|  |  |
| --- | --- |
|  | 5 |
| **ASPECTOS GERAIS SOBRE A QUALIDADE DO PRODUTO EM PROJETOS DE CONCRETO** | |

Até o presente momento o texto se ateve a explicar, para você leitor, aspectos sobre o lançamento estrutural em um projeto de estruturas de concreto armado como também meios para sua análise. Porém, além disso você projetista ou aspirante a tal função deverá ter em mente que o sistema além de ter elementos “bem-posicionados” necessitará de ser durável. Em outras palavras o seu sistema, quando utilizado de maneira adequada, deverá conservar sua segurança, estabilidade e desempenho em serviço ao longo de um determinado prazo o qual daremos o nome de vida útil.

## A vida útil de uma estrutura

Normalmente, a vida útil é expressa em anos, sendo estabelecida pela maioria das Normas e Códigos do concreto (ver Quadro 5.1) uma vida útil de projeto (VUP) mínima de 50 anos para a maioria das estruturas e 100 anos para estruturas civis, como obras de infraestrutura, pontes, viadutos, barragens entre outras [3].

No caso brasileiro quem estabelece diretrizes mais claras sobre essa VUP é a ABNT NBR 15575 “Edificações Habitacionais” [4]. A referida norma é dividida em 6 partes, porém as partes que tratam dos assuntos relativos ao sistema estrutural em grande parte se concentram na parte 1 e 2.

|  |
| --- |
| Quadro 5.1 – Vida útil de projeto (VUP) mínima para várias normas [5]. |
| |  |  |  |  |  |  | | --- | --- | --- | --- | --- | --- | | **Tipo de estrutura** | **Vida Útil de Projeto (VUP) mínima** | | | | | | **BS 7543 (1992)** | **ISO 2394 (1998)** | **FIB 34 (2006) e EM 206-1 (2007)** | **NBR 15575 (2013)** | **FIB 53 (2010)** | | Temporárias | ≥ 10 anos | 1 a 5 anos | ≥ 10 anos | - | - | | Partes estruturais substituíveis (Ex.: apoios) | ≥ 10 anos | ≥ 25 anos | 10 a 25 anos | 23 a 20 anos | 25 a 30 anos | | Estruturas para agricultura e semelhantes | - | - | 15 a 30 anos | - | - | | Estruturas *offshore* | - | - | - | - | ≥ 35 anos | | Edifícios industriais e reformas | ≥ 30 anos | - | - | - | - | | Edifícios e outras estruturas comuns | - | ≥ 50 anos | ≥ 50 anos | 50 anos | ≥ 50 anos | | Edifícios novos e reformas de edifícios públicos | ≥ 60 anos | - | - | - | - | | Edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil | ≥ 120 anos | ≥ 100 anos | ≥ 100 anos | - | ≥ 100 anos | | Edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil | - | - | - | - | ≥ 200 anos | |

Conforme estabelecido na NBR 15575 [4] deve-se garantir uma VUP mínima de 50 anos para estruturas em geral, claro que sob a condição de manutenção periódica do sistema. A normativa no seu anexo C destaca que para se atingir a VUP mínima é necessário atender, simultaneamente, os cinco aspectos abaixo descritos:

1. Emprego de componentes e materiais de qualidade compatível com a VUP;
2. Execução com técnicas e métodos que possibilitem a obtenção da VUP;
3. Cumprimento em sua totalidade dos programas de manutenção corretiva e preventiva;
4. Atendimento aos cuidados preestabelecidos para se fazer um uso correto do edifício;
5. Utilização do edifício em concordância ao que foi previsto em projeto.

O item 7 da parte 2 da NBR 15575 [4] afirma que para atender a vida útil de projeto, deve-se garantir os seguintes requisitos gerais:

1. Não ruir ou perder a estabilidade de nenhuma de suas partes;
2. Prover segurança aos usuários sob ação de impactos, choques, vibrações e outras solicitações decorrentes da utilização normal da edificação, previsíveis na época do projeto;
3. Não provocar sensação de insegurança aos usuários pelas deformações de quaisquer elementos da edificação, admitindo-se tal exigência atendida caso as deformações se mantenham dentro dos limites estabelecidos nesta Norma;
4. Não repercutir em estados inaceitáveis de fissuração de vedação e acabamentos;
5. Não prejudicar a manobra normal de partes móveis, como portas e janelas, nem repercutir no funcionamento normal das instalações em face das deformações dos elementos estruturais;
6. Cumprir as disposições das ABNT NBR 5629, ABNT NBR 11682 e ABNT NBR 6122 relativamente às interações com o solo e com o entorno da edificação.

Podemos perceber que estes últimos são muitos similares ao que a NBR 6118 [2] fala sobre seus Estados Limites, fato muito observado no capítulo 3 desse texto. Portanto, é possível afirmar que nós projetistas temos que perceber que questões relativas à vida útil do sistema estão ligadas a de um projeto estrutural adequado e também a uma manutenção adequada.

## Aspectos da durabilidade para o projeto estrutural

Como vimos anteriormente para se garantir que um projeto tenha vida útil adequada é imprescindível que o sistema tenha durabilidade. Em termos de dicionário durabilidade é aquilo que está relacionado com a duração. Já a norma ISO define durabilidade como a capacidade do edifício ou seus elementos de desempenhar as funções requeridas durante um determinado período de tempo sobre influência dos agentes externos atuantes em situação de serviço [5].

O projetista deverá garantir por meio das suas indicações estruturas duráveis e compatíveis com a sua necessidade em serviço. Em suma os requisitos de projeto devem permitir que a estrutura esteja protegida de mecanismos de deterioração tanto da matriz cimentícia como o aço. Sobre a ótica do projeto estrutural podem ser regulados fatores como relação água-cimento, módulo de elasticidade, consumo de cimento e cobrimento por exemplo.

Souza e Ripper [6] afirmam que a durabilidade é afetada por três grandes fatores: (a) Falhas relacionadas a etapas de projeto; (b) Falhas relacionadas a etapas de execução; e (c) Falhas relacionadas a etapa de utilização. Porém a nível de projeto que o foco desse livro ele estabelece seis fatores, são eles:

1. Falta de compatibilização de projetos (arquitetônicos, estruturais, hidráulicos, elétricos etc.);
2. Má especificação de materiais;
3. Detalhamentos incorretos ou insuficientes;
4. Erros de dimensionamento;
5. Má definição de concepções estruturais, erro de dimensionamento de cargas atuantes etc.

Vista essas definições e apontamentos faremos agora uma explanação sobre os mecanismos de deterioração e como estabelecer critérios em projeto que mitiguem esses efeitos.

### Mecanismos de deterioração de estruturas de concreto

De acordo com a NBR 6118 [2] os mecanismos mais importantes para o envelhecimento de uma estrutura são dados a seguir:

1. Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto:

a.1) Lixiviação (águas puras e ácidas);

a.2) Expansão (sulfatos, magnésio);

a.3) Expansão (reação álcali-agregado);

a.4) Reações deletérias (superficial tipo eflorescências).

1. Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura:

b.1) Corrosão devida à carbonatação;

b.2) Corrosão por elevado teor de íon cloro (cloreto). c) Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita:

1. Ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas etc.

O Quadro 5.2 apresenta os principais mecanismos de deterioração da estrutura e suas consequências sobre o sistema estrutural.

|  |
| --- |
| Quadro 5.2 – Principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado [7,8]. |
|  |

#### Controles a nível de projeto para atendimento da durabilidade

Como visto no Quadro 5.2 o meio ambiente tem influência direta nos mecanismos de deterioração da estrutura. Por estes agentes estarem ligados ao meio ambiente a NBR 6118 [2] classifica no item 6.4 as possíveis zonas de exposição de uma estrutura de concreto qualquer, sendo que o Quadro 5.3 apresenta detalhadamente cada uma das chamadas classes de agressividade ambiental.

|  |
| --- |
| Quadro 5.3 - Classe de agressividade ambiental [2]. |
| |  |  |  |  | | --- | --- | --- | --- | | **Classe de agressividade ambiental** | **Agressividade** | **Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto** | **Risco de deterioração da estrutura** | | I | Fraca | Rural | Insignificante | | Submersa | | II | Moderada |  | Pequeno | | III | Forte |  | Grande | |  | | IV | Muito forte |  | Elevado | | Respingos de maré | | 1 Pode-se admitir um microclima com a classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).  2 Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.  3 Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas. | | | | |

Com isso o engenheiro responsável pelo projeto estrutural terá condições de qualificar a estrutura segundo os critérios de agressividade e, portanto, determinar as características necessárias da estrutura para atendimento aos requisitos de durabilidade.

Salientamos aqui que a ABNT NBR 12655 “Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - procedimento” [9] estabelece em seu item 4.2 que o engenheiro responsável pelo projeto deverá informar a resistência característica do concreto utilizado na estrutura () e em caso de etapas construtivas informar o (Resistência Característica à Compressão em uma idade determinada).

Além dessa classificação o professor Paulo Helene [10] introduz em seus textos técnicos o conceito de determinação da classe de agressividade em função do nível de exposição da estrutura ao micro-clima e também a substâncias de caráter agressivo. O Quadro 5.4 e Quadro 5.5 apresentam essas distinções de critérios.

|  |
| --- |
| Quadro 5.4 - Classe de agressividade ambiental em função das condições de exposição do microclima [10]. |
|  |

É importante salientar que a classificação do Quadro 5.5 é um critério rigoroso e normalmente exige ensaios preliminares para averiguar as condições de futura exposição da estrutura. No Brasil esses critérios normalmente são utilizados para projeto de estruturas de concreto destinadas a obras de infraestrutura como as Estações de Tratamento de Água e Esgoto.

|  |
| --- |
| Quadro 5.5 - Classe de agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto segundo valores referenciais CEB-FIP Model Code 1990 [10]. |
|  |

Medeiros *et al.* [7] e Helene [10] afirmam que a durabilidade um sistema estrutural em concreto dependerá da regra dos 4C, conforme descrito a seguir:

1. Composição ou traço;
2. Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
3. Cura efetiva do concreto na estrutura;
4. Cobrimento das armaduras.

Parte desta lista de critérios cabe ao projetista estrutural defini-los em um projeto de concreto armado. A composição ou traço do concreto normalmente é definida por um tecnologista do concreto ou especialista da área que trabalhe com métodos de dosagem, porém esse profissional necessita de uma informação básica a resistência característica à compressão do concreto ou e o abatimento. Com essas informações o tecnologista poderá definir o traço que atenda ao e abatimento desejado. Alguns fatores influenciam a escolha dessa propriedade e aqui falaremos do ponto de vista da durabilidade e vida útil das peças de concreto.

A NBR 6118 [2] em seu item 7.4 especifica a relação água-cimento máxima, classe do concreto apropriada dada a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) e consumo de cimento Portland. Outras classificações também podem ser vista em Helene [10].

|  |
| --- |
| Quadro 5.6 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto [2,9]. |
| |  |  |  |  |  |  | | --- | --- | --- | --- | --- | --- | |  |  | Classe de agressividade | | | | | I | II | III | IV | | Relação água/cimento em massa | CA | 0,65 | 0,60 | 0,55 | 0,45 | | Classe de concreto (ABNT NBR 8953) | CA | C20 | C25 | C30 | C40 | | Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto (kg/m3) | CA | 260 | 280 | 320 | 360 | | 1 O concreto empregado na execução de estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12 655 [9].  2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais do concreto armado. | | | | | | |

Em relação ao abatimento a classificação é dada pela NBR 8953 [11]. A consistência é dividida em cinco classes “S” conforme Quadro 5.7 e deverá ser definida em projeto juntamente com o .

|  |
| --- |
| Quadro 5.7 – Classe de consistência [11]. |
| |  |  |  | | --- | --- | --- | | **Classe** | **Abatimento** | **Aplicações típicas** | | **mm** | | S10 | 10 ≤ A < 50 | Concreto extrusado, vibroprensado ou centrifugado | | S50 | 50 ≤ A < 100 | Alguns tipos de pavimentos e de elementos de fundação | | S100 | 100 ≤ A < 160 | Elementos estruturais, com lançamento convencional do concreto | | S160 | 160 ≤ A < 220 | Elementos estruturais com lançamento bombeado do concreto | | S220 | ≥ 220 | Elementos estruturais esbeltos ou com alta densidade de armaduras | | NOTA 1 De comum acordo entre as partes, podem ser criadas classes especiais de consistência, explicitando a respectiva faixa de variação do abatimento.  NOTA 2 Os exemplos deste quadro são ilustrativos e não abrangem todos os tipos de aplicações. | | | |

A antiga versão da NBR 7212 [12] delimitava a tolerância permitida em cada uma das faixas de abatimento e normalmente as concreteiras padronizaram essas famílias de faixa de abatimento (exemplo: 5±1, 8±1, 10±2, 16±3, 22±3) . A [Votorantim cimentos](https://www.institutodeengenharia.org.br/site/wp-content/uploads/2017/10/arqnot10052.pdf) específica 460 famílias de traços em seu documento técnico. Em relação a tolerância a mesma é dada da seguinte forma:

1. Abatimento de 10 a 90 mm - tolerância 10 mm;
2. Abatimento de 100 a 150 mm - tolerância 20 mm;
3. Acima de 160 mm - tolerância 30 mm.

A propriedade no estado fresco que é fortemente influenciada pelo abatimento é a trabalhabilidade do concreto, tal propriedade é essencial para que ocorra o espalhamento adequado do concreto pelas fôrmas e além disso em situações de bombeamento do concreto a trabalhabilidade adequada não permite que o concreto sofra exsudação ou entupa a tubulação, causando problemas no ato de execução da peça estrutural.

Em linhas gerais o estudo do transporte por meio de bombeamento é complexo [13] e normalmente com a informação do projetista estrutural de recomendação de abatimento a construtora irá adequar o sistema de bombeamento para aquele nível de consistência. Algumas recomendações de abatimento são feitas na literatura para que o projetista estrutural possa se guiar nessa recomendação. São exemplo des recomendação a de Ripper [14] no Quadro 5.8 e de Helene e Terzian [15] no Quadro 5.9.

|  |
| --- |
| Quadro 5.8 – Limite de abatimento por tipo de peça estrutural [11]. |
|  |

|  |
| --- |
| Quadro 5.9 – Limite de abatimento de acordo com peça estrutural e taxa de armadura [15]. |
|  |

Além dos critérios estabelecidos de e abatimento o projetista deverá delimitar nos seus projetos o cobrimento das armaduras. A camada, dita cobrimento, inicia-se a partir da face externa da barra de aço (seja ela estribo em caso de vigas ou barras longitudinais em caso de lajes) e se estende por uma determinada espessura conforme descrito no Quadro 5.10 item 7.4.7.6 da NBR 6118 [2]. Esses valores são descritos conforme o tipo de elemento estrutural. A Figura 5.1 apresenta o detalhamento seções típicas em concreto armado onde é definido o cobrimento nominal ().

|  |
| --- |
| Quadro 5.10 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para = 10 mm [2]. |
| |  |  |  |  |  |  | | --- | --- | --- | --- | --- | --- | | **Tipo de estrutura** | **Componente ou elemento** | **Classe de agressividade ambiental (CAA)** | | | | | **I** | **II** | **III** | **IV2** | | **Cobrimento nominal (mm)** | | | | | **Concreto armado** | **Laje1** | 20 | 25 | 35 | 45 | | **Viga/Pilar** | 25 | 30 | 40 | 50 | | **Elementos estruturais em contato com solo3** | 30 | | 40 | 50 | | 1 Para a face superior de laje e vigas que serão revestidas com argamassas de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, com pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5 respeitando um cobrimento nominal 15 mm.  2 Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.  3 Nos trechos dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal 45 mm. | | | | | | |

|  |  |
| --- | --- |
| Figura 5.1 - Seções de concreto armado com a representação do cobrimento (). (a) Viga ou pilar de seção retangular; e (b) Laje de concreto armado. | |
|  |  |
| (a) | (b) |

Medeiros *et al.* [7] afirma que em uma estrutura de concreto, seja ela armado ou protendido, o aço é a parte mais sensível a ataque do meio ambiente e por essa razão as armaduras devem ficar protegidas através de uma espessura de concreto de cobrimento.

Essa “pele” de pasta, argamassa e concreto sobre o aço também possui características variáveis ao longo do tempo. Logo após a compactação e durante o período de cura, ela é altamente alcalina com pH de aproximadamente 12,6. A partir da interrupção da cura, inicia-se o processo de envelhecimento que poderá culminar com a despassivação das armaduras [7].

Observa-se que o cobrimento das armaduras tem uma importância fundamental no que se refere à vida útil das estruturas, assim como os procedimentos executivos têm consequências preponderantes na qualidade desta camada. Sendo assim, é imperativo que o cobrimento seja projetado e executado adequadamente, a fim de garantir o desempenho projetado para a estrutura [7].

A equação (5.1) representa o cobrimento nominal e suas parcelas. Pode-se notar que o cobrimento nominal é dado por um cobrimento mínimo acrescido de uma variação de cobrimento que para construção do Quadro 5.10 foi de 10 mm. A NBR 6118 [2] item 7.4.7.4 afirma que quando houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor = 5 mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Portanto pode-se reduzir me 5 mm os valores do Quadro 5.10.

|  |  |
| --- | --- |
|  | (5.1) |

A NBR 6118 [2] ainda delimita que em caso de adoção de um concreto com classe de resistência superior ao valor mínimo exigido os valores do Quadro 5.10 podem ser reduzidos em 5 mm também.

A Dimensão Máxima Característica do agregado graúdo (DMC) não poderá exceder o cobrimento nominal em 1,2 vezes () conforme item 7.4.7.6 da NBR 6118 [2].

A NBR 6118 [2] no item 7.4.7.5 ainda estabelece que os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (5.2) |

e

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | representa o número de barras do feixe de armadura. | (5.3) |

#### Controles a nível de canteiro de obras

Além dos requisitos essenciais na elaboração de projetos estruturais é comum também alguns apontamentos construtivos que se pode fazer a nível de projeto evitando que a estrutura de concreto armado possa vir a “contrair patologias” por efeito de um processo construtivo inadequado. Para isso é essencial que tanto engenheiro de projeto e engenheiro supervisor da construção mantenham um diálogo constante.

A normativa que regulamenta o processo construtivo de uma estrutura de concreto é a ABNT NBR 14931 “Execução de estruturas de concreto – procedimento” [16]. Tal normativa regulamenta esse arcabouço de recomendações para o famoso critério de “boas práticas” da construção em concreto. Logo é muito comum que engenheiros projetistas deixem notas em seus projetos recomendam alguns dos pontos estabelecidos nessa normativa, como por exemplo:

1. Cura de todos os elementos que os mesmos atinjam igual ou superior a 15 MPa;
2. O padrão de retirada de formas e escoramentos das estruturas de concreto;
3. Controle do concreto utilizado através dos planos de concretagem.

Na parte de controle do processo construtivo uns dos termos que mais poderá influenciar o projetista estrutural é a verificação do real do concreto aplicado, visto que esse nem sempre será o mesmo especificado em projeto. Isso deve ao fato da natureza de que a resistência mecânica do material possui uma variação intrínseca que mesmo com o melhor controle de qualidade no processo de dosagem não será eliminada. Portanto o engenheiro estrutural deve ficar atento ao controle realizado pelo supervisor do canteiro de forma que essa testagem do concreto garantirá que o concreto aplicado será o mesmo do especificado em projeto.

A determinação do é realizada por amostragem conforme orientações da NBR 12655 [9] e das equações (5.4) a .(5.6). Nesse caso é apresentado o modelo para amostragem parcial que é o que ocorre no dia a dia de estruturas usuais em concreto armado.

1. Para (número de amostras) 6 ≤ ≤ 20:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (5.4) |

Onde é a resistência à compressão na idade especificada; é igual a e despreza-se o valor mais alto de , se for ímpar; e são os valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente.

1. Para n ≥ 20:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (5.5) |
|  | (5.6) |

Onde é a resistência média dos exemplares do lote, (expressa em MPa); e é o desvio padrão dessa amostra de exemplares, (expressa em MPa).

O valor 1,65 corresponde ao quantil de 5,00%, ou seja, apenas 5% dos corpos de-prova possuem < , ou, ainda, 95,00% dos corpos-de-prova possuem ,. Já O desvio-padrão corresponde à distância entre a abscissa de e a do ponto de inflexão da curva (ponto em que ela muda de concavidade) [17].

É válido ressaltar que a NBR 12655 [9] reforça que para um controle parcial, em que são retirados exemplares de betonadas distintas, as amostras devem ser de no mínimo seis exemplares para os concretos do grupo I (classes até C50, inclusive) e 12 exemplares para os concretos do grupo II (classes superiores a C50), conforme estabelece a NBR 8953 [11].

Portanto verificado o o projetista estrutural terá ciência se o concreto aplicado atende a resistência especificada em projeto e em casos que a resistência desejada é muito superior ao concreto aplicado é necessária a situação de reforço estrutural das peças de concreto.

## Referências

[1] Lacerda EGM de. Análise não-linear de treliças pelo método dos elementos finitos posicional. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), 2014.

[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2014.

[3] Zumaeta Moncayo WJ. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. Mestrado em Estruturas. Universidade de São Paulo, 2011. https://doi.org/10.11606/D.18.2011.tde-19042011-085946.

[4] Kim N-H. Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis. 1st ed. 2015. New York, NY: Springer US : Imprint: Springer; 2015. https://doi.org/10.1007/978-1-4419-1746-1.

[5] Faglioni AF [UNESP. Análise não-linear física de vigas de concreto armado utilizando o elemento finito prismático regular linear associado ao de barra. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), 2006.

[6] Bueno JR, Loriggio DD. Analysis of second order effects: case study. Rev IBRACON Estrut Mater 2016;9:494–501. https://doi.org/10.1590/S1983-41952016000400002.

[7] Kimura A. Informática Aplicada a Estruturas de Concreto Armado. Editora Oficina de Textos; 2018.

[8] CAD/TQS. Modelo VI: Análise estrutural com pórtico espacial completo com Pilares + Vigas + Lajes. 20--. https://www.tqs.com.br/v16/destaques/modelo-vi-projeto-estrutural.html (accessed May 14, 2021).

[9] Carvalho JVS de. Desenvolvimento de uma biblioteca de elementos finitos de barras reticuladas para simulação de estruturas. Bacharelado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Catalão (UFCAT), 2020.

[10] Martha LF. Análise de estruturas: Conceitos e Métodos Básicos. 2010.

[11] Carvalho RC, Filho JRDF. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014. Edição: 4. Edufscar; 2014.

[12] Araújo JM de. Curso de concreto armado. vol. 2. Dunas; 2014.

[13] Ugural AC. Stresses in beams, plates, and shells. 2010.

[14] Szilard R. Theories and applications of plate analysis: classical, numerical, and engineering methods. Hoboken, NJ: John Wiley; 2004.

[15] Dias NL. A Teoria da Flexão de Placas Envolvendo a Equação Diferencial de Lagrange. Bacharelado em Matemática Aplicada. Universidade Federal do Rio Grande (FURG), 2019.

[16] Pinheiro LM. Tabela de Lajes. São Carlos: 2007.

[17] Bastos PS dos S. Lajes de concreto armado. Bauru: Unesp; 2020.

[18] Campos Filho A. Projeto de lajes maciças de concreto armado. Porto Alegre: 2014.

[19] Machado RD, Marino MA. Concreto Armado da UFPR 2016. Curitiba: 2016.

[20] Dal Prá AA. Análise de alternativas de projeto para pavimentos sem vigas em concreto armado. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 2012.

[21] Pinheiro LM, Muzardo CD, Santos SP. Capítulo 11: Lajes Maciças. Fundamentos do concreto e projeto de edifícios, São Carlos: 2003.

[22] Wight JK, MacGregor JG. Reinforced concrete: mechanics and design. 6th ed. Upper Saddle River, N.J: Pearson Prentice Hall; 2012.

[23] Barbirato CBC. Contribuições à análise de pavimentos de edifícios em laje nervurada. Mestrado em Estruturas. Universidade de São Paulo, 1997. https://doi.org/10.11606/D.18.2018.tde-04052018-190831.

[24] Duarte LS, Pereira Junior WM. Crítica ao modelo de cálculo permitido na NBR 6118:2014 para o caso das lajes nervuradas bidirecionais. ANAIS do 60o CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2018 – 60CBC2018, Foz Do Iguaçu: IBRACON; 2018.

[25] Carvalho RC, Pinheiro LM. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2. São Paulo: Pini; 2009.

[26] Stramandinoli JSB. Contribuição à análise de lajes nervuradas por analogia de grelha. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 2003.

[27] Bastos PS dos S. Vigas de concreto armado. Bauru: Unesp; 2017.

[28] Reis EMD. Análise de pavimentos de edifícios utilizando a analogia de grelha. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 2007.

[29] Hambly EC. Bridge Deck Behaviour. 2a edição. London: CRC Press; 1990.

[30] Benincá M. Comparação entre modelos de análise estrutural de edifícios em concreto armado. Bacharelado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2016.

[31] Rosa HC. Análise paramétrica de estabilidade de edifícios considerando a posição e seção dos pilares de concreto. Bacharelado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Goiás (UFG), 2018.

[32] Araújo JM de. Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado. Rio Grande: Editora Dunas; 2014.

[33] Halliday D, Resnick R, Walker J. Mecânica. vol. 1. LTC; n.d.

[34] Reis A, Camotim D. Estabilidade e Dimensionamento de Estruturas. Orion; 2012.

[35] Freitas FC, Luchi LAR, Ferreira WG. Global stability analysis of structures and actions to control their effects. Rev IBRACON Estrut Mater 2016;9:192–213. https://doi.org/10.1590/S1983-41952016000200003.

[36] Carmo RM dos S. Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado. Mestrado em Estruturas. Universidade de São Paulo, 1995. https://doi.org/10.11606/D.18.2018.tde-24042018-120327.

[37] Oliveira JCA de. Estimativa do índice global de esbeltez de edifícios altos de concreto armado. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de Brasília (UnB), 1998.

[38] Camicia RJ da M. Análise da estabilidade global de edifícios com múltiplos pavimentos em concreto armado com diferentes tipos de lajes e inclusão de núcleos rígidos. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), n.d.

[39] Longo LF. (Exemplo) Como é calculado o coeficiente Gama-Z? QiSuporte n.d. https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001181694--Exemplo-Como-%C3%A9-calculado-o-coeficiente-Gama-Z- (accessed May 17, 2021).

[40] Alva GMS. Deslocamentos horizontais em edifícios. Santa Maria: 20--.