

**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CARATINGA - ITC**  
**CLEBER RODRIGUES DE FREITAS**  
**JOSÉ ROBERTO DE FREITAS**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A NBR 6118/2003 E A**  
**NBR 6118/2014: ESTUDO DAS MUDANÇAS PARA**  
**CÁLCULO DE VIGAS**

**BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DOCTUM – MINAS GERAIS**  
**2015**

CLEBER RODRIGUES DE FREITAS  
JOSÉ ROBERTO DE FREITAS

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A NBR 6118/2003 E A  
NBR 6118/2014: ESTUDO DAS MUDANÇAS PARA  
CÁLCULO DE VIGAS**

Monografia apresentada à Banca examinadora da Faculdade de Engenharia Civil da Doctum-ITC, como exigência parcial de obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Orientador: \_\_\_\_\_

**DOCTUM – CARATINGA  
2015**



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CARATINGA - ITC  
FIC - Faculdades Integradas de Caratinga  
Credenciadas pela Portaria 1644 de 20/10/2008 MEC

Curso: ENGENHARIA CIVIL

FOLHA DE APROVAÇÃO

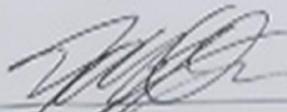
A monografia intitulada: Análise comparativa entre a NBR 6118/2003 e a NBR 6118/2014:  
estudo das mudanças para cálculo de vigas.

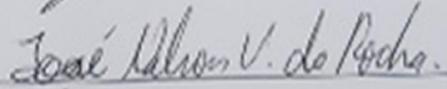
Elaborada pelo(s) aluno(s): Cleber Rodrigues de Freitas / José Roberto de Freitas

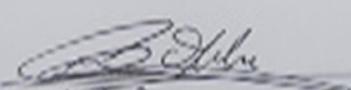
Foi aprovada por todos os membros da Banca Examinadora e aceita pelo curso de  
Engenharia Civil das Faculdades Integradas de Caratinga - FIC, como requisito parcial da  
obtenção do título de

BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL

Caratinga, 16 de Dezembro de 2015

  
Orientador

  
Examinador 1

  
Examinador 2

## RESUMO

O presente trabalho estuda vigas de concreto armado, com foco nas mudanças normativas, seguindo duas abordagens diferentes. A primeira segue os procedimentos apresentados na Norma Brasileira NBR 6118/2003 – Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento. A segunda segue a versão atual da Norma a NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento. Tendo como objetivo precípua de verificar o aumento do consumo de materiais. Primeiramente, realizou-se uma avaliação das mudanças no texto normativo, comparando-se as duas normas. A seguir definiu-se a viga a ser analisada de acordo com as normas. Depois, realizou-se o cálculo estrutural para cada versão da norma com concretos das classes C20 a C50. Foi feito o cálculo detalhado para uma classe de concreto em cada situação e os demais resultados dos cálculos foram obtidos a partir de planilhas eletrônicas. Os principais resultados obtidos foram: verificação da variação da área de aço para a armadura mínima, variação do limite resistente em função do novo limite da linha neutra tanto em armadura simples como em armadura dupla e variação dos valores das flechas em virtude da mudança dos módulos de elasticidade.

**Palavras-chaves:** Concreto armado, mudanças normativas, cálculo estrutural.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>5</b>
<b>2. CONSIDERAÇÕES CONCEITUAIS .....</b>	<b>7</b>
<b>3. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO .....</b>	<b>11</b>
3.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CONCRETO ARMADO .....	11
<b>3.1.1 Resistência à compressão .....</b>	<b>11</b>
<b>3.1.2 Resistência à tração .....</b>	<b>12</b>
<b>3.1.3 Módulo de elasticidade .....</b>	<b>13</b>
<b>3.1.4 Aço .....</b>	<b>144</b>
<b>3.1.5 Ações para concreto armado .....</b>	<b>155</b>
3.1.5.1 Coeficientes de ponderação das ações .....	16
3.1.5.2 Coeficientes de ponderação para os estados limites últimos.....	16
3.1.5.3 Coeficientes de ponderação para os estados limites de serviço.....	17
3.1.5.4 Combinações de ações.....	17
<b>3.1.6 Durabilidade da estrutura .....</b>	<b>18</b>
<b>3.1.7 Cobrimento nominal .....</b>	<b>19</b>
3.2 VIGAS.....	19
<b>3.2.1 Vãos efetivos.....</b>	<b>20</b>
<b>3.2.2 Pré-dimensionamento .....</b>	<b>20</b>
<b>3.2.3 Esforços .....</b>	<b>21</b>
<b>3.2.4 Dimensionamento da armadura longitudinal .....</b>	<b>21</b>
3.2.4.1 Hipóteses básicas para o cálculo.....	22
3.2.4.2 Domínios de deformação da seção transversal .....	24
<b>3.2.5 Armadura mínima .....</b>	<b>25</b>
<b>3.2.6 Armadura máxima .....</b>	<b>26</b>
<b>3.2.7 Dimensionamento da armadura transversal .....</b>	<b>27</b>
3.2.7.1 Verificação das diagonais de compressão.....	27
3.2.7.2 Parcela de força resistida pelo concreto .....	27
3.2.7.3 Cálculo da armadura transversal .....	28
3.2.7.4 Armaduras mínimas.....	28
3.2.7.5 Espaçamento entre estribos .....	29

<b>3.2.8 Estado limite de serviço</b> .....	<b>29</b>
3.2.8.1 Estado limite de abertura de fissuras .....	29
3.2.8.2 Estado limite de deformação excessiva .....	30
<b>4 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS COM AS DEVIDAS</b>	
<b>VERIFICAÇÕES</b> .....	<b>32</b>
4.1 ARMADURA DE FLEXÃO MÍNIMA .....	35
4.2 MÁXIMA ARMADURA SIMPLES.....	36
4.3 MOMENTO MÁXIMO RESISTIDO PELA SEÇÃO.....	39
4.4 ARMADURA DE CISALHAMENTO .....	39
<b>4.4.1 Verificação das diagonais de compressão</b> .....	<b>43</b>
4.4.1.1 Verificação da viga em estudo .....	43
<b>4.4.2 Parcela de força cortante resistida pelo concreto</b> .....	<b>43</b>
<b>4.4.3 Cálculo da armadura transversal</b> .....	<b>44</b>
<b>4.4.4 Estado limite de serviço</b> .....	<b>45</b>
4.4.4.1 Estado limite de abertura de fissuras .....	45
4.4.4.2 Estado limite de deformações excessivas (flechas).....	477
<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>49</b>
<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>511</b>
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>522</b>

## 1. INTRODUÇÃO

As mudanças normativas, necessárias para melhorar a qualidade e a segurança das estruturas, trazem mudanças na realização dos cálculos causando mudança no consumo de materiais. Para realizar o dimensionamento de uma estrutura de concreto armado é necessário seguir todas as recomendações normativas, o que acaba levando a um rigoroso estudo das normas em vigor, bem como a observância de melhores procedimentos adotados e aceitos por uma grande maioria de profissionais de renome, e as mudanças normativas requerem especial atenção. Este fato pode proporcionar um melhor entendimento do assunto e levar a uma análise melhor dos procedimentos necessários ao cálculo estrutural de um edifício.

Os conhecimentos adquiridos com este trabalho, juntamente com outros trabalhos sobre o assunto, podem se converter em fonte de pesquisa para os projetistas estruturais realizar seus trabalhos, a fim de se obter estruturas melhores dimensionadas, melhorando a eficiência e baixando o custo, que é um dos principais objetivos da engenharia, levando a um ganho social significativo. Também, tem-se a considerar que futuros estudantes possam usar o material para ajudar em suas formações, agregando conhecimentos e contribuindo para o aperfeiçoamento de novas técnicas construtivas.

A justificativa do trabalho está na necessidade de observação das atualizações normativas, já que o engenheiro deve trabalhar de acordo com a norma em vigor, verificando os impactos no consumo de materiais e estudando se há possibilidade de se obter alguma economia de material. Sendo que com isso pode-se avaliar os impactos financeiros acarretados pelas mudanças.

A delimitação está no dimensionamento de vigas, apenas.

A pergunta que se faz é: a mudança nos cálculos com a atualização da NBR 6118/2014 em relação à NBR 6118/2003, levaria a um aumento no consumo de materiais?

Os objetivos do trabalho se dividem em geral e específicos. No objetivo geral pretende-se realizar o dimensionamento de uma viga de acordo com as normas NBR 6118/2003 e NBR 6118/2014, para comparação dos resultados verificando se

houve aumento no consumo de materiais. Nos objetivos específicos pretende-se fazer a revisão bibliográfica, instalar o *Ftool*, elaborar planilha auxiliar; definir a viga a ser estudada; efetuar os cálculos de acordo com as duas versões da norma e analisar os resultados dos cálculos, verificando o impacto no consumo de materiais sobre os mesmos.

A hipótese é que as atualizações da norma trazem mudanças significativas nos resultados dos cálculos das estruturas, levando a uma mudança no consumo de materiais. A metodologia se divide nas seguintes partes: durante todo o processo a revisão bibliográfica teve como marca fundamental, a proximidade com o marco teórico para a definição entre a bibliografia básica e a complementar. Fez-se a comparação entre as duas normas para verificar as mudanças, definiu-se o pórtico para o estudo, instalou-se o programa *Ftool* para a obtenção dos esforços na estrutura e planilhas para realizar os cálculos. Em seguida, fez-se a análise dos resultados feitos a partir das duas versões da norma para se chegar às conclusões a respeito das mudanças normativas. A monografia é composta de três capítulos, sendo que, o primeiro trata das considerações conceituais, o segundo, do estudo das estruturas de concreto armado e o terceiro refere-se aos cálculos necessários para comparação dos resultados.

## 2. CONSIDERAÇÕES CONCEITUAIS

A Engenharia Civil estuda os casos de cálculos de estruturas desde a antiguidade, como cita o texto: “A Engenharia civil é considerada como a mais antiga especialidade – seus feitos datam de antes das pirâmides do Egito”<sup>1</sup>. Naquela época os estudos eram poucos, por isso, provavelmente, os cálculos eram feitos de forma empírica. Com o passar dos tempos, o aprimoramento dos estudos, a descoberta de novos métodos construtivos, novos materiais de construção, novas técnicas de construir, permitiram construir com maior segurança e custos cada vez menores.

Antes de existir o concreto armado as estruturas tinham de ter pilares com grandes diâmetros e estarem próximos uns aos outros e vigas também de grande seção transversal, justificado pelo fato da fragilidade dos materiais utilizados até então. Hoje, com a descoberta do cimento *Portland* há cerca de duzentos anos e com o desenvolvimento da siderurgia com a obtenção de aços cada vez melhores para a confecção de estruturas em concreto armado, tem-se a oportunidade de realizar obras de grandes dimensões com estruturas cada vez mais esbeltas. Com o desenvolvimento dessas indústrias vem também a necessidade de aprimoramento dos conhecimentos e novos estudos sobre o comportamento das estruturas que agora possuem grandes dimensões lineares.

É imprescindível o conhecimento do comportamento do aço e do concreto nessas estruturas, visto que materiais diferentes possuem comportamentos diferentes como, por exemplo, temos as barras de aço que têm grande resistência à tração e baixa resistência à compressão; e o concreto tem grande resistência à compressão e baixa resistência à tração, como cita o texto:

No concreto armado existe uma pequena dificuldade no fato que se deve levar em conta o conjunto de dois materiais de construção – o aço e o concreto – e o comportamento não linear desses materiais devido às solicitações<sup>2</sup>.

---

<sup>1</sup> HOLTZAPPLE, Mark T. e REECE, W. Dan. *Introdução à Engenharia*. Tradução de J. R. Souza, revisão técnica Fernando Ribeiro da Silva., Rio de Janeiro: LTC, 2006. p.7.

<sup>2</sup> LEONHARDT, F. e MONNING, E. *Construções de concreto*. v.1, 2ª reimpressão, Rio de Janeiro: Interciência, 2008. p. 8.

Então, fica claro que para ter estruturas cada vez melhores, é necessário o aprofundamento nos estudos das estruturas.

As atualizações da norma são necessárias para melhorar o sistema estrutural quanto aos requisitos de qualidade como o desempenho em serviço, durabilidade e segurança, conforme cita o texto da NBR 6118/2014:

as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil<sup>3</sup>.

Hoje, com o desenvolvimento da informática, há possibilidade de realização de muitos cálculos, principalmente o dos esforços atuantes nas estruturas, o que leva a uma estrutura melhor dimensionada, levando a uma utilização mais racional dos materiais. Com isso o trabalho do engenheiro ficou facilitado, mas, não significa que o aprofundamento dos estudos não seja necessário, conforme cita o texto, cuja obra será tomada como marco teórico:

Apesar de todo avanço no desenvolvimento de programas, cabe sempre ao projetista conceber e definir a melhor estrutura para cada situação e, para tanto, precisa conhecer com profundidade seu comportamento estrutural e fazer previsões de dimensões para que o desenvolvimento do projeto auxiliado por um programa de computador resulte em uma estrutura segura, racional, funcional e econômica<sup>4</sup>.

Para realizar o cálculo estrutural, deve-se conhecer bem os materiais de construção, pois estes apresentam diferentes características dependendo da região em que são explorados, como exemplo, o material graúdo para a região do leste mineiro que é a rocha gnaisse cujos cálculos deste trabalho levarão em consideração. A consideração das características dos materiais é importante para a realização dos cálculos, pois, cada material se comporta de forma diferente. Como explana o seguinte texto: “Todos, porém, devem ter em mente que aquelas

---

<sup>3</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014

<sup>4</sup> CARVALHO, Roberto Chust e PINHEIRO, Libano Miranda. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. v. 2. São Paulo: Pini, 2010. p.12.

deduções serão empregadas em materiais, cujas propriedades, limitações, vantagens e utilização deverão ser perfeitamente conhecidas”<sup>5</sup>

Deve-se também, conhecer as características e propriedades dos concretos, porque é através delas que se obtêm os parâmetros para o dimensionamento das estruturas em concreto armado, dentre as principais, a resistência à compressão sua mais importante característica, de onde a NBR6118 permite, por simplificação, a obtenção de vários outros parâmetros como a partir da resistência característica, obtêm-se a resistência à tração, os diagramas de tensão-deformação, módulo de elasticidade do concreto, módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson. De forma semelhante, deve-se conhecer as propriedades do aço a ser utilizado no dimensionamento.

Segundo Carvalho (2014), há diversos métodos para o cálculo de uma estrutura, entre eles estão o método clássico, que leva em consideração as cargas máximas de serviço tendo como desvantagens superdimensionamento das peças devido à consideração da carga máxima, mau aproveitamento dos materiais e impossibilidade de averiguar sua verdadeira margem de segurança. Métodos de cálculo na ruptura ou dos estados limites, que considera uma majoração nas cargas solicitantes, fazendo com que a segurança seja garantida e uma minoração nas resistências características dos materiais através de um coeficiente de minoração. Segundo este método dos estados limites é um processo simplificado de verificação da segurança sendo chamado de semiprobabilístico<sup>6</sup>.

Para realizar o cálculo estrutural pelo método dos estados limites precisam-se usar os coeficientes de ponderação das ações que atuam nas estruturas. As ações são resultados de todas as solicitações a que a estrutura está sujeita. Como exemplo tem para as ações permanentes o peso próprio e revestimentos. Para ações variáveis têm-se as cargas de utilização que depende da finalidade da construção.

A NBR 6118/2014 trouxe várias alterações em seu texto como a inclusão no item 8.2.1 dos concretos de alta resistência C55 a C90, no 5.3.1 destaca-se a necessidade de avaliação de conformidade do projeto realizado por um profissional independente e diferente do projetista.

---

<sup>5</sup> BAUER, L. A. Falcão. *Materiais de construção*. vol. 1. 5 ed., Rio de Janeiro: LTC 2012. p. 1.

<sup>6</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 4 ed., São Paulo: Edufscar, 2014. p 48.

Foi incluído na seção 8.2.8, para a obtenção do módulo de elasticidade inicial o fator  $\alpha E$ , dependente do agregado graúdo. Já para o módulo de elasticidade secante foi introduzido o fator  $\alpha_i$  de redução, obtido pela fórmula  $0,8+0,2f_{ck}/80 \leq 1,0$ . No item 9.4.2.4 o comprimento da ancoragem ficou limitado a  $25\phi$ . No item 14.6.4.3 que trata dos limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade, o limite da linha neutra ficou limitado em  $0,45d$  para concreto de até 50 Mpa com o objetivo de aumentar a capacidade de rotação deste elemento, sendo que na NBR 6118/2003 este limite era de  $0,50$  para concretos com  $f_{ck}$  menor que 35 Mpa e  $0,40$  para concretos de 40 a 50 Mpa.

O estudo da estrutura foi feito a partir do dimensionamento observando estas alterações.

### 3. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CONCRETO ARMADO

Uma estrutura de concreto armado é composta por concreto trabalhando à compressão e aço trabalhando à tração para resistir aos esforços solicitantes. Considera-se que os dois materiais trabalham solidariamente. O concreto é composto basicamente, por uma mistura de água, cimento, agregados miúdos e agregados graúdos que misturados a uma proporção adequada, dão resistência requerida aos elementos estruturais. Deve-se destacar que, como todo produto apresenta vantagens e desvantagens na sua utilização, como vantagem pode citar sua boa resistência à maioria das solicitações, boa trabalhabilidade se adaptando à várias formas dando maior liberdade ao projetista, permite obter estruturas monolíticas, as técnicas construtivas bastante difundidas, é durável resistente ao fogo e a choques e possibilita a pré-moldagem. Dentro das desvantagens destaca-se o peso específico elevado ( $25 \text{ kn/m}^3$  para concreto armado), é preciso a utilização de formas e reformas podem se tornar difíceis de se executar<sup>7</sup>.

##### 3.1.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão é a principal característica do concreto. Ela é obtida através de ensaios de corpos de prova submetidos à compressão centrada aos 28 dias, obtendo assim sua resistência à compressão característica  $F_{ck}$  obtido da seguinte forma: faz-se o ensaio de determinados corpos de prova obtendo a resistência à compressão. Em seguida faz-se uma média aritmética simples destes valores encontrando a resistência à compressão média  $F_{cm}$ , que juntamente com o desvio padrão da amostra encontra-se o  $F_{ck}$  pela fórmula:

$$F_{ck} = F_{cm} - 1,645.S$$

Sendo:

$F_{ck}$  = resistência característica do concreto.

---

<sup>7</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 4 ed, São Paulo: Edufscar 2014. p 21

Fcm= resistência média dos corpos de prova

S = desvio padrão

### 3.1.2 Resistência à tração

O concreto tem baixa resistência à tração, sendo desprezada nos cálculos que envolvem tração, mas tem grande importância na capacidade resistente das peças quando envolve os esforços cortantes e fissuração. Basicamente existem três tipos de ensaios à tração: flexotração, compressão diametral e tração pura. A NBR 6118/2014 admite que, na falta de ensaios, pode-se utilizar o Fctm e através dele obter o Fctk, inf e Fctk, sup pelas seguintes equações (para concretos até 50 Mpa):

$$F_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{F_{ck}^2}$$

$$F_{ctk, inf} = 0,7 \cdot F_{ctm}$$

$$F_{ctk, sup} = 1,3 \cdot F_{ctm}$$

Onde:

Fctm = resistência à tração média

Fctk, inf = resistência à tração inferior

Fctk, sup = resistência à tração superior

Estas características estão descritas no quadro 1 onde Fcd = resistência à compressão de cálculo:

**Quadro 1:** Características das classes do concreto (Mpa).

características das classes do concreto					
CONCRETO	Fck (Mpa)	Fcd (Mpa)	Fctm (Mpa)	Fctk,inf (Mpa)	Fctk,sup (Mpa)
C20	20	14,29	2,21	1,55	2,87
C25	25	17,86	2,56	1,80	3,33
C30	30	21,43	2,90	2,03	3,77
C35	35	25,00	3,21	2,25	4,17
C40	40	28,57	3,51	2,46	4,56
C45	45	32,14	3,80	2,66	4,93
C50	50	35,71	4,07	2,85	5,29

Fonte: o próprio autor.

### 3.1.3 Módulo de elasticidade

Módulo de elasticidade é uma grandeza mecânica definida a partir das relações entre tensões e deformações que mede a rigidez de um material sólido, de acordo com os diagramas tensão deformação. Figura 1.

O módulo de elasticidade é dividido em três componentes:

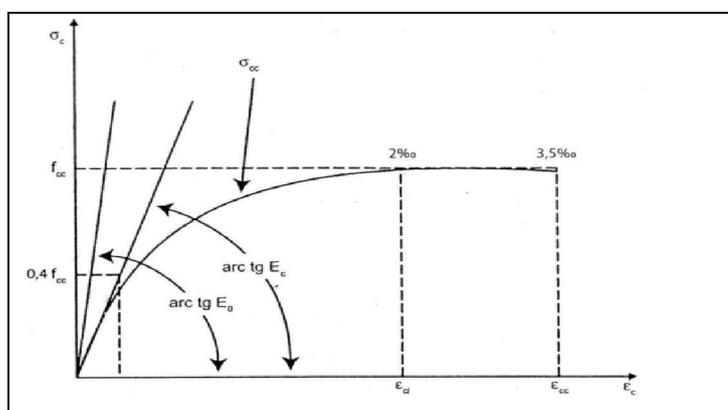
- módulo tangente: variável em cada ponto, dado pela inclinação da reta tangente à curva nesse ponto.
- módulo de deformação tangente na origem ou módulo de deformação inicial ( $E_{ci}$ ): dado pela inclinação da reta tangente à curva na origem.
- módulo secante ( $E_{cs}$ ): é variável em cada ponto e é obtido pela inclinação da reta que une esse ponto à origem<sup>8</sup>.

O módulo de deformação tangente inicial do concreto ( $E_{ci}$ ) é obtido pelo ensaio estabelecido na ABNT 8522/2008, considerado obtido aos 28 dias de idade. A NBR 6118 permite que se não forem realizados ensaios, ele pode ser estimado por meio de expressões.

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{Fck} \text{ NBR 6118/2003 }^9$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$$

**Figura 1:** Diagrama tensão-deformação do concreto.



Fonte: CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, (2014, p. 38)<sup>10</sup>.

<sup>8</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 4 ed., São Paulo: Edufscar 2014. p 38.

<sup>9</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2003. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

<sup>10</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 4 ed., São Paulo: Edufscar 2014. p 38

Onde:

$E_{ci}$  = módulo de elasticidade inicial

$E_{cs}$  = módulo de elasticidade secante

$F_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão

$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{F_{ck}}$  para concretos até 50 Mpa. NBR 6116/2014 <sup>11</sup>

$E_{cs} = \alpha_I \cdot E_{ci} \leq E_{ci}$

Onde:

$\alpha_E = 1,0$  para gnaisse (rocha predominante na região)

$\alpha_I = 0,8 + 0,2 \cdot F_{ck}/80$

O coeficiente  $\alpha_E$  depende da rocha utilizada como agregado graúdo, portanto os cálculos devem ser feitos levando em consideração a rocha predominante na região, no caso do leste mineiro onde a rocha predominante é a gnaisse o coeficiente é 1 (um). Nas regiões onde a rocha predominante é o granito o coeficiente é 1,2 (um virgula dois).

### 3.1.4 Aço

O aço usado na construção é dividido em CA25, CA50 e CA60<sup>12</sup>. Suas características mecânicas mais importantes são obtidas em ensaios de tração e são: resistência característica ( $F_{yk}$ ) que é a máxima tensão que o elemento pode suportar sem sofrer deformações permanentes, já o escoamento é quando as deformações são irreversíveis, limite de resistência ( $F_{stk}$ ) é a força máxima suportada pelo material e alongamento na ruptura é o aumento do comprimento do corpo de prova correspondente à ruptura, expresso por:

$$\epsilon = \frac{L1 - L0}{L0}$$

onde:

$L1$  = comprimento final

<sup>11</sup>ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

<sup>12</sup>CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 3 ed, São Paulo: Edufscar 2007. p 38

$L_0$  = comprimento inicial

$\epsilon$  = alongamento na ruptura

A deformação específica de cálculo ( $\epsilon_{yd}$ ) corresponde, para os aços com patamar de escoamento definido, ao início deste patamar. E é dado pela expressão:

$$\epsilon_{yd} = \frac{F_{yd}}{E_s}$$

onde:

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço (210.000 Mpa)

$F_{yd}$  = tensão de escoamento de cálculo do aço ( $F_{yk}/1,15$ )

Abaixo o quadro 2 destaca algumas destas características:

**Quadro 2:** Propriedades mecânicas dos aços.

Aço	$F_{yk}$ (Mpa)	$F_{yd}$ (Mpa)	$\epsilon_{yd}$ (%)	$\xi = x/d$
CA25	250	217	0,104	0,7709
CA50	500	435	0,207	0,6283
CA60	600	522	0,248	0,5900

Fonte: CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, (2007, p. 40).<sup>13</sup>

### 3.1.5 Ações para concreto armado

Segundo a NBR 8681/ 2003 ação é qualquer influência capaz de produzir estado de tensão ou deformação em uma estrutura. São divididas em permanentes, variáveis e excepcionais.

-permanentes: tem valores constantes durante toda a vida da construção.

-variáveis: são cargas previstas que irão atuar ao longo da vida prevista da construção.

-excepcionais: tem possibilidade rara de atuar durante a vida útil da construção.

Os valores representativos das ações estão definidos na ABNT NBR6120/1980<sup>14</sup>.

<sup>13</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 3 ed, São Paulo: Edufscar 2007. p 40

<sup>14</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cargas para o cálculo de estrutura de edificações*. NBR 6120: 1980. São Paulo, SP, 1980.

### 3.1.5.1 Coeficientes de ponderação das ações

A NBR6118 recomenda que as ações devam ser majoradas pelo coeficiente  $\gamma_f$ , dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Onde:

$\gamma_{f1}$  = considera a variabilidade das ações

$\gamma_{f2}$  = considera a simultaneidade de atuação das ações

$\gamma_{f3}$  = considera os possíveis desvios gerados nas construções e as aproximações feitas no projeto.

### 3.1.5.2 Coeficientes de ponderação para os estados limites últimos

A NBR6118 fornece os valores base para verificação dos estados limites últimos através dos quadros três e quatro:

**Quadro 3:** Valores do coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ .

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	desfavorável	Favorável	geral	temperatura	desfavorável	Favorável	desfavorável	Favorável
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Fonte: NBR 6118/2014 tab. 11.1<sup>15</sup>

<sup>15</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014. **tab. 11.1. pág 65**

**Quadro 4:** Valores do coeficiente  $\gamma_f2$ .

Ações		$\gamma_f2$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.  
<sup>b</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118/2014 tab. 11.2 <sup>16</sup>

### 3.1.5.3 Coeficientes de ponderação para os estados limites de serviço

Geralmente tomado igual a  $\gamma_f2$ , sendo ele variável conforme a verificação sendo dados pelo quadro 3 :

$\gamma_f2 = 1$  para combinações raras

$\gamma_f2 = \psi_1$  para combinações frequentes

$\gamma_f2 = \psi_2$  para combinações quase permanentes

### 3.1.5.4 Combinações de ações

É necessário fazer a combinação de ações para determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura para a verificação dos estados limites últimos e os estados limites de serviço<sup>17</sup>. Para o estado limite último utilizamos a expressão:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{eq} \cdot F_{eqk} + \gamma \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{eq} \cdot \psi_{0e} \cdot F_{eqk}$$

<sup>16</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014. **tab. 11.2. pág 65**

<sup>17</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, Atlas, 2014.

### 3.1.6 Durabilidade da estrutura

Há algumas décadas atrás, a durabilidade do concreto não era um assunto de maior importância, devido a consideração que ele era um material extremamente durável, mas, que com a experiência isso se mostrou o contrário, sendo atualmente um dos assuntos mais estudados na área de materiais da construção civil justificados pelos impactos econômicos dos serviços de reparo e manutenção.<sup>18</sup>

A durabilidade está diretamente relacionada com a agressividade do meio ambiente e que pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes de acordo com o quadro 5<sup>19</sup>.

**Quadro 5:** Classe das agressividades ambientais (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I		Fraca
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup> Marinha <sup>a</sup>	Pequeno
III	Forte	Industrial <sup>a, b</sup> Industrial <sup>a, c</sup>	Grande
IV	Muito forte	Respingos de maré	Elevado

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> 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.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118/2014. Tabela 6.1.<sup>20</sup>

### 3.1.7 Cobrimento nominal

<sup>18</sup> MEDEIROS, M. H. F. D.; HELENE, P. Durabilidade e proteção do concreto armado. **PEC**, 2009. Disponível em: <[http://www.pec.poli.br/sistema/material\\_disciplina/fotos/Mestrado%20Artigo%201%20Prote%C3%A7%C3%A3o%20Superficial%20%20Experimental%20Laborat%C3%B3rio.pdf](http://www.pec.poli.br/sistema/material_disciplina/fotos/Mestrado%20Artigo%201%20Prote%C3%A7%C3%A3o%20Superficial%20%20Experimental%20Laborat%C3%B3rio.pdf)>. Acesso em: 29 ago. 2015.

<sup>19</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

<sup>20</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014. **tab. 6.1. pág 17**

Deve ser considerado nos projetos e na execução um cobrimento nominal ( $C_{nom}$ ) que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $c$ ) em toda a extensão da peça, sendo que para  $\Delta c=10\text{mm}$  ela indica a tabela 1 a seguir<sup>21</sup>:

**Tabela 1.** Correspondência entre classes de agressividades ambiental e cobrimento nominal.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> 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.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: NBR 6118/2014. Tabela 7.1.<sup>22</sup>

Este cobrimento tem a finalidade de proteger a peça dos agentes agressivos que podem deteriorar a estrutura, sendo composto do cobrimento mínimo e um acréscimo variável dependente do controle de execução da obra.

### 3.2 VIGAS

Vigas são elementos que tem uma dimensão preponderante sobre as demais. A importância das vigas em uma estrutura de concreto armado é destacada no trabalho de Santos (2006), “um dos elementos estruturais mais comuns em vários tipos de construções, a viga é elemento fundamental de sustentação da maioria das

<sup>21</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

<sup>22</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014. **tab. 7.1. pág 18**

edificações de concreto armado<sup>23</sup>. Vigas são elementos que trabalham preponderantemente à flexão. Sendo que, usa-se viga retangular simples para pequenos vãos e vigas T para médios e grandes vãos. A recomendação é que as vigas não possam ter largura inferior a 12 cm<sup>24</sup>.

### 3.2.1 Vãos efetivos

O vão efetivo das vigas pode ser calculado pela expressão<sup>25</sup>:

$$L_{ef} = L_o + a_1 + a_2$$

Onde:

$L_{ef}$  = comprimento efetivo do vão

$L_o$  = comprimento livre entre os elementos

$a_1$  = menor valor entre  $T_1/2$  e  $0,3h$  ( $T$  = largura do pilar e  $h$  = altura da viga)

$a_2$  = menor valor entre  $T_2/2$  e  $0,3h$  ( $T$  = largura do pilar e  $h$  = altura da viga)

### 3.2.2 Pré-dimensionamento

A recomendação é que a largura da viga não seja menor que 12 cm, excepcionalmente admite-se utilizar 10 cm. E a relação entre o comprimento e altura seja maior que três. Como não existe recomendações sobre a altura inicial a ser adotada para vigas, será utilizada a expressão que determina a altura útil para a verificação da deformação excessiva<sup>26</sup>.

$$d \geq \frac{l}{\psi_2 \cdot \psi_3}$$

Em que:

$d$  = altura útil

$l$  = comprimento do vão

<sup>23</sup> SANTOS, D. D. Análise de vigas de concreto armado utilizando modelo de bielas e tirantes. *set.eesc.usp*, 2006. Disponível em: <[http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2006ME\\_DanielDosSantos.pdf](http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2006ME_DanielDosSantos.pdf)>. Acesso em: 29 ago. 2015.

<sup>24</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, Atlas, 2014.

<sup>25</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

<sup>26</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 4 ed, São Paulo: Edufscar 2014. p. 38.

$\psi_2$  = coeficiente dependente da situação da viga

$\psi_3$  = coeficiente dependente do tipo de aço

Os coeficientes são dados pelos quadros abaixo:

**Quadro 6:** Valores de  $\psi_2$  .

Vigas	$\psi_2$
Simplesmente apoiadas	1,0
Contínuas	1,2
Duplamente engastadas	1,7
Em balanço	0,5

Fonte: CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de.<sup>27</sup>

**Quadro 7:** Valores de  $\psi_3$ .

Aço	$\psi_3$
CA-25	25
CA-50	17
CA-60	15

Fonte: CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de.<sup>28</sup>

### 3.2.3 Esforços

Os esforços atuantes nas vigas podem ser uniformemente distribuídos ou concentrados dependendo da origem. Uniformemente distribuídos podemos considerar o peso próprio, as cargas das paredes, das lajes, etc. já as cargas concentradas tem como exemplo o pilar e vigas que apoiam em outras vigas. As

<sup>27</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. . Calculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. 4 ed., São Paulo: Edufscar 2014. p 100.

<sup>28</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. . Calculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. 4 ed., São Paulo: Edufscar 2014. p 100.

cargas podem ser obtidas pelo peso aparente dos materiais, para isso pode-se utilizar a tabela de cargas para o cálculo de estruturas de edificações da NBR 6120/1980<sup>29</sup>. De acordo com esta norma o peso próprio do concreto é 25 kn/m<sup>3</sup>, dos tijolos cerâmicos furados é 13 kn/m<sup>3</sup> e o peso da argamassa de revestimento composta de areia, cal e cimento é 19 kn/m<sup>3</sup>. Para a carga acidental, considerando o edifício como residencial, o valor é 2,00 kn/m<sup>2</sup>.

Com as cargas definidas pode-se efetuar o cálculo para a obtenção dos momentos fletores.

### 3.2.4 Dimensionamento da armadura longitudinal

O cálculo da armadura longitudinal é feito através do conceito de equilíbrio de forças atuantes na seção, sendo que o concreto resiste à compressão auxiliado ou não pelo aço e o aço resistindo à tração ou auxiliando o concreto na compressão como é o caso de armadura dupla. O cálculo é feito considerando o maior momento fletor atuando na seção, podendo ser o momento positivo no meio do vão ou negativo no caso dos apoios, sendo considerado um dos pontos mais importantes no detalhamento de peças de concreto armado<sup>30</sup>. O cálculo é feito no estado limite último de ruína, considerando as ações majoradas e as resistências minoradas por um coeficiente adequado, para que em situações reais de carregamento este limite não seja atingido garantindo assim a segurança.

#### 3.2.4.1 Hipóteses básicas para o cálculo

Para as vigas, consideram-se as seguintes hipóteses:

- Manutenção plana da seção transversal após a deformação;
- Solidariedade entre os materiais: concreto e aço;
- São desprezadas as tensões de tração do concreto;
- A ruína da seção transversal fica caracterizada pelas deformações de encurtamento específicas do concreto nas seções sob flexão ( $\epsilon_{cu} = 3,5\%$ ) e

---

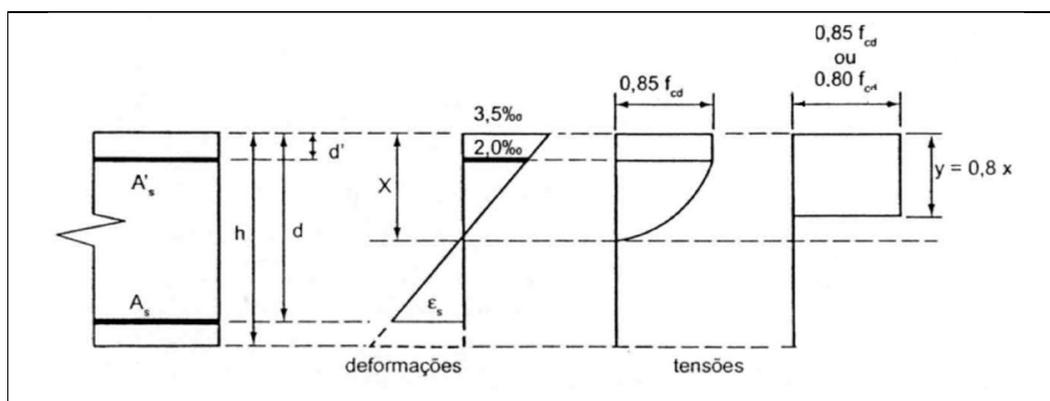
<sup>29</sup>ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cargas para o cálculo de estrutura de edificações*. NBR 6120: 1980. São Paulo, SP, 1980.

<sup>30</sup>CARVALHO, Roberto Chust e FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. *Calculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 4 edição, São Paulo: Edufscar 2014. p 111.

de alongamento do aço ( $\epsilon_s = 10\text{‰}$ ), sendo que, estes limites, juntamente com o encurtamento das seções totalmente comprimidas ( $\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$ ) é que definem os domínios de deformação.

- Para concretos até a classe C-50 considera-se as distribuições no concreto de acordo com o diagrama abaixo

**Figura 2** Diagrama de tensões no concreto no estado limite último para concretos de até 50 Mpa.



Fonte: (CARVALHO e FILHO, 2007, p. 40).<sup>31</sup>

Para a obtenção da área de aço necessária para resistir a um momento em uma determinada seção é necessário conhecer a posição da linha neutra que pode ser obtida pela fórmula:

$$X = \frac{0,68.d \pm \sqrt{(0,68.d)^2 - 4.0,272.(\frac{Md}{Bw.Fcd})}}{0,544}$$

$$A_s = \frac{Md}{Z.FS} \quad \text{Onde:}$$

X = posição da linha neutra

D = altura útil

Md = momento solicitante de cálculo

Bw = largura da viga

<sup>31</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 3 ed, São Paulo: Edufscar 2007. p 40

$F_{cd}$  = resistência à compressão de cálculo do concreto

$A_s$  = área de aço

$Z$  = braço de alavanca ( $d - 0,4 \cdot x$ )

$F_s$  = tensão atuante no aço

A altura útil ( $d$ ) pode ser obtida pela fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot w \cdot f_{cd} \cdot (0,68 \cdot \xi - 0,272 \cdot \xi^2)}}$$

onde:

$d$  = altura útil

$\xi$  = relação entre a linha neutra e a altura útil.

### 3.2.4.2 Domínios de deformação da seção transversal

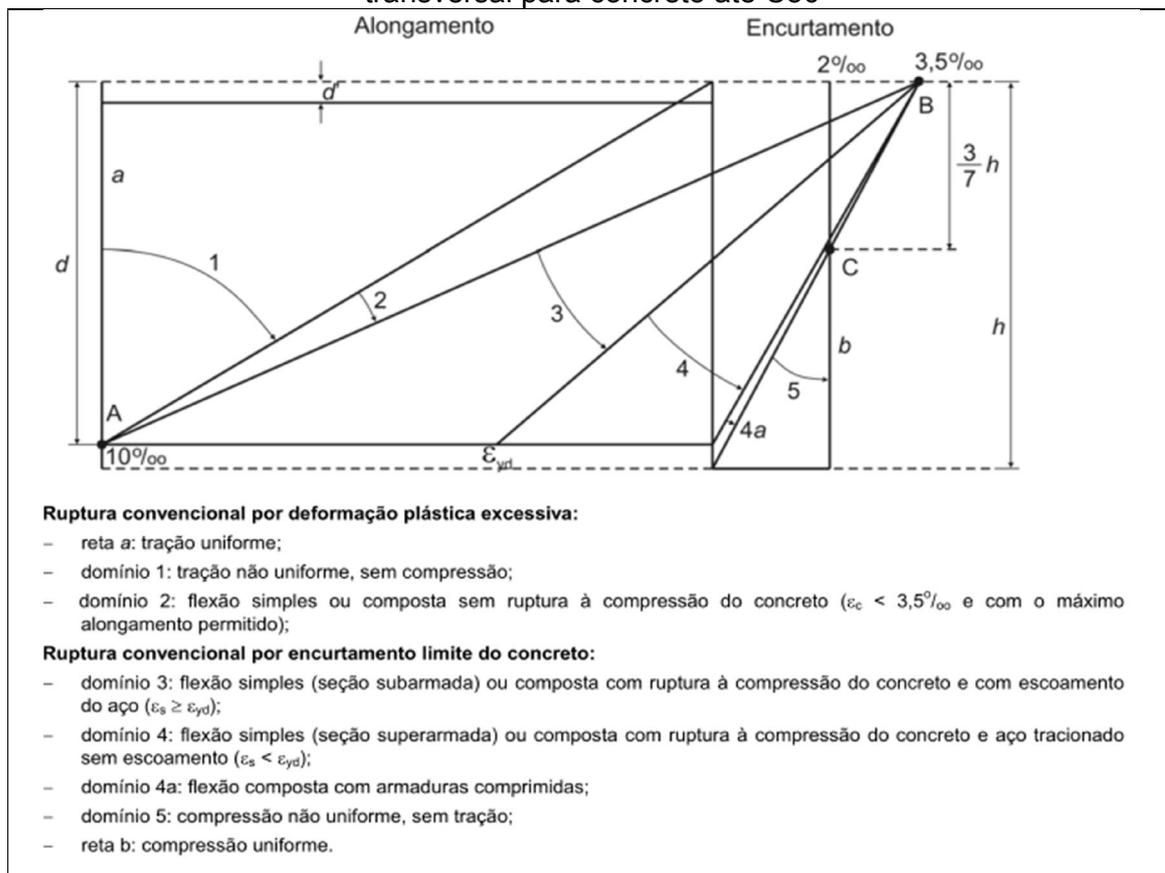
O domínio é necessário para determinar a resistência de cálculo da seção transversal, sendo possível determinar se irá acontecer a ruína da estrutura em função da deformação específica do aço e do concreto com determinado carregamento. Sendo esquematizado na figura 3.

O domínio 1 é caracterizado pela deformação do aço (10‰) sem compressão.

O domínio 2 é caracterizado pela deformação do aço (10‰) e pelo encurtamento do concreto < 3,5‰.

O domínio 3 é utilizado em parte, pois a linha neutra é limitada a um valor prescrito pela norma com a intenção de melhorar as condições de ductilidade.

**Figura 3:** Domínios de deformação no estado limite últimos em uma seção transversal para concreto até C50



Fonte: ABNT NBR 6118/2014 Fig. 17.1<sup>32</sup>

### 3.2.5 Armadura mínima

As taxas de armaduras mínimas sofreram variações significativas com a atualização da norma NBR 6118. As armaduras mínimas deverão respeitar os valores mínimos recomendados no item 17.3.5.2 da norma, com a intenção de melhorar o desempenho a flexão e auxiliar no controle da fissuração. Estes valores são obtidos conforme a seguir:

$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_{seção}$

Sendo que o valor de  $\rho_{min}$  para o uso do aço CA-50 é obtido das tabelas 2 e 3 de acordo com a versão da norma NBR 6118 :

<sup>32</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014. Pág 122

**Tabela 2:** Taxas mínimas de armaduras de flexão.

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^{1)}$ ( $A_{s,\min}/A_c$ )							
	$\omega_{\min}$	%						
	$f_{ck}$	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

<sup>1)</sup> Os valores de  $\rho_{\min}$  estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{\min}$  deve ser recalculado com base no valor de  $\omega_{\min}$  dado.

NOTA Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

Fonte: NBR 6118/2003. Tabela 17.3.<sup>33</sup>

**Tabela 3:** Taxas mínimas de armaduras de flexão.

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^a$ ( $A_{s,\min}/A_c$ )														
	%														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

<sup>a</sup> Os valores de  $\rho_{\min}$  estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $d/h = 0,8$  e  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{\min}$  deve ser recalculado.

Fonte: NBR 6118/2014. Tabela 17.3.<sup>34</sup>

### 3.2.6 Armadura máxima

De acordo com o item 17.3.5.2.4 da NBR 6118 de 2014, a soma das armaduras de tração e compressão não pode ultrapassar o limite de 4% da área da seção transversal de concreto e devem ser garantidas as condições de ductilidade requeridas no item 14.6.4.3, que limita a posição da linha neutra proporcionando o comportamento dúctil da viga. Esta limitação para a versão 2014 é  $0,45.d$  para

<sup>33</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2003. Rio de Janeiro, RJ, 2003. Pág 117

<sup>34</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014. Pág 130

concretos de até 50 Mpa e para a versão 2003 é 0,5.d para concretos de até 35 Mpa e 0,4.d para concretos acima de 35 Mpa até 50 Mpa.

### 3.2.7 Dimensionamento da armadura transversal

A armadura transversal deve ser devidamente calculada para que se ocorrer colapso da estrutura, esta ocorra pela ação do momento fletor e não pela ação da força cortante, pelo fato de que pela ação do momento fletor ocorrer grandes deformações, ou seja, é perceptível a ruína. O dimensionamento será feito de acordo com a analogia da treliça de Morsch.

#### 3.2.7.1 Verificação das diagonais de compressão

Para que seja garantida a segurança, é preciso verificar se o concreto das bielas comprimidas não será esmagado, para isso calculam-se as tensões de compressão do concreto nas bielas fazendo o equilíbrio de forças na seção, respeitando as equações:

$$V_{sd} \leq V_{rd2} \text{ e } V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$V_{sd}$  = força cortante solicitante de cálculo

$V_{rd2}$  = força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

$V_{rd3} = V_c + V_{sw}$  é a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal.

$V_c$  = parcela de força cortante absorvida pelo concreto, por mecanismos complementares ao de treliça.

$V_{sw}$  = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal.

#### 3.2.7.2 Parcela de força resistida pelo concreto

A força de cálculo resistida pelo concreto é dada pela equação:

$$V_c = 0,6 F_{ctd} \cdot b \cdot d$$

Onde:

$V_c$  = parcela de força do concreto

$F_{ctd}$  = Força característica de tração de cálculo do concreto

$b$  = largura

$d$  = altura

### 3.2.7.3 Cálculo da armadura transversal

O cálculo da armadura transversal é feito levando em consideração o maior esforço cortante da seção transversal de cada vão. Sendo que a força resistida pela armadura é a força solicitante total menos a parcela resistida pelo concreto.

### 3.2.7.4 Armaduras mínimas

De acordo com a NBR 6118 a armadura mínima em uma determinada seção transversal deve satisfazer a seguinte condição:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen} \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Onde:

$\rho_{sw}$  = taxa de armadura transversal

$A_{sw}$  = área da seção transversal dos estribos

$b_w$  = largura da viga

$s$  = espaçamento dos estribos

$\text{sen} \alpha$  = ângulo do estribo em relação ao eixo longitudinal da viga

$f_{ctm}$  = resistência à tração média do concreto

$f_{ywk}$  = resistência à tração característica do aço

### 3.2.7.5 Espaçamento entre estribos

O espaçamento do estribo é dado pela equação:

$$S = \frac{A_{st}}{\rho_{sw,90} \cdot B_w}$$

onde:

$s$  = espaçamento do estribo

$A_{st}$  = área da armadura transversal

$\rho_{sw, 90}$  = taxa de armadura transversal por metro de viga

$B_w$  = largura da viga

Deve ser observado o espaçamento mínimo para proporcionar um bom adensamento considerando para isto o diâmetro do vibrador.

Para o espaçamento máximo a NBR6118 em seu item 18.3.3.2 destaca:

- Se  $V_{sd} \leq 0,67 \cdot VRd2$ , então  $S \text{ máx} = 0,6 \cdot d \leq 300\text{mm}$
- Se  $V_{sd} \geq 0,67 \cdot VRd2$ , então  $S \text{ máx} = 0,3 \cdot d \leq 200 \text{ mm}$

### 3.2.8 Estado limite de serviço

A finalidade precípua do estado limite de serviço é garantir conforto ao usuário, funcionalidade e condições de durabilidade. Isto é feito com a limitação de fissuras e do deslocamento do elemento.

#### 3.2.8.1 Estado limite de abertura de fissuras

O estado limite de abertura de fissuras é determinado através da classe de agressividade ambiental e observado a tabela 13.4 da NBR 6118. Para este caso pode-se considerar a classe de agressividade I e o limite de abertura de fissuras 4mm. A viga é considerada fissurada quando o momento solicitante for maior que o momento de fissuração dado pela equação:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

Onde:

$\alpha = 1,5$  Para seções retangulares

$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt{f_{ck}}$  Para deformação excessiva;

$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$  Para formação de fissuras;

$I_c = \frac{Bh^3}{12}$  Momento de inércia da seção bruta de concreto

Se:

$M_S < M_R$  Estádio I sem fissuração

$M_S > M_R$  Estádio II com fissuração

O valor da abertura de fissuras é o menor dos seguintes valores:

$$W1 = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$W2 = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho} + 45 \right)$$

Onde:

$$\rho = \frac{A_{\emptyset}}{A_{critica}} \quad \text{Taxa de aço para a área crítica}$$

$A_{critica} = (c + \emptyset_t + \frac{\emptyset t}{2} + 7,5\emptyset) \cdot (c + \emptyset_t + \emptyset + \frac{eh}{2})$  área de envolvimento da barra

$$\sigma_{si} = \frac{F_{yd}}{1,4} \cdot \frac{g1+g2+0,4q}{g1+g2+q} \quad \text{tensão na armadura (Estádio II)}$$

g1 = peso próprio da viga

g2 = peso próprio dos demais elementos

q = carga acidental

$E_{si}$  = módulo de elasticidade da barra

$\emptyset$  = diâmetro da barra que protege a região considerada

$\eta$  = coeficiente de conformação superficial (2,25 para CA50)

$f_{ctm}$  = resistência média a tração do concreto

### 3.2.8.2 Estado limite de deformação excessiva

Esta verificação deve ser realizada para todos os elementos estruturais sujeitos à flexão. Os valores dos deslocamentos e rotações deverão ser determinados por modelos que considerem a rigidez das seções da peça estrutural, levando em consideração a armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo desta armadura e as deformações diferidas no tempo<sup>35</sup>. Os deslocamentos limites para aceitabilidade sensorial, para evitar vibrações e efeitos visuais desagradáveis, é feito limitando a flecha de acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118/2014. Sendo para efeitos visuais igual a L/250 ( L = comprimento) e vibrações excessivas igual a L/350. Para esta verificação utiliza-se a fórmula:

<sup>35</sup> CARVALHO, Roberto Chust e FILHO, Jasson Rodrigues de Figueire *Calculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*.do. 4 ed. São Paulo: Edufscar 2014. p 185.

$$a_i = \frac{\alpha_c \cdot p \cdot l^4}{(E \cdot I)_{eq}}$$

$a_i$  = flecha imediata

$a_f$  = flecha diferida no tempo

$a_c = a_i + a_f/2$  ( $a_c$  = contra-flecha)

$$a_f = \left( \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \rho'} \right) \cdot a_i \quad \rho' = \text{taxa de armadura comprimida (zero)}$$

$$\Delta \xi = \xi(\infty) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32}$$

$\xi(\infty) = 2$  para  $t$  maior que 70 meses ( $t$  em meses)

$\alpha_c = 5/384$  para vigas simplesmente apoiada

$p$  = carga definida por certa combinação

$l$  = vão da viga

$$(E \cdot I)_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_2 \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (\text{rigidez equivalente})$$

$I_c$  = momento de inércia da seção bruta de concreto

$I_2 = b \frac{X_2^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (X_2 - d)^2$  momento de inércia da seção fissurada de

concreto no estágio II, calculado com o coeficiente  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$

$X_2 = \alpha_e \cdot A_s \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$  posição da linha neutra no estágio II

$M_a$  = momento máximo no vão de acordo com as ações consideradas

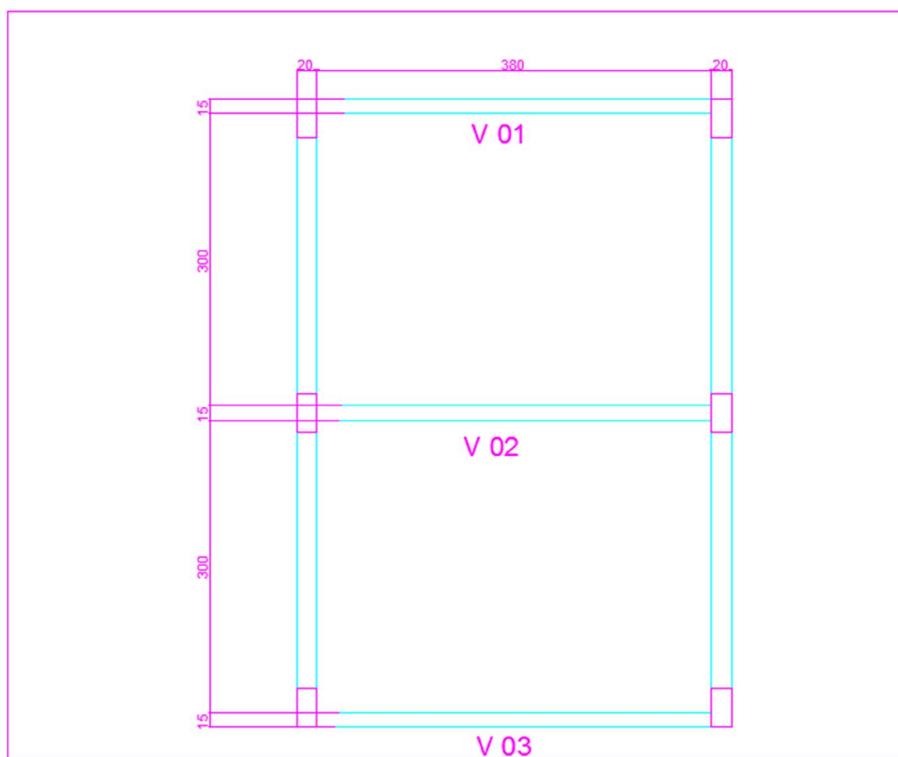
$M_r$  = momento de fissuração

$E_{cs}$  = módulo de elasticidade secante do concreto

## 4 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS COM AS DEVIDAS VERIFICAÇÕES

O dimensionamento das vigas pode ser considerado a etapa mais importante no dimensionamento estrutural e, devido às suas particularidades, é necessário realizar diversas verificações a fim de se obter um elemento que resista bem aos esforços solicitantes e ter boas condições de utilização como deformações dentro de certos limites e aberturas de fissuras limitadas para evitar deterioração da armadura, efeitos visuais desagradáveis, vibrações excessivas e mau funcionamento dos elementos que compõem a estrutura. Também tem-se que levar em consideração o parâmetro  $\alpha_e$ , introduzido pela NBR 6118/2014 para determinação do módulo de elasticidade inicial  $E_{ci}$ , dependente do agregado graúdo. Como o agregado graúdo varia de acordo com a região o profissional tem que estar atento a esta exigência. Para a região do leste mineiro o agregado graúdo é a rocha gnaisse e será considerada no cálculo.

Para verificação das mudanças será feito um dimensionamento de acordo com a NBR 6118/2003 e outra com a NBR 6118/2014. Também será feito comparações com armadura mínima, limite de resistência com armadura simples e máximo de resistência com armadura dupla para as classes de concretos da classe I (C20 a C50). A viga está representada na figura 4.

**Figura 4:** Planta baixa.

Fonte: o próprio autor.

- Laje pré-fabricada com as vigotas dispostas no sentido do menor vão.
- Determinação da altura da viga:

$$d \geq \frac{l}{\psi_2 \cdot \psi_3} \quad d \geq \frac{400}{1,0 \cdot 17,0} \quad d \geq 23,5 \text{ cm}$$

A altura mínima pode ser de 26 cm, considerando o cobrimento de 2,5 cm, mas para o exemplo será considerado a altura de 40 cm.

- A altura útil será a principio, tomada como 36,5 cm considerando o cobrimento como 2,5 cm, armadura transversal de 5 mm e armadura longitudinal de 10 mm.
- Comprimento efetivo:

$$L_{ef} \leq \begin{cases} L_0 + 2 \cdot (0,3 \cdot h) = 380 + 2 \cdot (0,3 \cdot 40) = 404 \text{ cm} \\ L_0 + 2 \cdot (0,5 \cdot l) = 380 + 2 \cdot (0,5 \cdot 20) = 400 \text{ cm} \end{cases}$$

- Carga distribuída na viga V2

$$\text{Peso próprio: } 0,15 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso parede: } 0,15 \text{ m} \times 2,60 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 = 5,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso do revestimento: } 0,03 \text{ m} \times 3,00 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 1,71 \text{ kN/m}$$

Peso da laje: pelo processo simplificado:  $3\text{m} \times 1\text{m} \times 0,10\text{m} \times 25\text{kn/m}^3 = 7,5\text{kn/m}$   
 permanente:  $15,78\text{kn/m}$

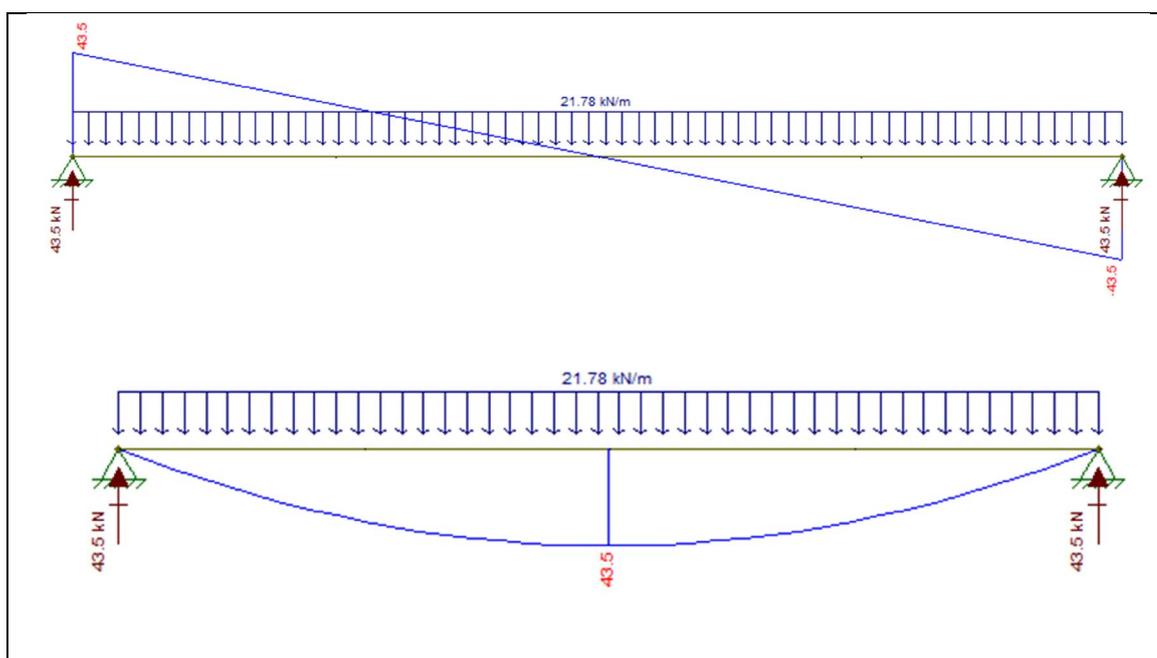
Carga acidental:  $3\text{m}^2 \times 2,00\text{kn/m}^3 = 6,00\text{kn/m}$

Momento devido ao peso próprio e carga acidental:  $21,78\text{kn/m} \times (4\text{m})^2/8$   
 $= 43,56\text{kn.m}$

Momento de cálculo (md) :  $43,56 \times 1,4 = 60,98\text{kn.m} = 6098\text{kn.cm}$

Valores das reações obtidas no *Ftool*<sup>36</sup>:

**Figura 5:** reações obtidas no *Ftool*.



Fonte: o próprio autor.

Cálculo da armadura longitudinal:

- Posição da linha neutra: C20

$$\bullet \quad X = \frac{0,68 \cdot d \pm \sqrt{(0,68 \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot \left(\frac{Md}{B_w \cdot Fcd}\right)}}{0,544}$$

$$\bullet \quad X = \frac{0,68 \cdot 36,5 \pm \sqrt{(0,68 \cdot 36,5)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot \left(\frac{6098}{15,1,429}\right)}}{0,544}$$

$$X = 13,45\text{ cm}$$

$$Z = d - 0,4 \cdot x \quad Z = 36,5 - 0,4 \cdot 13,45 = 31,12\text{ cm}$$

$$\bullet \quad A_s = \frac{Md}{Z.F_s} \quad A_s = \frac{6098}{31,12.43,5} = 4,50 \text{ cm}^2$$

Este cálculo atende tanto a NBR/2003 quanto a NBR/2014, verificando que as alterações atingem os limites de momentos resistidos e não as vigas que não estão nestes limites. Os resultados para as demais classes de concreto estão no quadro 8:

**Quadro 8:** armadura longitudinal para cada classe de concreto.

CONCRETO	(B) cm	(d) cm	Fcd(KN/CM <sup>2</sup> )	MD(KN.cm)	MD(KN.cm)	md2003/2014	AsI2003	AsI2014	2003/2014
C20	15	36,5	1,43	6098	6098	1	4,50	4,50	0
C25	15	36,5	1,79	6098	6098	1	4,33	4,33	0
C30	15	36,5	2,14	6098	6098	1	4,23	4,23	0
C35	15	36,5	2,5	6098	6098	1	4,16	4,16	0
C40	15	36,5	2,86	6098	6098	1	4,12	4,12	0
C45	15	36,5	3,21	6098	6098	1	4,08	4,08	0
C50	15	36,5	3,57	6098	6098	1	4,06	4,06	0

Fonte: o próprio autor.

#### 4.1 ARMADURA DE FLEXÃO MÍNIMA

Para armadura mínima a NBR 6118 dispõem de tabelas. Será feito um cálculo demonstrativo e o restante em planilhas.

$A_{s,min} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_{\text{seção}}$

$$A_{s,min} = 0,15/100 \cdot 15\text{cm} \cdot 40\text{cm} = 0,9 \text{ cm}^2 \quad (2003)$$

$$A_{s,min} = 0,15/100 \cdot 15\text{cm} \cdot 40\text{cm} = 0,9 \text{ cm}^2 \quad (2014)$$

Variação (2003/2014):

$$V = \{ [A_{s,min}(2003)/A_{s,min}(2014)] - 1 \} \times 100$$

$$V = [(0,9\text{cm}^2/0,9\text{cm}^2) - 1] \times 100$$

$$V = 0 \%$$

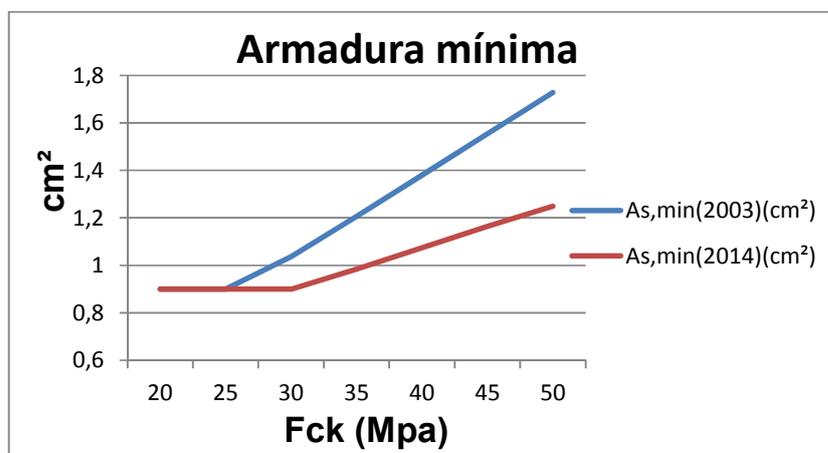
**Tabela 4:** Armadura mínima para a viga V2 em função da classe de concreto.

ARMADURAS MÍNIMAS							
CONCRETO	LARGURA (B)	ALTURA (H)	TAXAS (2003)(%)	TAXAS (2014)(%)	As,min(2003)(cm <sup>2</sup> )	As,min(2014)(cm <sup>2</sup> )	Variação(%)2003/2014
C20	15	40	0,15	0,15	0,9	0,9	0
C25	15	40	0,15	0,15	0,9	0,9	0
C30	15	40	0,17	0,15	1,04	0,9	15,33
C35	15	40	0,20	0,164	1,21	0,98	22,56
C40	15	40	0,23	0,179	1,38	1,07	28,49
C45	15	40	0,26	0,194	1,55	1,16	33,51
C50	15	40	0,29	0,208	1,73	1,25	38,46

Fonte: o próprio autor.

Para as classes C20 e C25 não houve variação na taxa de armadura mínima, já para as demais classes, a variação é significativa chegando no caso do C50 a 38,46 %. Esta diminuição das taxas, com conseqüente diminuição da área de aço mínima pode proporcionar economia, pois, nas vigas menos solicitadas a área de aço pode ser menor. Em construções é comum ter vigas com momento pequeno e usar alturas de vigas padronizadas para facilitar o cimbramento o que leva a ter seções com armaduras mínimas.

**Gráfico 1:** Armadura mínima para a viga V2 em função da classe de concreto.



Fonte: o próprio autor.

#### 4.2 MÁXIMA ARMADURA SIMPLES

A atualização da norma trouxe mudanças para a quantidade máxima de área de aço para uma determinada seção transversal devido à alteração do limite da linha neutra, pois, a área de aço depende do momento fletor e este sofreu variação devido a mudança na linha neutra. O limite da linha neutra imposto pela norma se justifica na busca em melhorar as condições de ductilidade do elemento.

O momento máximo pode ser obtido pela equação:

$$M_d = (0,68 \cdot \xi \cdot d^2 - 0,272 \cdot \xi^2 \cdot d^2) \cdot B_w \cdot F_{cd} \quad \xi = \frac{x}{D}$$

Onde:

$M_d$  = momento solicitante de cálculo

$x$  = posição da linha neutra

$d$  = altura útil da seção

$B_w$  = largura da seção

$F_{cd}$  = resistência de compressão de cálculo do concreto ( $F_{ck}/1,4$ )

Posição da linha neutra (x) para concreto C20:

Limitado a 0,50d (2003)

$$X = 0,50 \cdot 36,5\text{cm} = 18,25\text{cm}$$

Limitado a 0,45d (2014)

$$X = 0,45 \cdot 36,5 = 16,425\text{cm}$$

Braço de alavanca(z):

$$Z = d - 0,4X$$

$$Z = 36,5 - 0,4 \cdot 18,25\text{cm} \quad (2003)$$

$$Z = 29,2\text{cm}$$

$$Z = 36,5 - 0,4 \cdot 16,425\text{cm} \quad (2014)$$

$$Z = 29,93\text{cm}$$

Determinado o momento fletor, a posição da linha neutra e o braço de alavanca, a área de aço pode ser obtida pela equação:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}}$$

Onde:

$A_s$  = área da seção transversal do aço.

$M_d$  = momento fletor solicitante de cálculo

$z$  = braço de alavanca

$f_{yd}$  = resistência à tração do aço

$$M_d = (0,68 \cdot 0,5 \cdot 36,5^2 - 0,272 \cdot 0,5^2 \cdot 36,5^2) \cdot 15 \cdot 1,428 \quad (2003)$$

$$M_d = 7.764,73 \text{ kn.cm}$$

$$M_d = (0,68 \cdot 0,45 \cdot 36,5^2 - 0,272 \cdot 0,45^2 \cdot 36,5^2) \cdot 15 \cdot 1,428 \quad (2014)$$

$$M_d = 7.162,96 \text{ kn.cm}$$

$$A_s = \frac{7.764,73 \text{ kn.cm}}{29,2\text{cm} \cdot 43,5\text{kn/cm}^2} \quad (2003)$$

$$A_s = 6,11\text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{7.162,96 \text{ kn.cm}}{29,93\text{cm} \cdot 43,5\text{kn/cm}^2} \quad (2014)$$

$$A_s = 5,50\text{cm}^2$$

Variação 2003/2014 (%)

$$V = [(A_s,2003/A_s,2014) - 1] \times 100$$

$$V = [(6,11/5,5) - 1] \times 100$$

$$V = 11,111 \%$$

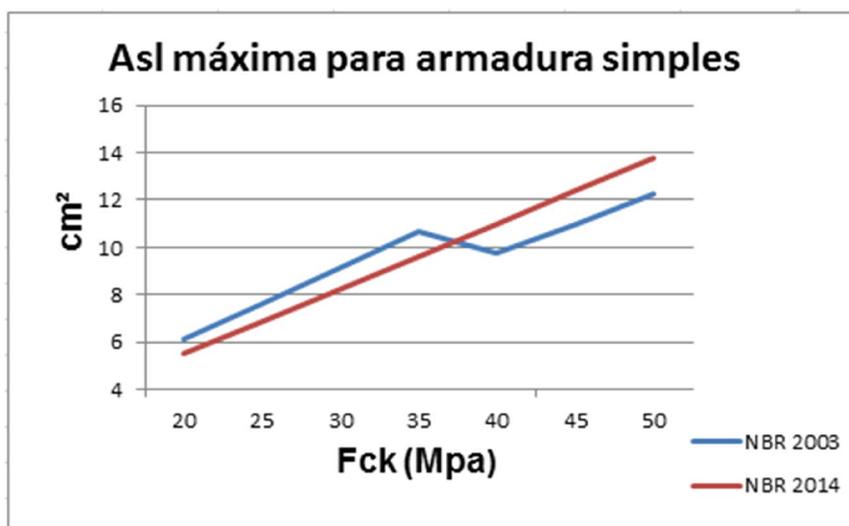
Os resultados são mostrados na tabela 5 e no gráfico 2.

**Tabela 5:** Variação da área de aço em função do momento máximo resistido pela viga.

CONCRETO	(B)	(d)	Fcd(KN/CM <sup>2</sup> )	MD(KN.cm)2003	MD(KN.cm)2014	md2003/2014 %	Asl2003	Asl2014	2003/2014 %
C20	15	36,5	1,43	7764,73	7162,96	1,08	6,11	5,50	11,11
C25	15	36,5	1,79	9706,32	8954,08	1,08	7,64	6,88	11,11
C30	15	36,5	2,14	11647,36	10744,69	1,08	9,17	8,25	11,11
C35	15	36,5	2,5	13588,95	12535,81	1,08	10,70	9,63	11,11
C40	15	36,5	2,86	13045,20	14326,42	0,91	9,78	11,00	-11,11
C45	15	36,5	3,21	14675,67	16117,04	0,91	11,00	12,38	-11,11
C50	15	36,5	3,57	16306,61	17908,15	0,91	12,23	13,75	-11,11

Fonte: o próprio autor.

**Gráfico 2:** Variação da área de aço em função do momento máximo resistido pela viga.



Fonte: o próprio autor.

Como o limite imposto pela NBR 2014 diminui o momento resistido pela seção de concreto será feito o cálculo para determinar a nova altura da viga para resistir o mesmo momento da NBR 2003.

$$d = \sqrt{\frac{Md}{bw \cdot fcd \cdot (0,68 \cdot \xi - 0,272 \cdot \xi^2)}} = \sqrt{\frac{7.764,73 \text{ kn. cm}}{15.1,428 \cdot (0,68 \cdot 0,45 - 0,272 \cdot 0,45^2)}}$$

$$d = 38 \text{ cm}$$

$$H = 38\text{cm} + 3,5\text{cm} = 41,5\text{cm} \quad ((41,5\text{cm}/40\text{cm}) - 1) \times 100 = 3,75\%$$

Como o momento fletor resistente é dependente da posição da linha neutra e esta teve alterações de acordo com a versão da norma, observa-se que para as classes de concreto C20 a C35 a versão 2003 admitia um momento maior e como consequência uma maior área de aço com um maior aproveitamento do concreto em comparação com a versão 2014, já para os concretos C40 a C50 ocorre o inverso. Com relação à nova altura da viga para resistir o mesmo momento da versão anterior houve um aumento de 3,75 % para concretos de até 35 Mpa e diminuição no mesmo percentual para concretos acima de 35 e abaixo de 50 Mpa.

#### 4.3 MOMENTO MÁXIMO RESISTIDO PELA SEÇÃO

O momento máximo resistido pela seção é limitado pela máxima taxa de aço que a seção pode comportar. Segundo a NBR 6118 a taxa máxima de aço em uma seção transversal é 4% da área de concreto. Então, para determinar o momento máximo resistido pela seção, deve-se determinar o momento máximo com armadura simples ( $M_{dlim}$ ) e a área de aço para este momento. Em seguida, subtrai-se esta área de aço da área de aço máxima para a seção e divide o resultado por dois, obtendo a armadura que irá resistir a compressão restante. Definida a área de aço de compressão ( $A_{s2}$ ), podemos obter o momento máximo resistido pela seção ( $M_{dmáx}$ ), sabendo que  $M_{dmáx} = M_{dlim} + M_2$  através pela seguinte equação:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{z \cdot f_{yd}} \longrightarrow M_2 = A_{s2} \cdot z \cdot f_{yd}$$

Onde:

$A_{s2}$  = área de aço comprimida

$M_2$  = diferença entre o momento máximo e o momento limite

$Z = (d - d')$   $d'$  = distância do centro de gravidade da armadura comprimida até a fibra mais comprimida de concreto.

Para obter-se o “ $d'$ ” é necessário estimar o diâmetro da armadura longitudinal comprimida e o diâmetro da armadura longitudinal. Para a seção e a área de aço já encontrada, pode-se estimar a armadura longitudinal em 20mm e a transversal em 10mm.

Máxima área de aço:

$$A = b \cdot h$$

$$A = 15\text{cm} \cdot 40\text{cm}$$

$$A = 600\text{cm}^2$$

Taxa de aço máxima:

$$T_{\text{máx}} = 600\text{cm}^2 \cdot 4\%$$

$$t_{\text{máx}} = 24\text{cm}^2$$

$$d = 4,5 \text{ cm } (\varnothing l = 20\text{mm})$$

$$\varnothing t = 10\text{mm}$$

Cálculo da distância entre o centro de gravidade da armadura comprimida até a borda superior ( $d'$ ):

$$d' = C + \frac{\varnothing l}{2} + \varnothing t \quad (C = \text{cobrimento})$$

$$d' = 2,5 + 2/2 + 1 = 4,5\text{cm}$$

$$z = (35,5 - 4,5) = 31\text{cm}$$

Cálculo da deformação específica da armadura comprimida ( $\epsilon'$ ) e tensão na armadura  $f_s'$ .

$$\epsilon' = \frac{0,0035 \cdot (X_{lim} - d')}{X_{lim}} = \frac{0,0035 \cdot (0,5 \cdot 35,5 - 4,5)}{0,5 \cdot 35,5} = 0,00261 > \epsilon_{yd} = 0,00207 \text{ (para CA50)}$$

$f_s' = f_{yd}$  (2003 para concreto até 35 Mpa)

$$\epsilon' = \frac{0,0035 \cdot (X_{lim} - d')}{X_{lim}} = \frac{0,0035 \cdot (0,4 \cdot 35,5 - 4,5)}{0,4 \cdot 35,5} = 0,00239 > \epsilon_{yd} = 0,00207 \text{ (para CA50)}$$

$f_s' = f_{yd}$  (2003 para concreto acima de 35 até 50 Mpa)

$$\epsilon' = \frac{0,0035 \cdot (X_{lim} - d')}{X_{lim}} = \frac{0,0035 \cdot (0,45 \cdot 35,5 - 4,5)}{0,45 \cdot 35,5} = 0,00251 > \epsilon_{yd} = 0,00207 \text{ (para CA50)}$$

$f_s' = f_{yd}$  (2014)

Área de aço da armadura comprimida:

$$A_s = (24\text{cm}^2 - 6,11\text{cm}^2) / 2 \quad (2003)$$

$$A_s = 8,94\text{cm}^2$$

$$A_s = (24\text{cm}^2 - 5,50\text{cm}^2)/2 \quad (2014)$$

$$A_s = 9,25\text{cm}^2$$

Determinação do momento relativo à armadura comprimida:

$$M_2 = 8,94\text{cm}^2 \cdot 31\text{cm} \cdot 43,5\text{kn/cm}^2 \quad (2003)$$

$$M_2 = 12.062,33 \text{ kn.cm}$$

$$M_2 = 9,1737865\text{cm}^2 \cdot 31\text{cm} \cdot 43,5 \text{ kn/cm}^2 \quad (2014)$$

$$M_2 = 12.473,62 \text{ kn.cm}$$

Com a área de aço obtemos o momento máximo resistido pela seção:

$$M_{m\acute{a}x} = M_2 + M_{lim}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 12.062,33 \text{ kn.cm} + 7.764,73 \text{ kn/cm}^2 \quad (2003)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 19.827,06 \text{ kn.cm}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 12.473,62 \text{ kn.cm} + 7.162,96 \text{ kn/cm}^2 \quad (2014)$$

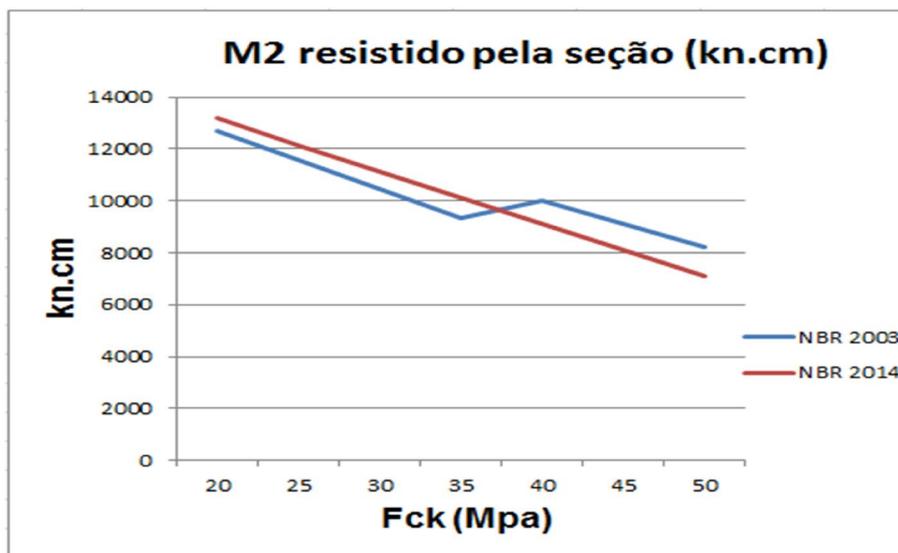
$$M_{m\acute{a}x} = 19.636,58 \text{ kn.cm}$$

**Gráfico 3:** Momento máximo resistido pela viga.

CONC	Asl lim(cm <sup>2</sup> )		Asl,inf		As'	(cm <sup>2</sup> )		M. MAX. REST. PELA VGA				2003/2014%
	2003	2014	2003	2014		2003	2014	2003	2014	2003	2014	
C20	6,11	5,50	15,06	14,75	8,94	9,25	12060,31	12472,48	19825,04	19635,44	0,97	
C25	7,64	6,88	15,82	15,44	8,18	8,56	11029,68	11544,91	20735,99	20498,98	1,16	
C30	9,17	8,25	16,58	16,13	7,42	7,87	9999,33	10617,59	21646,69	21362,28	1,33	
C35	10,70	9,63	17,35	16,81	6,65	7,19	8968,69	9690,02	22557,64	22225,83	1,49	
C40	9,78	11,00	16,89	17,50	7,11	6,50	9587,07	8762,70	22632,27	23089,13	-1,98	
C45	11,00	12,38	17,50	18,19	6,50	5,81	8762,79	7835,39	23438,47	23952,43	-2,15	
C50	12,23	13,75	18,11	18,88	5,89	5,12	7938,28	6907,82	24244,89	24815,97	-2,30	

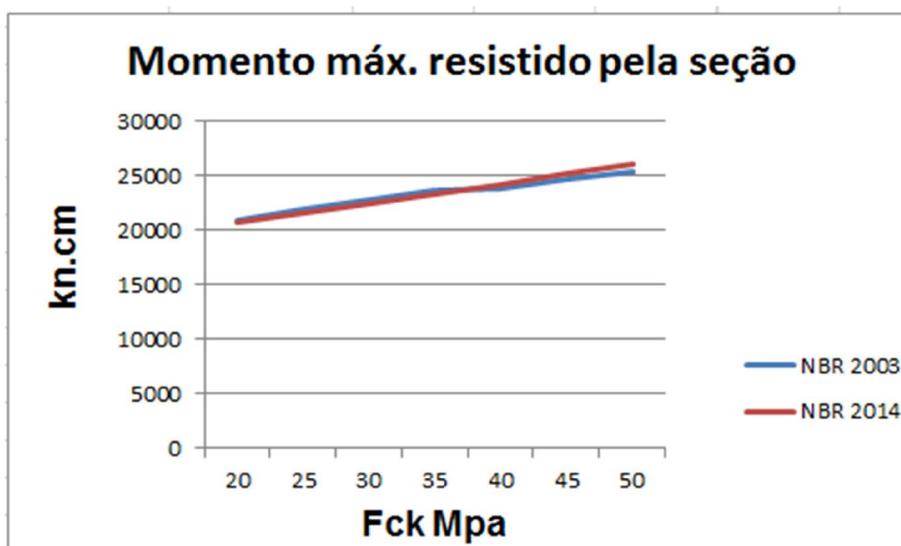
Fonte: o próprio autor.

**Gráfico 4:** Momento resistido pela seção de aço comprimida.



Fonte: o próprio autor.

**Gráfico 5:** momento máximo resistido pela seção.



Fonte: o próprio autor.

Nota-se que para o momento máximo resistido pela seção, não houve grandes alterações ficando a variação máxima em 2,3%. Verifica-se também que a versão 2003 permitia momentos maiores para concretos até C35 e a versão 2014 permite maiores momentos. Pode-se notar que há um melhor aproveitamento da

seção com concretos de maiores resistências, tanto com armadura dupla como com armadura simples.

#### 4.4 ARMADURA DE CISALHAMENTO

##### 4.4.1 Verificação das diagonais de compressão

###### 4.4.1.1 Verificação da viga 2 da figura 4, pág. 33.

Para concreto de 20 Mpa:

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot F_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,92$$

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot 0,92 \cdot \frac{20000}{1,4} \cdot 0,15 \cdot 0,365 = 194,28428 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = (20,52 \text{ kn/m} \times 4 \text{ m}) / 2 = 41,04 \text{ kn} \times 1,4 = 57,46 \text{ kn} \quad (\text{OK})$$

**Quadro 9:** Verificação das bielas comprimidas de concreto.

verificação para a viga em estudo							
concreto	$\alpha_v$	$F_{cd}(\text{kn/cm}^2)$	b(cm)	d(cm)	$V_{rd2}(\text{kn})$	$V_{sd}(\text{kn})$	situação
C20	0,92	1,43	15	36,5	194,28	57,46	OK
C25	0,9	1,79	15	36,5	237,58	57,46	OK
C30	0,88	2,14	15	36,5	278,76	57,46	OK
C35	0,86	2,5	15	36,5	317,82	57,46	OK
C40	0,84	2,86	15	36,5	354,78	57,46	OK
C45	0,82	3,21	15	36,5	389,62	57,46	OK
C50	0,8	3,57	15	36,5	422,36	57,46	OK

Fonte: O próprio autor.

##### 4.4.2 Parcela de força cortante resistida pelo concreto

A força cortante resistida pelo concreto pode ser calculada pela expressão:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{20^2}}{1,4} = 1,105209 \text{ Mpa} = 1.105,21 \text{ kn/m}^2$$

$$V_c = 0,6 \cdot 1.105,21 \cdot 0,15 \cdot 0,365 = 36,31 \text{ kn}$$

**Quadro 10:** Força cortante resistida pelo concreto. Fonte: o próprio autor.

Parcela de força cortante resistida pelo concreto		
concreto	fctd(kn/m <sup>2</sup> )	Vc (kn)
C20	1105,21	36,31
C25	1282,48	42,13
C30	1448,23	47,57
C35	1604,98	52,72
C40	1754,41	57,63
C45	1897,72	62,34
C50	2035,81	66,88

Fonte: o próprio autor.

#### 4.4.3 Cálculo da armadura transversal

Será considerado o maior esforço cortante e armadura uniforme na viga

Para a viga em estudo:

$$V_{sd} = 60,98 \text{ kn}$$

Parcela de força resistida pela armadura transversal:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 60,98 \text{ kn} - 36,30 \text{ kn} = 24,68 \text{ kn}$$

Taxas de estribos

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot F_{yd}} = \frac{24,68 \text{ kn}}{0,9 \cdot 36,5 \cdot 43,5} = 0,011727 \text{ cm}^2/\text{cm} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaçamento dos estribos: (supondo  $\varnothing$  5 mm  $A_{sw}=0,20 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{2 \cdot 0,2}{1,17} = 34,2 \text{ cm}$$

Taxas mínimas de estribos:

$$\rho_{sw,min} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s \cdot \text{sena}} \geq 0,2 \cdot \frac{F_{ctm}}{f_{ywk}}$$

$$\rho_{sw,min} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{20^2}}{500} = 0,00088417 \quad (\text{C20})$$

$$0,00088417 \times 15 \times 40 = 0,530 \text{ cm}^2$$

Espaçamento:

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} = \frac{57,456 \text{ kn}}{194,28428 \text{ kn}} = 0,295 < 0,67$$

$$S_{\text{máx}} \leq \{ 30 \text{ cm}; 0,6d = 0,6 \times 36,5 = 21,9$$

Então  $\varnothing$  5mm a cada 22 cm

$$\rho_{ws} = \frac{2 \times 0,20 \times 100}{22} = 1,81 \text{ cm}^2$$

**Quadro 11:** Dimensionamento dos estribos da viga.

2003/ 2014	verificação da biela comprimida						res. Conc	res. Arm.	Dimensionamento dos estribos viga								
	v <sub>sd</sub> máx (kn)	αV <sub>2</sub>	b(cm)	h (cm)	d(cm)	V <sub>rd2</sub> (kn)	V <sub>c</sub> (kn)	V <sub>sw</sub> (kn)	A <sub>sw</sub> /s (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sw,min</sub> /s (cm <sup>2</sup> /m)	φ <sub>t</sub> (mm)	V <sub>sd</sub> / V <sub>rd2</sub>	S (A <sub>sw</sub> ) (cm)	S (A <sub>sw,min</sub> ) (cm)	Verif.	S (A <sub>dot.</sub> ) (cm)	A <sub>sw</sub> adot. (cm <sup>2</sup> /m)
20	57,46	0,92	15	40	36,5	194,28	36,31	21,15	1,48	0,53	5	0,30	27,03	22		22	1,48
25	57,46	0,9	15	40	36,5	237,58	42,13	15,33	1,07	0,62	5	0,24	37,29	22		22	1,07
30	57,46	0,88	15	40	36,5	278,76	47,57	9,882	0,69	0,70	5	0,21	57,84	22		22	0,70
35	57,46	0,86	15	40	36,5	317,82	52,72	4,732	0,33	0,77	5	0,18	120,8	22		22	0,77
40	57,46	0,84	15	40	36,5	354,78	57,63	0	0	0,84	5	0,16	-	22		22	0,84
45	57,46	0,82	15	40	36,5	389,62	62,34	0	0	0,91	5	0,15	-	22		22	0,91
50	57,46	0,8	15	40	36,5	422,36	66,88	0	0	0,98	5	0,14	-	22		22	0,98

Fonte: o próprio autor.

Verifica-se que também não há variação nos resultados neste caso, porque as alterações não influem no dimensionamento.

#### 4.4.4 Estado limite de serviço

##### 4.4.4.1 Estado limite de abertura de fissuras

Combinação:

$$P_{\text{serv.}} = g + \psi_1 q$$

$$P_{\text{serv.}} = 15,78 \text{ kn/m} + 0,4.6 \text{ kn/m} = 18,18 \text{ kn/m}$$

$$M_{\text{serv.}} = 1,4. 18,18 \text{ kn/m} = 25,45 \text{ kn.m}$$

Cálculo da tensão na armadura

$$\sigma_{Si} = \frac{F_y d}{1,4} \cdot \frac{g_1 + g_2 + 0,4q}{g_1 + g_2 + q}$$

$$\sigma_{Si} = \frac{500}{1,15 \cdot 1,4} \cdot \frac{15,78 + 0,4 \cdot 6}{15,78 + 6} = 259,22 \text{ Mpa}$$

Momento de fissuração

$$M R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

$$M R = \frac{1,5 \cdot 1547,29 \cdot 0,0008}{0,20} = 9,28 \text{ kn.m}$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,15 \cdot 0,4^3}{12} = 0,0008 \text{ m}^4$$

Como o momento atuante é maior que o momento de fissuração, a peça está fissurada e deverão ser analisadas as aberturas de fissuras de acordo com a norma. A abertura de fissuras se dá pelo menor dos seguintes valores:

$$W1 = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta} \cdot \frac{\sigma_{si}}{Esi} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$W2 = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta} \cdot \frac{\sigma_{si}}{Esi} \cdot \left( \frac{4}{\rho} + 45 \right)$$

$$A_{s,ef} = 4 \emptyset 12,5 \text{ mm} = 4,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{crit.} = (c + \emptyset t + \emptyset L / 2 + 7,5 \emptyset L) \cdot (c + \emptyset t + \emptyset L + eh / 2)$$

$$A_{crit.} = (2,5 + 0,5 + 1,25 / 2 + 7,5 \cdot 1,25) \cdot (2,5 + 0,5 + 1,25 + 2,625 / 2)$$

$$A_{crit.} = 72,31 \text{ cm}^2$$

$$eh = (15 - 2 \cdot (2,5 + 0,5) - 3 \cdot 1,25) / 2 = 2,625 \text{ cm}$$

Taxa de armadura para a área crítica:

$$\rho = \frac{A_{\emptyset 12,5}}{A_{crit.}}$$

$$\rho = \frac{1,23}{72,31} = 0,01728$$

$$W1 = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta} \cdot \frac{\sigma_{si}}{Esi} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{12,5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{259,22}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 259,22}{2,21} = 0,193 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm OK}$$

$$W2 = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta} \cdot \frac{\sigma_{si}}{Esi} \cdot \left( \frac{4}{\rho} + 45 \right) = \frac{12,5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{259,22}{210000} \cdot \left( \frac{4}{0,01728} + 45 \right) = 0,152 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm OK}$$

**Quadro 12:** Abertura de fissuras.

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO ( ABERTURA DE FISSURAS) VIGA 2003 e 2014																							
CONCRETO	M Máx.+ (kn.m)	fct (kn/m <sup>2</sup> )	Ic (m <sup>4</sup> )	Mr (kn.m)	Verif.	g (kn/m)	q (kn/m)	φL (mm)	φt (mm)	n° de barras	n° de barras/camada	n° de camadas	As,unit (cm <sup>2</sup> )	As, CALC. (cm <sup>2</sup> )	As, efct (cm <sup>2</sup> )	ps (Mpa)	N1	Acrit (cm <sup>2</sup> )	pri	W1 (cm)	W2 (cm)	Wk lim (cm)	Verif.
20	36,36	1,55	0,0008	9,28	FISSURA	15,78	6	12,5	5	4	3	2	2,01	4,5045	4,92	259,23	2,25	72,31	0,017	0,152	0,193	0,3	OK
25	36,36	1,80	0,0008	10,77	FISSURA	15,78	6	12,5	5	4	3	2	2,01	4,3318	4,92	259,23	2,25	72,31	0,017	0,152	0,1663	0,3	OK
30	36,36	2,03	0,0008	12,17	FISSURA	15,78	6	12,5	5	4	3	2	2,01	4,2311	4,92	259,23	2,25	72,31	0,017	0,152	0,1473	0,3	OK
35	36,36	2,25	0,0008	13,48	FISSURA	15,78	6	12,5	5	4	3	2	2,01	4,1649	4,92	259,23	2,25	72,31	0,017	0,152	0,1329	0,3	OK
40	36,36	2,46	0,0008	14,74	FISSURA	15,78	6	12,5	5	4	3	2	2,01	4,1181	4,92	259,23	2,25	72,31	0,017	0,152	0,1216	0,3	OK
45	36,36	2,66	0,0008	15,94	FISSURA	15,78	6	12,5	5	4	3	2	2,01	4,0831	4,92	259,23	2,25	72,31	0,017	0,152	0,1124	0,3	OK
50	36,36	2,85	0,0008	17,10	FISSURA	15,78	6	12,5	5	4	3	2	2,01	4,0559	4,92	259,23	2,25	72,31	0,017	0,152	0,1048	0,3	OK

Fonte: o próprio autor.

## 4.4.4.2 Estado limite de deformações excessivas (flechas)

$$P_{serv.} = g + \psi_1 \cdot q$$

$$P_{serv.} = g + 0,3 \cdot q$$

$$P_{serv.} = 23,231164 \text{ kn/m} + 0,3 \cdot 4,5 \text{ kn/m} = 24,581164 \text{ kn/m}$$

$$M_{serv.} = 24,581164 \text{ kn/m} \cdot 4^2/8 = 49,162328 \text{ kn.m}$$

$$F_{ct} = F_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{20^2} = 2,210418899 \text{ Mpa}$$

$$I_c = 0,0008 \text{ m}^4$$

$$Y_t = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 2210,41889 \cdot 0,0008}{0,2} = 13,2625 \text{ kn.m}$$

Como o momento atuante é maior que o momento de fissuração, há necessidade do cálculo da inércia equivalente para o estágio II.

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{21287,367} = 9,8650 \text{ (C20) (NBR 2003)}$$

posição da linha neutra para a seção fissurada:

$$X_2 = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}}) = X_2 = \frac{9,87 \cdot 4,50}{15} \cdot (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 15 \cdot 36,5}{9,87 \cdot 4,50}}) = 12,04$$

$$I_2 = b \cdot \frac{X_2^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (X_2 - d)^2 = 15 \cdot \frac{12,04^3}{3} + 9,87 \cdot 4,50 \cdot (12,04 - 36,5)^2 = 35.312,95 \text{ cm}^4$$

$$(E \cdot I)_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_2 \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c$$

$$I_{eq} = \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_2 \right\}$$

$$I_{eq} = \left\{ \left( \frac{1326,25}{3500} \right)^3 \cdot 80000 + \left[ 1 - \left( \frac{1326,25}{3500} \right)^3 \right] \cdot 35.312,95 \right\} = 37744,35 \text{ cm}^4$$

$$a_i = \frac{\alpha_{c,p} \cdot l^4}{(E \cdot I)_{eq}} = \frac{5,0 \cdot 175 \cdot 400^4}{384 \cdot 2.128,7 \cdot 37.744,35} = 0,73 \text{ cm}$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} = \xi(t_0) = 0,68 \cdot 0,996^1 \cdot 1^{0,32} = 0,677 \text{ (t}_0 = 1 \text{ mês)}$$

$$\xi(\infty) = 2$$

$$a_f = \left( \frac{2 - 0,677}{1 + 50 \cdot 0} \right) \cdot 0,73 = 0,96 \text{ cm} \quad (p' = \text{taxa de armadura comprimida (zero)})$$

$$a_{tot.} = a_i + a_f = 0,73 \text{ cm} + 0,96 \text{ cm} = 1,69 \text{ cm}$$

$$a_{lim} = L/250 = 400/250 = 1,60 \text{ (como } 1,69 > 1,60 \text{ precisa de contra-flecha)}$$

$$a_c = a_i + a_f/2$$

$$a_c = 0,73 + 0,96/2 = 1,21 \text{ cm}$$

$$a_{efet} = 1,69 - 1,21 = 0,48 \text{ cm}$$

**Quadro 13:** Flechas para aceitabilidade visual (2003 e 2014).

2003		aceitabilidade visual															
concreto	Mr (kn.cm)	Mmax (kn.cm)	carga (quase per) kn/cm	l <sub>o</sub> (cm4)	αE	As (cm <sup>2</sup> )	d(cm)	XII (cm)	l <sub>II</sub> (cm4)	l <sub>e</sub> (cm4)	ai(cm)	af(cm)	at(cm)	ac(cm)	a <sub>lim</sub> (cm) L/250	at efet	situação
20	1326,25	3500	0,175	80000	9,87	4,50	36,50	12,04	35312,95	37744,35	0,73	0,96	1,68	1,21	1,60	0,48	OK
25	1538,98	3500	0,175	80000	8,82	4,33	36,50	11,33	31486,48	35610,84	0,69	0,91	1,60	1,14	1,60	0,45	OK
30	1737,88	3500	0,175	80000	8,05	4,23	36,50	10,81	28808,46	35075,38	0,64	0,84	1,48	1,06	1,60	0,42	OK
35	1925,98	3500	0,175	80000	7,46	4,16	36,50	10,40	26782,03	35649,67	0,58	0,77	1,35	0,96	1,60	0,38	OK
40	2105,29	3500	0,175	80000	6,98	4,12	36,50	10,06	25172,13	37104,72	0,52	0,69	1,21	0,87	1,60	0,34	OK
45	2277,27	3500	0,175	80000	6,58	4,08	36,50	9,78	23849,13	39315,73	0,46	0,61	1,08	0,77	1,60	0,31	OK
50	2442,98	3500	0,175	80000	6,24	4,06	36,50	9,54	22734,48	42208,09	0,41	0,54	0,95	0,68	1,60	0,27	OK

2014		aceitabilidade visual															
concreto	Mr (kn.cm)	Mmax (kn.cm)	carga (quase per) kn/cm	l <sub>o</sub> (cm4)	αE	As (cm <sup>2</sup> )	d(cm)	XII (cm)	l <sub>II</sub> (cm4)	l <sub>e</sub> (cm4)	ai(cm)	af(cm)	at(cm)	ac(cm)	a <sub>lim</sub> (cm) L/250	at efet	situação
20	1326,25	3500	0,175	80000	9,87	4,50	36,50	12,04	35312,95	37744,35	0,73	0,96	1,68	1,21	1,60	0,48	OK
25	1538,98	3500	0,175	80000	8,70	4,33	36,50	11,26	31134,51	35288,79	0,68	0,90	1,59	1,14	1,60	0,45	OK
30	1737,88	3500	0,175	80000	7,82	4,23	36,50	10,68	28162,37	34508,39	0,63	0,83	1,46	1,05	1,60	0,42	OK
35	1925,98	3500	0,175	80000	7,14	4,16	36,50	10,21	25881,49	34899,18	0,57	0,75	1,32	0,94	1,60	0,38	OK
40	2105,29	3500	0,175	80000	6,59	4,12	36,50	9,82	24046,65	36224,19	0,51	0,67	1,17	0,84	1,60	0,33	OK
45	2277,27	3500	0,175	80000	6,13	4,08	36,50	9,49	22521,88	38354,07	0,44	0,59	1,03	0,74	1,60	0,29	OK
50	2442,98	3500	0,175	80000	5,73	4,06	36,50	9,20	21224,32	41211,48	0,39	0,51	0,90	0,64	1,60	0,26	OK

Fonte: o próprio autor.

**Quadro 14:** Verificação da aceitabilidade sensorial vibração (2003 e 2014).

2003		aceitabilidade sensorial vibração															
concreto	Mr (kn.cm)	Mmax (kn.cm)	Mmax (kn.cm)	carga (g) kn/cm	carga (g+q) kn/cm	αE	As (cm <sup>2</sup> )	d(cm)	XII (cm)	l <sub>II</sub> (cm4)	l <sub>e</sub> (cm4) g	ai(g)(cm)	l <sub>e</sub> (cm4) g+q	ai(g+q) (cm)	a(ai(g+q)- a(g))	a <sub>lim</sub> (cm) L/350	situação
20	1326,25	3156	4356	0,1578	0,2178	9,87	4,50	36,50	12,04	35312,95	38629,21	0,64	36574,19	0,93	0,29	1,14	OK
25	1538,98	3156	4356	0,1578	0,2178	8,82	4,33	36,50	11,33	31486,48	37111,83	0,60	33625,91	0,91	0,31	1,14	OK
30	1737,88	3156	4356	0,1578	0,2178	8,05	4,23	36,50	10,81	28808,46	37356,12	0,54	32059,29	0,87	0,33	1,14	OK
35	1925,98	3156	4356	0,1578	0,2178	7,46	4,16	36,50	10,40	26782,03	38876,89	0,48	31381,93	0,82	0,34	1,14	OK
40	2105,29	3156	4356	0,1578	0,2178	6,98	4,12	36,50	10,06	25172,13	41447,39	0,42	31361,91	0,77	0,35	1,14	OK
45	2277,27	3156	4356	0,1578	0,2178	6,58	4,08	36,50	9,78	23849,13	44944,54	0,37	31872,10	0,71	0,35	1,14	OK
50	2442,98	3156	4356	0,1578	0,2178	6,24	4,06	36,50	9,54	22734,48	49295,19	0,32	32836,01	0,66	0,34	1,14	OK

2014		aceitabilidade sensorial vibração															
concreto	Mr (kn.cm)	Mmax (kn.cm)	Mmax (kn.cm)	carga (g) kn/cm	carga (g+q) kn/cm	αE	As (cm <sup>2</sup> )	d(cm)	XII (cm)	l <sub>II</sub> (cm4)	l <sub>e</sub> (cm4) g	ai(g)(cm)	l <sub>e</sub> (cm4) g+q	ai(g+q) (cm)	a(ai(g+q)- a(g))	a <sub>lim</sub> (cm) L/350	situação
20	1326,25	3156	4356	0,1578	0,2178	9,87	4,50	36,50	12,04	35312,95	38629,21	0,64	36574,19	0,93	0,29	1,14	OK
25	1538,98	3156	4356	0,1578	0,2178	8,70	4,33	36,50	11,26	31134,51	36800,67	0,60	33289,46	0,92	0,32	1,14	OK
30	1737,88	3156	4356	0,1578	0,2178	7,82	4,23	36,50	10,68	28162,37	36817,91	0,55	31454,24	0,89	0,34	1,14	OK
35	1925,98	3156	4356	0,1578	0,2178	7,14	4,16	36,50	10,21	25881,49	38181,02	0,49	30559,22	0,84	0,35	1,14	OK
40	2105,29	3156	4356	0,1578	0,2178	6,59	4,12	36,50	9,82	24046,65	40656	0,43	30363,49	0,79	0,36	1,14	OK
45	2277,27	3156	4356	0,1578	0,2178	6,13	4,08	36,50	9,49	22521,88	44115,93	0,37	30734,50	0,74	0,37	1,14	OK
50	2442,98	3156	4356	0,1578	0,2178	5,73	4,06	36,50	9,20	21224,32	48485,47	0,32	31592,24	0,68	0,36	1,14	OK

Fonte: o próprio autor.

Verifica-se que, para a aceitabilidade visual há uma subestimação das flechas, e para a aceitabilidade sensorial vibração há um aumento do valor das flechas.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para a viga estudada com carregamento em situação real não houve alteração da área de aço da armadura longitudinal, porque as mudanças não afetaram este tipo de cálculo. Para todas as classes de concreto a área de aço se manteve a mesma. Pode-se notar que, para o cálculo da armadura longitudinal a mudança que altera o cálculo é a posição da linha neutra que ficou limitada a um valor diferente dos valores da versão anterior.

Com relação à armadura mínima, para as classes C20 e C25 não houve alteração. A partir da classe C30 a C50 há uma diminuição da armadura quando comparamos a versão 2014 em relação a 2003, chegando a uma variação de 38%. Esta mudança permite economia se as vigas estiverem sujeitas a baixos momentos, caso que acontece devido à adoção de altura de vigas padronizadas para facilitar o cimbramento.

Para analisar a mudança no novo limite da linha neutra, foram determinados os momentos máximos que a seção pode resistir para cada uma das classes de concreto até C50 e a área de aço necessária para resistir a este momento. Verificou-se que para as classes C20 a C35 houve diminuição do momento resistido pela seção. Já para as classes acima de C35 a C50 houve um aumento do momento resistido. Nota-se que a versão 2014 ficou mais rigorosa com relação às classes inferiores a C35 e permitiu um melhor aproveitamento do concreto para as classes superiores. A variação no aumento do consumo de concreto na versão 2014 para resistir ao momento máximo na versão 2003 é de 3,75% para as classes abaixo de C35. Para as classes acima há diminuição na mesma ordem.

O momento máximo resistido pela seção, seguindo todas as exigências da norma, também sofreu variações com a nova versão. Na classe C20 onde a diminuição é maior comparando a versão atual com a anterior chega a 3%, valor que vai reduzindo até a inversão na classe C35. Acima de C35 até C50 o valor do momento aumenta chegando a 2,3% em relação a 2003.

A armadura de cisalhamento se mantém para as duas versões da norma, porque não houve mudança nos parâmetros para o cálculo da mesma.

Com relação à verificação de abertura de fissuras feita pelo método simplificado também não há alterações.

Na verificação das flechas, para a aceitabilidade visual (deformação excessiva), com exceção da classe C20, a nova norma subestima as flechas havendo uma diminuição no valor das mesmas. Para a verificação de vibrações, ocorre o inverso, tendo um aumento no valor das flechas.

## CONCLUSÃO

Todo processo relativo à construção busca qualidade, segurança e economia de materiais. Pôde-se constatar pelo fato de alteração do limite da linha neutra imposto pela norma sugerindo melhores condições de ductilidade do elemento. Em alguns casos pode não haver variação nos resultados porque certas alterações não influem no dimensionamento.

A análise comparativa entre as NBRs com a respectiva mudança nos cálculos demonstrou aspecto positivo; o fato de levar a um acentuado consumo de materiais pelas pontuações da NBR 6118/2014 sugere aos acadêmicos e profissionais da engenharia a relevância das pesquisas para se chegar à excelência, em termos de condutas para construção.

Não se afigura focalizar a economia de materiais em detrimento da qualidade dos serviços. O produto final – a obra – deve primar pela condição da estrutura e dos demais atributos utilizados, assim como a garantia da segurança para o dono e o engenheiro responsável.

As mudanças normativas, necessárias para melhorar as estruturas, levam a um aumento de consumo de materiais em diversas situações, cabe ao projetista conhecer onde ocorre esta variação para definir qual a melhor opção para determinada obra de acordo com suas especificidades. De acordo com a obra pode-se optar por aumentar o consumo de concreto ou do aço para o atendimento das novas imposições da norma, cabendo ao projetista a opção pelo mais econômico. O presente trabalho conseguiu atingir os objetivos com a verificação dos impactos das alterações da norma.

O assunto sobre a temática em estudo não se encerra com esta pesquisa. Sugere-se para trabalhos futuros, a verificação das mudanças em outras partes de estruturas de concreto, como a verificação em pilares.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

\_\_\_\_\_. *Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. NBR 6118: 2014. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

\_\_\_\_\_. *Ações e segurança nas estruturas – procedimento*. NBR 8681: 2003. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

\_\_\_\_\_. *Cargas para o cálculo de estrutura de edificações*. NBR 6120: 1980. São Paulo, SP, 1980.

\_\_\_\_\_. *Forças devido ao vento em Edificações – Procedimento*. NBR 6123: 1988. Rio de Janeiro, RJ, 1988.

\_\_\_\_\_. *Projeto e execução de fundações*. NBR 6122: 2010. Rio de Janeiro, RJ, 2010.

FTOOL: Um programa Gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas. MARTHA, Luiz Fernando. PUC – RJ, Rio de Janeiro, 2012.

BAUER, L. A. F. *Materiais de Construção*. 5 ed. Rio de Janeiro: LTC, v. I, 2012.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. D. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. 4 ed. São Paulo: EdUFSCar, 2014.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. D. F. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. 3 ed. São Paulo: EdUFSCar, v. III, 2007.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. *Cálculo e detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. 2 ed. São Paulo: Pini, v. II, 2013.

HIBBELER, R. C. *Resistência dos materiais*. 7 ed. São Paulo: Pearson, 2012.

HOLTZAPPLE, M. T. E. R. W. D. *Introdução à Engenharia*. Rio de Janeiro: LTC, 2006.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. *Construções de concreto*. Rio de Janeiro: Interciência, v. III, 2007.

MARGARIDO, A. F. *Fundamentos de Estruturas*. 4 ed. São Paulo: Zigurate Editora, 2001.

MEDEIROS, M. H. F. D.; HELENE, P. *Durabilidade e proteção do concreto armado*. PEC, 2009. Disponível em:  
<[http://www.pec.poli.br/sistema/material\\_disciplina/fotos/Mestrado%20Artigo%201%20Prote%C3%A7%C3%A3o%20Superficial%20%20Experimental%20Laborat%C3%B3rio.pdf](http://www.pec.poli.br/sistema/material_disciplina/fotos/Mestrado%20Artigo%201%20Prote%C3%A7%C3%A3o%20Superficial%20%20Experimental%20Laborat%C3%B3rio.pdf)>. Acesso em: 29 agosto 2015.

SANTOS, D. D. *Análise de vigas de concreto armado utilizando modelo de bielas e tirantes*. set.eesc.usp, 2006. Disponível em:  
<[http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2006ME\\_DanieltosSantos.pdf](http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2006ME_DanieltosSantos.pdf)>. Acesso em: 29 agosto 2015.