

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO EM VIGAS CONTÍNUAS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO RECALQUE DE FUNDAÇÕES

SERVICE LIMIT STATE OF REINFORCED CONCRETE CONTINUOUS BEAMS CONSIDERING SETTLEMENTS FOUNDATIONS

Joice Cristina de Rosa¹

Priscila Aparecida de Oliveira²

Vinicius Slompo Pinto³

RESUMO: O monitoramento do recalque em estruturas de concreto armado é necessário para garantir sua segurança e durabilidade. O objetivo desse trabalho é analisar o estado limite de serviço em vigas contínuas considerando o recalque, para evitar que as estruturas de concreto armado sofram deformações excessivas. Aplicou-se o cálculo de estado limite de serviço determinado pela norma ABNT NBR 6118:2014, para determinação das forças resultantes das combinações de ações, e para geração dos gráficos de momentos fletores foi utilizado o software *Ftool*. Houve um aumento significativo das deformações das vigas com o recalque, portanto, frisa-se a importância do estudo do estado limite de serviço analisando recalque de fundações.

Palavras-chave: Estado Limite, Concreto, Recalque, Vigas, Construção.

ABSTRACT: *The settlement monitoring in reinforced concrete structures is necessary to ensure your safety and durability. The objective of this work is to analyze the service limit State in continuous beams considering the settlement, to avoid that the reinforced concrete structures suffering excessive deformations. Applied the service limit State calculation determined by the standard ABNT NBR 6118:2014, for determination of the forces resulting from combinations of actions, and for generation of graphs of bending moments was used the Ftool software. There was a significant increase of deformations of beams with settlement, therefore, stresses the importance of the study of the limit state of service analyzing foundations settlement.*

keywords: Limit State, Concrete, Repression, Beams, Construction.

¹ Graduanda em Engenharia Civil no Centro Universitário UNIFAFIBE de Bebedouro, SP. E-mail: joice.cristina1@hotmail.com.

² Graduanda em Engenharia Civil no Centro Universitário UNIFAFIBE de Bebedouro, SP. E-mail: priscila_pirangi1@hotmail.com.

³ Docente em Engenharia Civil no Centro Universitário UNIFAFIBE de Bebedouro, SP. E-mail: vinicius.slompo.p@gmail.com.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento da construção civil no Brasil provocou a necessidade de inovação, as cidades começaram a crescer verticalmente, dando espaço para prédios e edifícios. Ocorreu um aumento na quantidade de construções, e com isso foram necessários mais profissionais qualificados, pois conseqüentemente aumentou os riscos de acontecer erros. Durante a obra podem ocorrer alguns erros, citam-se: as falhas causadas por profissionais não qualificados, erros de projeto, de execução, degradações da estrutura por falhas na manutenção, entre outros (SOUSA, 1998).

As edificações, em geral, são compostas por uma superestrutura de pilares, vigas e lajes, que distribuem sua carga para a infraestrutura, e depois para o solo. Para a composição de um projeto é necessário o conhecimento das características do solo onde a obra vai ser executada, com intuito de analisar a fundação correta a ser usada, objetivando cumprir os requisitos de segurança e qualidade (MAGALHÃES, 2005).

Uma fundação quando submetida a um carregamento, sofre recalque que se propaga imediatamente e com o decorrer do tempo. O recalque pode ocorrer quando a estrutura recebe uma carga maior do que a calculada, com isso o solo, que não estava preparado, sofre uma movimentação causando sérios danos para a estrutura (VELLOSO; LOPES, 2010).

É de extrema importância o acompanhamento do recalque em estruturas de concreto armado, pois ele é um dos principais causadores de patologias nas construções. Com o controle correto poderá garantir maior a segurança e durabilidade para a construção (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2015).

O estado limite de serviço do concreto é estabelecido quando a estrutura está sendo utilizada, não se encontrando em estado de destruição (BASTOS, 2006).

Para garantir a segurança das estruturas de concreto deve-se verificar alguns estados limites (ABNT NBR 6118, 2014):

a) Estado limite de Abertura de fissuras (ELS-W): fissuras com abertura correspondente ao limite máximo exigidos por norma, prejudicando a qualidade e durabilidade;

b) Estado limite de Deformação excessivo (ELF-DEF): quando as deformações atingem os limites máximos exigidos por norma;

c) Estado limite de Vibrações excessivas (ELS-VE): as vibrações encontram-se no limite exigido por norma.

O objetivo desse trabalho é analisar o estado limite de serviço em vigas contínuas considerando o recalque, para evitar que as estruturas de concreto sofram deformações excessivas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Fundações e seus problemas

As fundações são elementos estruturais utilizados na sustentação da obra com o objetivo de transmitir esforços da superestrutura de forma segura ao solo em que a mesma se apoia. Em consequência de maus dimensionamentos podem acontecer manifestações patológicas como fissuras e trincas, devido ao recalque excessivo, ruptura da estrutura de fundação ou do solo. O solo precisa ter resistência e rigidez suficiente para não se deformar exageradamente e causar danos e problemas para as estruturas. Para evitar as fissuras e trincas ocorrem dois tipos de fundações: fundações rasas ou superficiais e as fundações profundas (PINHEIRO et al., 2016).

Nas fundações os problemas que ocorrem são causados por diversos fenômenos. Podem acontecer por causa dos fenômenos naturais, e normalmente são desconhecidos até o momento de execução da obra. Os erros mais comuns são: erro na concepção do projeto; erro de carregamentos; opção de modelo estrutural inadequado; uso de materiais inadequados; erros de locação; quebra ou desvio de estacas pré-moldadas durante a fixação; e vários outros erros (REBELLO, 2015).

2.1.1 Principais tipos de fundações

As fundações conhecidas como rasas ou diretas obtêm seu carregamento transmitido ao terreno, especialmente pelas cargas distribuídas sob o apoio da fundação. As fundações superficiais são caracterizadas por se sustentar em uma pequena profundidade. Nesse tipo de fundação utiliza-se as sapatas, os blocos, os radier, as sapatas relacionadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas (VELLOSO; LOPES, 2011).

As fundações profundas transmitem seu carregamento para o solo pela relação da superfície lateral e/ou pela base. Apresenta uma profundidade da base ou ponta de no mínimo 3,0 metros. São aplicadas em grandes projetos que possuem maior

carregamento e quando as camadas superficiais do solo são frágeis (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.2 Recalque de fundação

Todas as edificações sofrem recalques, uma vez que as cargas que elas recebem deformam o solo. O monitoramento do recalque é necessário e importante, para evitar que ocorra manifestações patológicas (CUNHA et al., 2002).

O recalque na fundação ocorre no solo quando ele está sujeito a carregamento. Essa deformação causa movimentação que, dependendo o grau, pode causar sérios danos a estrutura. Quando isso ocorre, o solo pode sofrer três tipos de danos (REBELLO, 2015):

a) Deformação elástica: ocorre instantaneamente e é causada pela deformação dos solos, devido à compressão quando uma carga é aplicada sobre ele.

b) Escoamento lateral: ocorre em solos não coesivos, é causada pela transferência horizontal das partículas no solo, de regiões mais solicitadas para as menos solicitadas, o recalque dá-se do centro para a lateral.

c) Adensamento: é desenvolvida pela diminuição do volume aparente do maciço do solo, que são causadas pelo fechamento dos vazios deixados pela água intersticial pela pressão que as cargas colocam sobre a fundação.

2.3 Concreto e a resistência

O concreto é composto por cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo, podendo conter adições como cinza volante, pozolanas, sílica ativa, ou produtos químicos que têm a finalidade de melhorar ou modificar suas características básicas (COUTO et al., 2013).

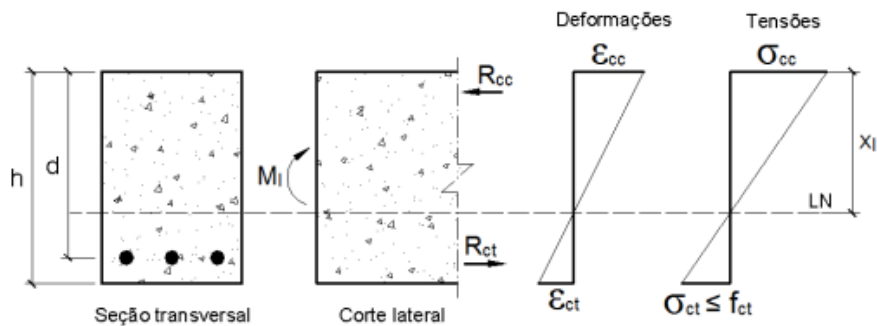
Ele apresenta alta resistência às tensões de compressão, no entanto possui baixa resistência à tração. Sendo assim, é necessário juntar ao concreto um material com alta resistência à tração, com a finalidade de suportar às tensões de tração atuantes. Diante disso surge o concreto armado, que é constituído por concreto e armaduras de aço, em que as barras absorvem as tensões de tração e o concreto as tensões de compressão (BASTOS, 2006).

2.3.1 Estádios do concreto armado

Os estádios de tensão do concreto armado consistem em descrever o comportamento de uma seção de concreto armado quando submetida à flexão ou a esforço normal de tração e aplicar um carregamento com uma carga progressiva. Podendo ser divididos nas fases (GARCEZ, 2012):

a) Estádio (I): caracterizado por sua carga ser de baixa intensidade e a viga desenvolver pequena deformação, de maneira que o concreto na seção não apresenta fissuras, sendo que as tensões de tração no concreto são menores que à sua resistência à tração. Diante disso, verifica-se que ocorre linearidade entre a tensão e as deformações características do aço e do concreto.

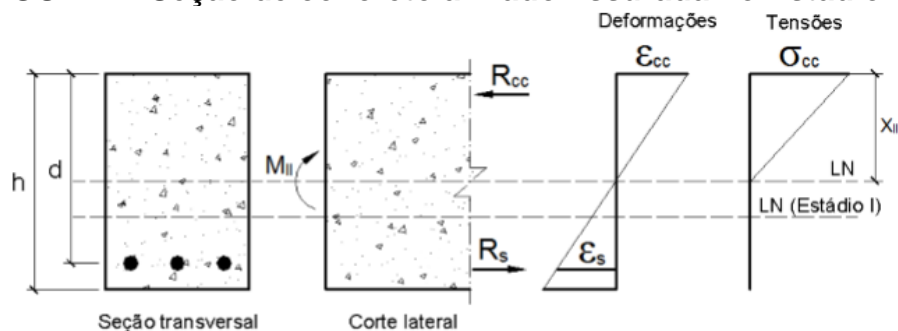
FIGURA 1. Seção de concreto armado no estágio (I).



Fonte: Adaptado Pinheiro et al. (2016)

b) Estádio II: Com o acréscimo do carregamento a fibra que estiver mais tracionada poderá romper, começando a surgir fissuras e a armadura se comporta de maneira mais eficiente na peça de concreto. As tensões distribuídas na região comprimida permanecem linear. Há uma considerável influência da fissuração sobre a rigidez da peça, sendo difícil fazer um estudo, pois a rigidez decorre do grau de fissuração.

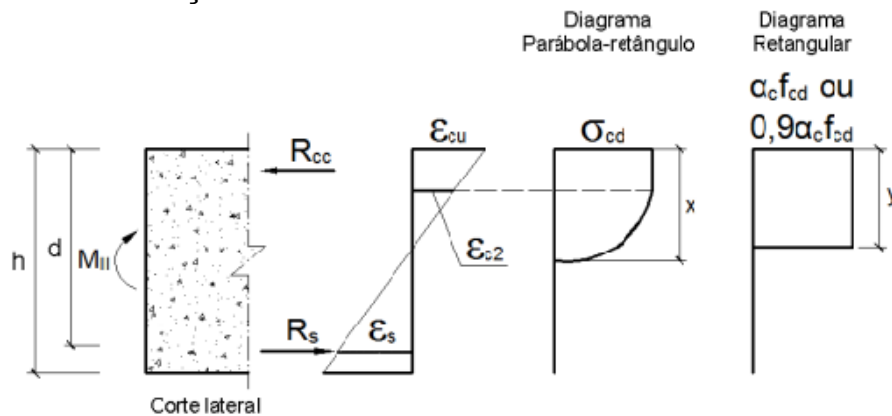
FIGURA 2. Seção de concreto armado fissurada no Estádio II.



Fonte: Adaptado Pinheiro et al. (2016)

c) Estádio III: Com o acréscimo do carregamento na viga, o estado de fissuração aumenta, as tensões no concreto mudam do comportamento linear para etapa de plastificação do material, determinando a não linearidade das tensões de compressão. Nos reconhecimentos dos Estados Limites Últimos, admite-se a peça de concreto armado trabalhando nesse estágio (CAMACHO, 2005).

FIGURA 3. Seção de concreto armado fissurada no Estádio III.



Fonte: Adaptado Pinheiro et al. (2016)

2.4 Estado limite de utilização

Todas as estruturas quando projetadas devem apresentar condições de segurança adequada. A segurança está associada à verificação dos estados limites do concreto. Os estados limites de serviço são aqueles que indicam condições instáveis, provocando efeitos estruturais não adequados para o uso habitual da obra, sendo um sinal que a durabilidade está danificada. Os principais estados limites são: estado limite de fissuras, estado limite de deformações excessivas, estado limite de vibrações excessivas (PINHEIRO et al., 2016).

A combinação de ações define um carregamento que atua sobre a edificação durante um tempo predeterminado. A associação de ações deve ser analisada de maneira que possam ser determinados os efeitos mais prejudiciais para a estrutura, confirmando a segurança em relação aos estados limite de serviço, devendo ser consideradas as combinações de obras (CAMPOS FILHO, 2014):

a) Combinação quase permanente de serviço: atua em grande parte da vida útil da estrutura, no mínimo metade da sua vida. Nas relações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis os seus valores são considerados quase

permanentes, ou seja, estão sempre atuando na estrutura. Deve ser utilizada na verificação do estado limite de deformações excessivas;

b) Combinação frequente de serviço: acontece muitas vezes durante a vida da estrutura, pode atuar por mais de 5% desse tempo da construção. Geralmente são utilizadas para a verificação dos estados limites de abertura de fissuras e vibrações excessivas. Também podendo ser utilizadas para verificações de estados limites de deformações excessivas;

c) Combinações raras de serviço: Atuam algumas vezes no decorrer do período de vida da estrutura. São uteis para a apuração dos estados limites de formação de fissuras (CAMACHO, 2005).

2.6 Vigas

As vigas são definidas como barras sujeitas à flexão simples, tendo a função de receber ações das lajes, de outras vigas, de paredes, e pilares. As vigas têm a atribuição de superar vãos e notificar as ações nelas atuantes para os apoios, que usualmente são os pilares (BASTOS, 2014).

Para realizar o projeto de vigas de concreto armado é necessário considerar os esforços solicitantes no momento fletor e força cortante, verificando os esforços resultantes internos no concreto comprimido e nas barras das armaduras tracionadas (SANTOS, 2006).

As vigas são submetidas a esforços de flexão, sofrendo carregamentos transversais que ocasionam curvatura da peça, de acordo com a carga aplicada, podendo também gerar uma distribuição de tensões interna. Essa distribuição resulta em forças iguais, com sentidos opostos, chamado de momento fletor (MARTINS, 2016).

A taxa de armadura transversal mínima é primordial para que a viga não sofra ruptura, tem o intuito de impedir que a ruptura ocorra por falta de armadura, no momento de fissuração que ocorre na viga (GARCIA, 2002).

Vigas contínuas são peças excelentes em soluções estruturais para pontes, viadutos, prédios e passarelas. Elas são feitas em concreto armado e são dimensionadas de forma que apenas a sua armadura longitudinal resista aos esforços de tração, não sendo levado em conta a resistência a tração do concreto, por esta ser muito baixa (BORGES, 2002).

3 MATERIAL E MÉTODOS

3.1 Ftool

O *Ftool* (*Two-dimensional Frame Analysis Tool*), foi desenvolvido inicialmente através de um projeto de pesquisa integrado, coordenado pelo professor Marcelo Gattass do Departamento de Informática da PUC-Rio, no período de março de 1991 a dezembro de 1992.

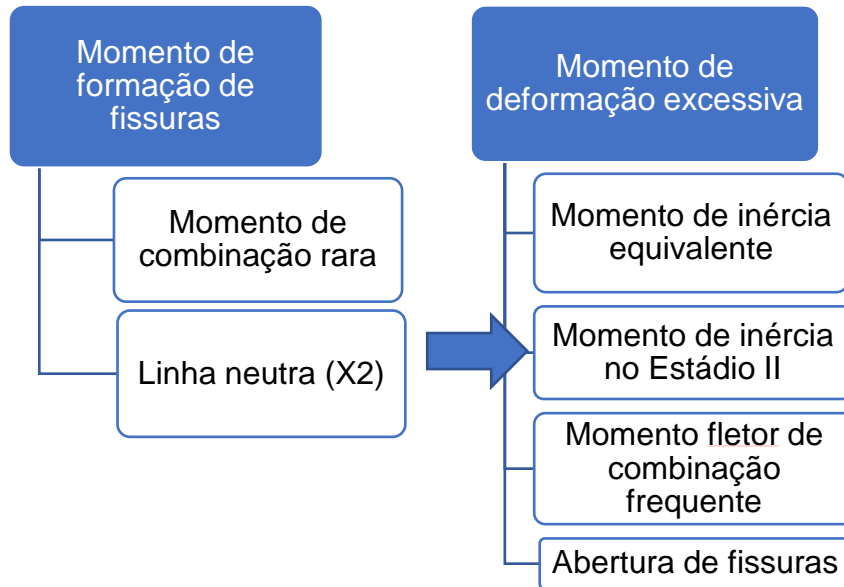
Ele foi utilizado no trabalho, pois é um software de cálculo estrutural. Com ele é possível montar uma grande variedade de esquemas estruturais e, especificando alguns parâmetros, construir os gráficos de momento fletor, esforço normal e cortante, linha elástica e gráfica de configuração deformada, parâmetros de interesse no cálculo dos estados limites de serviço. Através dos gráficos obtidos é possível verificar qual a influência do recalque na viga analisada.

3.2 Dimensionamento

O fluxograma 1 apresenta o modelo de como foi realizado o dimensionamento. Primeiro é necessário calcular o momento de formação de fissuras, que é comparado com o momento de combinação rara, se o momento de combinação rara obtiver um resultado maior, significa que a seção se encontra fissurada, diante disso é necessário recalcular a posição da linha neutra (x_2), através da nova posição da linha neutra, calcula-se o momento de inércia no estágio II.

O momento de deformação excessivo é calculado, pois é necessário utiliza-lo para obter o momento de inércia equivalente, onde o momento de inércia equivalente é comprado com o momento de inércia no estágio II, se o momento de deformação excessivo for maior, significa que ocorre fissuras durante quase toda viga, sendo necessário calcular o momento de combinação frequente e verificação de abertura de fissuras.

Fluxograma 1. Dimensionamento.



Fonte: Próprio autor (2018).

3.3 Momento de fissuração

Nos estados-limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração. Esse momento pode ser calculado pelas seguintes expressões (ABNT NBR 6118, 2014):

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (1)$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^2}{12} \quad (2)$$

$$y_t = h - x \quad (3)$$

Sendo:

- (M_r) momento de fissuração;
- (α) fator que correlaciona aproximadamente a resistência a tração na flexão com a resistência à tração direta (assume valor 1,5 para seções retangulares);
- (f_{ct}) resistência do concreto à tração direta;

- (I_c) momento de inércia da seção de concreto para estágio I;
- (y_t) distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;
- (b) largura da viga;
- (h) altura da viga;
- (x) altura da linha neutra.

3.3.1 Estado limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F)

O cálculo utilizado no estado limite de formação de fissuras (ELS-F) deve ser feito utilizando o ($f_{ctk,inf}$), sendo assim o primeiro passo é calcular o (f_{ct}) que é igual a ($f_{ctk,inf}$) (ABNT NBR 6118, 2014):

$$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (4)$$

Em que:

- (f_{ck}) resistência à compressão do concreto;
- ($f_{ctk,inf}$) valor mínimo para a resistência à tração direta;
- (f_{ct}) resistência do concreto à tração direta;

3.3.2 Combinação rara

Para a avaliação do ELS-F, pode ser feita a consideração de combinação frequente ou de combinação rara, que se adquire através das equações (ABNT NBR 6118, 2014):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{Qj,k} \quad (5)$$

Sendo:

- ($F_{d,ser}$) ações para combinação de serviço;
- ($\sum_{i=1}^m F_{Gi,k}$) somatório de ações das forças devido ao peso próprio;
- ($F_{Q1,k}$) ação da força devido à sobrecarga.

Neste caso, o valor do momento de fissura (M_r) será comparado com o momento fletor relativo à combinação rara ($M_{d,rara}$). Essa comparação deve ser feita para verificar se ocorre formação de fissuras. Se ($M_{d,rara}$) > (M_r) há formação de fissuras.

3.3.3 Estado Limite de serviço para deformação excessiva (ELS-DEF)

Para determinação do estado limite de deformação excessiva (ELS-DEF), calcula-se o $f_{ct,m}$ que será utilizado para obtenção do momento de deformação excessivo, através da expressão (ABNT NBR 6118, 2014):

$$f_{ct} = f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (6)$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{Y_t} \quad (1)$$

Onde:

- (f_{ct}) resistência do concreto à tração direta;
- ($f_{ct,m}$) resistência média à tração do concreto;
- (f_{ck}) resistência característica à compressão do concreto;
- (M_r) momento de deformação excessivo;
- (α) fator que correlaciona aproximadamente a resistência a tração na flexão com a resistência à tração direta;
- (I_c) momento de inércia da seção de concreto;
- (y_t) distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

3.3.4 Linha neutra

Se o caso for de $M_{d,rara} > M_r$, é preciso calcular a posição da linha neutra (x_{II}) e o momento de inércia (I_{II}) no estágio II, pois a seção está fissurada. Para a seção retangular com armadura simples o x_{II} é calculado através das equações (ABNT NBR 6118, 2014):

$$\frac{b}{2} \cdot x^2 - \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x) = 0 \quad (7)$$

$$E_s = 210 \text{ GPa} = 210000 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$E_c = E_{cs} = 0,85E_{ci} = 0,85 \cdot 5600 f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 4600 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \rightarrow E_{cs} = 4760 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (10)$$

Onde:

- (b) largura da viga;
- (x) altura da linha neutra;
- (α_e) relação entre módulo de elasticidade do concreto e do aço;
- (A_s) área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;
- (d) altura útil;
- (E_s) módulo de elasticidade do aço de armadura passiva;
- (E_{cs}) módulo de deformação secante do concreto;
- (E_{ci}) módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo cordal;
- (f_{ck}) resistência característica à compressão do concreto.

3.4 Momento de inércia no Estádio II

A seção retangular com armadura simples, I_{II} é calculado por momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II (I_{II}), através da expressão (ABNT NBR 6118, 2014):

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \quad (11)$$

Onde:

- (b) largura da viga;
- (α_e) relação entre módulo de elasticidade do concreto e do aço;
- (A_s) área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;
- (d) altura útil;

- (x_{II}) posição da linha neutra.

3.4.1 Momento de inércia equivalente

No ELS, pode ser considerada combinação quase permanente e momento de inércia equivalente é dado pela expressão de rigidez (ABNT NBR 6118, 2014):

$$I = I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_{c+} \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \quad (12)$$

Onde:

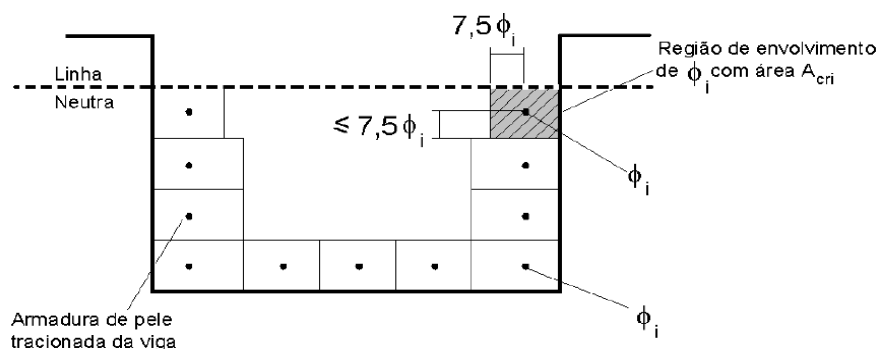
- (I_c) é o momento de inércia da seção bruta de concreto;
- (M_a) é o momento fletor na seção crítica do vão considerado;
- (M_r) é o momento de fissuração do elemento estrutural;
- (I_{II}) Momento de Inércia no Estádio II.

3.5 Área transversal do concreto

Consideram as tensões no concreto na seção transversal, os domínios referem-se às deformações no concreto armado na região exibida (figura 4), utilizado a equação a seguir (ABNT NBR 6118, 2014):

$$A_{cr} = b(d' + 7,5 \cdot \phi_l) \quad (13)$$

FIGURA 4. Área da seção transversal do concreto.



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6118 (2014)

Em que:

- (A_{cr}) área da seção transversal de concreto envolvida pela barra;
- (b) largura,

- (d') altura;
- (ϕ_l) diâmetro das barras de armadura longitudinal de peça estrutural.

3.5.1 Ações para combinação frequente de serviço

Na verificação de abertura de fissuras, deve ser considerada combinação frequente. Sendo a carga frequente de peso próprio e ação variável da sobrecarga, sendo encontrada através desta combinação, através da equação (14) (ABNT NBR 6118, 2014):

TABELA 1. Valores de cargas acidentais.

Ações		γ_{12}		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	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	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6118 (2014)

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (14)$$

Em que:

- ($F_{d,ser}$) ações para combinação de serviço;
- (Ψ_1) Fator de redução de combinação frequente (tabela 1);

- $(\sum_{i=1}^m F_{Gi,k})$ somatória de ações forças devido ao peso próprio;
- $(F_{Q1,k})$ ação da força devido à sobrecarga.

3.5.2 Cálculo de tensão normal no aço de armadura passiva

Para o cálculo do σ_s , utilizado para verificação da abertura de fissuras, deve-se utilizar a expressão (ABNT NBR 6118, 2014):

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e \cdot M_{d,freq} \cdot (d - x^2)}{I_{II}} \quad (16)$$

Onde:

- (σ_s) tensão normal no aço de armadura passiva;
- (α_e) relação entre módulo de elasticidade do concreto e do aço;
- $(M_{d,freq})$ é o momento fletor de combinação frequente;
- (d) é altura útil;
- (x^2) posição da linha neutra;
- (I_{II}) é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II.

TABELA 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS-W $W_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $W_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $W_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $W_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6118 (2014)

3.6 Cálculo das aberturas de fissuras

A abertura máxima característica w_k (mm) das fissuras (Tabela 2), desde que não exceda valor da ordem de 0,3 mm, sob ação das combinações frequentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas. Deve se considerar o menor valor de W_k (ABNT NBR 6118, 2014):

$$W_k \leq \begin{cases} W_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} & (17) \\ W_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) & (18) \end{cases}$$

Em que:

- (W_k) abertura de fissuras
- (A_{cri}) área da região de envolvimento protegida pela barra;
- (E_{si}) módulo de elasticidade do aço;
- (ϕ_i) diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;
- (ρ_{ri}) taxa de armadura passiva ou ativa aderente, em relação a área de envolvimento (A_{cri});
- (σ_{si}) tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II;
- (f_{ctm}) resistência média à tração.

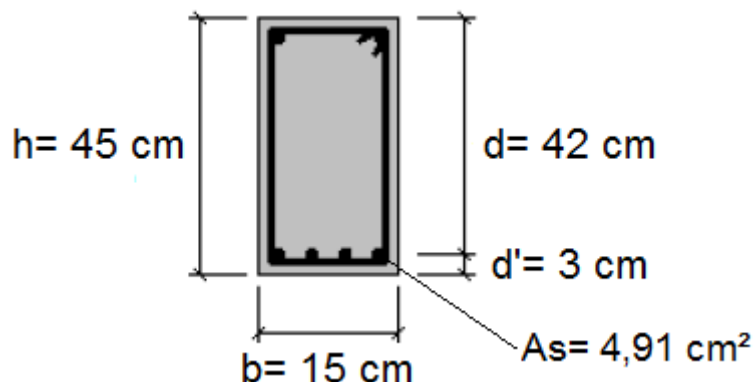
4 RESULTADOS

Os resultados obtidos foram gerados através da envoltória de cálculos especificados pela norma ABNT NBR 6118:2014 para calcular o estado limite de serviço da viga analisada e o software *Ftool* para gerar os diagramas de momento fletor com o acréscimo de recalque. A viga estudada é para um edifício residencial de quatro pavimentos, ela é contínua, com seção retangular, dois vãos de (3,45m) cada, largura b (15 cm), altura h (45 cm), altura útil (42 cm), concreto (C-25) Classe de agressividade ambiental (CAA II), aço (CA 50-A), peso próprio g (11,58 KN/m) devido a carga da laje sobre a viga, peso próprio da viga e o peso da alvenaria, sobrecarga (5,26 KN/m) correspondente a carga da laje sobre a viga com majoração de (1,5

KN/m²). Os apoios são simples e em cada apoio encontra-se uma carga pontual de (9,5 KN) devido ao carregamento dos pilares.

A figura (5) demonstra a seção da viga estudada.

FIGURA 5. Seção da viga.



Fonte: Próprio autor (2018).

A tabela (3) apresenta o cálculo no estado limite (ELS-F) dos itens 3.3.1 e 3.3.3, para formação de fissuras devido a $f_{ctk,inf}$ ($0,1795 \text{ KN/cm}^2$) e deformação excessiva devido a $f_{ct,m}$ ($0,2565 \text{ KN/cm}^2$), (α 1,5), I_c ($113905,25 \text{ cm}^4$), y_t ($22,5 \text{ cm}$), e para os itens 3.4 e 3.4.1, momento de Inércia no Estádio II e Momento Inércia equivalente, onde b (15 cm), d (42 cm), X_2 ($12,95 \text{ cm}$), α_e ($8,82$), A_s ($4,91 \text{ cm}^2$), M_a $56,4 \text{ (KN.m)}$.

TABELA 3. Momentos de formação de fissuras, deformação excessiva, e Momentos de Inércia.

Momento de formação de fissuras (KN.m)	Momento de deformação excessiva (KN.m)	Momento de Inércia no Estádio II (cm ⁴)	Momento de Inércia Equivalente (cm ⁴)
13,63	19,48	47.404,95	50.145,00

Fonte: Próprio autor (2018)

A Tabela (4) expressa os dados adquiridos através dos itens 3.3.2 e 3.5.1. As cargas acidentais aplicadas foram, $\Psi_0 = 0,07$, $\Psi_1 = 0,6$, $\Psi_2 = 0,4$ devido a locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas. Foi adotado um recalque de (11 mm) (Fonseca, 2017) por ser um recalque médio calculado para fundações de sapatas. Os momentos utilizados foram os maiores positivos, pois são os que se referem a área de envolvimento do concreto tracionada.

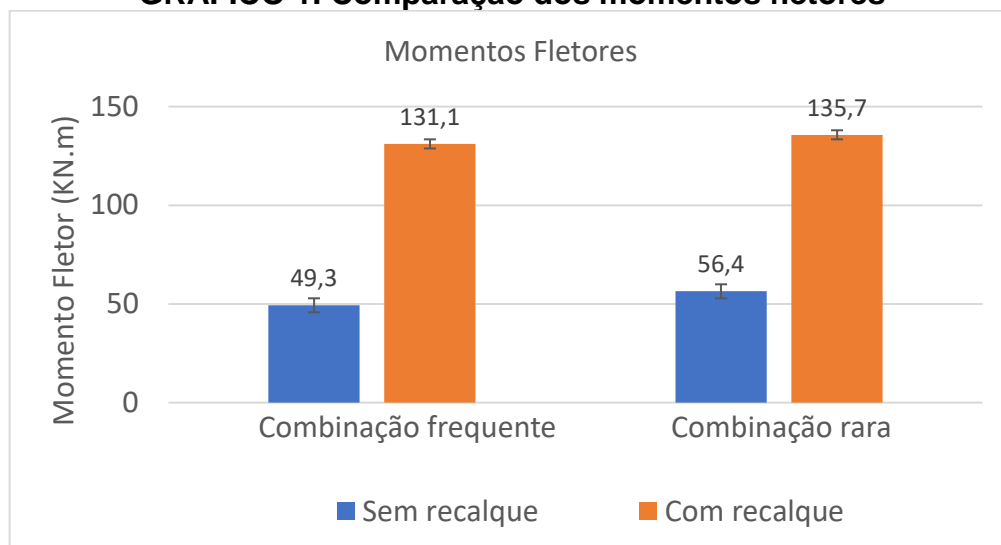
TABELA 4. Comparação de momentos fletores.

Combinação de ação	Força (KN/m)	Momento fletor (KN.m)	Momento fletor com recalque (KN.m)	Aumento %
Combinação frequente	14,74	49,3	131,1	265,22
Combinação rara	16,84	56,4	135,7	240,60

Fonte: Próprio autor (2018)

O gráfico (1) representa os momentos fletores com e sem recalque.

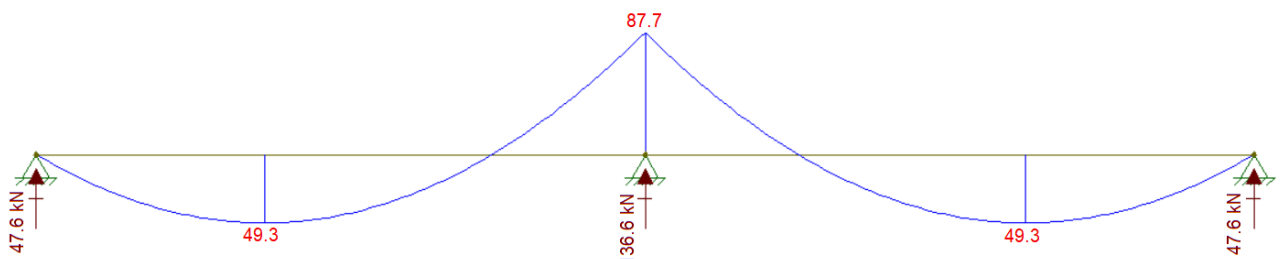
GRAFICO 1. Comparação dos momentos fletores



Fonte: Próprio autor (2018)

A figura (6), apresenta os dados obtidos através do item 3.5.1. para o cálculo de combinação frequente, a força resultante foi usada no *Ftool* para gerar o diagrama de momento fletor.

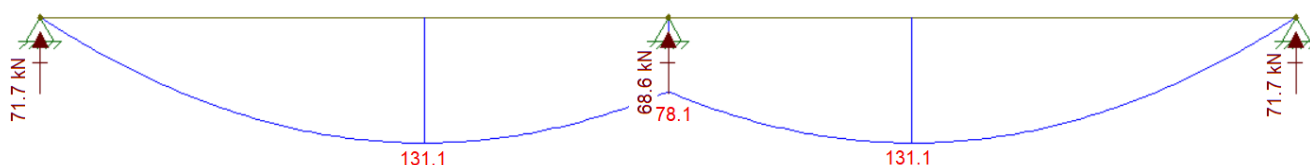
FIGURA 6. Momento fletor para combinação frequente sem recalque.



Fonte: Próprio autor (2018)

A figura (7), mostra os dados obtidos através do *Ftool* para gerar o diagrama de momento fletor, utilizando uma força de recalque de 11 (mm) na maior solicitação de momento fletor para combinação frequente.

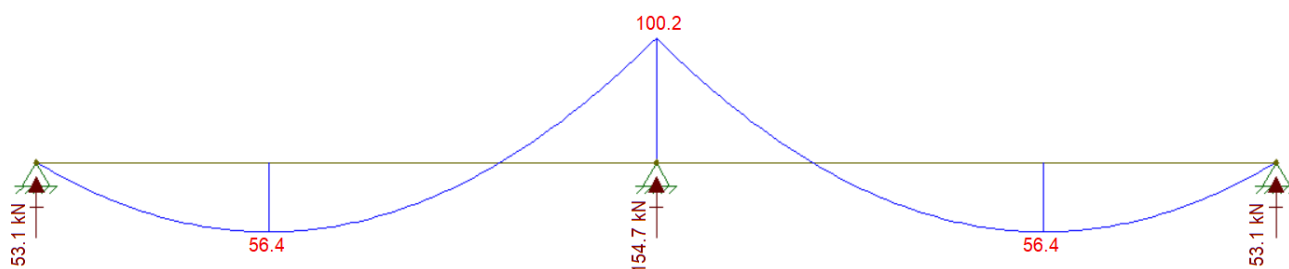
FIGURA 7. Momento fletor combinação frequente com recalque.



Fonte: Próprio autor (2018)

A figura (8), apresenta os dados obtidos através do item 3.3.2. para o cálculo de combinação rara, a força resultante foi usada no *Ftool* para gerar o diagrama de momento fletor.

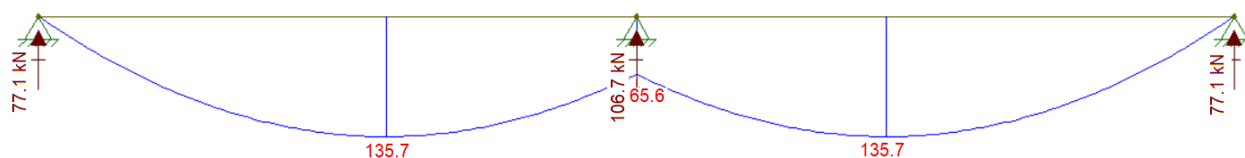
FIGURA 8. Momento fletor para combinação rara sem recalque.



Fonte: Próprio autor (2018)

A figura (9), expressa os dados obtidos através do *Ftool* para gerar o diagrama de momento fletor, utilizando uma força de recalque de 11 (mm) na maior solicitação de momento fletor para combinação rara.

FIGURA 9. Momento fletor combinação rara com recalque.



Fonte: Próprio autor (2018)

A Tabela (5) exhibe os resultados obtidos mediante ao item 3.6, para o cálculo de abertura de fissuras com e sem recalque. Para o cálculo de σ_{si} , sem o recalque adotou-se um ($M_{d,freq}$ 49,30 KN.m) e com o recalque o ($M_{d,freq}$ 131,10 KN.m). Para

ambos (d 42 cm), (X_2 12,95 cm), (ϕ_l 12,5 mm), η (2,25 para barras nervuradas, aço CA-50), E_s (210000 MPa), A_s (4,91 cm²) (4 ϕ 12,5), $f_{ct,m}$ ($0,2565 \frac{KN}{cm^2}$), A_{cr} (185,625 cm) (ρ_{ri} 0,026).

TABELA 5. Comparação do cálculo da exigência relativa a fissuração.

Abertura das fissuras (mm)	Abertura das Fissuras com recalque (mm)	Aumento %
0,11	0,3	272,73

Fonte: Próprio autor (2018)

5 DISCUSSÃO

O estudo foi realizado para o primeiro pavimento do edifício, por ele receber maior carregamento, e sofrer maior deformação. Com os valores obtidos na análise numérica da viga por meio de cálculo da norma ABNT NBR 6118:2014, foram traçadas curvas do momento fletor no software *Ftool* para o estado-limite de serviço. Essas curvas foram comparadas com as obtidas em função do recalque.

Em todas as combinações de ações estudadas o recalque influenciou em uma grande mudança no comportamento das solicitações de momentos. Pode-se constatar nos diagramas gerados pelo *Ftool* que quando se considera recalque na maior solicitação de momento no vão da viga, o diagrama se altera, podendo até mudar a posição do momento de maior solicitação. Na verificação de combinação frequente, o valor calculado do momento considerando o recalque aumentou 265,22% e na combinação e na combinação rara aumentou em 240,60%.

Foi necessário comparar o momento formação de fissuras (13,63 KN.m) com o momento de combinação rara (56,4 KN.m), para verificar se há formação de fissuras na viga. Devido ao momento de combinação rara ser maior que o de formação de fissuras, foi constatado que a seção se encontra fissurada.

Para apuração de deformação excessiva são comparados os momentos de inércia. O momento de Inércia equivalente (50.145,00 cm⁴) foi comparado com o momento de inércia no estádio II (47.404,95 cm⁴), observou-se que o momento de inércia equivalente é maior, portanto haverá fissura ao longo de toda a viga. Por isso é necessário calcular a abertura de fissuras.

No cálculo de abertura de fissuras foi constatado que a viga estudada sem o recalque está de acordo com a verificação de ELS-W, pois o resultado encontrado foi de w_k menor que 0,3 mm, já para a verificação com o recalque está no limite, pois o valor calculado para w_k foi igual a 0,3 mm, neste caso começam a surgir agentes de agressivos para a estrutura, como: carbonatação, ataque de cloretos, corrosão da armadura. Para evitar que isso ocorra recomenda-se aumentar a quantidade de armadura adotada, ou aumentar a seção transversal (b ou h).

6 CONCLUSÃO

O principal objetivo desse estudo foi analisar o quanto o recalque influencia nas solicitações de momentos, e os danos que isso pode causar na estrutura. Os principais danos que podem ocorrer nas estruturas de concreto armado são trincas, fissuras, rachaduras e até a integridade da edificação. Constatou-se um aumento significativo quando se utiliza o recalque na geração do diagrama de momento fletor.

Em virtude dos fatos mencionados foi possível notar que o momento fletor é muito importante de ser analisado, pois provoca um esforço no qual tende a gerar flexão na viga, se esse esforço for maior que o estimado provocará efeitos inesperados e prejudiciais para a estrutura.

Um bom projeto estrutural deve atender as condições de serviço da edificação, pois se essas condições não forem atendidas a estrutura precisará de reparos, gerando custos e transtornos que não estavam previstos.

Por tanto destaca-se a importância da verificação do recalque de fundações, como forma de prevenção dos efeitos patológicos nas estruturas e para evitar prejuízos futuros.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

BASTOS, P. S. dos S. **Estruturas de concreto armado**. Bauru: UNESP, 2014. Disponível: <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Introducao.pdf>. Acesso: 01/06/2018.

BASTOS, P.S. dos S. **Fundamentos do concreto armado**. Bauru: UNESP, 2006. Disponível: https://s3.amazonaws.com/academia.edu.documents/43189267/FUNDAMENTOS_C

oncreto.pdf?AWSAccessKeyId=AKIAIWOWYYGZ2Y53UL3A&Expires=1527868339
&Signature=U8wkcuPGL0NbxJbDbCZFJLg2fyo%3D&response-content-
disposition=inline%3B%20filename%3DUNIVERSIDADE_ESTADUAL_PAULISTA_U
NESP_-Ca.pdf. Acesso: 01/06/2018.

BORGES, J. U. A. **Análise do comportamento de vigas de concreto de alto desempenho por meio da mecânica da fratura**. Tese (Doutorado em ciências), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

CAMACHO, J. S. **Concreto Armado: Estados Limites de Utilização**. 2005. 48 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2005.

CAMPOS FILHO, A. **Estados Limites de Serviço em Estruturas de Concreto Armado**. 2014. 23 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2014.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: segundo NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: Edufscar, 2015.

COUTO, J. A. S.; et al. **O Concreto como material de construção**. 2013. 57 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Tiradentes, Sergipe, 2013.

CUNHA, R.P.; et al. **Controle de Qualidade e Aceitação de Estacas Moldadas In Loco Via Utilização de Ensaios de Integridade de Estacas (PIT)**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. XII COBRAMSEG2002. São Paulo/SP.

FONSECA, F.B. **Fundações e contenções**. Segundo semestre de 2017. Notas de aula.

GARCEZ, E. **Fórmulas adimensionais; de seção, dimensionamento. Unidade 2, dimensionamento de estrutura de concreto armado**, 2012. Disponível: <https://pdfs.semanticscholar.org/presentation/d878/2cb709a7fc668e1f7fec628433bc7dfd664f.pdf>. Acesso: 01/06/2018.

GARCIA, S. L. G. **Taxa de armadura transversal mínima em vigas de concreto armado**. 2002. 207 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

JUNGES, E. **Estudo Comparativo entre métodos simplificados e modelos de elementos finitos não lineares para o cálculo de flecha imediata em vigas de concreto armado**. 2011. 360 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas de hélice contínua via provas de carga**. 2005. 270 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

MARTINS, F. G. **Estudo comparativo entre dois métodos de otimização aplicados à vigas de concreto armado de seção retangular.** 2016. 90 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

PINHEIRO, L. S.; et al. **Bases para cálculo.** 2016. 26 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Usp – Eesc – Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2016.

REBELLO, Y. C. P. **Estruturas de aço, concreto e madeira:** Atendimento da expectativa dimensional. Rio de Janeiro: Iguarate, 2015. 373 p.

SANTOS, D. dos. **Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas tirantes.** 2006. 195 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia Civil de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SOUZA, V. C. de. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo: Pini, 1998.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações:** Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais. São Paulo: Oficiais de Textos, 2011.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações:** Fundações Profundas. São Paulo: Oficiais de Textos, 2010.