]"  
<[comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br](mailto:comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br)>

**Para:** [comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br](mailto:comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br)

**Enviadas:** Quinta-feira, 18 de Agosto de 2016 9:02

**Assunto:** Re: [comunidadeTQS] Fck de testemunhos

Prezado Bruno

O assunto é bem interessante e complexo.

O ACI 318 declara explicitamente que não há porque levar em conta a idade e o fib model code e as publicações da fib omitem o tema e não consideram crescimento nem decréscimo de resistência por idade, ou seja, não declaram se sim nem se não.



Minha opiniao pessoal já explanei e volto a explanar é que diante de duas variáveis tao desconhecidas (quantocresceu?? e quanto decresceu???) e que se equivalem no tempo (os cimentos de antigamente cresciam muito mais que  $s=0,38$ ) o melhor é nao considerar nenhum dos efeitos.

Recebi sua explicação de que você já usou todos os recursos para identificar a regioao de menor resistência nessa obra e vou confiar que essa é uma hipótese verdadeira.

Dessa regioao você extraiu vários testemunhos, corrigiu de acordo com a ABNT NBR 7680 e obteve o valor a 40anos de idade de 28,1MPa.

Se assim for nao tenho dúvidas de que todas as demais regioes da estrutura têm resistência mais alta que essa.

Entao eu consideraria que você tem em suas maos o fck,est correspondente a 40anos de 28,1MPa.

A partir dessa idade, desde que nao ocorra acrescimos de carga maiores que os já existidos nesses 40anos a resistencia do concreto nao vai subir (já está bem hidratado)... nem descer (já sofreu efeitos de relaxação e acomodação interna pelos ciclos de carga e descarga e carga mantida...)

Portanto eu adotaria um fck de verificacao da segurança de 25MPa ou de 30MPa segundo seu bom senso e feeling dessa estrutura (está bem executada? tem bicheiras?, tem fissuras? tem flechas exageradas? as dimensoes estao corretas? o aço deve ser CA25? Está bem posicionado?).

Com esse fck, dimensionar/verificar no jeitao padrao usando gama c de 1,4, ou se sentir firmeza de verdade usar gamac de 1,27.

No caso de reforço e de aumento de cargas o raciocínio teria de ser melhor elaborado pois vamos fazer combinar e trabalhar juntos um concreto "fixo" e que já sofreu deformação lenta com um concreto " novo e mutável" que ainda vai crescer/decrescer e deformar-se....

Tenho certo receio de discutir publicamente esses temas com tomada de decisao e indicacao de numeros como você e o amigo Antonio estao me induzindo.

Cada caso é um caso e amanha algum Colega vai me citar ou dizer que o Paulo Helene faz assim e de repente naquele caso eu faria diferente.

Portanto quero humildemente dizer que nao disse nada do que foi dito ou seja, cada caso é um caso e caldo de galinha nao faz mal a ninguém.

Seguimos...  
Abraços de



Prof. Paulo Helene

Diretor

tel.: 55-11-9-5045-5562 ou tel.: 11-2501-4822

Rua Visconde de Ouro Preto 201 São Paulo SP 01303-060

[paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br)

[www.concretophd.com.br](http://www.concretophd.com.br) & [www.phd.eng.br](http://www.phd.eng.br)

*"The information contained in this message is confidential, privileged and protected by legal secrecy. If you are not the addressee of this message, please don't use it, or publish, or copy. Please*

*remove its content from your database, records or control system, to avoid be held legally accountable."*

2016-08-16 23:22 GMT-04:00 Antonio Alves Neto [antonioalvesneto@yahoo.com](mailto:antonioalvesneto@yahoo.com)  
[comunidadeTQS] <[comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br](mailto:comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br)>:

Caro Bruno.

Vou dá a minha opinião sobre este tema que sempre é um tema polêmico em que temos observadas opiniões diversas entre projetistas como também nos tecnologistas de concreto.

Considerando:

- que depois de 48 anos de idade todo o efeito Rüsç já está consumado na estrutura, assim como o efeito de retração e fluência no concreto;
- que aos 48 anos de idade, o concreto não ganhará mais resistência com o tempo;
- que os testemunhos são rompidas com carregamento rápido e portanto o efeito Rüsç continua presente nos resultados obtidos da prensa, embora não exista mais na própria estrutura.
- que ao longo dos 48 anos de idade, a estrutura carregada gera no concreto um fator do Efeito Rüsç  $\beta_2$  igual a 0.728;
- que neste mesmo período, com  $s=0.25$ , o concreto teria aumentado a sua resistência em 27.1%, ou seja,  $\beta_1=1.271$ ;
- os dois fatores citados anteriormente agindo simultaneamente, teríamos então um fator  $\beta = \beta_1 \times \beta_2 = 0.925$ , na idade de 48 anos;
- que sempre dimensionamos na flexão simples e na flexão composta usando o valor de  $\beta = 0.85$  e o fck aos 28 dias, pois fora dos 28 dias não temos mais fck e sim fe<sub>j</sub>;
- nas condições anteriores, se a carga total fosse aplica aos 28 dias de idade, o valor mínimo de  $\beta$  seria 0.787, três dias depois de aplicada a carga, e portanto menor que o 0.85 usado no dimensionamento, ou seja, teoricamente estaríamos contra a segurança.
- que se esta estrutura fosse carregada aos 63 dias de idade, o valor mínimo de  $\beta$  seria agora 0.85, sete dias depois de aplicada a carga, e portanto igual ao valor considerado quando fazemos o dimensionamento. No final dos 49 anos o valor de  $\beta$  seria também igual a 0.925;

Pelo exposto antes, no meu modesto entendimento, faria os seguintes procedimentos para chegar num fck estimado para cada lote:

- dividir a estrutura em lotes conforme recomenda a NBR-7680, em função das extrações feitas;
- para cada lote, calcular o fck estimado, da seguinte forma: Por exemplo, se o resultado das extrações for  $f_{ck,ext} = 28.1$  MPa.  
 $f_{ck} \text{ corrigido} = 28.1 \times 0.728 \times 0.925 / 0.85 = 22.3$  MPa;  
Como se trata de extração, podemos aumentar o fck corrigido em 10% (é o mesmo que dividir o gama-c por 1.1).  
Assim, o fck estimado deste lote seria  $f_{ck,est} = 22.3 \text{ MPa} \times 1.1 = 24.5$  MPa;
- Portanto, para este lote em que o  $f_{ck,ext} = 28.1$  MPa, faríamos as verificações desejadas no ELU considerando o  $f_{ck} = 24.5$  MPa e o gama-c = 1.4, como se tivéssemos verificando uma peça nova.

Espero ter ajudado.

Atenciosamente.

Antônio Alves Neto  
 ENGEDATA - Engenharia Estrutural Ltda  
 Rua Caio Pereira, 331  
 Rosarinho, Recife - PE.  
 CEP: 52041-010 Fone:(81) 3092.8200  
[engedata@engedata.eng.br](mailto:engedata@engedata.eng.br)

---

**De:** "Bruno Matos [bruno00matos@yahoo.com.br](mailto:bruno00matos@yahoo.com.br) [comunidadeTQS]"  
 <[comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br](mailto:comunidadeTQS@yahoogrupos.com.br)>

**Para:** Yahoo! Brazil <[comunidadetqs@yahoogrupos.com.br](mailto:comunidadetqs@yahoogrupos.com.br)>

**Enviadas:** Terça-feira, 16 de Agosto de 2016 17:19

**Assunto:** [comunidadeTQS] Fck de testemunhos

Boa tarde colegas,  
 Gostaria de tirar uma dúvida com os senhores.  
 Estou fazendo o estudo de uma estrutura existente com idade de 48 anos. Fiz a extração de testemunhos e os rompi.  
 Segui as recomendações da NBR 7680-1:2015 e no item 7.1.2- Avaliação da resistência do concreto para fins de verificação da segurança estrutural, determina o fck como sendo:

$$f_{ck,ext,seg} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci,ext}}{n}$$

E para a obtenção do fcd devo dividir o fck,ext,seg por 1,27 = 1,4/1,1, conforme NBR 6118:2014.

Para chegar no valor do fck,ext,seg; utilizei os coeficientes de correção do processo, K1 a K4.

Minha dúvida é a seguinte.

Esse fck,ext,seg não seria o fcj com j igual a 17.520 dias?  
 Então, eu não deveria trazer o valor do fc,17.520 para o valor do fc,28; seguindo as orientações do prof Paulo Helene e CEB-FIB?  
 Para então, eu ter o valor do fck a ser utilizado para análise da estrutura?

Para exemplificar seguem os valores encontrados por mim:

- De acordo com a NBR 7680-1:2015

fck,ext,seg= 28,08 MPa;

fcd, ext= 22,06 MPa;

- Trazendo o concreto de 48 anos para 28 dias

fcj = fc,17520 = fck,ext,seg = 28,08 MPa

adotando s=0,25

fc,28 = 22,09 MPa;

adotando Sd=5,5 (considerando se não fosse extração)

fck = 13,01 MPa

$$\frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = e^{s \cdot (1 - \sqrt{\frac{28}{j}})}$$

em que:

j: idade do concreto em dias;

$f_{c,j}$ : resistência à compressão média do concreto na idade j dias;

$f_{c,28}$ : resistência à compressão média a 28 dias;

s: coeficiente que depende do tipo de cimento

$$f_{c,j} = f_{ck} + 1,65 S_d$$

Porém, por ser extração e não corpos de provas moldados in loco, o que representa melhor a qualidade do concreto  $f_{c,28}=f_{ck}$ , logo meu  $f_{ck}$  seria 22,09 MPa.

No caso então  $f_{ck} = 20\text{MPa}$ ?

Obrigado

Eng Bruno Matos

---

Enviado por: Antonio Alves Neto <[antonioalvesneto@yahoo.com](mailto:antonioalvesneto@yahoo.com)>

[Responder através da web](#) • [através de email](#) • [Adicionar um novo tópico](#) • [Mensagens neste tópico \(16\)](#)

[VISITE SEU GRUPO](#) [Novos usuários](#) **11** |

**YAHOO!** GRUPOS  
BETA 0.1

[Privacidade](#) • [Sair do grupo](#) • [Termos de uso](#)

---

0