

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**

**DAISE FERNANDA RUBIO DA SILVA**

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO FENÔMENO DE FLUÊNCIA EM  
LAJES UNIDIRECIONAIS FABRICADAS COM CONCRETO CONVENCIONAL E  
AUTOADENSÁVEL**

**APUCARANA**

**2021**

**DAISE FERNANDA RUBIO DA SILVA**

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO FENÔMENO DE FLUÊNCIA EM  
LAJES UNIDIRECIONAIS FABRICADAS COM CONCRETO CONVENCIONAL E  
AUTOADENSÁVEL**

**Theoretical and experimental analysis of creep phenomenon in unidirectional  
slabs made with conventional and self-compacting concrete**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação  
apresentado como requisito para obtenção do título  
de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador: Prof. Dr. Rodolfo Krul Tessari  
Coorientadora: Profa. Dra. Rudiele Aparecida  
Schankoski

**APUCARANA**

**2021**



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

**DAISE FERNANDA RUBIO DA SILVA**

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO FENÔMENO DE FLUÊNCIA EM  
LAJES UNIDIRECIONAIS FABRICADAS COM CONCRETO CONVENCIONAL E  
AUTOADENSÁVEL**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação  
apresentado como requisito para obtenção do título  
de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador: Prof. Dr. Rodolfo Krul Tessari  
Coorientadora: Profa. Dra. Rudiele Aparecida  
Schankoski

Data de aprovação: 09/dezembro/2021

---

Rodolfo Krul Tessari  
Doutor em Engenharia Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Rudiele Aparecida Schankoski  
Doutora em Engenharia Civil  
Universidade Federal do Espírito Santo

---

Leonardo Martins e Silva  
Doutor em Engenharia Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Sarah Honorato Lopes da Silva  
Mestre em Engenharia Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

**APUCARANA**

**2021**

## AGRADECIMENTOS

Às Empresas Mix Paraná e METAFA, pela doação de materiais; e aos fornecedores pela disponibilização das especificações técnicas dos produtos utilizados nesta pesquisa.

À Universidade Tecnológica Federal do Paraná – *Campus Apucarana*, pela concessão de insumos e pelas instalações cedidas para realização deste trabalho.

Ao meu orientador, professor e amigo, Rodolfo Krul Tessari – por quem eu tenho profunda admiração e respeito – agradeço pela confiança, pela dedicada orientação e por todo o conhecimento repassado ao longo de todos esses anos na UTFPR.

À minha coorientadora, Rudiele Aparecida Schankoski, pela disposição em me ajudar desde o início do desenvolvimento desta pesquisa. Obrigada pelas inesquecíveis aulas ministradas e por se fazer presente, mesmo há tantos quilômetros de distância.

À professora Sarah Honorato e ao professor Leonardo Martins, pelas importantes contribuições como banca examinadora e por toda ajuda que me deram durante a pesquisa.

A todos os meus professores, por me concederem o bem mais precioso que eu poderia ter: o conhecimento.

Aos alunos Leonardo e João Guilherme, e ao meu amigo Diogo, que gentilmente se dispuseram a me ajudar com o árduo trabalho no laboratório.

À minha amiga, Beatriz, que sempre esteve ao meu lado durante toda a graduação. Obrigada por ser a minha dupla em quase todos os trabalhos e por sempre me ajudar nos momentos mais difíceis.

A todos os meus colegas da UTFPR, pelas experiências compartilhadas, pela companhia durante as refeições e pelas conversas nos corredores. Obrigada por tornarem a caminhada mais leve.

Ao meu namorado, Willian, por sempre me apoiar e acreditar em mim. Por sonhar os meus sonhos comigo e por me encorajar em momentos de insegurança. “Quem tem fé, não tem medo”, não é mesmo? Essa frase sempre esteve entre nós e sempre estará. Obrigada por todo amor.

Aos meus pais, Eli e Edair; à minha irmã, Laisa; aos meus tios, Mônica e Júnior; às minhas primas, Luna e Luísa; e à minha avó, Maria; por serem minha fonte inesgotável de força. Obrigada pelo amor incondicional e pela compressão nos momentos em que estive ausente. Sem vocês eu não chegaria até aqui.

Por fim, agradeço a Deus pela vida, pelas oportunidades e por todos os desafios superados até este momento. Tenho a certeza de que sempre estará comigo. Há muito a percorrer ainda.

## RESUMO

SILVA, D. F. R. **Análise teórica e experimental do fenômeno de fluência em lajes unidirecionais fabricadas com concreto convencional e autoadensável.** 2021. 107 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Apucarana, 2021.

Em um material multifásico, como o concreto, a fração volumétrica dos principais materiais constituintes afeta o comportamento elástico do compósito. O concreto autoadensável (CAA), se comparado ao concreto convencional vibrado (CCV), apresenta alta fluidez e coesão em virtude de seu maior volume de pasta e reduzido volume de agregados. Como o módulo de elasticidade do concreto aumenta em razão da quantidade de agregados graúdos de alto módulo presentes na mistura, concretos autoadensáveis tendem a apresentar rigidez inferior frente às misturas convencionais e, como consequência, maiores deformações sob tensões. É por essa razão que as lajes unidirecionais fabricadas com concretos autoadensáveis são elementos cuja deflexão pode diferir significativamente dos valores estimados teoricamente, pois tanto a característica estrutural quanto a composição do material podem amplificar as deformações desse elemento, principalmente àquelas causadas pelo fenômeno de fluência. Utilizando protótipos de dimensões reais, buscou-se determinar experimentalmente – por meio desta pesquisa – as deformações ao longo do tempo de lajes unidirecionais fabricadas com concreto convencional e autoadensável e analisar se o modelo simplificado da ABNT NBR 6118 apresenta eficiência na determinação das flechas, independentemente do tipo de concreto empregado. Como resultado, observou-se que as lajes não apresentaram deformações excessivas durante o ensaio, ou seja, as lajes não ultrapassaram os limites de deformação para o ELS. Em contrapartida, as deformações determinadas de forma experimental superaram as flechas analíticas para ambos os concretos utilizados.

**Palavras-chave:** Concreto autoadensável. Lajes unidirecionais. Fluência.

## ABSTRACT

SILVA, D. F. R. **Theoretical and experimental analysis of creep phenomenon in unidirectional slabs made with conventional and self-compacting concrete.** 2021. 107 p. Undergraduation Thesis in Civil Engineering – Federal University of Technology – Paraná, Apucarana, 2021.

Concrete is a multiphase material and therefore its constituent materials influence the elastic modulus of the composite. Self-compacting concrete (SCC), compared to conventional vibrated concrete (CVC), has high fluidity and cohesion by virtue of its higher volume of paste and reduced volume of aggregates. Given that the increase modulus of elasticity of concrete occur by increases quantity of coarse aggregates of high modulus of elasticity inside of mixture, self-compacting concrete tend to present lower stiffness in comparison with conventional mixtures and, therefore, higher strain. For this reason, deflections of unidirectional slabs made with conventional e self-compacting concrete may differ from those determined analytically because both of structural characteristics and material composition may increase strains of this structural element, especially those caused by creep phenomenon. Using prototypes with real dimensions, sought to determine experimentally – through this research – the deflections along the time of unidirectional slabs made with conventional e self-compacting concrete as well as to analyze if the simplified predicting of deflections model of Brazilian Code for Structural Concrete ABNT NBR 6118 is efficient regardless of the type of concrete used. As a conclusion in this research, observed that slabs did not present excessive deformations during the tests, in other words, as the slabs did not exceed the deflection-limits of serviceability limit state (SLS). However, the deflections determined experimentally exceed the deflections determined analytically to both types of concrete used.

**Keywords:** Self-compacting concrete. Unidirectional slabs. Creep.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comparação da composição de um CCV e de um CAA.....	20
Figura 2 - Mecanismos de dispersão por Repulsão Eletrostática e Estérica.....	23
Figura 3 - Deformação entre átomos.....	29
Figura 4 - Deformação dos constituintes do concreto. ....	29
Figura 5 - Parâmetros que influenciam o módulo de elasticidade do concreto. ....	31
Figura 6 - Reversibilidade da fluência. ....	32
Figura 7 - Exemplo de laje nervurada com vigota pré-fabricada tipo treliçada.....	35
Figura 8 - Exemplo de laje nervurada moldada no local. ....	35
Figura 9 - Enchimento de lajota cerâmica em laje nervurada unidirecional. ....	35
Figura 10 - Enchimento de EPS em laje nervurada unidirecional. ....	36
Figura 11 - Exemplo de armadura de distribuição aplicada em laje com vigota pré-moldada.....	36
Figura 12 - Domínios de deformação de uma seção transversal no ELU. ....	38
Figura 13 - Seção transversal em forma de "T".....	42
Figura 14 - Seção T com $0,8 \cdot x \leq hf$ , para concretos com $fck \leq 50 MPa$ .....	42
Figura 15 - Decomposição da seção T com armadura simples ( $As' = 0$ ). ....	43
Figura 16 - Viga de concreto armado simplesmente apoiada sob ações de serviço. ....	47
Figura 17 - Ensaio para medição de deformação ao longo do tempo de lajes unidirecionais com vigotas pré-moldadas. a) Lajes isostáticas. b) Lajes hiperestáticas. ....	52
Figura 18 - Evolução das flechas experimentais e teóricas para as lajes isostáticas. ....	53
Figura 19 - Esquema de ensaio de uma das vigas da pesquisa de Simonette (2008). ....	53
Figura 20 - Quarteador.....	56
Figura 21 - Agente de cura.....	59
Figura 22 - Utensílios para <i>slump test</i> .....	61
Figura 23 - <i>Slump test</i> .....	62



Figura 24 - CCV no estado fresco: <i>Slump test</i> . .....	63
Figura 25 - Ensaio $T_{500}$ e <i>Slump Flow</i> . .....	66
Figura 26 - Ensaio Anel-J. ....	67
Figura 27 - Classes do índice de estabilidade visual (IEV). .....	67
Figura 28 - CAA no estado fresco: a) Espalhamento. b) Leve exsudação. ....	69
Figura 29 - Área de influência de cada nervura.....	71
Figura 30 - Seção transversal adotada. ....	71
Figura 31 - Formas de madeira. ....	71
Figura 32 – Montagem formas para concretagem das lajes. ....	72
Figura 33 - Disposição das lajes e apoios para ensaio. ....	73
Figura 34 - Apoio rotulado para as lajes.....	73
Figura 35 - Escoramento das formas para concretagem. ....	74
Figura 36 - Ensaio de espalhamento ( <i>slump flow</i> ). ....	75
Figura 37 - Ensaio de espalhamento com anel-J. ....	75
Figura 38 - CAA: a) Laje. b) Corpos de prova. ....	76
Figura 39 - Cura química da laje fabricada com CAA. ....	77
Figura 40 - Lajes concretadas em processo de cura química. ....	78
Figura 41 - Ensaio de compressão axial. ....	79
Figura 42 - Emendas na base da forma. ....	81
Figura 43 - Posicionamento dos relógios comparadores. ....	82
Figura 44 - Carga aplicada nas lajes. ....	82
Figura 45 - Vista lateral do esquema idealizado para medição de flecha nas lajes. .	83
Figura 46 - Medição com paquímetro (mesa laje de CAA).....	84
Figura 47 - Corpo de prova de CAA após ensaio de compressão axial. ....	85

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Distribuição Granulométrica do Agregado Miúdo. ....	57
Gráfico 2 - Distribuição granulométrica agregado graúdo 4,75/12,5. ....	57
Gráfico 3 - Distribuição granulométrica agregado graúdo 9,5/25. ....	58
Gráfico 4 - Flecha total teórica e experimental para a laje de CCV. ....	94
Gráfico 5 - Flecha total teórica e experimental para a laje de CAA. ....	94

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Designação normalizada, sigla e classe do cimento Portland.....	21
Quadro 2 - Classe de agressividade ambiental.....	39
Quadro 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta C = 10mm$ .....	40
Quadro 4 - Características geométricas de seções transversais em "T" no estádio I, sem considerar a presença da armadura.....	44
Quadro 5 - Características geométricas de seções transversais em "T" no estádio I, com armadura longitudinal $A_s$ .....	44
Quadro 6 – Limites para deslocamentos (aceitabilidade sensorial) .....	49
Quadro 7 - Limites para deslocamentos (efeitos estruturais em serviço).....	50
Quadro 8 - Limites para deslocamentos (efeitos em elementos não estruturais).....	51
Quadro 9 - Especificação técnica do aditivo. ....	58
Quadro 10 - Especificação técnica do agente de cura.....	59
Quadro 11 - Classes de índice de estabilidade visual (IEV).....	68

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Recomendações sobre classificação e aplicação do CAA.....	27
Tabela 2 - Especificações do CP V ARI-RS.....	56
Tabela 3 - Caracterização física dos agregados.....	58
Tabela 4 - Composição do CCV.....	61
Tabela 5 - Classes de consistência do concreto.....	62
Tabela 6 - Resistência à compressão do CCV aos 7 dias de idade (estudo piloto).....	64
Tabela 7 - Composição do CAA.....	64
Tabela 8 - Critérios de aceitação do CAA para aplicação em lajes.....	68
Tabela 9 - Resultados dos ensaios do CAA no Estado Fresco.....	68
Tabela 10 - Resistência à compressão do CAA aos 7 dias de idade (estudo piloto).....	70
Tabela 11 - Traço do CAA para as lajes.....	74
Tabela 12 - Resultados dos ensaios de caracterização no estado fresco para o CAA. .....	76
Tabela 13 - Resultado do <i>slump test</i> para o CCV.....	77
Tabela 14 - Resistência à compressão dos concretos das lajes.....	85
Tabela 15 - Características das lajes.....	86
Tabela 16 - Cálculo da flecha diferida no tempo na condição de projeto.....	90
Tabela 17 - Cálculo da flecha diferida no tempo para a situação de protótipo.....	90
Tabela 18 - Flecha total estimada no tempo infinito.....	91
Tabela 19 - Momento fletor resistente com e sem coeficiente de segurança.....	92
Tabela 20 - Comparação entre as flechas imediatas teóricas e experimentais.....	92
Tabela 21 - Valores teóricos e experimentais das flechas ao longo do tempo.....	93
Tabela 22 - Flechas imediatas.....	95
Tabela A.1 - Resumo e comentários sobre métodos de dosagem para CAA.....	104

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>15</b>
1.1	OBJETIVOS .....	17
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA</b> .....	<b>18</b>
2.1	CONCRETO AUTOADENSÁVEL .....	18
2.1.1	Vantagens do CAA .....	18
2.1.2	Materiais constituintes .....	19
2.1.2.1	Cimento Portland.....	20
2.1.2.2	Agregados .....	22
2.1.2.3	Aditivos.....	22
2.1.2.4	Adições .....	24
2.1.3	Caracterização do CAA .....	25
2.2	DEFORMABILIDADE DO CONCRETO .....	29
2.2.1	<b>Fluência</b> .....	<b>32</b>
2.3	LAJES NERVURADAS UNIDIRECIONAIS .....	34
2.3.1	<b>Dimensionamento</b> .....	<b>37</b>
2.3.1.1	Cálculo do momento resistente .....	40
2.3.1.2	Seção T .....	41
2.3.1.3	Estado limite de serviço de deformação excessiva .....	43
2.3.1.3.1	<i>Características geométricas de seções T nos estádios I e II</i> .....	44
2.3.1.3.2	<i>Cálculo para flecha imediata</i> .....	46
2.3.1.3.3	<i>Cálculo para flecha diferida no tempo</i> .....	48
2.3.1.3.4	<i>Deslocamentos-limites</i> .....	49
2.4	TRABALHOS RELACIONADOS.....	52
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>55</b>
3.1	MATERIAIS .....	55
3.1.1	<b>Cimento Portland</b> .....	<b>55</b>
3.1.2	<b>Agregados</b> .....	<b>56</b>
3.1.3	<b>Aditivo</b> .....	<b>58</b>
3.1.4	<b>EPS</b> .....	<b>59</b>
3.1.5	<b>Vergalhões de Aço</b> .....	<b>59</b>

<b>3.1.6</b>	<b>Agente de Cura</b> .....	<b>59</b>
<b>3.2</b>	<b>MÉTODOS</b> .....	<b>60</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Estudo do Proporcionamento dos Concretos</b> .....	<b>60</b>
3.2.1.1	Produção do CCV .....	60
3.2.1.2	Produção do CAA.....	64
<b>3.2.2</b>	<b>Montagem das Formas e Apoios das Lajes</b> .....	<b>70</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Concretagem das Lajes</b> .....	<b>74</b>
<b>3.2.4</b>	<b>Determinação da Resistência à Compressão dos Concretos</b> .....	<b>78</b>
<b>3.2.5</b>	<b>Ensaio de Deformação ao Longo Do Tempo nas Lajes</b> .....	<b>80</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>85</b>
4.1	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA .....	85
4.2	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO .....	91
4.3	COMPARAÇÃO ENTRE FLECHAS TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS.....	92
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	<b>96</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>97</b>
	<b>ANEXO A</b> .....	<b>103</b>
	<b>ANEXO B</b> .....	<b>108</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Existe uma tendência entre projetistas, calculistas e engenheiros de obras em se preocupar somente com a resistência à compressão do concreto. Geralmente, esta propriedade é utilizada para o controle da qualidade da fabricação do material e é obtida por meio de ensaios de corpos de prova cilíndricos. Portanto, admite-se – erroneamente – que a resistência à compressão seja capaz de fornecer todas as informações relativas à resistência e à deformabilidade do concreto (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2020).

Em um material multifásico como o concreto, a fração volumétrica dos principais materiais constituintes afeta o comportamento elástico do compósito, sendo a característica reológica da mistura a principal diferença entre o concreto vibrado e o autoadensável (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Este último apresenta alta fluidez e coesão de forma simultânea, consequência da sua composição, que é dada por uma grande quantidade de finos, ou seja, alto volume de pasta e reduzido volume de agregados (CAVALCANTI, 2006, MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Tutikian (2008) afirma que concretos com teores elevados de argamassa tendem a apresentar módulo de elasticidade reduzido, já que os agregados graúdos são os principais responsáveis por essa propriedade.

Em geral, o módulo de elasticidade do concreto aumenta à medida que se eleva a proporção de agregados graúdos de alto módulo de elasticidade da mistura (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Girardi (2018) observou este efeito a partir de ensaios experimentais, nos quais traços de mesma relação  $a/c$  e resistência à compressão apresentam valores reduzidos de módulo de elasticidade com o aumento do volume de pasta e redução da matriz granular.

Neste contexto, sabe-se que a proporção dos agregados graúdos afeta o comportamento elástico do concreto, tendo influência direta em seu estado sob tensão, haja vista que menores módulos de elasticidade induzem maiores deformações. Salienta-se também que, em geral, o concreto autoadensável (CAA) possui maior volume de pasta no compósito e, portanto, pode apresentar rigidez reduzida se comparado com o concreto convencional vibrado (CCV).

Tibbetts *et al.* (2018) enfatizam que a rigidez do concreto é particularmente importante para a verificação de estados limites de serviço (ELS). Segundo os autores, variações do módulo de elasticidade impactam diretamente no cálculo da deflexão de peças. Especificam, ainda, que há uma relação inversa de proporcionalidade entre ambos, de modo que uma diminuição de 5% no módulo resulta em um aumento de 5% na deflexão ou curvatura do elemento.

Modelos matemáticos disponíveis na literatura são utilizados para prever a deformação das estruturas de concreto. Essas deformações dependem de uma série de fatores, entre os quais destaca-se a fluência, que, em conjunto com a retração por secagem, afeta o comportamento estrutural em longo prazo (DINIZ; FERNANDES; KUPERMAN, 2011).

Devido à tamanha complexidade e variabilidade dos parâmetros que influenciam a deformabilidade das estruturas, os processos analíticos nem sempre são suficientes para estabelecer previsões precisas de comportamento (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2020). Isso é notável sobretudo para as lajes, pois este tipo de elemento tende a sofrer mais com as deformações devido à sua esbeltez. Especialmente as lajes unidirecionais fabricadas com concretos autoadensáveis são elementos cuja deflexão pode diferir significativamente dos valores estimados teoricamente, pois tanto a característica estrutural quanto a composição do material podem acarretar maiores deformações ao longo do tempo.

Nesse sentido, Diniz *et al.* (2011) afirmam que mais ensaios de determinação da fluência devem ser realizados, empregando vários tipos de concretos que são rotineiramente utilizados pelo mercado da construção civil. Devido ao alto teor de pasta, o CAA pode apresentar maior retração e fluência do que as misturas convencionais. Como o atual conhecimento dos aspectos de retração e fluência é limitado, é de fundamental importância que mais pesquisas nesta área sejam realizadas, pois estes fatores devem ser considerados durante a dosagem e especificação deste material (EFNARC, 2002).

Sendo assim, o presente trabalho visa contribuir com ensaios em lajes unidirecionais, utilizando concreto convencional e autoadensável, a fim de compreender seu comportamento estrutural ao longo do tempo, frente à carregamentos permanentes.



## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é avaliar experimentalmente a deformação ao longo do tempo em lajes nervuradas unidirecionais fabricadas em concreto convencional vibrado (CCV) e concreto autoadensável (CAA); bem como analisar se o modelo de cálculo simplificado da ABNT NBR 6118 (2014) apresenta bons resultados para determinação das flechas diferidas no tempo independentemente do tipo de concreto utilizado.

Neste contexto, os objetivos específicos consistem em:

- a. Avaliar as propriedades no estado endurecido do CCV e do CAA nas idades pertinentes;
- b. Avaliar a diferença de deformabilidade das lajes ao longo do tempo;
- c. Verificar a compatibilidade das flechas obtidas de forma teórica e experimental;
- d. Propor uma metodologia de ensaio de fluência em lajes a fim de ajudar no desenvolvimento de novas pesquisas e no planejamento de futuros ensaios.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 CONCRETO AUTOADENSÁVEL

A ABNT NBR 15823-1 (2017) define concreto autoadensável como o concreto capaz de fluir, preencher espaços e passar por embutidos (armaduras, dutos e insertos) por exclusiva ação do seu peso próprio, enquanto se mantém isento de segregação nas etapas de mistura, transporte, lançamento e acabamento.

No estado endurecido, suas propriedades são semelhantes às do CCV: o tipo de cimento e a relação água/cimento definem sua resistência à compressão; devido ao seu maior volume de pasta pode apresentar maior retração e fluência; e, pela ausência de adensamento manual – que geralmente acarreta falhas de concretagem –, o acabamento superficial dos concretos é melhor, o que aumenta também a durabilidade das estruturas (SCHANKOSKI, 2017).

A tecnologia do concreto autoadensável foi utilizada pioneiramente no Japão, na década de 1980. A demanda no país surgiu devido à escassez de trabalhadores qualificados na construção civil e à necessidade de aumentar a durabilidade das estruturas de concreto, especialmente aquelas densamente armadas em que a utilização de vibradores para o adensamento é dificultada (OKAMURA; OUCHI, 1999). Desde então, o CAA tem sido muito utilizado por grandes construtoras e indústrias de pré-fabricados, por consequência de suas inúmeras vantagens frente ao concreto convencional vibrado (NUNES, 2001).

#### 2.1.1 Vantagens do CAA

Segundo Tutikian (2008), os benefícios que o CAA é capaz de proporcionar de forma direta ou indireta se dão pela:

- diminuição do tempo de construção e redução da mão-de obra no canteiro devido à agilidade de lançamento e à dispensa de adensamento;

- melhoria do acabamento da superfície e da durabilidade das estruturas por evitar a ocorrência de falhas de concretagem provenientes da má vibração;
- possibilidade de utilização de fôrmas complexas com altas taxas de armadura devido à sua capacidade de preencher os vazios, incluindo os de difícil acesso;
- eliminação do ruído de vibração, o que é importante para obras em grandes centros urbanos ou próximas a escolas e hospitais;
- redução do custo final do concreto e/ou da estrutura, caso sejam contabilizados os ganhos citados acima.

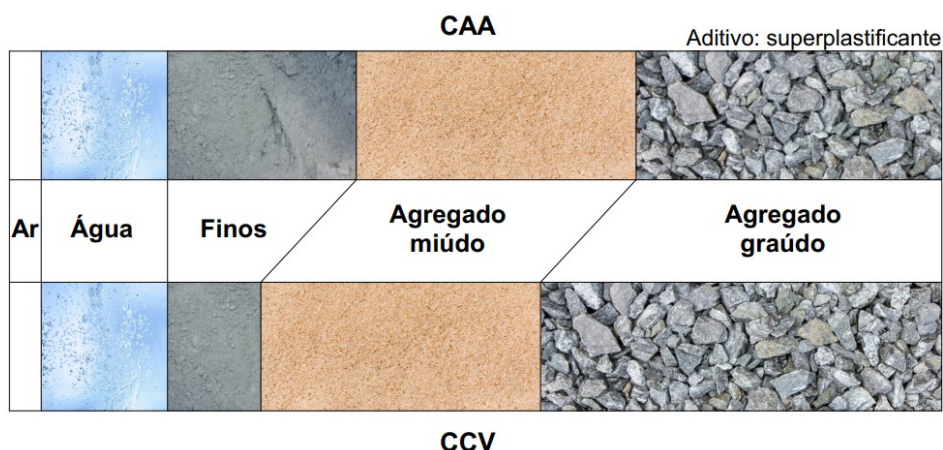
Além disso, Nunes (2001) e Manuel (2005) ressaltam que o CAA proporciona um ambiente de trabalho mais sadio ao dispensar o uso de vibradores nas obras, fato que evita sérios problemas de saúde aos operários. O contato recorrente com esse tipo de equipamento pode causar perturbações na circulação sanguínea em virtude do excesso de vibração transmitida ao operador, além de malefícios devido ao ruído intenso.

A gama de benefícios oferecida pelo CAA vai além dos aspectos fundamentais da qualidade e da produtividade; ele abre caminho para a automação do processo e permite a construção de estruturas de concreto de maneira mais eficiente (SCHANKOSKI, 2017, p. 27).

### **2.1.2 Materiais constituintes**

Em termos de composição dos concretos, o CCV e o CAA são semelhantes. Ambos podem ser confeccionados com os mesmos materiais, porém em proporções diferentes. A Figura 1 ilustra uma comparação dos constituintes de cada mistura, feita por Okamura e Ouchi (2003). Embora a ilustração não mencione aditivo para o CCV, é muito comum o emprego desse material químico para atingir desempenho satisfatório no estado fresco.

**Figura 1 - Comparação da composição de um CCV e de um CAA.**



Fonte: Adaptado de Okamura e Ouchi (2003).

Conhecer as principais características dos materiais constituintes dos concretos e seus métodos de dosagem se faz importante para obtenção de misturas que atinjam o comportamento requerido tanto no estado fresco quanto no estado endurecido. Os principais métodos de dosagem para o CAA, referenciados no âmbito técnico, foram resumidos e explanados por Schankoski (2017) em uma tabela que pode ser encontrada no Anexo A deste trabalho.

Os subitens a seguir abordam, de forma sucinta, os principais materiais utilizados para a produção dos concretos.

#### 2.1.2.1 Cimento Portland

O cimento Portland é um material pulverulento composto principalmente por silicatos e aluminatos. Na presença de água, se apresenta como um material aglomerante que, com o tempo, ganha rigidez e resistência, formando a pasta de cimento hidratada (NEVILLE, 2016).

De acordo com a ABNT NBR 16697 (2018, p. 3), “os cimentos Portland são designados por seu tipo que correspondem a adições e propriedades especiais”. O Quadro 1 apresenta os tipos de cimentos Portland normalizados no Brasil.

**Quadro 1 - Designação normalizada, sigla e classe do cimento Portland.**

Designação normalizada (tipo)	Subtipo	Sigla	Classe de resistência	Sufixo
Cimento Portland comum	Sem adição	CP I	25, 32 ou 40 <sup>c</sup>	RS <sup>a</sup> ou BC <sup>b</sup>
	Com adição	CP I-S		
Cimento Portland composto	Com escória granulada de alto forno	CP II-E		
	Com material carbonático	CP II-F		
	Com material pozolânico	CP II-Z		
Cimento Portland de alto-forno		CP III		
Cimento Portland pozolânico		CP IV		
Cimento Portland de alta resistência inicial		CP V	ARI <sup>d</sup>	
Cimento Portland branco	Estrutural	CPB	25, 32 ou 40 <sup>c</sup>	
	Não Estrutural	CPB	-	-

<sup>a</sup> O sufixo RS significa resistente a sulfatos e se aplica a qualquer tipo de cimento Portland que atenda aos requisitos estabelecidos em 5.3, além dos requisitos para seu tipo e classe originais.

<sup>b</sup> O sufixo BC significa baixo calor de hidratação e se aplica a qualquer tipo de cimento Portland que atenda aos requisitos estabelecidos em 5.4, além dos requisitos para seu tipo e classe originais.

<sup>c</sup> As classes 25, 32 e 40 representam os valores mínimos de resistência à compressão aos 28 dias de idade, em megapascals (MPa), conforme método de ensaio estabelecido pela ABNT NBR 7215.

<sup>d</sup> Cimento Portland de alta resistência inicial, CP V, que apresenta a 1 dia de idade resistência igual ou maior que 14 MPa, quando ensaiado de acordo com a ABNT NBR 7215 e atende aos demais requisitos estabelecidos nesta Norma para esse tipo de cimento.

**Fonte: ABNT NBR 16697 (2018).**

Para Cavalcanti (2006, p. 30), “não existe um cimento específico para o CAA”. Todos os tipos de cimento podem ser utilizados desde que estejam em conformidade com as normas técnicas vigentes. A seleção do tipo de cimento deve ser feita, sobretudo, de acordo com os requisitos básicos do concreto, como resistência e durabilidade (EFNARC, 2002).

Entretanto, sua composição pode influenciar em alguns aspectos do CAA. De acordo com Ferrari *et al.* (2017) *apud* Scheeren (2017), na presença de um aditivo superplastificante à base de policarboxilato, por exemplo, a cinética de hidratação depende significativamente da quantidade de aluminatos na composição do cimento, podendo ser observada a perda de trabalhabilidade da mistura. A EFNARC (2002)

recomenda cimentos que apresentem teor máximo de 10% – em massa – de aluminatos tricálcicos ( $C_3A$ ).

Além disso, Tutikian (2008) salienta que cimentos que apresentam maior superfície específica são os mais apropriados para o CAA, pois ajudam a obter misturas mais coesas no estado fresco.

#### 2.1.2.2 Agregados

Os agregados, miúdos e graúdos, devem possuir grãos inertes, duráveis, isentos de qualquer substância de natureza e quantidade que possam afetar as reações químicas de hidratação do cimento.

Em geral, tanto as areias naturais quanto as artificiais (provenientes do processo de britagem) podem ser utilizadas como agregado miúdo no CAA. O critério de escolha, portanto, se condiciona principalmente à demanda de água da mistura. Areias artificiais possuem grãos mais angulosos e maior descontinuidade da composição granulométrica. Areias naturais, por sua vez, possuem grãos mais arredondados e textura mais lisa, o que é preferível para o CAA pois confere aumento da fluidez para uma mesma quantidade de água. Vale ressaltar que os CAA necessitam da adição de finos e, quanto menor o módulo de finura do agregado miúdo, melhor para a produção de concretos de elevada coesão (TUTIKIAN, 2008).

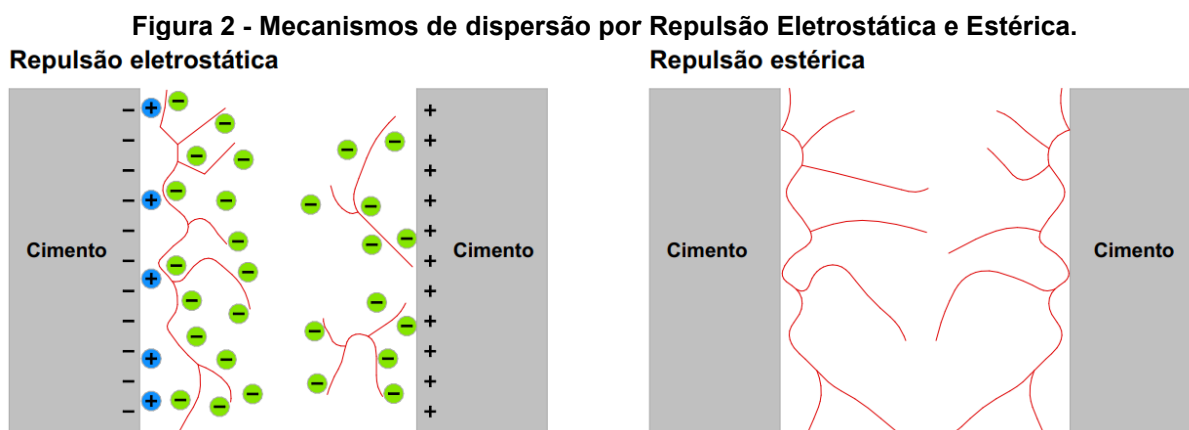
Usualmente, os agregados graúdos utilizados na produção dos concretos são aqueles disponíveis na região da central de dosagem. É preferível escolher agregados graúdos de elevada resistência à compressão para que não limitem a resistência do concreto. Com relação às suas dimensões, Gómes e Maestro (2005 *apud* TUTIKIAN, 2008) recomendam que a dimensão máxima característica do agregado graúdo para o CAA não seja maior do que  $2/3$  do espaçamento entre as barras e  $3/4$  do cobrimento das armaduras.

#### 2.1.2.3 Aditivos

A ABNT NBR 11768 (2019) define os aditivos como produtos químicos adicionados aos concretos com o intuito de modificar suas propriedades no estado fresco e/ou no estado endurecido.

“O uso de aditivos químicos permite a produção de materiais cimentícios para uma ampla variedade de aplicações, desde misturas com consistência seca até concreto autoadensável.” (HARTMANN; JEKNAVORIAN; SILVA; BENINI, 2011, p. 347).

As partículas de cimento em contato com a água apresentam alta tendência à floculação, o que aumenta a viscosidade da mistura e reduz a área específica disponível dos grãos anidros para as reações de hidratação. Os aditivos à base de melamina, naftaleno ou lignossulfonato promovem a dispersão das partículas floculadas por repulsão eletrostática. Os aditivos à base de policarboxilatos também atuam de tal modo, porém seu mecanismo dominante para a dispersão dos grãos ocorre por repulsão estérica, em que pequenas barreiras físicas são criadas entre os grãos de cimento, garantindo forte dispersão das partículas e alta fluidez da mistura (HARTMANN; HELENE, 2002). Os dois mecanismos de dispersão citados estão representados na Figura 2 .



Além da característica de alta trabalhabilidade que os aditivos superplastificantes (SP) à base de policarboxilatos promovem ao CAA, aditivos modificadores de viscosidade (VMA) podem ser utilizados nesse tipo de concreto para que a mistura apresente alta coesão e mantenha-se livre de exsudação e segregação. Os VMA atuam principalmente de duas formas: adsorvendo as partículas de finos, o que aumenta a viscosidade e reduz a fluidez da pasta – como é o caso dos produtos à base de celulose e acrílico –; ou formando uma rede que detém a água e sustenta os agregados, o que aumenta a viscosidade e garante fluidez moderada – como é o

caso dos produtos à base de glicol e biopolímeros (EVARISTO; ALMEIDA; CAPUZZO, 2021).

#### 2.1.2.4 Adições

As adições minerais no concreto são incorporadas na mistura com objetivo de obter propriedades específicas, podendo ser predominantemente inertes (API) ou predominantemente reativas (APR). As API alteram propriedades físicas, proporcionando maior compacidade às misturas e menor consumo de cimento. São exemplos de adições inertes os fíleres de calcário, quartzo e resíduos de serragem de mármore e granito. Já as APR colaboram com a formação dos produtos de hidratação. São exemplos de adições reativas as pozolanas, cinzas volantes, cinzas da casca de arroz, cinzas da caldeira da queima do bagaço da cana de açúcar, sílica ativa e metacaulin (CAVALCANTI, 2006).

“As adições minerais devem ser escolhidas após uma análise técnica e econômica e podem ser diversas, desde que tenham áreas superficiais maiores que a do componente que estão substituindo” (TUTIKIAN, 2008, p. 29).

Incorporadas no concreto autoadensável, as adições minerais inertes, por exemplo, podem melhorar aspectos reológicos da mistura no estado fresco, como viscosidade e coesão. Para uma dada trabalhabilidade, a exsudação e a segregação são reduzidas em função do maior volume de finos e menor consumo de água. (DAL MOLIN, 2011). Deste modo, se uma mistura demanda alto teor de finos e não se deseja aumentar o consumo de cimento – o que aumentaria a resistência à compressão e a retração do concreto – adições inertes se apresentam como uma alternativa de substituição.

Adições pozolânicas, por sua vez, permitem às misturas atingir maior coesão no estado fresco, mas também podem aumentar notoriamente a resistência à compressão dos concretos no estado endurecido. (DAL MOLIN, 2011).



### 2.1.3 Caracterização do CAA

Tendo em vista a definição da norma brasileira para concreto autoadensável, três critérios são utilizados para sua caracterização no estado fresco:

- **Fluidez:** capacidade de fluir e preencher completamente os vazios das fôrmas sob ação da gravidade sem qualquer tipo de adensamento;
- **Habilidade passante:** habilidade de passar livremente por restrições e estreitamentos sem separar seus constituintes;
- **Resistência à segregação:** capacidade de manter agregados graúdos em suspensão na mistura de modo a mantê-la homogênea.

A ABNT NBR 15823 (2017) estabelece os requisitos para classificação, controle e aceitação do CAA no estado fresco de acordo com sua aplicação. Segundo a referida norma, o recebimento do CAA no estado fresco deve ser baseado, no mínimo, na comprovação das seguintes propriedades: fluidez, pelo ensaio de espalhamento; viscosidade plástica aparente, pelo ensaio  $t_{500}$ ; estabilidade visual, pela determinação do índice de estabilidade visual (IEV); e habilidade passante, pelo ensaio do espalhamento com anel J. Ressalta, ainda, que para casos de grande complexidade estrutural e altas taxas de armadura, pode ser necessária a realização de ensaios adicionais para determinação das propriedades do CAA, como:

- **Caixa L:** caixa em forma de “L” provida de uma grade com duas ou três barras metálicas lisas equidistantes entre si. É utilizada para avaliar a habilidade do concreto em passar por restrições sob pressão. O método de ensaio encontra-se na ABNT NBR 15823-4 (2017);
- **Caixa U:** caixa com o formato de “U” composta por dois compartimentos de dimensões iguais separadas por uma face que possui uma comporta deslizante. Utilizada para determinar a habilidade passante e a capacidade de enchimento do CAA. O método de ensaio consta na ABNT NBR 152823-4 (2017);
- **Funil V:** funil metálico utilizado para medir o tempo de escoamento do CAA ao passar por estreitamentos. O método de ensaio pode ser visto na ABNT NBR 15823-5 (2017);

- Coluna de segregação: tubo seccionado em três partes, posicionado em uma base nivelada. Avalia a segregação da mistura em função da diferença entre a quantidade de agregado graúdo do CAA nas seções do topo e da base após 20 minutos do preenchimento do tubo. Este ensaio encontra-se na ABNT NBR 15823-6 (2017);
- Método da peneira: avalia a resistência à segregação, determinando o volume de concreto retido e passante por uma determinada peneira, após a massa de concreto permanecer em repouso sobre essa peneira por cerca de 2 minutos. O método de ensaio encontra-se na ABNT NBR 15823-6 (2017).

As recomendações para a classificação e aplicação do CAA de acordo com os resultados dos ensaios supracitados constam na Tabela 1.

Tabela 1 - Recomendações sobre classificação e aplicação do CAA.

(continua)

Propriedade do CAA no estado fresco	Ensaio	Classe	Crítérios para classificação	Aplicação	Exemplo
Fluidez	Espalhamento ( <i>Slump-flow</i> )	SF 1	550 a 650 mm	Estruturas não armadas ou com baixa taxa de armadura e embutidos, cuja concretagem é realizada a partir do ponto mais alto, com deslocamento livre.  Estruturas que requerem uma curta distância de espalhamento horizontal do CAA.	Lajes; estacas e certas fundações profundas
		SF 2	660 a 750 mm	Adequada para a maioria das aplicações correntes	Paredes, vigas, pilares e outras
		SF 3	760 a 850 mm	Estruturas com alta densidade de armadura e/ou de forma arquitetônica complexa, com o uso de concreto com agregado graúdo de pequenas dimensões (menor que 12,5mm)	Pilares-parede, paredes-diafragma e pilares
Viscosidade plástica aparente	T500	VS 1	≤ 2 segundos	Adequado para elementos estruturais com alta densidade de armadura e embutidos, mas requer controle da exsudação e da segregação.	Paredes-diafragma, pilares-parede, indústria de pré-moldados e concreto aparente
	Funil V	VF 1	< 9 segundos	Concretagens realizadas a partir do ponto mais alto com deslocamento livre.	
	T500	VS 2	> 2 segundos	Adequado para a maioria das aplicações correntes. Apresenta efeito tixotrópico que acarreta menor pressão sobre as fôrmas e melhor resistência à segregação.	Vigas lajes e outras
	Funil V	VF 2	9 a 25 segundos	Efeitos negativos podem ser obtidos com relação à superfície de acabamento (ar aprisionado), no preenchimento de cantos e suscetibilidade a interrupções ou demora entre sucessivas camadas	

(conclusão)

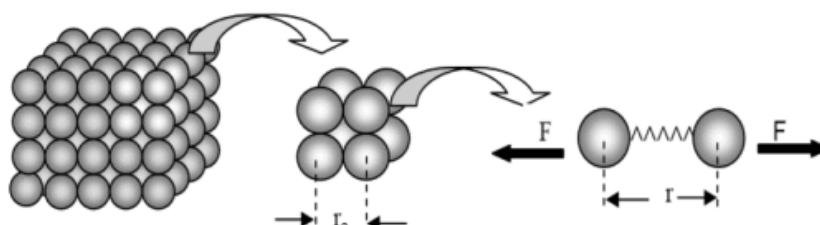
Propriedade do CAA no estado fresco	Ensaio	Classe	Critérios para classificação	Aplicação	Exemplo
Habilidade passante	Anel J	PJ 1	0 a 25mm com 16 barras de aço	Adequada para a maioria das aplicações correntes. Elementos estruturais com espaçamentos de armadura de 60mm a 80mm.	Vigas, pilares, tirantes, indústria de pré-fabricados
	Caixa L	PL 2	$H2/H1 \geq 0,80$ com três barras de aço		
	Caixa U	PU	$H2-H1 \leq 30\text{mm}$		
	Anel J	PJ 2	25 a 50mm com 16 barras de aço	Adequada para elementos estruturais com espaçamentos de armadura de 80mm a 100mm.	Lajes, painéis, elementos de fundação
	Caixa L	PL 1	$H2/H1 \geq 0,80$ com duas barras de aço		
Estabilidade Visual	IEV	IEV 0	Sem segregação ou exsudação	Condição ideal	Todas as estruturas de concreto
		IEV 1	Sem segregação e leve exsudação	Condição aceitável	
		IEV 2	Leve segregação (borda de argamassa $\leq 10\text{mm}$ )	Não aplicável	
		IEV 3	Segregação evidenciada (borda de argamassa $> 10\text{mm}$ )		
Resistência à segregação	Coluna de segregação	SR 1	$\leq 20\%$	Quando a distância a ser percorrida pela mistura for menor do que 5m e o espaçamento entre as armaduras for maior do que 80mm.	Lajes de pequena espessura e estruturas convencionais de pouca complexidade
	Método da peneira	TP 1			
	Coluna de segregação	SR 2	$\leq 15\%$	Quando a distância a ser percorrida pela mistura for maior do que 5m e o espaçamento entre as armaduras for maior do que 80mm.	Elementos de fundações profundas; pilares, paredes e elementos estruturais complexos; e elementos pré-fabricados
	Método da peneira	TP 2		Quando a distância a ser percorrida pela mistura for menor do que 5m e o espaçamento entre as armaduras for menor do que 80mm.	

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15823 (2017).

## 2.2 DEFORMABILIDADE DO CONCRETO

A deformação de um material está relacionada fundamentalmente à sua microestrutura e ao nível de tensão a que está submetido. De acordo com Aguilar *et al.* (2006 *apud* GIRARDI, 2008), as ligações interatômicas de um material homogêneo, mediante esforços de tração ou compressão, funcionam como uma mola, permitindo que o módulo de deformação seja determinado através da sua energia de ligação e distância entre átomos (Figura 3). No concreto, devido às interfaces entre os componentes (zona de transição), a determinação do módulo é mais complicada.

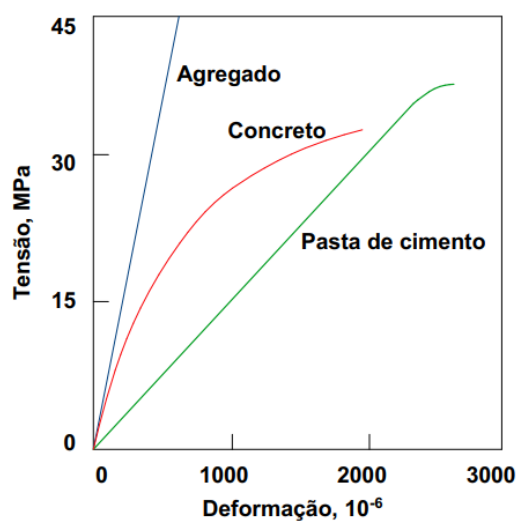
Figura 3 - Deformação entre átomos.



Fonte: Aguilar *et al.* (2006) *apud* Girardi (2018).

Por ser um material heterogêneo, o módulo de elasticidade do concreto se dá pela composição dos módulos de seus constituintes, como pode ser visto na Figura 4.

Figura 4 - Deformação dos constituintes do concreto.



Fonte: Mehta e Monteiro (2008).

O módulo de deformação de um material sob tensão axial corresponde à declividade da curva tensão-deformação ( $\sigma - \varepsilon$ ). Devido à não-linearidade física do concreto, seu comportamento sob tensões normais de compressão e tração só pode ser determinado de forma aproximada pela lei de Hooke até um determinado nível de tensão (SHEHATA, 2011). Isso pode ser explicado pela progressão da microfissuração na zona de transição do material sob cargas acima de 30% da carga última. Acima desse nível de carga, “a relação  $\varepsilon/\sigma$  aumenta e a curva começa a se desviar sensivelmente de uma linha reta” (MEHTA; MONTEIRO, 2008, p. 89).

Neste contexto, existem três tipos de módulos de elasticidade do concreto citados na literatura: o módulo tangente, o secante e o cordal. O módulo tangente, quando não especificado um ponto da curva, refere-se ao módulo de tangente inicial ( $E_{ci}$ ). O módulo secante, quando não se menciona a tensão, é relativo ao módulo à 40 e 50% da resistência à compressão. Já o módulo cordal é dado pela reta que liga dois pontos quaisquer da curva (SHEHATA, 2011).

Geralmente, os valores do módulo de elasticidade utilizados para projetos estruturais são estimados por meio de expressões que o relacionam com a resistência à compressão do concreto. A ABNT NBR 6118 (2014) recomenda que na falta de ensaios – normalizados pela ABNT NBR 8522 (2021) – o valor do módulo de elasticidade inicial seja estimado com base nas Equações (1) e (2) a seguir.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{para } 55 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (2)$$

em que,

$\alpha_E$  é o parâmetro associado ao tipo de agregado graúdo, sendo igual a 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaisse; 0,9 para calcário e arenito.

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias, em MPa;

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 25) cita ainda que “na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado

módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante ( $E_{cs}$ ). Da impossibilidade de ensaios, o  $E_{cs}$  pode ser estimado pela Equação (3).

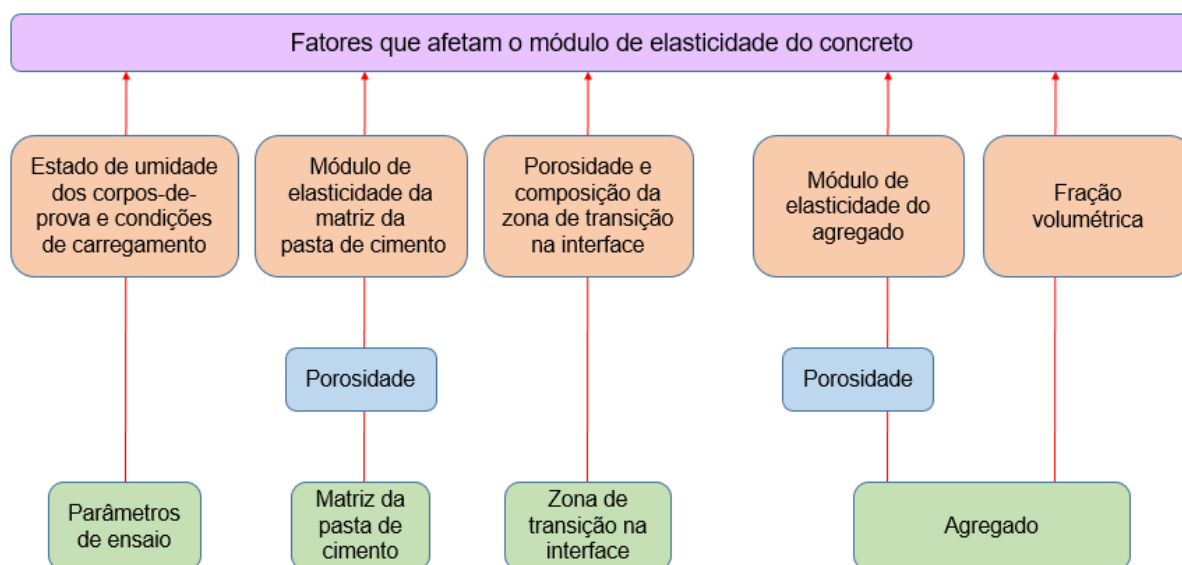
$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3)$$

sendo,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (4)$$

A utilização dessas expressões faz sentido somente como primeira aproximação, haja vista que existem outros fatores que afetam o comportamento elástico do material (MEHTA; MONTEIRO, 2008). A Figura 5 cita os principais fatores que implicam na alteração do módulo de elasticidade do concreto.

**Figura 5 - Parâmetros que influenciam o módulo de elasticidade do concreto.**



**Fonte: Mehta e Monteiro (2008).**

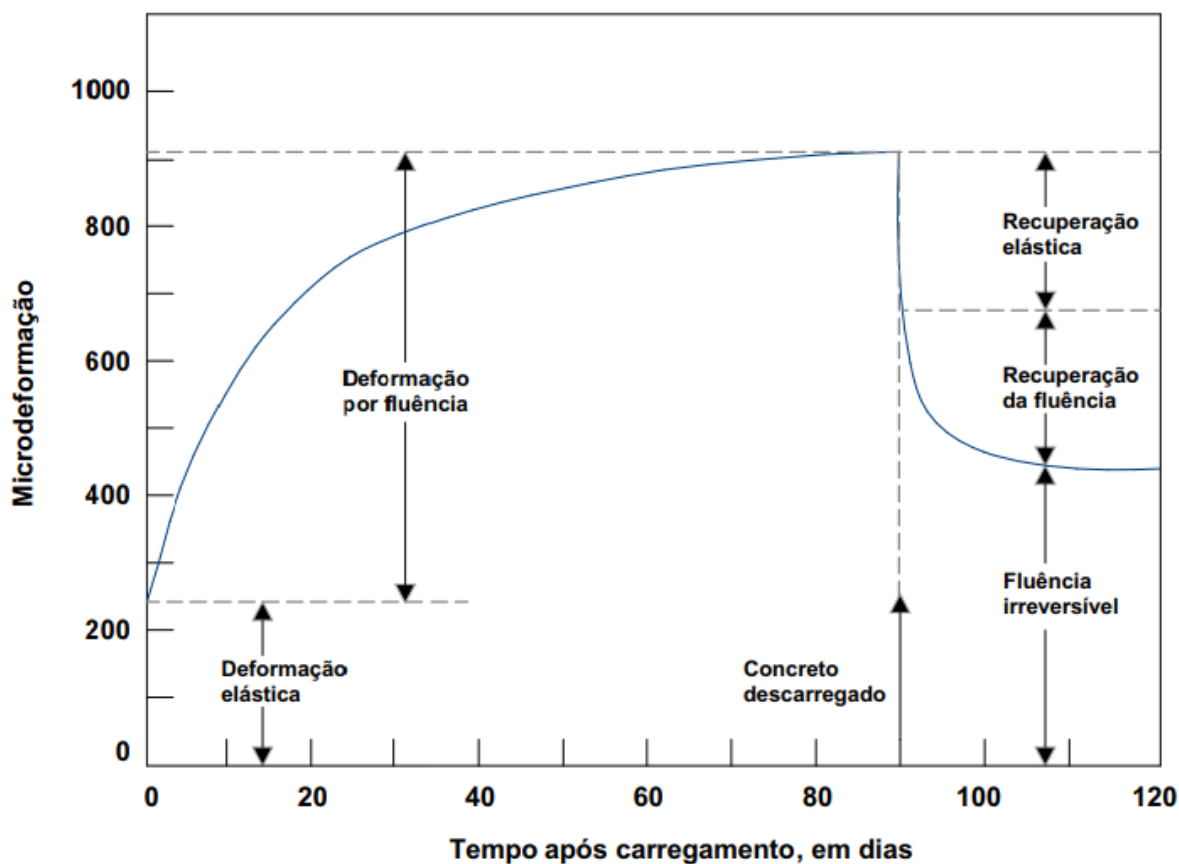
Aguilar *et al.* (2006, *apud* Girardi, 2008) ressaltam que a determinação do módulo de deformação é de extrema importância, uma vez que se relaciona diretamente à estabilidade dimensional do concreto e às deformações que ocorrem em uma estrutura.

### 2.2.1 Fluência

A deformação total apresentada por uma estrutura de concreto armado após a incidência de um carregamento é dada pela soma de duas componentes. A primeira componente é oriunda da deformação elástica, que ocorre no instante de aplicação da carga e é totalmente reversível (MARQUES, 2011). A segunda componente refere-se ao fenômeno de fluência.

Denomina-se fluência o efeito responsável pelas deformações ao longo do tempo em um sólido solicitado por tensões permanentes (MEHTA; MONTEIRO, 2008). A deformação ocasionada pelo fenômeno de fluência subdivide-se em duas parcelas: a deformação rápida, que ocorre nas primeiras 24 horas após a aplicação da carga e é irreversível; e a deformação lenta, composta por uma parte reversível e outra irreversível, como apresentado na Figura 6.

Figura 6 - Reversibilidade da fluência.



Fonte: Mehta e Monteiro (2008).



É importante ressaltar que o fenômeno de fluência é normalmente dividido em fluência básica e fluência por secagem. O concreto submetido à tensão constante sob 100% da umidade relativa do ar, sem troca de água com o meio externo, sofre um aumento da deformação ao longo do tempo denominado de fluência básica. A fluência que ocorre quando a peça está sob carga e sujeita a secagem é chamada de fluência por secagem. Portanto, a fluência total é dada pela soma das fluências básica e por secagem (DINIZ *et al.*, 2011).

Além da fluência, o fenômeno de retração também contribui para o aumento das deformações do concreto. Geralmente essa parcela é considerada muito pequena e, portanto, desprezada na maioria dos cálculos (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2020). No entanto, é importante entender os tipos e consequências da retração, pois sua ocorrência interfere no comportamento das estruturas de concreto armado, uma vez que decorre das reações químicas da mistura e/ou da exposição do concreto a condições ambientais adversas.

Em suma, a retração no concreto pode ocorrer no estado fresco e endurecido. No estado fresco, se a cura do concreto for negligenciada, ocorre a retração plástica, que se dá pela perda de água da mistura na superfície. No estado endurecido, os tipos de retração são: retração autógena, que ocorre em função da redução volumétrica da água quimicamente combinada com o cimento; retração por carbonatação, que ocorre quando um produto de hidratação ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) reage quimicamente com o  $\text{CO}_2$  da atmosfera formando carbonato de cálcio e água, provocando a diminuição do volume da mistura; e retração hidráulica ou retração por secagem, associada à perda de umidade para o ambiente (DINIZ *et al.*, 2011).

A retração por secagem e a fluência do concreto são muito similares em termos de padrão comportamental, já que ambas estão associadas à possibilidade de movimentação de água dentro da estrutura do concreto no estado endurecido. Rüsç (1981 *apud* DINIZ *et al.*, 2011) afirma que, quando o concreto perde umidade para o meio e/ou quando uma carga é aplicada sobre ele, existe uma distribuição de água pelo esqueleto sólido e pelos poros que altera sua microestrutura resistente.

Assim, sugere-se que as deformações ocasionadas pela remoção de água adsorvida da pasta de cimento hidratada ocorram por meio de um efeito combinado entre retração por secagem e fluência. “A diferença é que, em um caso, a umidade

diferencial relativa entre o concreto e o ambiente é a força motriz, enquanto, no outro, é a tensão constante aplicada” (MEHTA; MONTEIRO, 2008, p. 96).

Embora a perda de água adsorvida seja um fator muito relevante para o entendimento das deformações, as causas da fluência no concreto são mais complexas. Algumas delas são intrínsecas da mistura e outras provêm de condições externas, tais como: tipos de materiais e de dosagem, teor de pasta da mistura, umidade relativa do ar, temperatura ambiente, condições de cura, geometria do elemento de concreto, idade de carregamento e resistência mecânica do concreto. (NEVILLE, 2016).

Em face da grande variabilidade desses parâmetros, ensaios experimentais quanto à fluência são fundamentais para calibrar os processos analíticos que estimam a flecha ao longo do tempo em elementos estruturais de concreto.

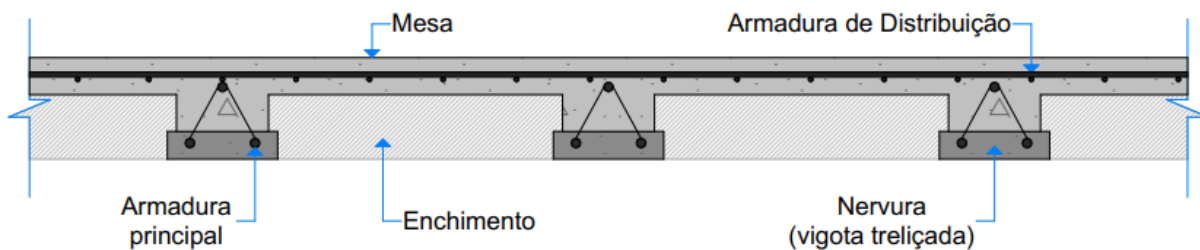
### 2.3 LAJES NERVURADAS UNIDIRECIONAIS

A escolha do tipo de laje a ser empregado em uma edificação deve ser feita basicamente em função da sua finalidade, dos vãos a vencer e das ações de utilização (SILVA, 2005). No projeto de edificações residenciais e comerciais de pequeno e médio porte, os sistemas de lajes nervuradas com vigotas pré-moldadas têm sido cada vez mais utilizados no lugar dos sistemas de lajes maciças, pois apresentam soluções mais simples e econômicas (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2020).

As lajes nervuradas, moldadas no local ou com vigotas pré-fabricadas, possibilitam que o peso próprio da estrutura seja reduzido suprimindo-se nas zonas tracionadas da seção transversal parte do concreto que não trabalha estruturalmente, deixando apenas algumas faixas deste, onde estarão agrupadas as armaduras tracionadas. A essas regiões de tração, com armaduras concentradas, dá-se o nome de nervuras, e daí o termo lajes nervuradas (SILVA, 2005, p. 3).

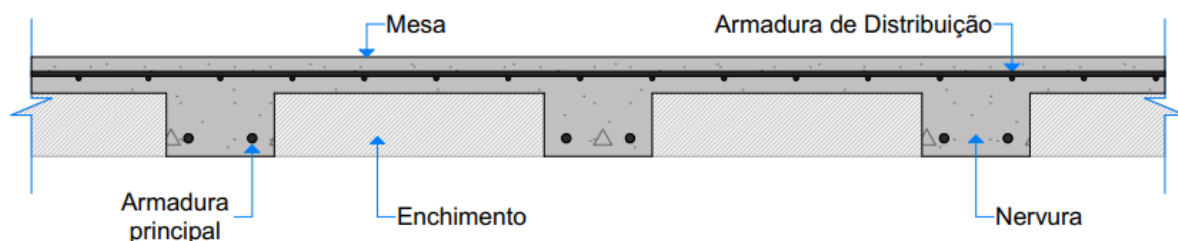
As lajes nervuradas unidirecionais, cujas armaduras principais são dispostas apenas em uma direção, geralmente são executadas com vigotas pré-fabricadas (Figura 7) pela vantagem de não necessitarem de fôrmas para execução da concretagem, como nas lajes nervuradas moldadas no local (Figura 8), pois as próprias vigotas e enchimentos fazem esse papel.

**Figura 7 - Exemplo de laje nervurada com vigota pré-fabricada tipo treliçada.**



Fonte: Adaptado de Silva (2005).

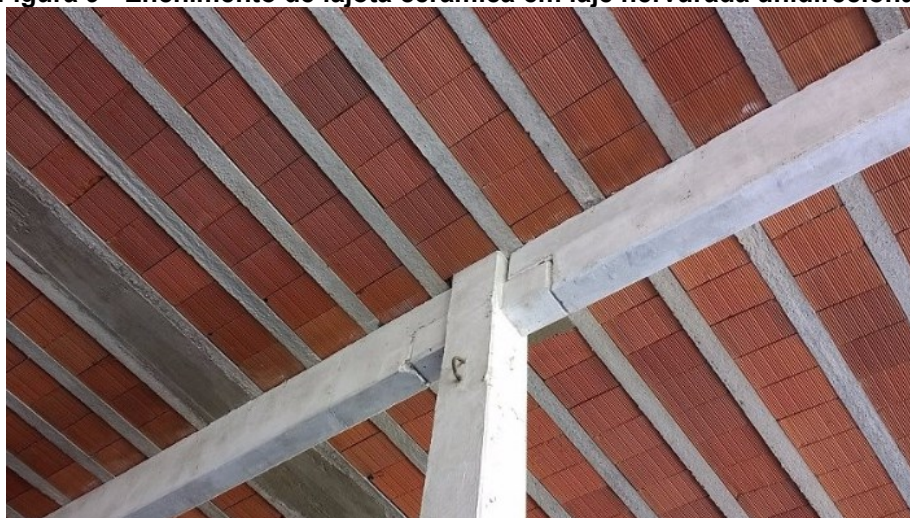
**Figura 8 - Exemplo de laje nervurada moldada no local.**



Fonte: Adaptado de Silva (2005).

Para o enchimento das lajes nervuradas unidirecionais – parte do sistema que não possui função estrutural – é aconselhável a utilização de materiais leves, de baixa resistência, e mais baratos do que o concreto. Entre os materiais mais utilizados como enchimento destacam-se as lajotas cerâmicas (Figura 9) e os blocos de poliestireno expandido, conhecidos pela sigla EPS (Figura 10).

**Figura 9 - Enchimento de lajota cerâmica em laje nervurada unidirecional.**



Fonte: Lajes Hertel.

Disponível em: <<https://www.lajeshertel.com.br/>>.

Acesso em 2021.

**Figura 10 - Enchimento de EPS em laje nervurada unidirecional.**



**Fonte: Isofort (2021).<sup>1</sup>**

Quanto à armadura de distribuição (Figura 11), a ABNT NBR 14859-1 (2016) recomenda que esta seja posicionada na mesa, nas direções horizontal e longitudinal, para auxiliar na distribuição das tensões provenientes de cargas concentradas e no controle da fissuração.

**Figura 11 - Exemplo de armadura de distribuição aplicada em laje com vigota pré-moldada.**



**Fonte: Lajes Inove (2021).<sup>2</sup>**

---

<sup>1</sup> Isofort. Disponível em: <<https://isofort.com.br/p/lajes/>>. Acesso em 2021.

<sup>2</sup> Lajes Inove. Disponível em: <<https://lajesinove.com.br/produtos-e-servicos/>>. Acesso em 2021.

### 2.3.1 Dimensionamento

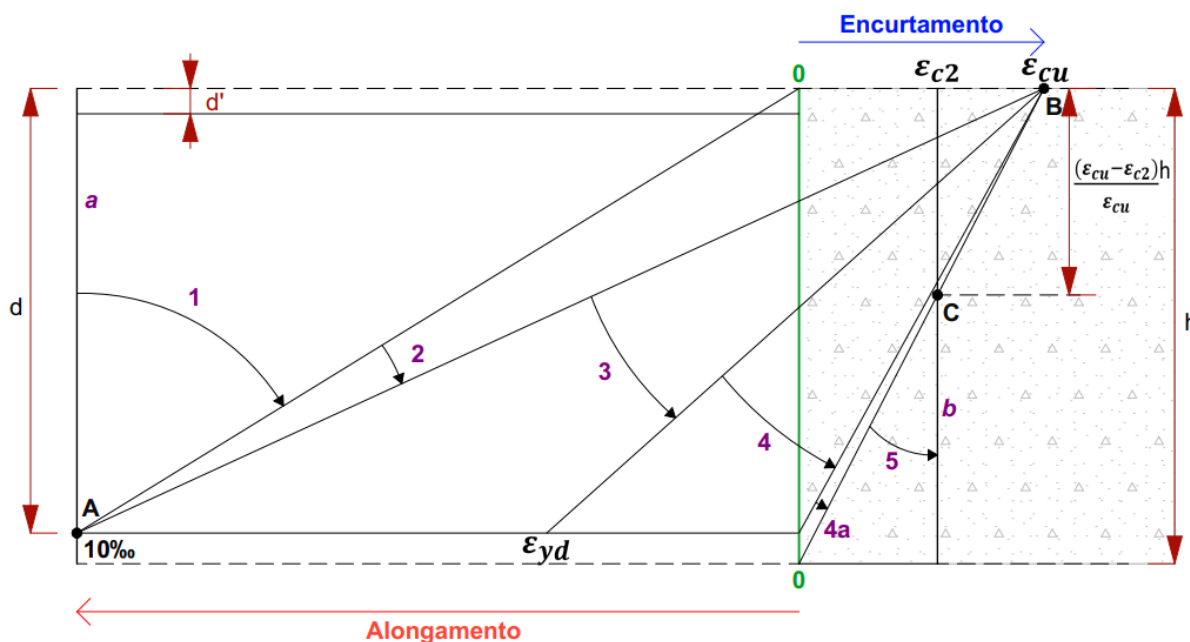
Como qualquer projeto estrutural de concreto armado, as lajes devem ser dimensionadas para atender os critérios impostos por estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS).

Os estados-limites últimos são aqueles relacionados ao colapso ou ruína da estrutura, enquanto os estados-limites de serviço são aqueles relativos ao conforto, à aparência e boa utilização do usuário.

Do início da solicitação até a ruína, uma viga de concreto armado submetida à uma carga crescente apresenta 3 fases de deformação na sua seção transversal central. A essas 3 fases dá-se o nome de Estádios I, II e III. O Estádio I se estende do início de aplicação da carga até o momento em que o concreto ainda se apresenta livre de fissurações visíveis. Quando o concreto fissura, ou seja, quando a tensão de tração solicitante devido à flexão é superior à resistência à tração do concreto, inicia-se o Estádio II. O fim do Estádio II e início do Estádio III se dá quando a carga solicitante está próxima à carga última e a fibra mais comprimida do concreto começa a plastificar. Dessa forma, o Estádio I e II correspondem às situações de serviço e o Estádio III ao estado limite último (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2020).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a ruptura da seção sob flexão no ELU caracteriza-se pela deformação específica de cálculo do concreto ( $\varepsilon_c$ ) na fibra mais comprimida e pela deformação específica do aço ( $\varepsilon_s$ ) na fibra mais tracionada, de acordo com diversos casos possíveis denominados “domínios de deformação” (Figura 12).

Figura 12 - Domínios de deformação de uma seção transversal no ELU.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p.122), os domínios de deformação e seus respectivos modos de falha, indicados na Figura 12, consistem em:

**Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:**

- Reta *a*: tração uniforme;
- Domínio 1: tração não uniforme;
- Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ( $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$  e com o máximo de alongamento permitido);

**Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:**

- Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ( $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$ );
- Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ( $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$ );
- Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- Reta *b*: compressão uniforme.

A deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico ( $\epsilon_{c2}$ ), a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura ( $\epsilon_{cu}$ ), e o alongamento máximo permitido ao longo da armadura tracionada ( $\epsilon_{yu}$ ) para concretos até 50MPa, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), são iguais a:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \cdot 10^{-3} \text{ (2,0‰)} \quad (5)$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ (3,5‰)} \quad (6)$$

$$\epsilon_{yu} = 10,0 \cdot 10^{-3} \text{ (10,0‰)} \quad (7)$$

Para conhecer a capacidade resistente de cálculo de uma estrutura de concreto armado, deve-se analisar a posição da linha neutra (LN) de uma dada seção transversal a fim de determinar em qual dos domínios situa-se a deformação específica desta. A LN pode ser estipulada, de forma adimensional, pelo coeficiente:

$$\xi = \frac{x}{d} \quad (8)$$

em que,

$x$  é a posição da linha neutra, em m;

$d$  é a altura útil, em m, que pode ser expressa pela Equação (9)

$$d = h - cob \quad (9)$$

sendo,

$h$  a altura total da seção transversal, em m;

$cob$  o cobrimento da armadura, em m, arbitrado conforme o Quadro 2 e o Quadro 3.

**Quadro 2 - Classe de agressividade ambiental.**

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

<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: ABNT NBR 6118 (2014).**

**Quadro 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta C = 10\text{mm}$**

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

<sup>(a)</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 do item 7.4.7.5 da ABNT NBR 6118 (2014), respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>(b)</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>(c)</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: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).**

Segundo Fusco (2008), a situação desejável para projeto é aquela em que tanto o concreto quanto o aço são aproveitados inteiramente, como ocorre no domínio 3. Porém, para garantir boas condições de ductilidade, deve-se obedecer a condição da ABNT NBR 6118 (2014) dada pela Equação (10).

$$\xi = \frac{x}{d} \leq 0,45 \quad (10)$$

### 2.3.1.1 Cálculo do momento resistente

Conhecidas as dimensões de uma seção transversal retangular – como largura ( $b_w$ ) e altura útil ( $d$ ) – assim como a resistência do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ), o tipo de aço ( $f_{yk}$ ) e área da armadura longitudinal ( $A_s$ ), é possível determinar o momento máximo resistido pela peça. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2020), esta é uma situação muito comum na prática e a solução é simples: basta considerar inicialmente que a seção poderá trabalhar entre o início do domínio 2 até o limite  $x/d = 0,45$ . Dessa forma, o valor da profundidade da linha neutra pode ser determinado a partir da Equação (11), para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa.



$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \leq 0,45 \cdot d \quad (11)$$

em que,

$f_{cd}$  é a resistência de cálculo à compressão do concreto, em MPa;

$f_{yd}$  é a resistência de cálculo à tração do aço, em MPa.

Satisfeita a condição da posição da LN, o momento máximo de cálculo resistido pela seção ( $M_d$ ) é obtido por meio da Equação (12).

$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad (12)$$

Caso a linha neutra ultrapasse o limite indicado na Equação (11), pode-se adicionar armaduras de compressão<sup>3</sup> ( $A_s'$ ), aumentar a altura útil da viga ou a área de aço empregada na seção.

### 2.3.1.2 Seção T

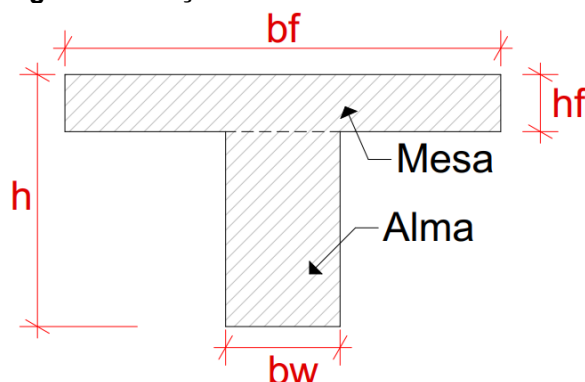
A característica principal das lajes nervuradas unidirecionais é a disposição das vigas: são orientadas seguindo somente uma direção (geralmente a direção do menor vão) e simplesmente apoiadas nas extremidades. Seu comportamento estrutural pode ser considerado como intermediário ao comportamento de elementos independentes e ao de lajes maciças. Diante disso, sugere-se que – a favor da segurança – o cálculo dos esforços solicitantes e dos deslocamentos transversais para lajes nervuradas armadas em uma direção seja feito de modo a considerar as nervuras como vigas independentes com seção transversal em forma de “T” (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2020).

As notações utilizadas para vigas de seção T estão indicadas na Figura 13.

---

<sup>3</sup> Armadura de compressão. Armadura adicionada junto à fibra mais comprimida da seção transversal para auxiliar o concreto na resistência às tensões normais de compressão.

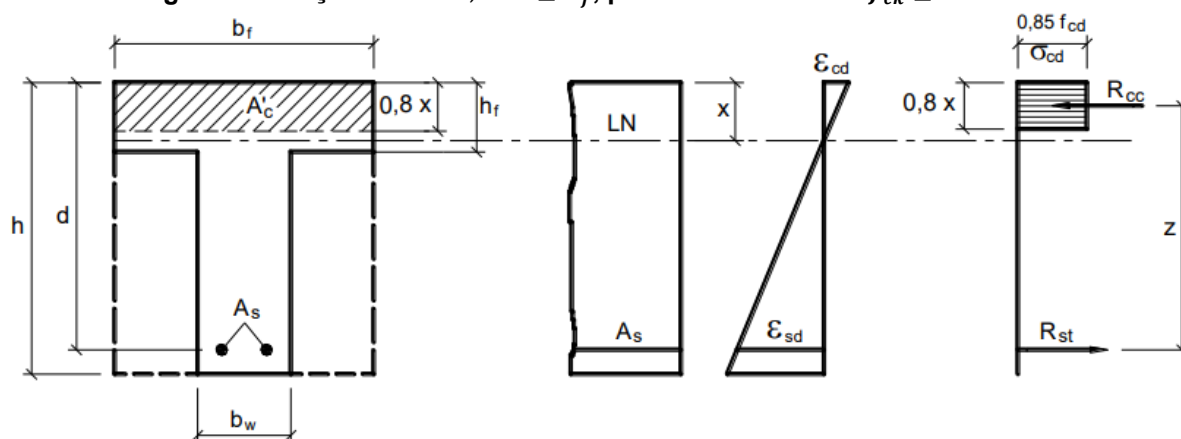
Figura 13 - Seção transversal em forma de "T".



Fonte: Autoria própria (2021).

Na seção T, observa-se dois casos distintos de dimensionamento em função da posição da linha neutra. O primeiro caso, indicado na Figura 14, é quando a altura  $0,8x$  é menor ou igual à altura da mesa ( $h_f$ ) e a seção comprimida de concreto é retangular. Deste modo, o dimensionamento pode ser feito como seção retangular, mas com largura  $b_f$  ao invés de  $b_w$ . O outro caso é quando  $0,8x > h_f$  e, portanto, o dimensionamento é feito com outra formulação – que não será objeto de estudo deste trabalho –, considerando que a seção comprimida é composta pelos retângulos I, II e III, como mostrado na Figura 15 (BASTOS, 2019).

Figura 14 - Seção T com  $0,8 \cdot x \leq h_f$ , para concretos com  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ .



Fonte: BASTOS (2019).



### 2.3.1.3.1 Características geométricas de seções T nos estádios I e II

No estádio I supõe-se que não há fissuras ao longo do elemento estrutural e que existe linearidade entre tensão e deformação.

Portanto, as características geométricas de uma seção transversal no primeiro estádio – considerando seções T para as formulações assim como as nomenclaturas apresentadas na Figura 13 – são dadas pelas equações apresentadas no Quadro 4.

**Quadro 4 - Características geométricas de seções transversais em "T" no estádio I, sem considerar a presença da armadura.**

	Expressão
Área (seção geométrica)	$A_g = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h \quad (13)$
Centro de gravidade	$y_{cg} = \frac{(b_f - b_w) \cdot \frac{h_f^2}{2} + b_w \cdot \frac{h^2}{2}}{A_g} \quad (14)$
Momento de Inércia à flexão	$I_g = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_{cg} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_{cg} - \frac{h}{2}\right)^2 \quad (15)$

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2020).

Devido a hipótese básica de que há aderência entre concreto e aço e, portanto, estes dois materiais trabalham de forma solidária, é possível calcular as características geométricas da seção composta de aço e concreto utilizando o procedimento de homogeneização. Isso é feito calculando uma área equivalente de concreto no lugar da área de aço ( $A_s$ ) existente. O Quadro 5 apresenta as equações para este caso.

**Quadro 5 - Características geométricas de seções transversais em "T" no estádio I, com armadura longitudinal  $A_s$ .**

	Expressão
Área (seção homogeneizada)	$A_h = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha_E - 1) \quad (16)$

continua

		conclusão
		Expressão
Centro de gravidade	$y_h = \frac{(b_f - b_w) \cdot \frac{h_f^2}{2} + b_w \cdot \frac{h^2}{2} + A_s \cdot (\alpha_E - 1) \cdot d}{A_h}$	(17)
Momento de inércia à flexão	$I_h = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s \cdot (\alpha_E - 1) \cdot (y_h - d)^2$	(18)

**Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2020).**

No estágio II, o elemento encontra-se fissurado devido à flexão, porém ainda não há escoamento da armadura ou plastificação do concreto comprimido. Admite-se que os esforços de tração na fibra mais tracionada são resistidos somente pela armadura longitudinal pois a resistência característica à tração do concreto ( $f_{ck}$ ) é menor do que as tensões de tração solicitante, ou seja, o momento que atua na seção é maior do que o momento de fissuração. Para o cálculo do momento de inércia no estágio II para seção T, deve-se determinar a posição da LN ( $x_{II}$ ), conforme deduzido por Ghali & Favre (1986) *apud* Carvalho e Figueiredo Filho (2020), de acordo com as Equações (19), (20)<sup>4</sup>, (21) e (22).

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (19)$$

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (20)$$

$$a_2 = h_f \cdot (b_f - b_w) + \alpha_E \cdot A_s + A'_s \cdot (\alpha_E - 1) \quad (21)$$

$$a_3 = -d' \cdot (\alpha_E - 1) \cdot A'_s - d \cdot \alpha_E \cdot A_s - \frac{h_f^2}{2} \cdot (b_f - b_w) \quad (22)$$

---

<sup>4</sup> Na Equação (20), para seções T dimensionadas como seção retangular (como na Figura 14), deve-se considerar  $b_w = b_f$ .

em que  $d'$  é a distância do centro de gravidade da armadura comprimida  $A'_s$  até a borda mais comprimida de concreto.

Cabe destacar que o coeficiente  $\alpha_E$  é uma relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto, dado pela Equação (23).

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} \quad (23)$$

Conhecendo a linha neutra  $x_{II}$ , há duas possibilidades para se determinar a inércia da seção no estágio II ( $I_{x,II_0}$ ): a primeira é pela Equação (24) quando  $x_{II} \leq h_f$ ; e a segunda é por meio da Equação (25), quando  $x_{II} > h_f$ .

$$I_{x,II_0} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_E \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 + (\alpha_E - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2 \quad (24)$$

$$I_{x,II_0} = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + (b_f - b_w) \cdot \left(x_{II} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \alpha_E \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 + (\alpha_E - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2 \quad (25)$$

### 2.3.1.3.2 Cálculo para flecha imediata

No estado-limite de serviço, no qual os elementos de concreto armado possuem seções trabalhando tanto no estágio I como no estágio II – conforme representado na Figura 16 – é necessário conhecer a rigidez equivalente  $(EI)_{eq}$  para esta situação. Em vista disso, a ABNT NBR 6118 (2014), recomenda a utilização da Equação (26).

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \cdot \left\{ \left( \frac{M_r}{M_{at}} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_{at}} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (26)$$

em que,

$I_c = I_I$  é o momento de inércia da peça no estágio I (da seção bruta ou homogeneizada);

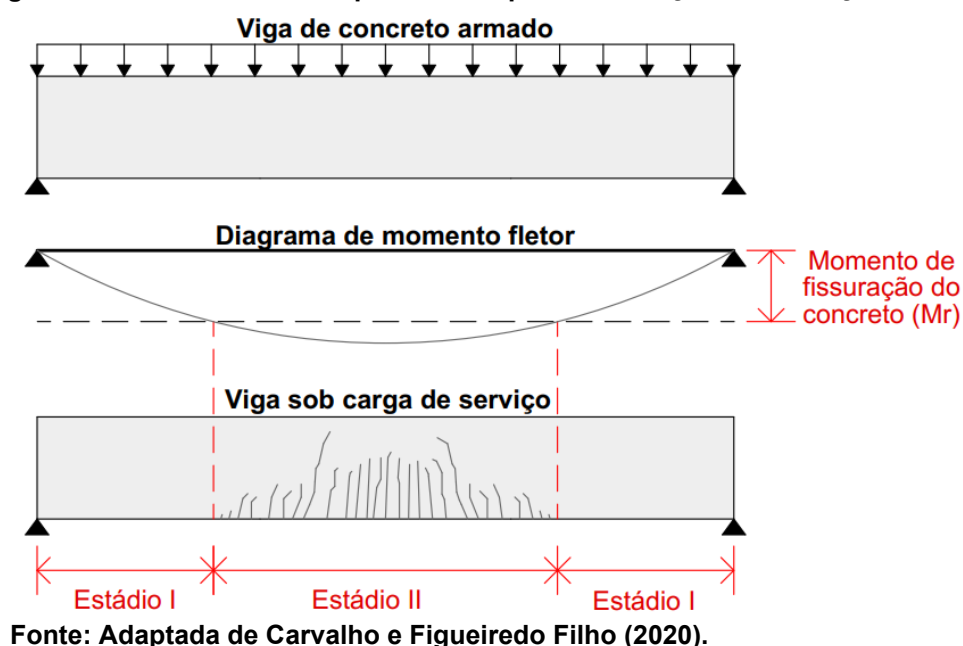
$I_{II}$  é o momento de inércia da peça no estágio II puro (da seção fissurada), calculado com o coeficiente  $\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cs}}$ ;

$M_r$  é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas<sup>5</sup>;

$M_a$  é o momento fletor atuante, de serviço, na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas biapoiadas;

$E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto.

Figura 16 - Viga de concreto armado simplesmente apoiada sob ações de serviço.



O momento de fissuração ( $M_r$ ) separa o comportamento da estrutura entre os estádios I e II, como representado na Figura 16, e pode ser calculado pela Equação (27).

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} \quad (27)$$

<sup>5</sup> Barras lisas: barras de aço que não possuem saliências na superfície como as barras nervuradas ou entalhadas. Desta forma, a aderência mecânica do sistema entre barras lisas e concreto é prejudicada.

em que,

$\alpha$  é o fator que correlaciona de forma aproximada a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, sendo  $\alpha = 1,2$  para seções em forma de “T”;

$f_{ct,m}$  é a resistência média à tração do concreto, dada por  $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$  (para o caso de deformação excessiva e para concretos até 50 MPa);

$y_t$  é a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Diante disso, a flecha imediata ( $a$ ) pode ser calculada utilizando a Equação (28) considerando a rigidez equivalente do elemento:

$$a = \frac{\alpha_c \cdot p \cdot l^4}{(EI)_{eq,t0}} \quad (28)$$

em que,

$\alpha_c$  é o coeficiente que depende da condição estática do sistema considerado, que para o caso de vigas biapoiadas e carga uniformemente distribuída resulta igual a  $\frac{5}{384}$ ;

$p$  é a carga atuante;

$l$  é o vão da viga.

### 2.3.1.3.3 Cálculo para flecha diferida no tempo

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a flecha adicional diferida, decorrente das cargas permanentes, pode ser calculada de forma aproximada pela multiplicação da flecha imediata ( $a$ ), dada pela Equação (28), por um fator  $\alpha_f$ :

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (29)$$

em que,

$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0$ , quando não há presença de armadura de compressão ( $A'_s$ );

$\xi$  é o coeficiente em função do tempo, sendo  $\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$ ;



$$\xi(t) = \begin{cases} 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32}, & \text{para } t \leq 70 \text{ meses;} \\ 2, & \text{para } t > 70 \text{ meses;} \end{cases}$$

$t$  é o tempo, em meses, em que se deseja o valor da flecha diferida;

$t_0$  é a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga permanente;

Portanto, o valor da flecha total no tempo infinito ( $a_{t,\infty}$ ) é dado por:

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) \quad (30)$$

#### 2.3.1.3.4 Deslocamentos-limites

Como definido pela ABNT NBR 6118 (2014, p. 76), “Deslocamentos-limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura.”. Para tanto, as deformações excessivas são classificadas em quatro grupos básicos:

- 1) **Aceitabilidade sensorial:** o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. A limitação da flecha para prevenir essas vibrações, em situações especiais de utilização, deve ser realizada como estabelecido na seção 23 da ABNT NBR 6118 (2014). O Quadro 6 apresenta valores limites para esses casos;

**Quadro 6 – Limites para deslocamentos (aceitabilidade sensorial)**

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	L/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	L/350

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

- 2) **Efeitos específicos:** os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção. Os limites para esses efeitos encontram-se no Quadro 7;

**Quadro 7 - Limites para deslocamentos (efeitos estruturais em serviço).**

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$L/250^{(a)}$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$L/350 + \text{contraflecha}^{(b)}$
			Ocorrido após a construção do piso	$L/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	

<sup>(a)</sup> As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contra flechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

<sup>(b)</sup> Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que  $L/350$ .

**Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).**

- 3) **Efeitos em elementos não estruturais:** deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão ligados a ela. Os limites para esses efeitos são apresentados no Quadro 8;
- 4) **Efeitos em elementos estruturais:** os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. A razão da limitação ocorre quando há afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

**Quadro 8 - Limites para deslocamentos (efeitos em elementos não estruturais).**

<b>Tipo de efeito</b>	<b>Razão da limitação</b>	<b>Exemplo</b>	<b>Deslocamento a considerar</b>	<b>Deslocamento-limite</b>
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$L/500^{(a)}$ e 10mm e $\theta=0,0017 \text{ rad}^{(b)}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$L/250^{(a)}$ e 25mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ( $\psi_1=0,30$ )	$H/1700$ e $H_i/580^{(c)}$ entre pavimentos <sup>(d)</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$L/400^{(e)}$ e 15mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção de forro	$L/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$L/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$

(a) O vão  $L$  deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

(b) Rotação nos elementos que suportam paredes.

(c)  $H$  é a altura total do edifício e  $H_i$  o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

(d) Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando  $H_i$  representa o comprimento do lintel.

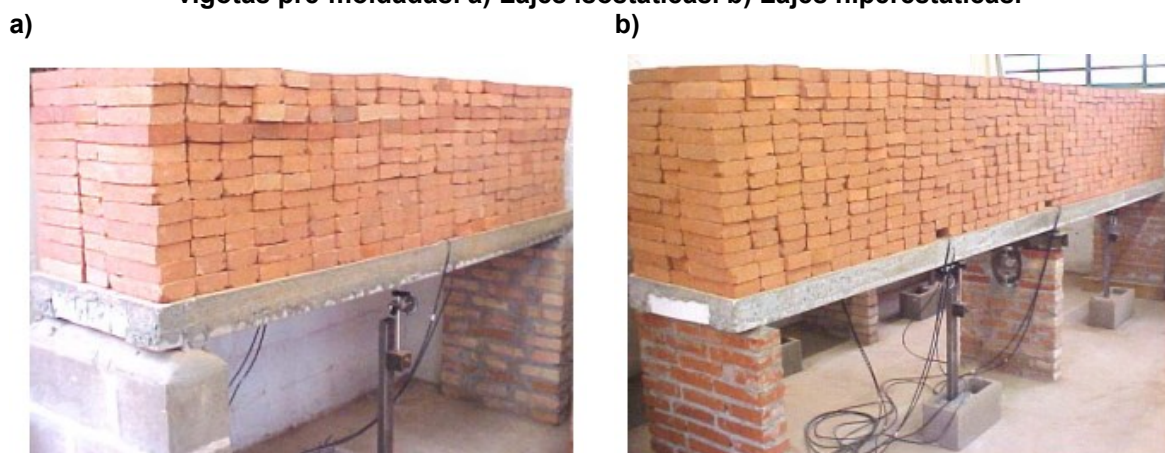
(e) O valor  $L$  refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

**Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).**

## 2.4 TRABALHOS RELACIONADOS

Kataoka (2005) avaliou a evolução da deformação ao longo do tempo de lajes unidirecionais de concreto convencional simplesmente apoiadas (isostáticas) e contínuas (hiperestáticas) durante aproximadamente 120 dias por meio da medição de flechas de protótipos com dimensões reais (Figura 17).

**Figura 17 - Ensaio para medição de deformação ao longo do tempo de lajes unidirecionais com vigotas pré-moldadas. a) Lajes isostáticas. b) Lajes hiperestáticas.**

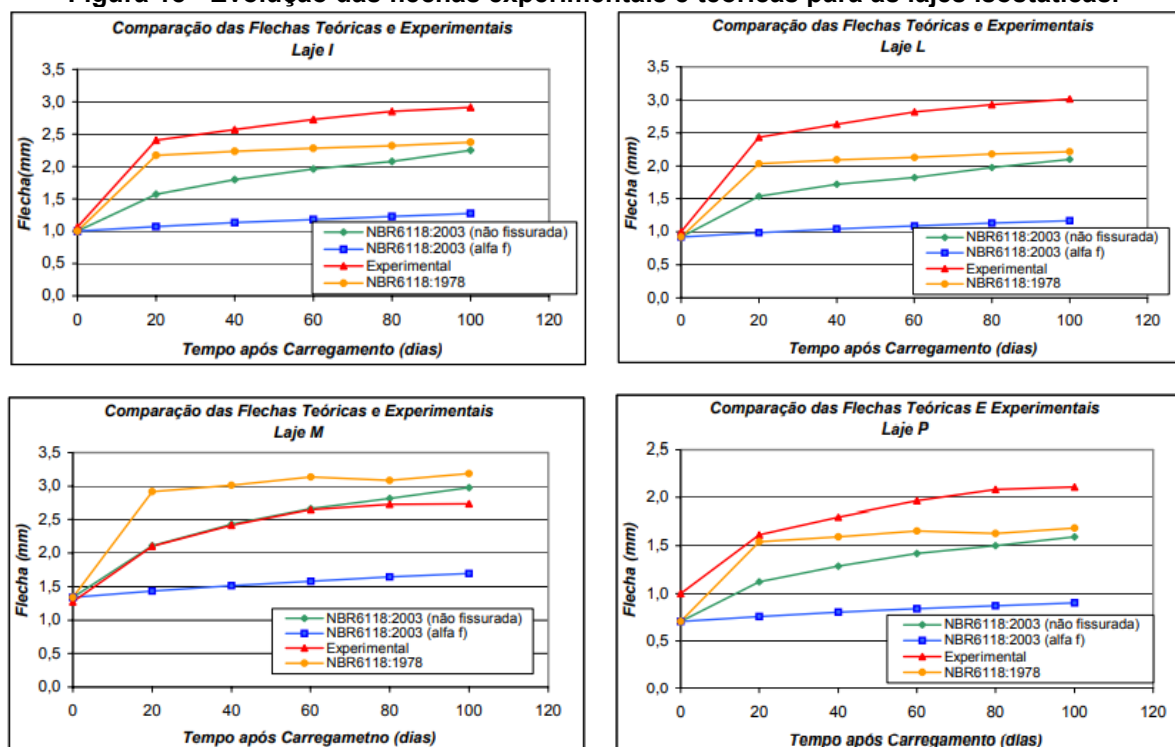


Fonte: Kataoka (2005).

Neste estudo, foram realizados 8 protótipos: quatro dispostos em câmara climatizada (2 isostáticos e 2 hiperestáticos), com temperatura e umidade do ar constantes; e quatro expostos às variações climáticas do ambiente externo (2 isostáticos e 2 hiperestáticos).

A autora fez uma comparação entre as flechas experimentais das lajes com aquelas obtidas por meio de processos analíticos e observou que, para os protótipos isostáticos – com exceção da Laje M (fissurada) –, todos os modelos teóricos analisados, incluindo o modelo de previsão de flechas da ABNT NBR 6118 (2003), subestimam o valor da flecha diferida para os cem primeiros dias após o carregamento (Figura 18).

**Figura 18 - Evolução das flechas experimentais e teóricas para as lajes isostáticas.**



Fonte: Kataoka (2005).

Simonette (2008), por sua vez, acompanhou as deformações de vigas moldadas com concreto convencional e concreto autoadensável. Foram ensaiadas três pares de vigas (Figura 19), sendo um par de elementos de concreto convencional com teor de argamassa de 55%, um par de concreto autoadensável com teor de argamassa de 55% e outro par de vigas de CAA desta vez com teor de argamassa igual a 60%.

**Figura 19 - Esquema de ensaio de uma das vigas da pesquisa de Simonette (2008).**



Fonte: Simonette (2008).

Simonette (2008) constatou que, para vigas e de forma geral, concretos convencionais e autoadensáveis com igual teor de argamassa tem comportamento similar em termos de deformações instantâneas e lentas. Porém, as prescrições da ABNT NBR 6118 (2003) para estimativa dessas deformações não se mostraram adequadas para nenhuma das vigas ensaiadas.

### **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

O presente trabalho divide-se em duas etapas: uma teórica e outra experimental. A parte teórica se dá pelo dimensionamento das lajes, previsão das deformações dos protótipos por meio do método simplificado de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014) para flechas ao longo tempo e comparação dos resultados teóricos com aqueles observados em laboratório. A parte experimental abrange as etapas de caracterização dos materiais, testes e ajustes de dosagem dos concretos, confecção das lajes, determinação das propriedades mecânicas dos concretos e medições das flechas diferidas no tempo.

#### **3.1 MATERIAIS**

Esta pesquisa contou com a doação de cimento e aditivo das empresas MIX PARANÁ, de Apucarana/PR, e METAFA, de Jandaia do Sul/PR. Os demais insumos utilizados são de propriedade dos laboratórios de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Campus Apucarana.

##### **3.1.1 Cimento Portland**

O cimento utilizado neste trabalho foi o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial Resistente à Sulfatos (CP V ARI RS), uma vez que este material propicia maior taxa de ganho de resistência e, portanto, maior agilidade para obtenção dos resultados preliminares.

A Tabela 2 apresenta os resultados do boletim de ensaio do cimento, disponibilizado pelo fabricante.

Tabela 2 - Especificações do CP V ARI-RS.

ENSAIOS				LIMITES DA NORMA	NORMA
QUÍMICOS	Teores	PF	4,30%	≤ 6,50%	NBR 5743
		MgO	5,90%	N/A	NBR NM 14
		SO <sub>3</sub>	3,20%	≤ 4,50%	
		Resíduo Insolúvel	11,00%	N/A	NBR NM 22
FÍSICOS E MECÂNICOS	Finura	#200	0,30%	≤ 6,00%	NBR 11579
		#325	1,90%	N/A	NBR 11579
	Área Superficial <i>Blaine</i>		5068 cm <sup>2</sup> /g	≥ 3000 cm <sup>2</sup> /g	NBR 16372
	Massa Específica		2,98 g/cm <sup>3</sup>	N/A	NBR NM 23
	Tempo de pega	Início	240 min	≥ 60 min	NBR NM 65
		Fim	302 min	≤ 600 min	
	Expansibilidade a quente		0,4 mm	≤ 5,0 mm	NBR 11582
	Resistência à compressão	1 dia	21,1 MPa	≥ 14,0 MPa	NBR 7215
		3 dias	31,4 MPa	≥ 24,0 MPa	
		7 dias	37,5 MPa	≥ 34,0 MPa	
28 dias		47,8 MPa	N/A		

Fonte: Votorantim Cimentos (Fabricante).

### 3.1.2 Agregados

As amostras de agregado utilizadas para os ensaios e produção dos concretos foram coletadas conforme prescrições da ABNT NBR NM 26 (2009), e reduzidas por meio de um quarteador (Figura 20 - Quarteador.) de acordo com a ABNT NM 27 (2000).

Figura 20 - Quarteador.



Fonte: Autoria própria (2021).

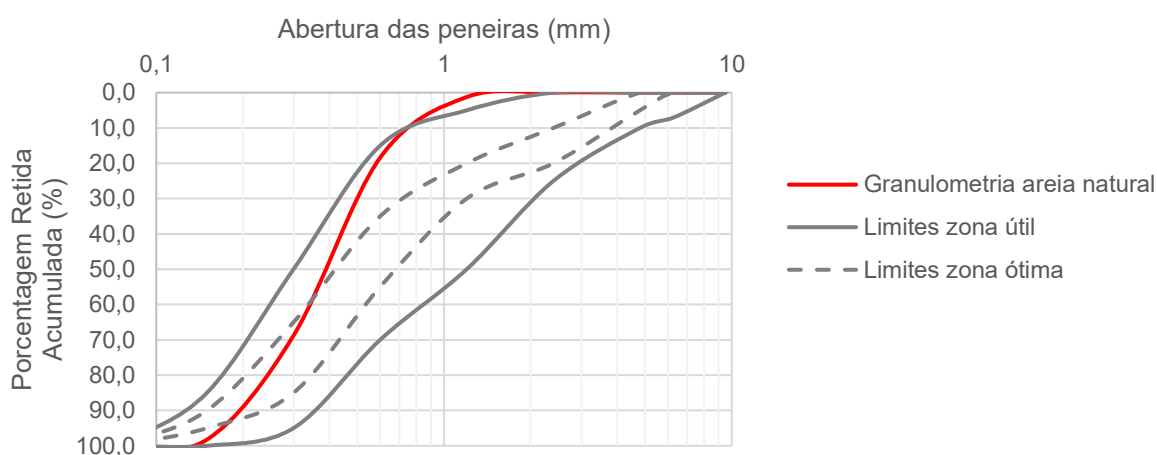
Realizou-se os ensaios de determinação de material pulverulento de acordo com a ABNT NM 46 (2001) e composição granulométrica por meio de agitadores



mecânicos, seguindo as orientações das normas ABNT NBR NM 248 (2003) e ABNT NBR 7211 (2009).

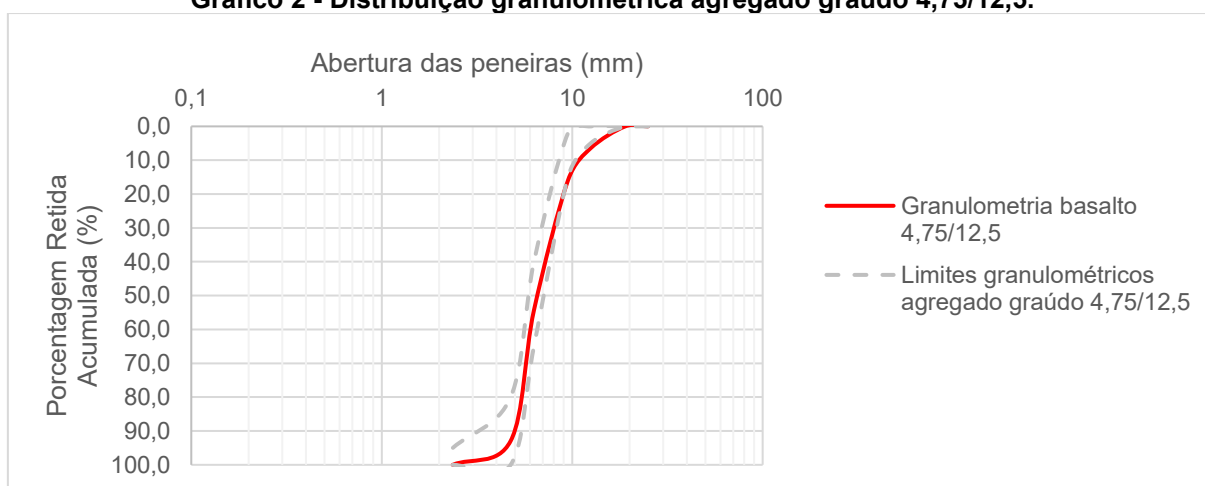
Como agregado miúdo, utilizou-se uma areia natural de rio classificada como areia média-fina. Sua granulometria consta no Gráfico 1. Como agregado graúdo, utilizou-se basalto nas granulometrias 4,75/12,5 e 9,5/25 (conhecidas comercialmente como brita 0 e brita 1, respectivamente). Suas distribuições granulométricas estão apresentadas nos Gráficos Gráfico 2 e Gráfico 3.

**Gráfico 1 - Distribuição Granulométrica do Agregado Miúdo.**

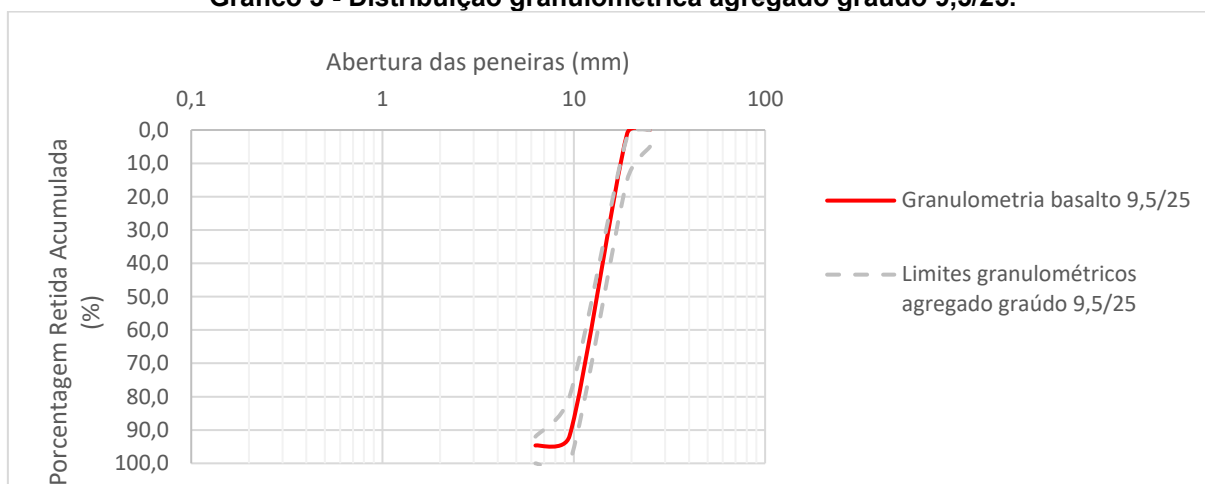


Fonte: Autoria própria (2021).

**Gráfico 2 - Distribuição granulométrica agregado graúdo 4,75/12,5.**



Fonte: Autoria própria (2021).

**Gráfico 3 - Distribuição granulométrica agregado graúdo 9,5/25.**

Fonte: Autoria própria (2021).

A Tabela 3 apresenta os resultados de algumas das caracterizações físicas realizadas nos agregados.

**Tabela 3 - Caracterização física dos agregados.**

Material	Módulo de Finura	Material Pulverulento (%)
Areia natural média-fina	1,87	1,4%
Brita 0	N/A*	2,8%
Brita 1	N/A*	3,1%

N/A\*: não se aplica

Fonte: Autoria própria (2021).

### 3.1.3 Aditivo

Foi utilizado um aditivo superplastificante a base de policarboxilato, cuja especificação técnica fornecida pelo fabricante consta no Quadro 9.

**Quadro 9 - Especificação técnica do aditivo.**

Aditivo	Base Química	Aspecto	Cor	Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	Teor de dosagem (%)
Glenium 51 - Superplastificante de 3ª Geração	Éter Policarboxílico	Líquido	Branco Turvo	1,07	0,2 A 1,0% s.p.c.*

\*s.p.c. – sobre o peso do cimento

Fonte: BASF (Fabricante).

### 3.1.4 EPS

Para enchimento das lajes, foram utilizadas peças de poliestireno expandido (EPS) de densidade nominal igual a  $14 \text{ kg/m}^3$ , de acordo com o fabricante.

### 3.1.5 Vergalhões de Aço

Foram utilizados vergalhões nervurados de aço do tipo CA-50 de 5mm de diâmetro para compor a armação longitudinal das lajes fabricadas neste trabalho. A armadura de distribuição foi dispensada.

### 3.1.6 Agente de Cura

Foi utilizada uma emulsão a base de hidrocarbonetos parafínicos para realizar a cura do concreto das lajes (Figura 21). Sua especificação técnica está apresentada no Quadro 10.

**Quadro 10 - Especificação técnica do agente de cura.**

Produto	Base Química	Aspecto	Cor	Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	pH	Teor de sólidos (%)
Vedacit Pro Agente de Cura	Emulsão de Hidrocarbonetos parafínicos	Líquido	Branco	1,00	8 a 12	11 a 13%

Fonte: VEDACIT (Fabricante).

**Figura 21 - Agente de cura.**



Fonte: VEDACIT (Fabricante).

## 3.2 MÉTODOS

Nesta seção são apresentados os métodos empregados para dosagem e determinação das propriedades no estado fresco e endurecido do CCV e do CAA, assim como o procedimento de execução das lajes e a esquematização do ensaio de deformação ao longo do tempo.

### 3.2.1 Estudo do Proporcionamento dos Concretos

Os concretos (CCV e CAA) descritos nesta pesquisa provêm de traços comerciais de uma central dosadora de concreto localizada na região de Londrina-PR. Esses traços utilizam dois tipos de agregados miúdos: areia de britagem e areia natural. Como os materiais utilizados pela central são diferentes dos materiais disponíveis para esta pesquisa, se fez necessária a execução de um estudo piloto. Este estudo ocorreu na fase preliminar da pesquisa e consistiu na execução da mistura em pequena escala (aproximadamente 20 litros), tal que cada concreto passou por pequenos ajustes na betoneira a fim de garantir as propriedades requeridas no estado fresco e endurecido. Utilizou-se os mesmos materiais para ambos os traços, alterando somente a proporção de cada constituinte.

De acordo com os critérios de projeto da ABNT NBR 6118 (2014) que visam a durabilidade das estruturas, a relação  $a/c$  das misturas deve ser de no máximo 0,60 para uma classe II de agressividade, considerando risco pequeno de deterioração da estrutura. Dessa forma, tomou-se o cuidado para não ultrapassar esse limite na etapa de ajuste.

#### 3.2.1.1 Produção do CCV

Para a produção dos concretos, a betoneira foi umedecida antes de sua devida utilização. Pesou-se, então, os materiais secos, colocando-os na betoneira na seguinte ordem e proporção: 100% do agregado graúdo; aproximadamente 40% da água; 100% do cimento; aproximadamente 40% da água; 100% do agregado miúdo; restante da água e o aditivo de 5 em 5 ml, até obter a consistência requerida, sem

ultrapassar o teor máximo de dosagem especificado pelo fabricante. Por vezes, foi necessário parar a betoneira a fim de juntar o excesso de pasta ou argamassa acumulado no fundo com o restante da mistura, para garantir a homogeneização entre todos os componentes.

Foram efetuados os seguintes ajustes a partir do traço de referência: substituiu-se a areia de britagem por areia natural e o teor de aditivo da mistura foi reduzido devido à substituição do aditivo polifuncional pelo superplastificante.

O traço definido para o CCV consta na Tabela 4. O teor de argamassa ( $\alpha$ ) e umidade do concreto (H) são de 54% e 8%, respectivamente.

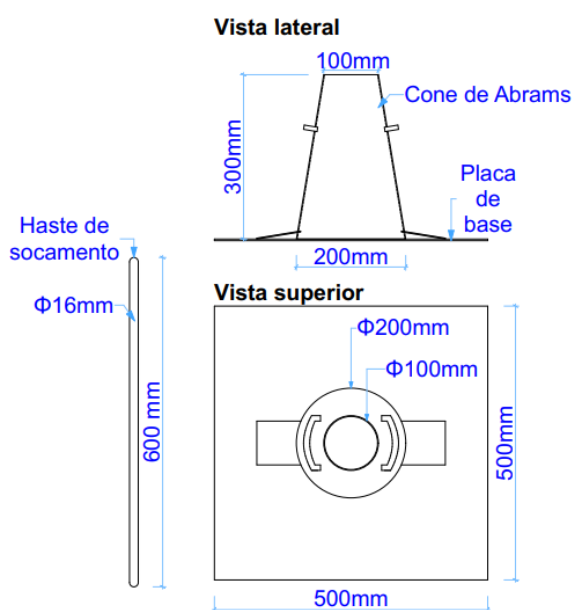
**Tabela 4 - Composição do CCV.**

<b>Materiais</b>	Cimento (CP V ARI-RS)	Agregado Miúdo (Areia Natural)	Agregado Graúdo (Brita 1)	Água	Aditivo (Superplastificante)
<b>Composição (kg/m<sup>3</sup>)</b>	285	900	1000	170	1,70
<b>Traço unitário</b>	1,00	3,16	3,51	0,60	0,006

Fonte: Autoria própria (2021).

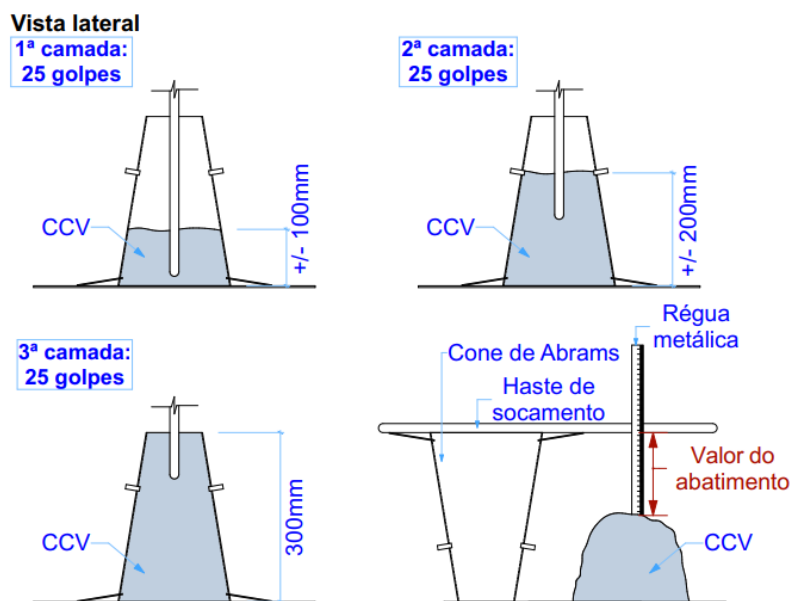
Para determinar a consistência do CCV, realizou-se o ensaio de abatimento do tronco de cone (*slump test*), previsto pela ABNT NBR 16889 (2020), conforme ilustrado nas Figuras Figura 22 e Figura 23.

**Figura 22 - Utensílios para *slump test***



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 16889 (2020).

Figura 23 - Slump test



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 16889 (2020).

De acordo com a ABNT NBR 8953 (2015), a classificação dos concretos em função de sua consistência é determinada conforme a Tabela 5.

Tabela 5 - Classes de consistência do concreto

Classe	Abatimento (mm)	Aplicações típicas
S10	$10 \leq A < 50$	Concreto extrusado, vibroprensado ou centrifugado
S50	$50 \leq A < 100$	Alguns tipos de pavimentos e de elementos de fundações
S100	$100 \leq A < 160$	Elementos estruturais, com lançamento convencional do concreto
S160	$160 \leq A < 220$	Elementos estruturais, com lançamento bombeado do concreto
S220	$\geq 220$	Elementos estruturais esbeltos ou com alta densidade de armaduras

Fonte: ABNT NBR 8953 (2015).

O CCV apresentou consistência no ensaio de abatimento compatível para sua aplicação em elementos estruturais (aproximadamente 100,5 mm), considerando lançamento convencional do concreto (Figura 24 - CCV no estado fresco: *Slump test*).

Figura 24 - CCV no estado fresco: *Slump test*.



Fonte: Autoria própria (2021).

Após o *slump test*, juntou-se o concreto do ensaio com o restante da mistura da betoneira e fez-se a homogeneização para efetuar a moldagem dos corpos de prova, seguindo as prescrições da ABNT NBR 5738 (2015).

Utilizou-se corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Antes da moldagem, aplicou-se desmoldante (óleo lubrificante doméstico) em toda a superfície interna a fim de facilitar o desmolde do concreto no estado endurecido. Os moldes foram preenchidos com o concreto em 2 camadas, promovendo o adensamento manual de cada camada por meio de 12 golpes com uma haste metálica. Na etapa final da moldagem, a superfície foi nivelada com a colher de pedreiro, sendo posteriormente vedada com plástico para evitar a perda de água do concreto. Após aproximadamente 30h, realizou-se o desmolde e os corpos de prova foram mantidos imersos em água saturada com cal (cura úmida) até as respectivas idades para ensaios de suas propriedades mecânicas.

Para verificação da resistência à compressão, foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos de 10x20cm. O ensaio de compressão axial foi realizado aos 7 dias de idade e os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 6. A explicação dos cálculos das resistências à compressão média ( $f_{cm}$ ) e característica ( $f_{ck}$ ) está descrita na Seção 3.2.4.

**Tabela 6 - Resistência à compressão do CCV aos 7 dias de idade (estudo piloto).**

TIPO	ID	Força Máxima (kN)	fc,7 (MPa)	fcm,7 (MPa)	fck,7 (MPa)
CCV	1B	178,50	22,73	22,62	18,88
	2B	198,84	25,32		
	3B	176,16	22,43		
	4B	153,24	19,51		
	5B	169,56	21,59		
	6B	189,48	24,13		

Fonte: Autoria própria (2021).

### 3.2.1.2 Produção do CAA

Adotou-se, nesta pesquisa, os mesmos procedimentos de produção do concreto convencional vibrado para o concreto autoadensável, alterando somente a quantidade dos materiais constituintes de acordo com o traço do CAA e a forma de determinar as características do estado fresco.

Os seguintes ajustes no traço no CAA foram realizados: substituiu-se o agregado miúdo de britagem por areia natural e aumentou-se em 0,1% o teor de aditivo superplastificante.

O traço ajustado para o CAA consta na Tabela 7. O teor de argamassa ( $\alpha$ ) e umidade do concreto (H) são de 68% e 10%, respectivamente.

**Tabela 7 - Composição do CAA.**

Materiais	Cimento (CP V ARI-RS)	Agregado Miúdo (Areia Natural)	Agregado Graúdo (Brita 0)	Água	Aditivo (Superplastificante)
<b>Composição (kg/m<sup>3</sup>)</b>	335	1075	670	200	2,68
<b>Traço unitário</b>	1,00	3,21	2,00	0,60	0,008

Fonte: Autoria própria (2021).

Neste estudo, realizou-se a caracterização mínima requerida para o CAA segundo as diretrizes da ABNT NBR 15823 (2017), de forma a comprovar as propriedades de fluidez, viscosidade plástica, estabilidade visual e habilidade passante do material. Tais características foram avaliadas pelos ensaios de espalhamento,  $T_{500}$ , índice de estabilidade visual e ensaio de espalhamento utilizando anel-J, respectivamente.

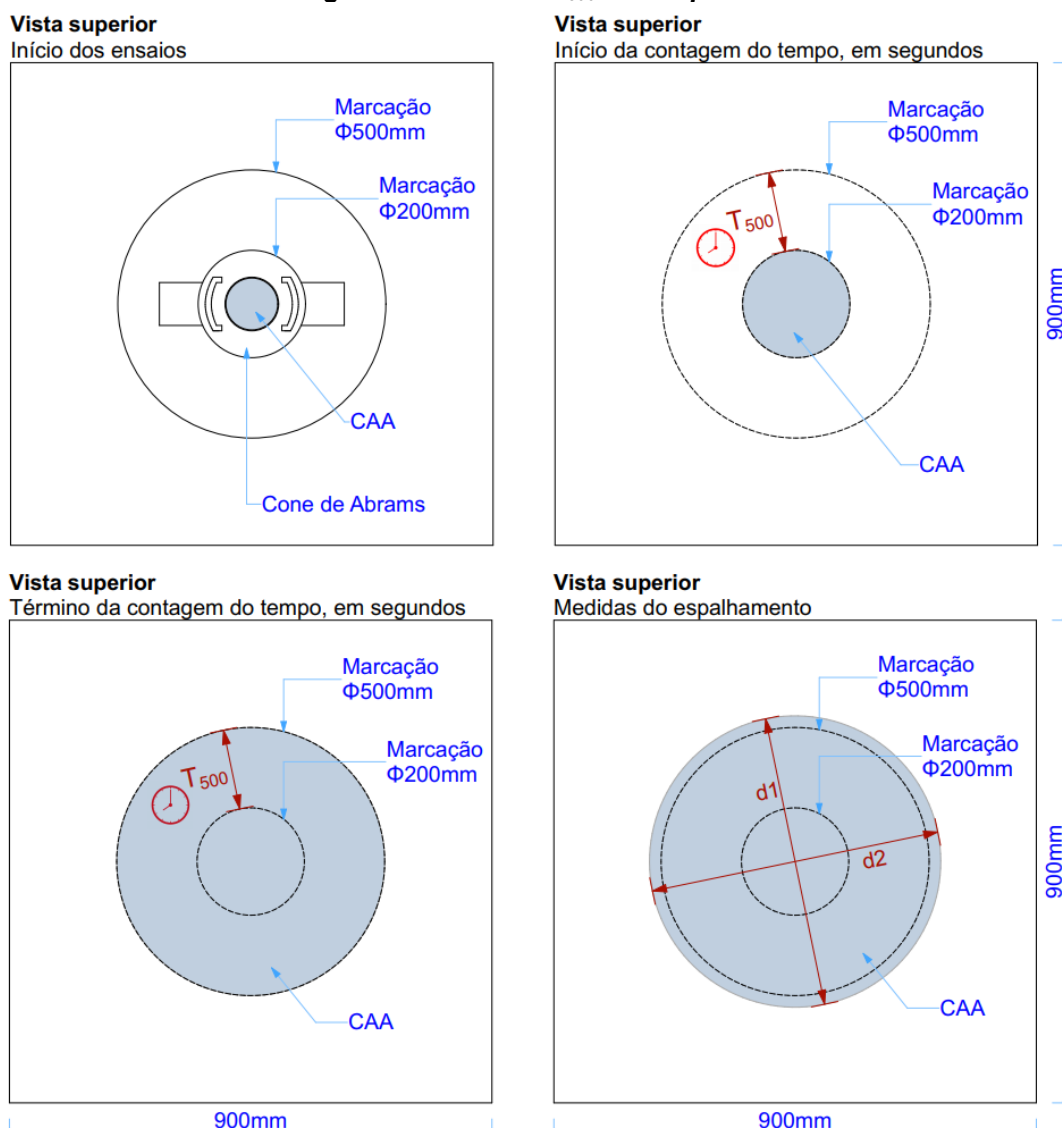


O ensaio de espalhamento (ou *slump flow test*) foi realizado para determinar a capacidade de escoamento do CAA, definido pela média aritmética de duas medidas perpendiculares do diâmetro. Realizou-se este ensaio utilizando o cone de Abrams e uma placa de base maior que a do *slump test*. A principal diferença entre o *slump test* e o *slump flow test* é que no último não são aplicados os 25 golpes em 3 camadas. Para o *slump flow*, encheu-se o cone de Abrams com o CAA de forma uniforme e contínua da base até o topo, sem adensamento manual ou mecânico.

O ensaio  $T_{500}$  foi utilizado para correlacionar o tempo de escoamento do CAA com a viscosidade da mistura. Seu resultado foi obtido a partir da medição do intervalo de tempo entre o início e o final do escoamento do concreto a partir do diâmetro do cone (200mm) até a marca circular de diâmetro 500mm. O ensaio  $T_{500}$  foi feito anteriormente ao ensaio de espalhamento, do seguinte modo: posicionou-se o cone de Abrams com a abertura maior para baixo; preencheu-se com a mistura; retirou-se o cone; mediu-se o tempo de escoamento até a marca de 500mm; e aguardou-se o fim do espalhamento para retirar duas medidas de diâmetro da mistura ( $d_1$  e  $d_2$ ). A Figura 25 ilustra o procedimento descrito.

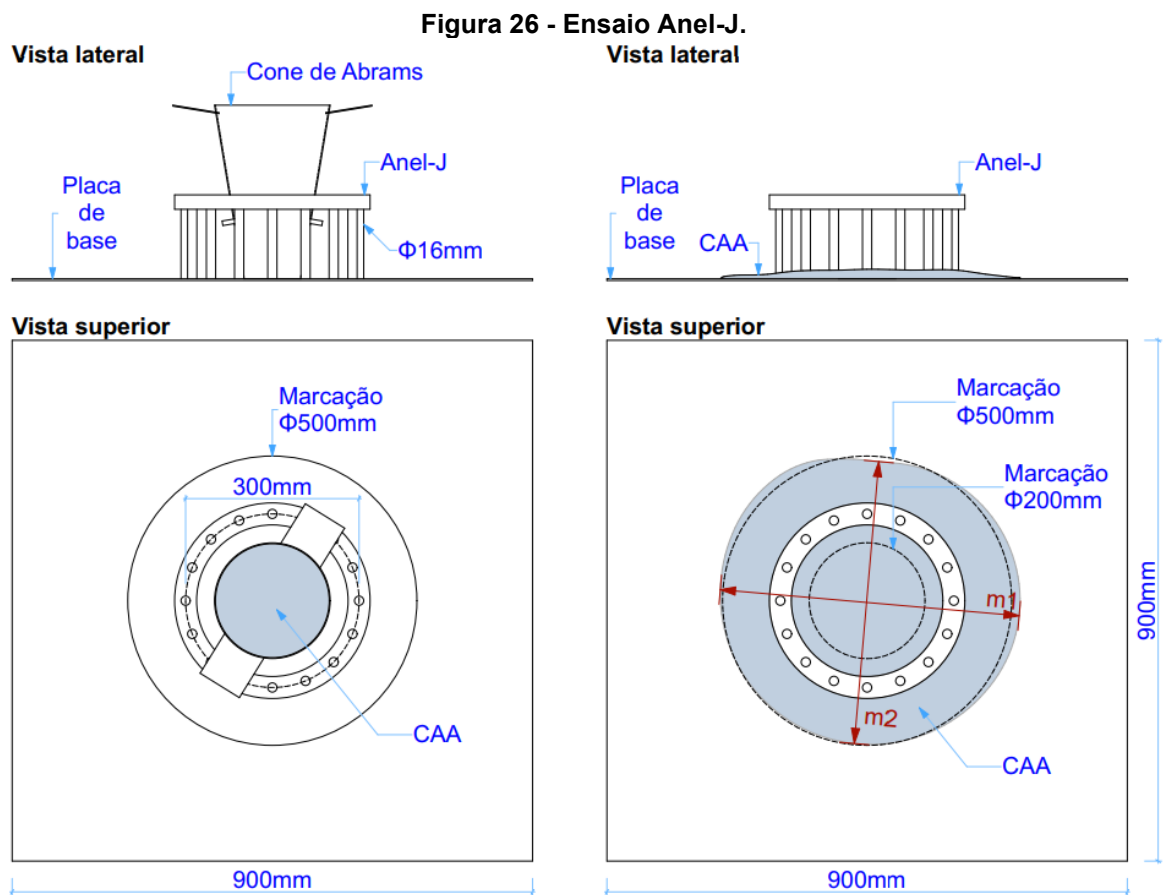
Realizou-se, ainda, o ensaio do anel-J para avaliar a habilidade passante do concreto. Com a placa de base (900x900mm), posicionou-se um anel metálico com barras uniformemente espaçadas (anel-J) de forma centralizada na placa e o cone de Abrams com a abertura menor para baixo. Preencheu-se o cone de concreto, efetuou-se a desmoldagem, aguardou-se o repouso da mistura e realizou-se duas medidas perpendiculares entre si. A Figura 26 apresenta a esquematização do ensaio. O resultado deste ensaio consiste no espalhamento final do CAA, determinado pela diferença entre os diâmetros médios do ensaio de espalhamento com anel-J e do obtido no *slump flow*.

**Figura 25 - Ensaio  $T_{500}$  e *Slump Flow*.**

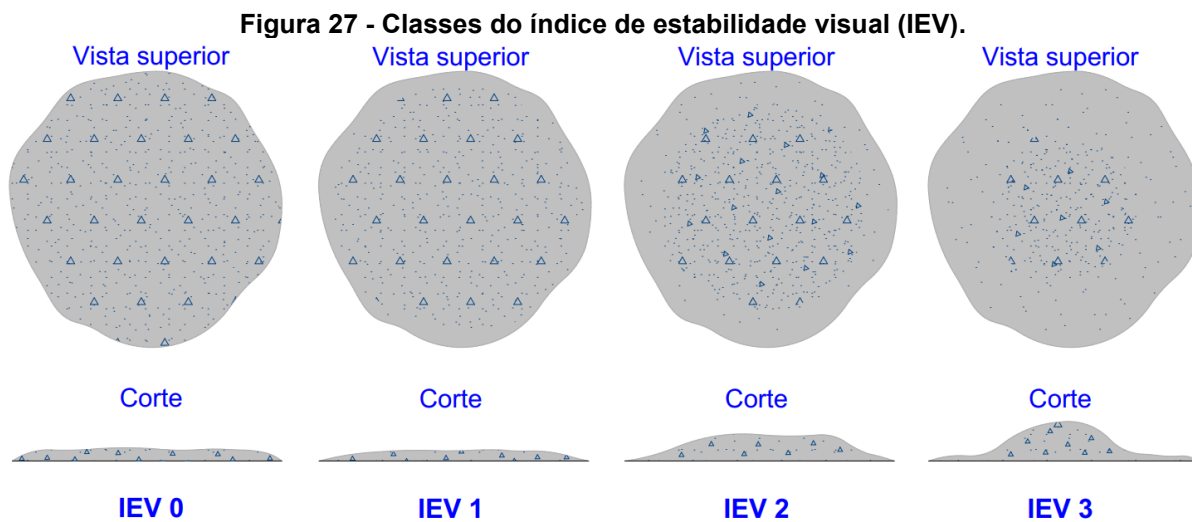


Fonte: Autoria própria (2021).

A resistência à segregação da mistura não foi avaliada diretamente por meio de um ensaio específico, porém foi possível analisar visualmente se a mistura apresentava indícios de segregação. A determinação do índice de estabilidade visual (IEV), segundo a ABNT NBR 15823-2 (2017), foi utilizada para analisar de forma visual a distribuição dos agregados graúdos na mistura, a distribuição da fração de argamassa ao longo do perímetro e a ocorrência de exsudação do concreto imediatamente após o término do escoamento. Determina-se o IEV conforme a Figura 27, classificando o estado da mistura conforme o Quadro 11.



Fonte: Autoria própria (2021).



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15823-2 (2017).

**Quadro 11 - Classes de índice de estabilidade visual (IEV).**

<b>Classe</b>	<b>IEV</b>
IEV 0 (Altamente estável)	Sem evidência de segregação ou exsudação
IEV 1 (Estável)	Sem evidência de segregação e leve exsudação
IEV 2 (Instável)	Presença de pequena auréola de argamassa ( $\leq 10\text{mm}$ ) e/ou empilhamento de agregados no centro do concreto
IEV 3 (Altamente instável)	Segregação claramente evidenciada pela concentração de agregados no centro do concreto ou pela dispersão de argamassa nas extremidades (auréola de argamassa $> 10\text{mm}$ ).

**Fonte: ABNT NBR 15823-2 (2017).**

Os ensaios de espalhamento (SF), viscosidade plástica aparente pelo  $T_{500}$  (VS), índice de estabilidade visual (IEV) e habilidade passante (PJ) são critérios para aceitação dos concretos autoadensáveis. Esses critérios devem ser atendidos conforme a classe do CAA, que por sua vez é definida de acordo com a sua aplicação. A Tabela 8 apresenta a classe do CAA e o critério de aceitação para concretos aplicados em lajes.

**Tabela 8 - Critérios de aceitação do CAA para aplicação em lajes.**

<b>ENSAIO</b>	<b>CLASSE</b>	<b>CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO</b>
<i>Slump flow</i>	SF1	Espalhamento entre 550 a 650mm
$T_{500}$	VS2	Tempo $> 2$ segundos
Anel-J	PJ2	25mm a 50mm com 16 barras de aço

**Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15823-1:2017 (2021).**

Após a realização dos ensaios no estado fresco, o CAA apresentou valores fora da faixa de classificação para aplicação em lajes, como pode ser observado na Tabela 9.

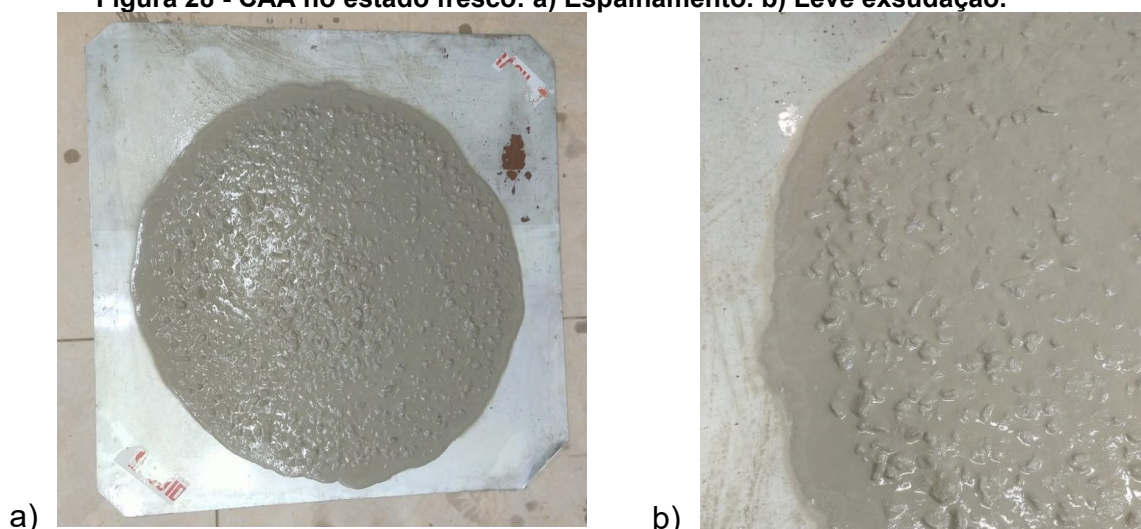
**Tabela 9 - Resultados dos ensaios do CAA no Estado Fresco.**

<b>CONCRETO</b>	<b>ENSAIO</b>	<b>RESULTADO</b>	<b>CLASSE</b>	<b>CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO</b>
<b>CAA</b>	<i>Slump flow test</i>	710mm	SF1	Espalhamento entre 550 a 650mm
	$T_{500}$	Tempo = 3 segundos	VS2	Tempo $> 2$ segundos
	Anel-J	150mm com 16 barras de aço	PJ2	25mm a 50mm com 16 barras de aço

**Fonte: Autoria própria (2021).**

O maior valor de espalhamento pode ser devido ao acréscimo no teor de aditivo da etapa de ajuste. O tempo entre o ensaio do espalhamento e a redosagem do aditivo pode fazer com que o aditivo perca um pouco de sua eficiência, induzindo um aumento desnecessário no teor do produto. Ao colocar a quantidade definida de uma só vez na mistura, o concreto apresentou espalhamento maior do que o ideal e leve exsudação, como pode ser visto na Figura 28. Dessa forma, para a concretagem das lajes, o CAA foi dosado com uma quantidade de aditivo inferior ao estabelecido na Tabela 7.

**Figura 28 - CAA no estado fresco: a) Espalhamento. b) Leve exsudação.**



**Fonte: Autoria própria (2021).**

Percebeu-se também que o espalhamento final do CAA, determinado pela diferença entre os diâmetros médios do ensaio de espalhamento com anel-J e do obtido no *slump flow*, resultou em um valor superior ao esperado. A causa pode ser dada pelo tempo decorrido entre a dosagem do aditivo e a realização do ensaio do Anel J, uma vez que quanto maior o intervalo de tempo entre eles, menor é a eficiência do aditivo.

Após os ensaios de caracterização do CAA no estado fresco, executou-se os mesmos procedimentos para moldagem e cura dos corpos de prova cilíndricos do CCV, com apenas uma exceção: no caso do CAA, o molde foi preenchido de uma só vez de forma contínua e uniforme, sem necessidade de qualquer tipo de adensamento. Foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos para avaliação da

resistência à compressão. Os resultados do ensaio de compressão axial, aos 7 dias de idade, estão apresentados na Tabela 10. A explicação dos cálculos das resistências à compressão média e característica está descrita na Seção 3.2.4.

**Tabela 10 - Resistência à compressão do CAA aos 7 dias de idade (estudo piloto).**

TIPO	ID	Força Máxima (kN)	fc,7 (MPa)	fcm,7 (MPa)	fck,7 (MPa)
CAA	1A	170,88	21,76	21,71	18,13
	2A	168,30	21,43		
	3A	155,28	20,73		
	4A	180,60	22,99		
	5A	177,66	22,62		
	6A	162,84	20,73		

Fonte: Autoria própria (2021).

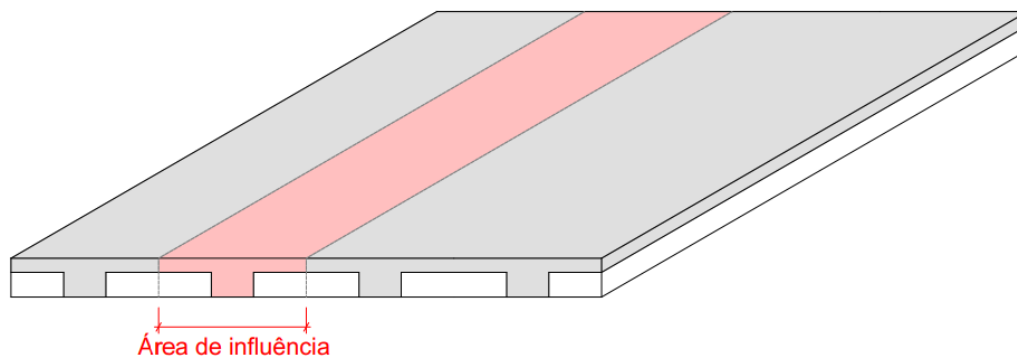
A partir das Tabelas Tabela 6Tabela 10, nota-se que as resistências dos dois tipos de concreto (CCV e CAA) são similares.

### 3.2.2 Montagem das Formas e Apoios das Lajes

O modelo de dimensionamento para lajes nervuradas considera cada nervura como um elemento isolado, mais especificamente como uma viga T. Portanto, cada laje possui uma nervura e uma capa de concreto de tamanhos compatíveis com a área de influência considerada nos cálculos. Como material de enchimento utilizou-se EPS, abordado na Seção 3.1.4. A Figura 29 ilustra a área de influência considerada para a fabricação das lajes.

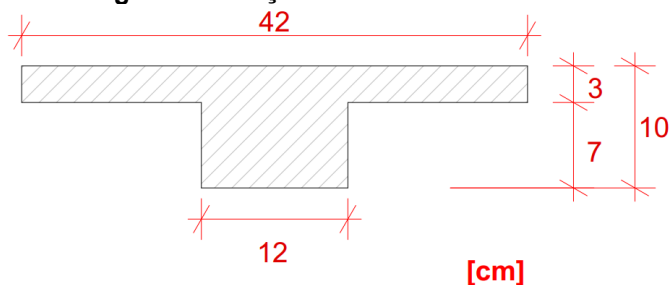
As dimensões da seção transversal adotada para as lajes estão indicadas na Figura 30 - Seção transversal adotada. O vão adotado é igual a 2 metros.

**Figura 29 - Área de influência de cada nervura.**



Fonte: Autoria própria (2021).

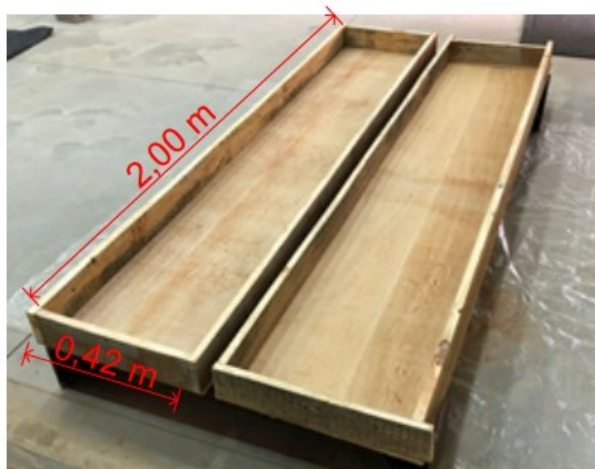
**Figura 30 - Seção transversal adotada.**



Fonte: Autoria própria (2021).

Dessa forma, foram confeccionadas formas de madeira para a moldagem das lajes cujas dimensões internas estão representadas na Figura 31. Não foram utilizadas vigotas pré-moldadas.

**Figura 31 - Formas de madeira.**



Fonte: Autoria própria (2021).

Em substituição ao desmoldante (Desmol Vedacit) que seria passado nas formas de madeira em contato com o concreto, optou-se pela utilização de uma lona preta plástica para isolar a madeira evitando a perda de água do concreto. Sem a lona, poderia ocorrer vazamento de pasta pelas emendas da forma ou absorção de água da mistura pela madeira. A lona foi fixada na madeira com grampos metálicos.

A armadura longitudinal de 5mm foi posicionada na parte inferior da fôrma com o auxílio de espaçadores para garantir o cobrimento e o EPS foi fixado com pregos nas partes inferior e lateral da forma. Não foi utilizada armadura de distribuição.

A montagem final das formas para a concretagem está representada na Figura 32.

**Figura 32 – Montagem formas para concretagem das lajes.**

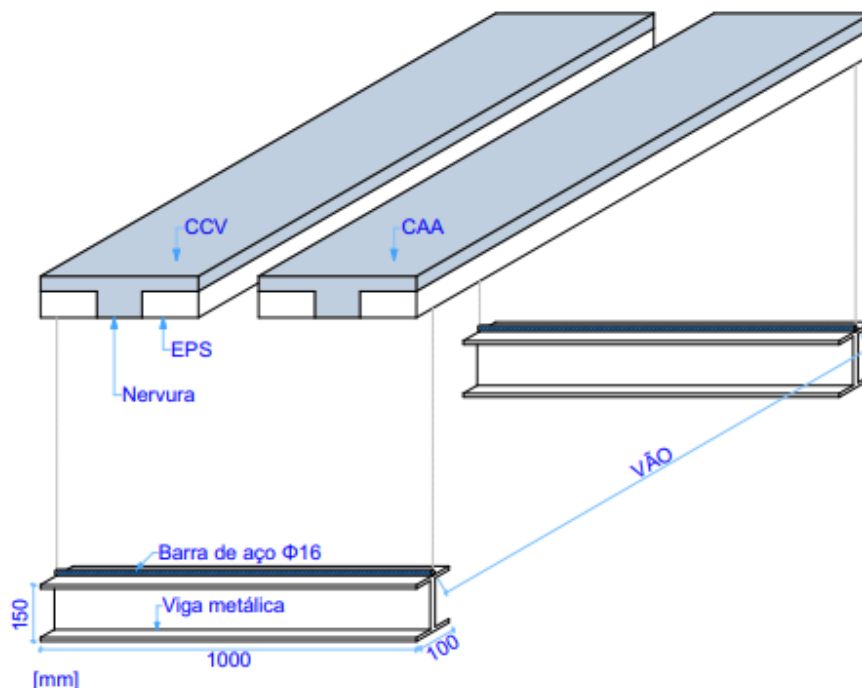


**Fonte: Autoria própria (2021).**

Duas vigas metálicas foram utilizadas para apoiar as lajes em suas extremidades. A Figura 33 ilustra o esquema idealizado no planejamento do ensaio, onde somente um vergalhão de aço seria soldado na parte superior da viga metálica para simular a condição de apoio rotulado.



**Figura 33 - Disposição das lajes e apoios para ensaio.**



Fonte: Autoria própria (2021).

Na prática, foram soldados 2 barras de 16mm de diâmetro e uma barra de 10mm para aumentar a altura do apoio e garantir que as extremidades da viga metálica impedissem a deformação das lajes. As barras de 16mm foram soldadas no topo da viga metálica e a barra de 10mm foi soldada em cima das barras de 16mm, para evitar deslizamentos. A Figura 34 mostra o detalhe do apoio rotulado.

**Figura 34 - Apoio rotulado para as lajes.**



Fonte: Autoria própria (2021).

Além dos apoios fixos, foram colocados apoios temporários que serviram como escoras para a execução da concretagem. Para isso, utilizou-se tijolos de concreto dispostos no meio e nos terços médios do vão, como mostra a Figura 35.

**Figura 35 - Escoramento das formas para concretagem.**



Fonte: Autoria própria (2021).

### 3.2.3 Concretagem das Lajes

As duas lajes foram concretadas no mesmo dia. Foram reproduzidos os traços do CCV e do CAA, nesta ordem, definidos no estudo preliminar (Seção 3.2.1.) Entretanto, para o CAA, o teor de aditivo superplastificante foi reduzido na tentativa de enquadrá-lo nos critérios de aceitação para aplicação em lajes, definidas pela Tabela 8. O traço do CAA com a nova dosagem de aditivo está indicado na Tabela 11.

**Tabela 11 - Traço do CAA para as lajes.**

	<b>Materiais</b>	Cimento (CP V ARI-RS)	Agregado Miúdo (Areia Natural)	Agregado Graúdo (Brita 1)	Água	Aditivo (Superplastificante)
<b>CAA</b>	<b>Composição (kg/m<sup>3</sup>)</b>	335	1075	670	200	1,61
	<b>Traço unitário</b>	1	3,21	2	0,6	0,0048

Fonte: Autoria própria (2021).

A redução no teor de aditivo do CAA resultou em um valor de espalhamento de 625mm (Figura 36), valor menor se comparado ao estudo preliminar, em que o

espalhamento foi de 710mm. O tempo de espalhamento até a marca de 500mm ( $T_{500}$ ) foi de 3 segundos.

**Figura 36 - Ensaio de espalhamento (*slump flow*).**



Fonte: Autoria própria (2021).

Após o *slump flow*, a mistura foi homogeneizada e o ensaio de espalhamento com o anel-J foi realizado conforme a Figura 37. O tempo entre um ensaio e outro foi de 5 minutos, aproximadamente (intervalo de tempo menor do que no estudo piloto). O valor do espalhamento neste caso foi de 560mm. Comparando-o com o valor do *slump flow*, a diferença foi de 65mm.

**Figura 37 - Ensaio de espalhamento com anel-J.**



Fonte: Autoria própria (2021).

Como não há indícios de segregação e nota-se leve exsudação nas bordas da mistura nos ensaios de espalhamento, o índice de estabilidade visual se manteve

em IEV 01. Cabe ressaltar que a resistência à segregação do CAA também pode ser avaliada no estado endurecido, avaliando a distribuição interna de agregado graúdo no corpo de prova após a ruptura no ensaio de compressão axial.

Os resultados da caracterização do CAA no estado fresco estão resumidos na Tabela 12. Nota-se que o resultado do ensaio com o anel-J ainda se encontra acima do critério de aceitação, como no estudo preliminar. Entretanto, o último resultado foi mais próximo do resultado esperado.

**Tabela 12 - Resultados dos ensaios de caracterização no estado fresco para o CAA.**

CONCRETO	ENSAIO	RESULTADO	CLASSE	CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO
CAA	<i>Slump flow test</i>	625mm	SF1	Espalhamento entre 550 a 650mm
	T <sub>500</sub>	Tempo = 3 segundos	VS2	Tempo > 2 segundos
	Anel-J	65mm com 16 barras de aço	PJ2	25mm a 50mm com 16 barras de aço

**Fonte: Autoria própria (2021).**

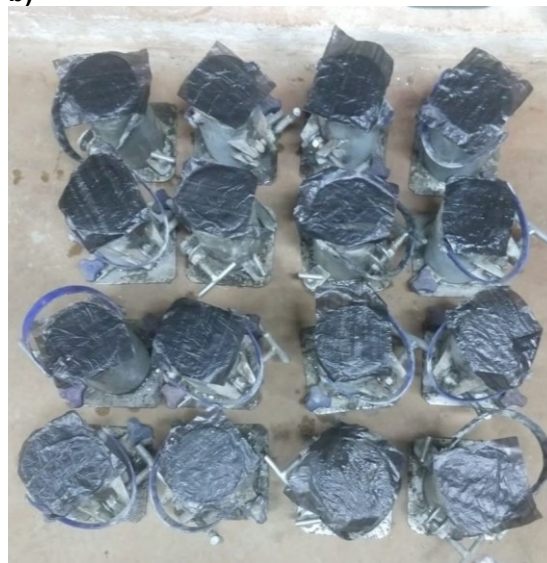
Após os ensaios de caracterização do CAA, uma das lajes foi concretada e 16 corpos de prova foram moldados, como mostra a Figura 38.

**Figura 38 - CAA: a) Laje. b) Corpos de prova.**

a)



b)



**Fonte: Autoria própria (2021).**



Quando a superfície do CAA apresentou aspecto fosco, o agente de cura (descrito na Seção 3.1.6) foi aspergido com um pulverizador de baixa pressão para evitar a desidratação do concreto, como mostra a Figura 39. Essa atividade é denominada “cura química” e é uma forma eficiente de se garantir a cura do concreto quando a cura úmida corre o risco de ser negligenciada, como no caso desta pesquisa, em que molhar a laje repetidas vezes por dia era inviável.

**Figura 39 - Cura química da laje fabricada com CAA.**



Fonte: Autoria própria (2021).

Na sequência, foi reproduzido o traço do CCV (Tabela 4). O resultado do *slump test* foi igual a 105mm, valor similar ao ensaio realizado no estudo preliminar e, portanto, dentro dos critérios de aceitação para aplicação em lajes, como mostra a Tabela 13.

**Tabela 13 - Resultado do *slump test* para o CCV.**

CONCRETO	ENSAIO	RESULTADO	CLASSE	CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO
CCV	<i>Slump test</i>	105mm	S100	$100 \leq A < 160$

Fonte: Autoria própria (2021).

Assim, a outra laje foi concretada e adensada de forma manual com uma haste metálica. A superfície foi regularizada com uma colher de pedreiro. Foram moldados 16 corpos de prova de CCV. A cura química foi aplicada de forma análoga

à laje de CAA. A Figura 40 mostra as duas lajes após a concretagem em processo de cura química.

**Figura 40 - Lajes concretadas em processo de cura química.**



**Fonte: Autoria própria (2021).**

### **3.2.4 Determinação da Resistência à Compressão dos Concretos**

Mantiveram-se os corpos de prova em cura úmida até as idades de ensaio de resistência à compressão.

A ABNT NBR 5739 (2018) estabelece as diretrizes para realização do ensaio de resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos. Segundo dispõe a norma, posicionou-se o corpo de prova de forma centrada nos pratos da prensa, como na Figura 41.

O equipamento proporcionou uma aplicação de força contínua e sem choques a uma velocidade de carregamento de  $0,45 \pm 0,15$  MPa/s. O carregamento só foi parado mediante uma queda de força indicando ruptura.

Para os concretos do estudo piloto, foram rompidos 6 corpos de prova com idade de 7 dias e a resistência de dosagem do concreto considerada foi a média das resistências obtidas na respectiva idade de ensaio.

Figura 41 - Ensaio de compressão axial.



Fonte: Autoria própria (2021).

A resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) foi calculada seguindo a Equação (31) adotada pela ABNT NB1 (1960), que considera o desvio-padrão variável de acordo com a faixa de resistência de dosagem

$$f_{ck} = f_{cj} \cdot (1 - 1,65 \cdot CV) \quad (31)$$

em que,

$f_{cj}$  é a resistência média do concreto à compressão (ou resistência de dosagem) prevista para a idade de “j” dias, em MPa;

$CV$  é o coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto, determinado de acordo com as condições de preparo do concreto:

- Condição A:  $CV = 10\%$
- Condição B:  $CV = 15\%$
- Condição C:  $CV = 20\%$

As especificações das condições de dosagem estão descritas no Anexo B. Para esta pesquisa, foi considerada a Condição A de preparo.

Os resultados das resistências dos concretos no estudo preliminar podem ser encontrados nos itens 3.2.1.1 e 3.2.1.2.

Para os concretos das lajes foram rompidos, no mínimo, um exemplar<sup>6</sup> nas idades de 7 e 14 dias, adotando a resistência de dosagem igual ao maior valor obtido na respectiva idade de ensaio, conforme recomendação da ABNT NBR 5738 (2015). Para a idade de 28 dias, foram rompidos 10 corpos de prova de CAA e 9 de CCV, e adotou-se como resistência de dosagem a média de todas as resistências obtidas nos rompimentos dessa idade. As resistências características foram calculadas de acordo com a Equação (31).

### **3.2.5 Ensaio de Deformação ao Longo Do Tempo nas Lajes**

Este ensaio teve como base a metodologia adotada por Kataoka (2005) e Simonetti (2008) e como objetivo analisar o fenômeno de fluência em lajes fabricadas com concreto convencional e com concreto autoadensável. Para sua execução, foram utilizados relógios comparadores para medir as flechas diferidas no tempo. Dessa forma, a quantidade desses aparelhos disponíveis para uso em laboratório limitou a quantidade de lajes fabricadas para a pesquisa. Logo, foram fabricadas duas lajes: uma utilizando CCV e outra CAA.

Antes de esquematizar o ensaio, as lajes precisavam ser desmoldadas. O desmolde das tábuas laterais foi realizado com facilidade, porém houve um problema com a retirada dos madeirites das bases das formas. Não foi possível removê-lo sem levantar a laje, o que impossibilitou a medição da flecha imediata devido ao peso próprio.

As lajes foram levantadas e as bases das formas foram retiradas. Como as escoras ainda estavam no lugar, as lajes voltaram para o sistema inicial sem a base. Fez-se, então, a tentativa de posicionar os relógios na parte inferior da laje, no meio e a um quarto do vão, para medir as deformações a partir da retirada das escoras, porém também não foi possível. Os tijolos de concreto (escoras), ao serem arrastados, movimentavam as lajes e conseqüentemente os relógios. Aos 14 dias de idade dos

---

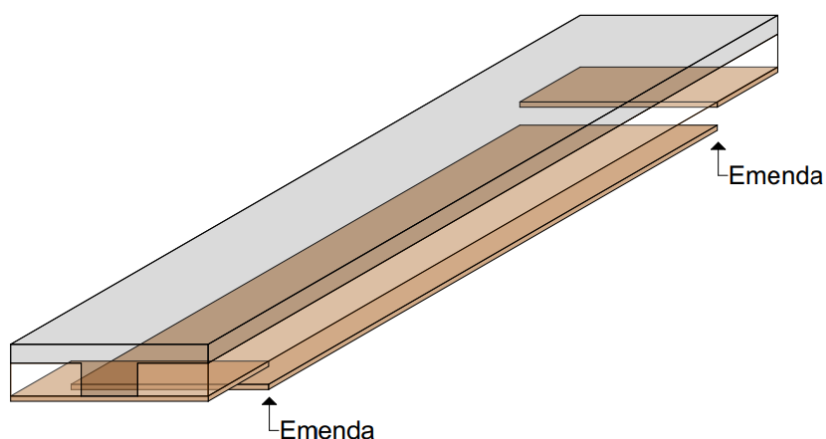
<sup>6</sup> Exemplar. Refere-se a dois corpos de prova moldados no mesmo ato.



concretos, as escoras foram retiradas e as flechas imediatas devido ao peso próprio não foram medidas.

Emendas na base da forma na região dos apoios (Figura 42), o uso de cavaletes de madeira ou macacos hidráulicos como escoras e o posicionamento dos relógios na parte superior da laje possibilitariam a retirada da base e das escoras com facilidade. Sugere-se que em futuros ensaios tais adaptações sejam realizadas

**Figura 42 - Emendas na base da forma.**

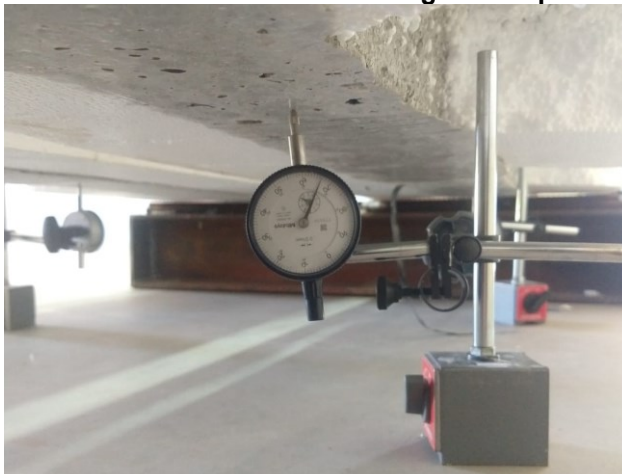


**Fonte: Autoria própria (2021).**

Na sequência, os relógios foram (re)posicionados no meio e a um quarto do vão das nervuras, na parte inferior da laje, como mostra a Figura 43. Os relógios foram identificados conforme o tipo de material empregado na laje e sua posição, portanto:

- CAA-C: Concreto Autoadensável – Posição Central;
- CAA-L: Concreto Autoadensável – Posição Lateral;
- CCV-C: Concreto Convencional – Posição Central;
- CCA-L: Concreto Convencional – Posição Lateral.

**Figura 43 - Posicionamento dos relógios comparadores.**



**Fonte: Autoria própria (2021).**

Na sequência, foram colocados sacos contendo 20 kg de brita ao longo da extensão das lajes. Para simular um carregamento uniformemente distribuído, foram necessários 5 sacos, totalizando 100 kg de carregamento distribuído em cada laje, como mostra a Figura 44.

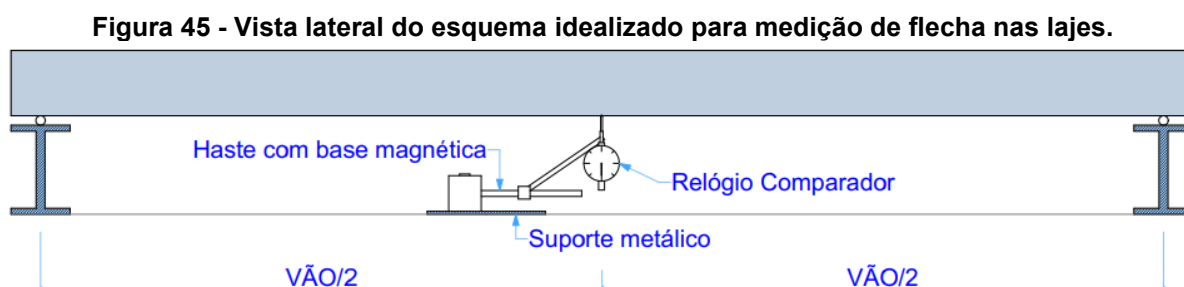
**Figura 44 - Carga aplicada nas lajes.**



**Fonte: Autoria própria (2021).**

Como os relógios já estavam posicionados neste momento do ensaio, foi possível obter a flecha imediata proveniente da carga aplicada. A partir deste ponto, se deu início ao ensaio de deformação ao longo do tempo.

Cabe ressaltar uma observação quanto à fixação dos relógios comparadores. Utilizou-se para fixação de cada relógio uma haste metálica com base magnética, que, no entanto, estava desligada, pois não havia suporte metálico no chão para fixá-la. Fixar a base da haste poderia garantir que os relógios permanecessem estáticos durante todo o período de execução do ensaio, como exemplificado na Figura 45. Como a base da haste possui peso suficiente para manter estável o relógio mesmo quando desligada, considerou-se inicialmente que os relógios não se moveriam durante o ensaio. Porém, isso não ocorreu. Os relógios se moveram ao longo dos dias, por conta da própria movimentação da laje e devido a agentes externos.



**Fonte: Autoria própria (2021).**

Utilizou-se um paquímetro digital para medir – em determinados pontos – o diâmetro das barras de aço, o cobrimento e as espessuras das mesas das lajes, como exemplificado na Figura 46. Esses valores foram utilizados nos cálculos de verificação do ELS e ELU, apresentados no capítulo seguinte.

**Figura 46 - Medição com paquímetro (mesa laje de CAA).**



**Fonte: Autoria própria (2021).**

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados das resistências para os concretos das lajes estão apresentados na Tabela 14.

**Tabela 14 - Resistência à compressão dos concretos das lajes.**

CP	Idade (dias)	Força Máxima (kN)	fcj (MPa)	fck (MPa)
CCV	7	127,80	16,27	13,59
	14	132,48	16,87	14,08
	28	152,85	19,46	16,25
CAA	7	154,02	19,61	16,37
	14	182,34	23,22	19,39
	28	183,92	23,42	19,55

Fonte: A autoria própria (2021).

Após a ruptura dos corpos de prova de CAA, observou-se que não houve separação entre as fases, como mostra a Figura 47. Isto indica que a mistura possui resistência à segregação.

**Figura 47 - Corpo de prova de CAA após ensaio de compressão axial.**



Fonte: A autoria própria (2021).

### 4.1 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

Após a medição com o paquímetro (Figura 46), foi constatado que a mesa da laje feita de CCV possuía menor espessura do que a laje fabricada com CAA, embora

as dimensões das formas fossem iguais. Isso pode ser explicado pelo fato de que o concreto autoadensável consegue preencher todos os vazios da forma enquanto o CCV depende da regularização manual da superfície. Tabela 15

As características das lajes executadas estão indicadas na Tabela 15 e serviram de base para os cálculos a seguir.

**Tabela 15 - Características das lajes.**

Nomenclatura	Laje - CCV			Laje - CAA		
Diâmetro da barra de aço	$\Phi$	5,000	mm	$\Phi$	5,000	mm
Número de barras de aço	<b>n</b>	2,000	barras	<b>n</b>	2,000	barras
Área de aço sujeita à flexão	<b>As</b>	0,393	cm <sup>2</sup>	<b>As</b>	0,393	cm <sup>2</sup>
Área de aço sujeita à compressão	<b>As'</b>	0,000	cm <sup>2</sup>	<b>As'</b>	0,000	cm <sup>2</sup>
Resistência ao escoamento característica do aço	<b>fyk</b>	50,000	kN/cm <sup>2</sup>	<b>fyk</b>	50,000	kN/cm <sup>2</sup>
Resistência de cálculo de escoamento do aço	<b>fyd</b>	43,478	kN/cm <sup>2</sup>	<b>fyd</b>	43,478	kN/cm <sup>2</sup>
Resistência média à compressão do concreto	<b>fcm,28</b>	19,460	MPa	<b>fcm,28</b>	23,420	MPa
Resistência à compressão característica do concreto	<b>fck,28</b>	16,250	MPa	<b>fck,28</b>	19,550	MPa
Resistência de cálculo à compressão do concreto	<b>fcd</b>	11,607	MPa	<b>fcd</b>	13,964	MPa
Largura da mesa da seção T	<b>bf</b>	42,000	cm	<b>bf</b>	42,000	cm
Largura da alma da seção T	<b>bw</b>	12,000	cm	<b>bw</b>	12,000	cm
Espessura da mesa da seção T	<b>hf</b>	2,476	cm	<b>hf</b>	3,238	cm
Altura total da seção T	<b>h</b>	9,476	cm	<b>h</b>	10,238	cm
Cobrimento de concreto	<b>cob</b>	1,500	cm	<b>cob</b>	1,500	cm
Altura útil da seção	<b>d</b>	7,726	cm	<b>d</b>	8,488	cm
Vão entre apoios	<b>l</b>	200,000	cm	<b>l</b>	2,000	cm

Fonte: Autoria própria (2021).

Calculou-se primeiramente as características geométricas da seção transversal no estádio I para as lajes de CCV, conforme a Seção 2.3.1.3.1. A área, o centro de gravidade e o momento de inércia da seção bruta de concreto, desconsiderando a presença de armadura, são determinados pelas Equações (13), (14) e (15).

$$A_g = (42 - 12) \cdot 2,48 + 12 \cdot 9,48 = 188,00 \text{ cm}^2$$

$$y_{cg} = \frac{(42 - 12) \cdot \frac{2,48^2}{2} + 12 \cdot \frac{9,48^2}{2}}{188} = 3,36 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{(42 - 12) \cdot 2,48^3}{12} + \frac{12 \cdot 9,48^3}{12} + (42 - 12) \cdot 2,48 \cdot \left(3,36 - \frac{2,48}{2}\right)^2 + 12 \cdot 9,48 \cdot \left(3,36 - \frac{9,48}{2}\right)^2 = 1439 \text{ cm}^4$$

O módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) foi estimado pela Equação (3), com o fator  $\alpha_i$  calculado pela Equação (4):

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{16,25}{80} = 0,841 \leq 1$$

Da Equação (1), considerando agregado graúdo de origem basáltica, tem-se:

$$E_{ci} = 1,2 \cdot 5600 \cdot \sqrt{16,25} = 27089,19 \text{ MPa}$$

Portanto, aplicando a Equação (3), resulta:

$$E_{cs} = 0,841 \cdot 27089,19 = 22771,85 \text{ MPa}$$

Considerando a presença de armadura longitudinal, a área, o centro de gravidade e a inércia da seção homogeneizada são determinadas pelas Equações (16), (17) e (18). Nessas equações utilizou-se o coeficiente  $\alpha_E$  dado pela Equação (23) e o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ) igual a 210000 MPa.

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{22771,85} = 9,22$$

$$A_h = (42 - 12) \cdot 2,48 + 12 \cdot 9,48 + 0,393 \cdot (10,94 - 1) = 191,23 \text{ cm}^2$$

$$y_h = \frac{(42 - 12) \cdot \frac{2,48^2}{2} + 12 \cdot \frac{9,48^2}{2} + 0,393 \cdot (10,94 - 1) \cdot 7,73}{191,91} = 3,43 \text{ cm}$$

$$I_h = \frac{(42 - 12) \cdot 2,48^3}{12} + \frac{12 \cdot 9,48^3}{12} + (42 - 12) \cdot 2,48 \cdot \left(3,44 - \frac{2,48}{2}\right)^2 + 12 \cdot 9,48 \cdot \left(3,44 - \frac{9,48}{2}\right)^2 + 0,393 \cdot (10,94 - 1) \cdot (3,44 - 7,73)^2 = 1500 \text{ cm}^4$$

O momento de fissuração ( $M_r$ ) foi calculado pela Equação (27). Foi utilizado o momento de inércia e a o centro de gravidade da seção homogeneizada.

$$M_r = \frac{1,2 \cdot 0,3 \cdot 16,25^{\frac{2}{3}} \cdot 1500}{9,48 - 3,43} = 57,29 \text{ kNcm} = 0,57 \text{ kNm}$$

Calculou-se então o momento atuante na laje proveniente do peso próprio e da carga aplicada.

Adotando a massa específica do concreto armado como  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$  e utilizando a área da seção bruta ( $A_g$ ), calculou-se o peso próprio das lajes de acordo com a seguinte expressão:

$$PP = \gamma \cdot A_g = 25 \cdot 188 \cdot 10^{-4} = 0,47 \text{ kN/m}$$

Como a carga total aplicada ( $C_t$ ) foi de 100 kg ao longo do comprimento da laje ( $l$ ), obteve-se a carga distribuída ( $C$ ) a partir de:

$$C = \frac{C_t}{l} = \frac{1 \text{ kN}}{2 \text{ m}} = 0,50 \text{ kN/m}$$

Portanto, a força atuante na laje é igual a:

$$P = PP + C = 0,47 + 0,50 = 0,97 \text{ kN/m}$$

A partir disso, foi calculado o momento fletor atuante, que para vigas biapoçadas e carregamento distribuído é dado pela expressão:

$$M_a = \frac{P \cdot l^2}{8} = \frac{0,97 \cdot 2^2}{8} = 0,48 \text{ kNm}$$

Como o momento fletor atuante resultou menor do que o momento de fissuração ( $M_a < M_r$ ), estimou-se que a laje não sofreria fissuração (o que correspondeu ao observado), trabalhando, portanto, no estágio I. Dessa forma, o



cálculo da flecha imediata para a laje feita de CCV é dada pela Equação (28), substituindo  $(E_{cs}I)_{eq,t0}$  por  $(E_{cs}I_h)$ , em que  $I_h$  é o momento de inércia no estágio I da seção transversal homogeneizada:

$$a = \frac{\frac{5}{384} \cdot 0,97 \cdot 2^4}{22771,85 \cdot 10^3 \cdot 1500 \cdot 10^{-8}} = 0,000592 \text{ m} = 0,5916 \text{ mm}$$

Para calcular a flecha diferida no tempo, calculou-se primeiramente o fator  $\alpha_f$ , dado pela Equação (29). A idade do concreto na data de aplicação da carga permanente era de 14 dias, equivalente a 0,467 meses. A idade do concreto no final do ensaio de deformação ao longo do tempo era de 45 dias, ou 1,5 meses.

$$\xi(1,5) = 0,68 \cdot 0,996^{1,5} \cdot 1,5^{0,32} = 0,7696$$

$$\xi(0,467) = 0,68 \cdot 0,996^{0,467} \cdot 0,467^{0,32} = 0,5318$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot 0} = \Delta\xi = \xi(1,5) - \xi(0,467) = 0,7696 - 0,5318 = 0,2377$$

Portanto, a partir da Equação (30), a previsão para a flecha diferida no tempo durante o ensaio é igual a

$$a_{t,45} = 0,5916 \cdot (1 + 0,2377) = 0,7323 \text{ mm}$$

De forma análoga, a flecha imediata e a flecha total foram calculadas para a laje fabricada com CAA, que também se encontra no estágio I (sem fissuração).

Tabela 16 apresenta resumidamente os resultados dos cálculos das flechas para ambos os concretos.

**Tabela 16 - Cálculo da flecha diferida no tempo na condição de projeto.**

Nomenclatura	Laje - CCV			Laje - CAA		
Área da seção bruta de concreto	<b>Ag</b>	188,00	cm <sup>2</sup>	<b>Ag</b>	219,99	cm <sup>2</sup>
Centro de gravidade da seção bruta de concreto	<b>Ycg</b>	3,36	cm	<b>Ycg</b>	3,57	cm
Inércia da seção bruta de concreto	<b>Ig</b>	1439,36	cm <sup>4</sup>	<b>Ig</b>	1822,38	cm <sup>4</sup>
Módulo de elasticidade inicial	<b>Eci</b>	27089,19	MPa	<b>Eci</b>	29712,74	MPa
Módulo de elasticidade secante	<b>Ecs</b>	22771,85	MPa	<b>Ecs</b>	25222,40	MPa
Razão entre o módulo elástico do aço e do concreto	$\alpha_E$	9,22	-	$\alpha_E$	8,33	-
Área da seção homogeneizada	<b>Ah</b>	191,23	cm <sup>2</sup>	<b>Ah</b>	222,86	cm <sup>2</sup>
Centro de gravidade da seção homogeneizada	<b>Yh</b>	3,43	cm	<b>Yh</b>	3,64	cm
Inércia da seção homogeneizada	<b>Ih</b>	1500,00	cm <sup>4</sup>	<b>Ih</b>	1890,96	cm <sup>4</sup>
Momento de fissuração do concreto	<b>Mr</b>	0,5729	kNm	<b>Mr</b>	0,7484	kNm
Carga devido ao peso próprio	<b>PP</b>	0,4700	kN/m	<b>PP</b>	0,5500	kN/m
Carga aplicada	<b>C</b>	0,5000	kN/m	<b>C</b>	0,5000	kN/m
Carga total uniformemente distribuída	<b>P</b>	0,9700	kN/m	<b>P</b>	1,0500	kN/m
Momento fletor atuante	<b>Ma</b>	0,4850	kNm	<b>Ma</b>	0,5250	kNm
-	<b>Estádio</b>	l	-	<b>Estádio</b>	l	-
Flecha imediata	<b>a</b>	0,5916	mm	<b>a</b>	0,4586	mm
Coefficiente para cálculo de flecha devido a fluência	$\alpha_f$	0,2377	-	$\alpha_f$	0,2377	-
Flecha total	$a_{t,45}$	0,7323	mm	$a_{t,45}$	0,5677	mm

Fonte: Autoria própria (2021).

Os cálculos até aqui descritos foram realizados utilizando a resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ), como é feito para situações de projeto. Para comparar com a situação de protótipo, foram calculados todos esses parâmetros considerando o valor da resistência média à compressão aos 28 dias. Aqueles que apresentaram diferença de valores estão indicados na Tabela 17.

**Tabela 17 - Cálculo da flecha diferida no tempo para a situação de protótipo.**

Laje - CCV			Laje - CAA		
<b>Eci</b>	29644,27	MPa	<b>Eci</b>	32520,91	MPa
<b>Ecs</b>	25157,61	MPa	<b>Ecs</b>	27920,83	MPa
$\alpha_E$	8,35	-	$\alpha_E$	7,52	-
<b>Ah</b>	190,89	cm <sup>2</sup>	<b>Ah</b>	222,55	cm <sup>2</sup>
<b>Yh</b>	3,42	cm	<b>Yh</b>	3,63	cm
<b>Ih</b>	1493,65	cm <sup>4</sup>	<b>Ih</b>	1883,52	cm <sup>4</sup>
<b>Mr</b>	0,6425	kNm	<b>Mr</b>	0,8400	kNm
<b>Ma</b>	0,4850	kNm	<b>Ma</b>	0,5250	kNm
<b>Estádio</b>	l	-	<b>Estádio</b>	l	-
<b>a</b>	0,5378	mm	<b>a</b>	0,4159	mm
$\alpha_f$	0,2377	-	$\alpha_f$	0,2377	-
$a_{t,45}$	0,6656	mm	$a_{t,45}$	0,5148	mm

Fonte: Autoria própria (2021).

De acordo com o Quadro 6 – Limites para deslocamentos (aceitabilidade sensorial), para que não haja deslocamentos visíveis a flecha limite se dá pela razão  $L/250$ . Como o vão das lajes é de 2 metros, o deslocamento-limite para esta estrutura é de 8 mm. Considerando as flechas imediatas das lajes na condição de projeto, obteve-se os deslocamentos totais no tempo infinito, de acordo com a Equação (30). Os valores estão indicados na Tabela 18 e atendem as disposições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

**Tabela 18 - Flecha total estimada no tempo infinito.**

Laje	Flecha Imediata (mm)	$\alpha_f$	Flecha Total (mm)
CCV	0,5916	2	1,775
CAA	0,4586	2	1,376

Fonte: Autoria própria (2021).

#### 4.2 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para a situação de projeto, as resistências devem ser minoradas e as solicitações majoradas. Os coeficientes parciais de segurança utilizados para a resistência são prescritos pela ABNT NBR 6118 (2014) e compreendem os valores de 1,4 e 1,15 para concreto e aço, respectivamente.

De acordo com as informações da Tabela 15, dadas as Equações (11) e (12), foi possível calcular o momento resistente do elemento estrutural feito com CCV.

$$x = \frac{3,93 \cdot 10^{-5} \cdot 434,783}{0,68 \cdot 0,12 \cdot 11,607} = 0,0180 \text{ m} \leq 0,45 \cdot 0,077 = 0,035 \text{ m}$$

$$M_d = 3,93 \cdot 10^{-5} \cdot 434,783 \cdot (0,077 - 0,4 \cdot 0,018) = 1,20 \text{ kNm}$$

Para a situação de protótipo, sem coeficiente de segurança e utilizando resistências médias, o momento resistente é igual a:

$$x = \frac{3,93 \cdot 10^{-5} \cdot 500}{0,68 \cdot 0,12 \cdot 19,46} = 0,0124 \text{ m} \leq 0,45 \cdot 0,077 = 0,035 \text{ m}$$

$$M_k = 3,93 \cdot 10^{-5} \cdot 500 \cdot (0,077 - 0,4 \cdot 0,0124) = 1,42 \text{ kNm}$$

De forma análoga, os momentos resistentes foram calculados para as lajes feitas de CAA. A Tabela 19 apresenta os momentos resistentes das lajes com e sem coeficiente de segurança. Observa-se que mesmo na pior situação (momento fletor de projeto da laje em CCV), a resistência estimada superou em cerca de 2,5 vezes o momento fletor aplicado durante o ensaio (0,485 kN.m), assegurando que não ocorreria a ruptura inesperada das lajes.

**Tabela 19 - Momento fletor resistente com e sem coeficiente de segurança.**

Laje	Momento resistente [kNm]	
	(Md)	(Mk)
<b>CCV</b>	1,196	1,420
<b>CAA</b>	1,679	1,991

Fonte: Autoria própria (2021).

#### 4.3 COMPARAÇÃO ENTRE FLECHAS TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS

Como mencionado na seção 3.2.5, não foi possível aferir as flechas imediatas das lajes devido ao peso próprio. Entretanto, as flechas imediatas oriundas do carregamento aplicado foram medidas com sucesso e estão indicadas na Tabela 20. Os valores experimentais apresentados para a flecha imediata referem-se aos relógios posicionados no centro do vão. Os relógios laterais moveram-se e por isso os dados não foram considerados.

**Tabela 20 - Comparação entre as flechas imediatas teóricas e experimentais.**

Laje	Peso próprio	Carregamento Aplicado	
	Flecha Imediata Teórica (mm)	Flecha Imediata Teórica (mm)	Flecha Imediata Experimental (mm)
<b>CCV</b>	0,2867	0,3049	0,7064
<b>CAA</b>	0,2179	0,2408	0,7901

Fonte: Autoria própria (2021).

A flecha instantânea foi dividida em duas parcelas para que fosse possível comparar a flecha teórica e experimental devido à carga adicionada na laje. Nota-se que a flecha experimental apresenta valores maiores do que aqueles obtidos

analiticamente (cerca de 2,3 vezes maior para CCV e 3,3 vezes para CAA). Observa-se também que a flecha da laje feita de CAA indica a maior flecha experimental, ainda que sua resistência à compressão seja ligeiramente superior à resistência do CCV.

Durante a medição da deformação lenta, percebeu-se que alguns valores se apresentavam incoerentes. Como a base da haste que apoiava o relógio não estava devidamente fixada, acredita-se que os relógios se moveram. Nas datas em que houve incoerências na medição, a deformação foi ajustada por interpolação linear. Os dados ajustados estão destacados em vermelho na Tabela 21.

Os dados dos relógios centrais do CCV e do CAA (CCA-C e CAA-C) foram agrupados na Tabela 21 a fim de serem comparados com os valores teóricos obtidos.

**Tabela 21 - Valores teóricos e experimentais das flechas ao longo do tempo.**

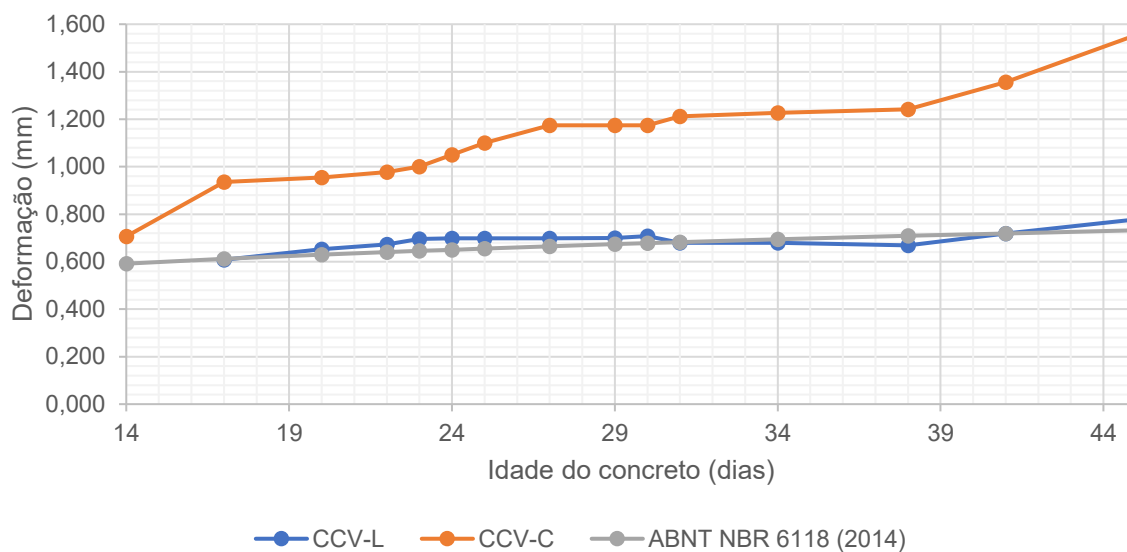
Data	Idade do concreto (dias)	CCV-C		CAA-C	
		Flecha Teórica (mm)	Flecha Experimental (mm) Relógio CCV-C	Flecha Teórica (mm)	Flecha Experimental (mm) Relógio CAA-C
29/10/2021	14	0,5916	0,7064	0,4586	0,7901
01/11/2021	17	0,6116	0,9350	0,4742	0,9200
04/11/2021	20	0,6294	0,9550	0,4879	0,9990
06/11/2021	22	0,6402	0,9775	0,4963	1,0090
07/11/2021	23	0,6453	1,0000	0,5003	1,0190
08/11/2021	24	0,6503	1,0500	0,5042	1,0390
09/11/2021	25	0,6552	1,1003	0,5079	1,0390
11/11/2021	27	0,6645	1,1743	0,5152	1,0240
13/11/2021	29	0,6734	1,1743	0,5220	1,0090
14/11/2021	30	0,6777	1,1743	0,5253	1,0090
15/11/2021	31	0,6818	1,2113	0,5286	1,0290
18/11/2021	34	0,6938	1,2263	0,5379	1,0230
22/11/2021	38	0,7087	1,2413	0,5494	1,0390
25/11/2021	41	0,7191	1,3563	0,5575	1,0690
29/11/2021	45	0,7323	1,5543	0,5677	1,1640

Fonte: Autoria própria (2021).

Nota-se que as flechas diferidas também apresentaram valores maiores do que aquelas calculadas pelo modelo de previsão de deformação lenta da ABNT NBR 6118 (2014). Observa-se também que a laje feita de CCV apresentou maior deformação ao longo do tempo. Isso pode ser explicado por sua menor resistência à compressão.

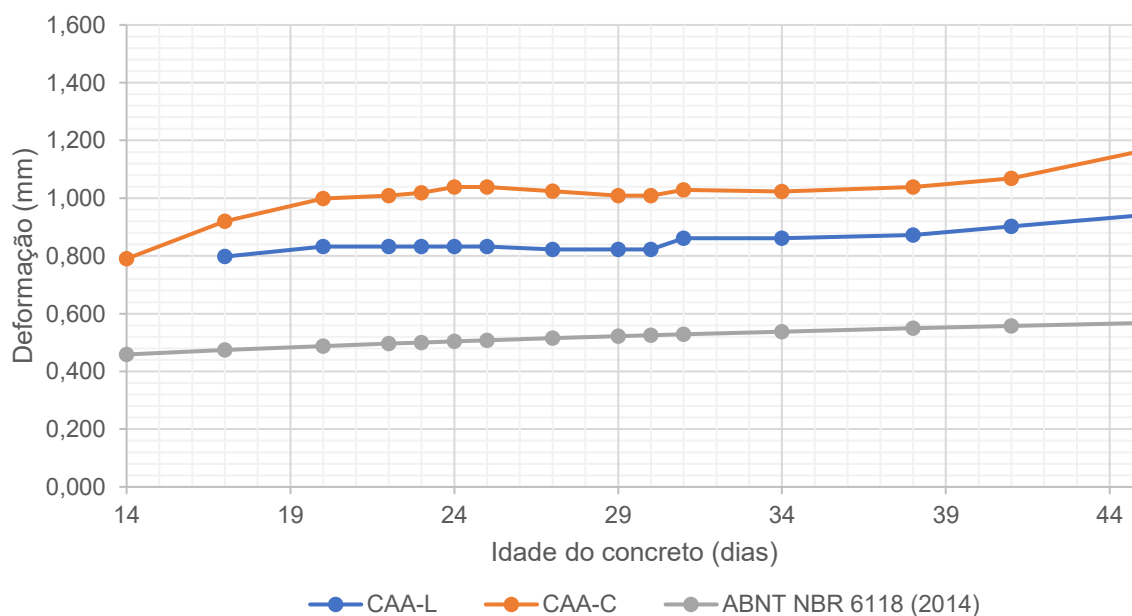
O Gráfico 4 apresenta as curvas de deformação *versus* tempo da laje de CCV, de acordo as deformações medidas pelo relógio central e pelo relógio posicionado a um quarto do vão. Apresenta também a curva teórica de deformação lenta, considerando o ponto de deflexão máxima (meio do vão). De forma análoga, o Gráfico 5 apresenta as curvas de deformação *versus* tempo da laje de CAA.

**Gráfico 4 - Flecha total teórica e experimental para a laje de CCV.**



Fonte: Autoria própria (2021).

**Gráfico 5 - Flecha total teórica e experimental para a laje de CAA.**



Fonte: Autoria própria (2021).

Nota-se que os valores experimentais de deformação superam os valores analíticos obtidos segundo a norma brasileira de concreto, tanto para o CCV quanto para o CAA. Particularmente para a flecha experimental CCV-L, os resultados experimentais apresentaram uma elevada concordância com os valores estipulados por norma, exibindo a mesma tendência de comportamento. Porém os resultados experimentais não seguem uma linha de tendência adequada para estimar a flecha no tempo infinito (vida útil da estrutura) e por esse motivo esses dados não foram apresentados.

O modelo teórico utilizado indica que, para o tempo superior a 70 meses, o coeficiente  $\alpha_f$  é igual a 2. Portanto, a flecha imediata ( $a_{t,0}$ ) seria triplicada, pois:

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \cdot (1 + 2) = 3 \cdot a_{t,0}$$

Analisou-se então o valor da flecha no tempo infinito ( $a_{t,\infty}$ ) substituindo a flecha imediata experimental na Equação (30). Como não houve medição da parcela da flecha imediata devido ao peso próprio, foi considerado o valor estimado teoricamente. Os valores considerados estão indicados na Tabela 22.

**Tabela 22 - Flechas imediatas.**

Laje	Peso próprio	Carga Distribuída Aplicada	Flecha imediata total (mm)
	Flecha Imediata Teórica (mm)	Flecha Imediata Experimental (mm)	
<b>CCV</b>	0,2867	0,7064	0,9931
<b>CAA</b>	0,2179	0,7901	1,0080

**Fonte: Autoria própria (2021).**

Substituindo a flecha imediata total da Tabela 22 na Equação (30), obteve-se o valor de aproximadamente 3mm para o máximo de deformação das lajes. Como o valor-limite de deformação é 8 mm para aceitabilidade sensorial, de acordo com a seção 4.1, nenhuma das lajes apresentaria deformação excessiva caso este valor de deformação representasse seu comportamento real.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Observa-se que a confiabilidade dos resultados experimentais desta pesquisa para flechas ao longo do tempo é questionável. Quando os relógios comparadores se movimentaram ao longo do ensaio, a ponto de a incoerência ser perceptível, os dados foram ajustados de acordo com uma tendência linear. Porém, os relógios podem ter sofrido pequenas movimentações que não foram percebidas. Por esse motivo, os ajustes apontados ao longo da Seção 3.2.5 referentes ao esquema de ensaio de deformação ao longo do tempo são uma contribuição importante para futuras pesquisas realizadas na área.

As flechas experimentais imediatas, por sua vez, são mais confiáveis. Os relógios, neste caso, foram monitorados ao longo de toda a duração do ensaio.

Mesmo que alguns relógios tenham se movido, não se pode ignorar que todas as flechas experimentais observadas superaram os valores estimados pelo modelo simplificado de deformações da ABNT NBR 6118 (2014). O mesmo já havia sido observado por Kataoka (2005) e Simonetti (2008), corroborando os resultados encontrados.

Dos objetivos deste trabalho, aquele que foi alcançado de forma expressiva foi o de descrever as técnicas utilizadas no intuito de ajudar no desenvolvimento de novas pesquisas e no planejamento de futuros ensaios. Ainda nesse sentido, apontam-se algumas sugestões para futuros trabalhos:

- a) avaliar o comportamento das deformações em lajes de concreto convencional e autoadensável, tendo mais de uma amostra de cada material;
- b) incrementar a previsão de flechas de acordo com outros modelos analíticos além do modelo simplificado da ABNT NBR 6118 (2014);
- c) avaliar o comportamento das deformações ao longo do tempo em lajes executadas com concretos especiais não contemplados neste estudo;
- d) analisar e acompanhar o emprego de lajes de concreto autoadensável em uma situação real.



## REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C 597**. Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete. ASTM International, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

\_\_\_ **NB1**. Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 1960.

\_\_\_ **NBR 5739**. Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

\_\_\_ **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_ **NBR 6458**. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_ **NBR 7211**. Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_ **NBR 7212**. Concreto dosado em central – Preparo, fornecimento e controle. Rio de Janeiro, 2021.

\_\_\_ **NBR 7222**. Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

\_\_\_ **NBR 8522**. Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

\_\_\_ **NBR 8802**. Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_ **NBR 8953**. Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2017.

\_\_\_ **NBR 9062**. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

\_\_\_ **NBR 11768**. Aditivos químicos para concreto de cimento Portland. 1-6. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_ **NBR 12655**. Concreto de cimento Portland – Prepara, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

\_\_\_ **NBR 14859**. Lajes pré-fabricadas de concreto. 1-3 Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_ **NBR 14931**. Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

\_\_\_ **NBR 15823**. Concreto Autoadensável 1-6. Rio de Janeiro, 2017.

\_\_\_ **NBR 16697**. Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

\_\_\_ **NBR 16889**. Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2020.

\_\_\_ **NBR ISO 6892-1**. Materiais metálicos – Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2017.

\_\_\_ **NBR NM 248**. Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_ **NM 26.** Agregados – Amostragem. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_ **NM 27.** Agregados – Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório. Rio de Janeiro, 2000.

\_\_\_ **NM 46.** Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometros por lavagem. Rio de Janeiro, 2000.

\_\_\_ **NM 52.** Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_ **NM 53.** Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

BASTOS, Paulo .S.S. **Apostila de Flexão Simples – Vigas.** s/d 79 f. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista, 2019.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado:** segundo a NBR 6118:2014. 4 ed. São Carlos: EdUfscar, 2020.

CAVALCANTI, Diogo Jatobá de Holanda. **Contribuição ao estudo de propriedades do concreto autoadensável visando sua aplicação em elementos estruturais.** 2006. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2006.

DAL MOLIN, Denise Carpena Coitinho. **Adições Minerai.** In: ISAIA, Geraldo Cechella (Editor). Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011. Vol 1, p. 261-309.

DINIZ, José Zamarion Ferreira. FERNANDES, Juliana Ferreira. KUPERMAN, Selmo Chapira. **Retração e Fluência.** In: ISAIA, Geraldo Cechella (Editor). Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011. Vol 1, p. 675-703.

EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICALS AND CONCRETE SYSTEMS (EFNARC). **Specification and guidelines for self-compacting concrete**. In: EFNARC, 2002.

EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICALS AND CONCRETE SYSTEMS (EFNARC). **Specification and guidelines for self-compacting concrete. Specification, Production and Use**. In: EFNARC, 2005.

FUSCO, P.B. **Tecnologia do Concreto Estrutural**. 1 ed. São Paulo: Editora PINI, 2008.

GIRARDI, Ricardo. **Avaliação da influência de diferentes parâmetros de dosagem sobre o módulo de deformação do concreto de Cimento Portland**. 2018. 238 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2018.

HARTMANN, Carine Toso. HELENE, Paulo R. L. **Avaliação de aditivos superplastificantes base policarboxilatos destinados a concretos de cimento Portland**. 2002. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

HARTMANN, Carine. JEKNAVORIAN, Ara. SILVA, Denise. BENINI, Humberto. **Aditivos Químicos para Concretos e Cimentos**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Editor). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. Vol 1, p. 347-380.

KATAOKA, Luciana Tiemi. **Estudo experimental da deformação ao longo do tempo de lajes contínuas e simplesmente apoiadas executadas com vigotas pré-moldadas de concreto**. 2005. 189 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2005.

MARQUES, Ana Carolina. **Concreto auto-adensável: caracterização da evolução das propriedades mecânicas e estudo da sua deformabilidade por solicitação mecânica, retração e fluência**. 2011. 176 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2011.

MANUEL, Paulo Jorge Miguel. **Estudo da influência do teor de argamassa no desempenho de concretos autoadensáveis**. 2005. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2005.

MEHTA, Povindar Kumar.; MONTEIRO, Paulo José Melaragno. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3. Ed. São Paulo: IBRACON. 2008.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5. ed. Porto Alegre: Bookman. 2016.

NUNES, Sandra Conceição Barbosa. **Betão Auto-Compactável: Tecnologia e Propriedades**. 2001. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto. Porto. 2001.

OKAMURA, Hajime; OUCHI, Masahiro. **Self-compacting concrete. Development, present use and future**. Edição: A. Skarendhal; Petersson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE. 1st. 1999. Stockholm. Proceedings France: RILEM Publications, 1999. p.3-14.

OKAMURA, Hajime; OUCHI, Masahiro. **Self-compacting concrete**. In: Journal of Advanced Concrete Technology. Vol 1, p. 5-15, 2003.

SHEEREN, Samanta Carolina Schwambach. **Análise da Influência de Aditivos Superplastificantes no Comportamento de Pastas de Cimento Portland com Diferentes Estruturas Polimórficas do  $C_3A$** . 2017. 95 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. UFRGS. Porto Alegre. 2017.

SHEHATA, Lidia C. D. **Propriedades Elasto-plásticas do Concreto**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Editor). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. Vol 1, p. 654-671.

SIMONETTI, C. **Análise Teórico-experimental da Deformação Instantânea e Lenta de Vigas de Concretos Auto-adensáveis**. 2008. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRS, Porto Alegre.

TIBBETTS, Caitlin. M; PERRY, Michael C.; FERRARO, Christopher C.; HAMILTON, H. R. **Aggregate correction factors for concrete elastic modulus prediction**. ACI Structural Journal, p. 931-940, 2018.

TUTIKIAN, Bernardo Fonseca; DAL MOLIN, Denise Carpena. **Concreto Auto-Adensável**. 1. ed. São Paulo: Pini. 2008.

SILVA, Marcos Alberto Ferreira da. **Projeto e Construção de lajes nervuradas de concreto armado**. 2005. 239 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos. UFSCAR. São Carlos. 2005.

**ANEXO A**

Tabela A.1 - Resumo e comentários sobre métodos de dosagem para CAA.

(continua)

MÉTODO	DESCRIÇÃO	LIMITAÇÕES
OKAMURA E OUCHI (MÉTODO JAPONÊS)	O teor de agregado graúdo é definido como 50-60% do volume de sólidos do concreto. O teor de agregado miúdo é definido em 40-50% do volume da argamassa. Baixa relação água/cimento (na ordem de 0,3). A proporção de finos e superplastificante é determinada experimentalmente.	Relação água/cimento muito baixa, dificultando a ação do aditivo e forçando a utilizá-lo em grande quantidade. Não considera finos pozolânicos (cinza volante, sílica ativa, metacaulim etc). Não considera o uso de aditivo promotor de viscosidade.
BUI E MONTGOMERY 1999	Estima-se, por equações, o volume mínimo de pasta e o volume máximo de agregados que não cause bloqueio. O método se propõe a determinar alguns parâmetros teoricamente para reduzir o tempo de ajuste do concreto experimentalmente, mas não contempla a parte experimental.	Método numérico, com abordagem computacional intensiva. Não faz referência a determinação de aditivos. Como não contempla os ajustes na fase experimental, os valores obtidos teoricamente podem não resultar em uma mistura adequada.
PETERSSON E BILLBERG – CBI 1996	A combinação de agregados miúdos e graúdos é determinada a fim de obter-se um teor mínimo de vazios. O volume de pasta é definido com base nos espaços vazios entre os agregados e da capacidade passante (resistência ao bloqueio) da mistura. A composição da pasta é selecionada com base em parâmetros reológicos. Os ajustes devem ser realizados em misturas de concreto.	Uso de parâmetros reológicos em pastas e argamassas, não apresentando nenhuma correlação com o concreto propriamente empregado. Utiliza o método do empacotamento, que em CAA pode não ser eficiente. Não considera o uso de aditivo promotor de viscosidade.

Fonte: SCHANKOSKI, 2017. p. 51.



(continua)

MÉTODO	DESCRIÇÃO	LIMITAÇÕES
OH, NOGUCHI E TOMOSAWA (EXCESSO DE PASTA) 1999	A espessura relativa do excesso de pasta é calculada e utilizada para prever a tensão de escoamento e a viscosidade plástica do concreto. O método baseia-se nas propriedades dos agregados (área superficial e número de partículas), volume da pasta e reologia da pasta.	O modelo emprega outros métodos para calcular a área superficial e o número de partículas de agregados e não esclarece o procedimento. A abordagem sugerida é computacionalmente intensiva. A tensão de escoamento e a viscosidade plástica da pasta e do concreto podem não ser correlacionáveis. Não faz referência a determinação de aditivos.
SU, HSU CHAI 2001	Os agregados miúdos e graúdos são definidos objetivando o menor teor de vazios. Para isso, os autores empregam o PF (fator de empacotamento), definido pela razão da massa unitária compactada e a massa unitária solta. O teor de cimento e a relação água/cimento é definida com base nos requisitos de resistência. Cinza volante e escória são adicionadas posteriormente para garantir a resistência à segregação. Ajustes no teor dos materiais são realizados nos concretos testes.	Nem todos os valores necessários para selecionar as proporções iniciais são bem definidos. Vários fatores, como fator de empacotamento, proporcionamento dos agregados e quantidades relativas de escória e cinza devem ser escolhidos, a priori, pelo dosador; no entanto, pouca ou nenhuma informação é dada. Para o cálculo do consumo de cimento, o método considera uma equação pronta, que não leva em consideração o tipo de cimento, tampouco sua interação com aditivos. O método prevê o uso de cinza volante e escória. Não faz referência à determinação do teor de aditivos.

Fonte: SCHANKOSKI, 2017. p. 51.

(continua)

MÉTODO	DESCRIÇÃO	LIMITAÇÕES
GOMES 2002	<p>Destina-se à CAA de elevada resistência (relação água/cimento menor ou igual a 0,40). A composição da pasta, formada por cimento, adições, aditivos e água, é determinada por meio dos ensaios de funil de Marsh e <i>minislump</i>.</p> <p>Os agregados são definidos pelo esqueleto granular, visando ao menor teor de vazios. Vários volumes de pasta são testados em concreto para alcançar as adequadas propriedades do estado fresco e endurecido.</p>	<p>O método é exclusivo para concretos de elevada resistência.</p> <p>Determina-se as fases do concreto (pasta e agregado) de forma separada e, apesar do autor citar que pode haver variações, não é estudada a interação entre elas no concreto propriamente dito.</p> <p>Utiliza o método do empacotamento que, em CAA, pode não ser eficiente.</p> <p>Não considera o uso de aditivo promotor de viscosidade.</p>
REPETTE MELO 2005	<p>A relação água/cimento é determinada pela resistência à compressão requerida, por meio de curvas de dosagem do cimento empregado. Na fase pasta, determina-se o teor de adições (fíler), visando o controle da segregação. Na fase argamassa, determina-se o volume de agregado miúdo, por meio do espalhamento e do funil V.</p> <p>O agregado graúdo é determinado em relação ao volume total de concreto.</p> <p>O teor de aditivo é ajustado em concreto (preferencialmente menor que 0,3% da massa de cimento). São realizados os ensaios padrões para avaliar e corrigir a mistura.</p>	<p>Destina-se a concretos com resistência à compressão entre 20 e 45 MPa.</p> <p>A única adição estudada é o fíler calcário.</p> <p>A separação dos materiais para definição do proporcionamento pode não resultar em uma dosagem adequada em concreto.</p> <p>O método propõe a determinação dos constituintes da mistura de forma separada, utilizando pastas, argamassas e concreto, mas, ao final, todos os constituintes acabam sendo ajustados no concreto.</p>

Fonte: SCHANKOSKI, 2017. p. 51.

(conclusão)

MÉTODO	DESCRIÇÃO	LIMITAÇÕES			
ACI Committee 237 2007	Determina parâmetros iniciais de dosagem e, dependendo dos resultados dos primeiros testes e da observação do dosador, são realizados os ajustes necessários.	Consiste em uma técnica experimental, fundamentalmente dependente do dosador. Não cita nenhum procedimento para determinar o tipo ou teor de aditivo.			
	<table border="1"> <thead> <tr> <th data-bbox="461 491 734 560"><i>Componentes</i></th> <th data-bbox="734 491 1088 560"><i>Consideração</i></th> <th data-bbox="1088 491 1326 560"><i>Quantidade (volume total)</i></th> </tr> </thead> </table>		<i>Componentes</i>	<i>Consideração</i>	<i>Quantidade (volume total)</i>
	<i>Componentes</i>		<i>Consideração</i>	<i>Quantidade (volume total)</i>	
	Agregados graúdos		Dim.Máx: 12,5mm	28-32%	
			Dim.Máx: 10,0mm	Até 50%	
	Finos ≤0,125mm		<i>Slump flow</i> <55cm	355-385 kg/m <sup>3</sup>	
			<i>Slump flow</i> : 55-60cm	385-445 kg/m <sup>3</sup>	
			<i>Slump flow</i> >65cm	≥458 kg/m <sup>3</sup>	
	Pasta	34-40%			
	Argamassa	38-72%			
	Relação água/materiais cimentícios	0,32-0,45			

Fonte: SCHANKOSKI, 2017. p. 51.

**ANEXO B**

## CONDIÇÕES DE PREPARO DO CONCRETO

Segundo a Seção 5.6.3.1 da ABNT NBR 12655 (2015), o cálculo da resistência de dosagem do concreto depende das condições de preparo definidas a seguir:

- a) **Condição A** (aplicável a todas as classes de concreto): o cimento e os agregados são medidos em massa, a água de amassamento é medida em massa ou volume com dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados;
- b) **Condição B** (pode ser aplicada às classes C10 a C20): o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em massa combinada com volume. No caso de massa combinada com volume, entende-se que o cimento seja sempre medido em massa e que o canteiro deva dispor de meios que permitam a confiável e prática conversão de massa para volume de agregados, levando em conta a umidade da areia;
- c) **Condição C** (pode ser aplicada apenas aos concretos de classe C10 e C15): o cimento é medido em massa, os agregados são medidos em volume, a água de amassamento é medida em volume e a sua quantidade é corrigida em função da estimativa da umidade dos agregados e da determinação da consistência do concreto, pelo ensaio do abatimento do tronco de cone conforme a ABNT MBN NM 67 ou outro método normalizado.