

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

IGOR FELIPE ALVES

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE BAIXAS TEMPERATURAS NA  
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2017

IGOR FELIPE ALVES

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE BAIXAS TEMPERATURAS NA  
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim

TOLEDO

2017



Ministério da Educação  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná  
Câmpus Toledo  
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



---

## TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 093

### **Análise da Influência de Baixas Temperaturas na Resistência à Tração do Concreto**

por

**Igor Felipe Alves**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 10:20 h do dia **09 de novembro de 2017** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

---

Prof Dr. Gustavo Savaris  
(UTFPR – TD)

---

Prof Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye  
(UTFPR – TD)

---

Prof Dr. Lucas Boabaid Ibrahim  
(UTFPR – TD)  
Orientador

---

Visto da Coordenação  
Prof. Dr. Fulvio Natércio Feiber  
Coordenador da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por me capacitar e me levar até o final desta jornada, aos meus avôs que não puderam presenciar em vida minha conquista e também a minha família, minha base durante estes anos.

A todos meus professores, amigos e pessoas que de forma direta ou indireta contribuíram para este trabalho.

## RESUMO

ALVES, Igor Felipe. Análise da influência de baixas temperaturas na resistência à tração do concreto. 60f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2017.

Devido à resistência mecânica, sua característica destaque, o concreto é o material mais utilizado atualmente na construção civil. Entretanto, para desenvolver esta propriedade o material precisa ser curado em uma situação favorável para que as reações de hidratação do cimento, responsável por desenvolver tal característica, se realizem. Sabe-se que tais reações são de caráter exotérmico, assim temperaturas mais baixas vão contra essa diretriz, podendo influenciar no ganho de resistência. Há situações em que a exposição do concreto a temperaturas mais baixas é inevitável, assim o presente trabalho buscou compreender como o concreto desenvolve sua resistência à tração até a idade de 28 dias exposto a uma temperatura de 5°C. Avaliando os resultados obtidos pela pesquisa em questão, pôde-se comprovar a influência negativa da baixa temperatura no ganho de resistência à tração. Aos 3 dias de idade o concreto curado em baixa temperatura consegue adquirir apenas 85,42% da resistência adquirida por um concreto curado em temperatura ambiente. Aos 7 dias, as resistências se aproximam, porém a cura em baixa temperatura ainda se mostra como um fator negativo, onde o concreto curado em temperatura ambiente é aproximadamente 10% mais resistente. Já aos 28 dias, as resistências dos dois modelos de cura avaliados na presente pesquisa tem comportamentos estatísticos parecidos, entretanto não assumem os mesmos valores, sendo que a resistência à tração média dos corpos-de-prova curados em baixa temperatura não atingiram 94% da resistência obtida por concretos curados em temperatura ambiente. Portanto, pode-se concluir que as recomendações das normas que alertam sobre as precauções a serem tomadas para a exposição do concreto fresco a baixas temperaturas são realmente necessárias, pois assim evita-se que estruturas sejam danificadas devido ao não atingimento da resistência à tração prevista para a determinada idade.

**Palavras-chave:** Concreto. Baixa Temperatura. Temperatura Ambiente. Resistência à tração.

## ABSTRACT

Due to the mechanical resistance, its characteristic highlight, the concrete is the most used material currently in construction. However, to develop this property the material needs to be cured in a favorable situation so that the hydration reactions of the cement, responsible for developing such a characteristic, take place. It is known that such reactions are exothermic, so lower temperatures go against this guideline, and may influence the resistance gain. There are situations where the exposure of concrete to lower temperatures is inevitable, so the present work sought to understand how the concrete develops its resistance to traction until the age of 28 days exposed to a temperature of 5 ° C. Evaluating the results obtained by the research in question, it was possible to prove the negative influence of the low temperature on the tensile strength gain. At 3 days of age, cured concrete at low temperature can only acquire 85.42% of the resistance acquired by a concrete cured at room temperature. At 7 days, the resistances approach, but the cure at low temperature still shows as a negative factor, where the concrete cured at room temperature is approximately 10% more resistant. At 28 days, the resistance of the two curing models evaluated in the present study has similar statistical behavior, but does not assume the same values, and the average tensile strength of the specimens cured at low temperature did not reach 94% of the resistance obtained by concretes cured at room temperature. Therefore, it can be concluded that the recommendations of the standards that warn of the precautions to be taken for the exposure of fresh concrete to low temperatures are really necessary as this prevents structures from being damaged due to the non-attainment of the tensile strength predicted for a certain age.

**Keywords:** Concrete. Low temperature. Ambient temperature. Tensile strength.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Curva de Gauss ou distribuição normal.....	23
Figura 2 – Ensaio de resistência à tração direta.....	25
Figura 3 – Ensaio de resistência à tração na flexão.....	26
Figura 4 – Diagrama de esforço solicitante no ensaio de resistência à tração na flexão.....	26
Figura 5 – Disposição do corpo-de-prova.....	28
Figura 6 – Moldes cilíndricos para produção dos corpos-de-prova.....	32
Figura 7 – Tanque para realização da cura em temperatura ambiente.....	33
Figura 8 – Refrigerador utilizado para submeter os corpos-de-prova a temperatura de 5°C.....	33
Figura 9 – Prensa PC200C.....	33
Figura 10 – Equipamentos necessários para a determinação da consistência do concreto.....	35
Figura 11 – Abatimento do tronco de cone.....	36
Figura 12 – Ensaio de tração por compressão diametral.....	39
Figura 13 – Desenvolvimento da resistência à tração dos CPs curados em temperatura ambiente e CPs curados a 5°C durante 3, 7 e 28 dias.....	45
Figura 14 – ANOVA e teste de Tukey para 3 tratamentos.....	46
Figura 15 – ANOVA e teste de Tukey para 4 tratamentos.....	47
Figura 16 – Comparação da resistência à tração dos CPs curados a 5°C nos 3 primeiros dias de idade com CPs curados totalmente em temperatura ambiente.....	49
Figura 17 – Comparação da resistência à tração dos CPs curados a 5°C nos 7 primeiros dias de idade com CPs curados totalmente em temperatura ambiente.....	50
Figura 18 – Comparação da resistência à tração dos CPs curados a 5°C com CPs curados totalmente em temperatura ambiente.....	51

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tempo de tolerância para a realização de ensaios .....	23
Tabela 2 – Número de camadas para moldagem dos corpos-de-prova.....	36
Tabela 3 – Comparação da resistência à tração dos CPs expostos por 3 dias a 5°C com CPs expostos a temperatura ambiente.....	43
Tabela 4 – Comparação da resistência à tração dos CPs expostos por 7 dias a 5°C com CPs expostos a temperatura ambiente.....	44
Tabela 5 – Comparação da resistência à tração dos CPs expostos por 28 dias a 5°C com CPs expostos a temperatura ambiente.....	44
Tabela 6 – Resultado das medidas de dispersão.....	45
Tabela 7 – Resistência à compressão axial.....	52
Tabela 8 – Comparação das resistências à tração.....	53
Tabela 9 – Valores de resistência à compressão.....	54



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>10</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	11
1.2 OBJETIVO GERAL .....	11
1.3 OBJETIVO ESPECÍFICO .....	11
1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA .....	12
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>13</b>
2.1 CONCRETO .....	13
2.2 COMPONENTES DO CONCRETO .....	14
2.2.1 Cimento Portland .....	14
2.2.1.1 Composição do cimento Portland .....	15
2.2.1.2 Principais tipos de cimento Portland .....	17
2.2.2 Agregados .....	17
2.2.3 Água de amassamento .....	18
2.3 CONCRETO NO ESTADO FRESCO .....	18
2.4 CURA DO CONCRETO .....	19
2.4.1 Influência da temperatura no processo de cura .....	20
2.4.2 Maturidade do concreto .....	21
2.5 CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO .....	22
2.6 ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO .....	24
2.6.1 Ensaio de resistência à tração axial (direta) .....	24
2.6.2 Ensaio de resistência à tração na flexão .....	25
2.6.3 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral .....	28
2.6.4 Correlação entre os ensaios .....	29
2.7 IMPORTÂNCIA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO .....	31
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>32</b>
3.1 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS .....	32
3.2 MÉTODOS .....	34
3.2.1 Traço .....	34
3.2.2 Produção do concreto .....	34
3.2.2.1 Ensaio para determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone .....	35
3.2.3 Moldagem dos corpos-de-prova .....	36
3.2.3.1 Adensamento .....	37
3.2.4 Cura dos corpos-de-prova .....	38
3.2.5 Lotes de referência .....	38

3.2.6 Ensaio de tração .....	39
3.3.1 Dispersão dos resultados .....	40
3.3.2 Análise de variância (ANOVA) .....	41
3.3.3 Teste t de Student .....	41
<b>4. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>43</b>
4.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO .....	43
4.1.1 Análise da Dispersão dos Resultados .....	45
4.1.2 Teste da Análise de Variâncias .....	46
4.1.3 Teste t de Student .....	48
4.2 SÍNTESE DOS RESULTADOS .....	49
4.2.1 Três Dias de Exposição à Temperatura de 5°C .....	49
4.2.2 Sete Dias de Exposição à Temperatura de 5°C .....	50
4.2.3 Vinte e Oito Dias de Exposição à Temperatura de 5°C .....	51
4.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS .....	52
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>55</b>
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	55
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>57</b>

## 1 INTRODUÇÃO

É de conhecimento geral que a Região Sul do Brasil apresenta temperaturas muito mais baixas das apresentadas em outras regiões do país. Isso se dá pelo afastamento deste território da linha do Equador e com isso a incidência dos raios solares é menor. No inverno esta área possui características de clima temperado onde comumente as temperaturas atingem valores próximos ou até mesmo abaixo de 0°C.

Com a intensificação da poluição e do desmatamento nos últimos anos diversos estudos vêm sendo realizados para compreender os efeitos destas ações sobre o clima no planeta. Pesquisas realizadas pela Organização Mundial de Saúde (OMS) e interpretadas pelo Painel Internacional sobre Mudanças Climáticas apontam que há previsões de que o clima do planeta sofrerá transformações, trazendo assim eventos não rotineiros como tempestades, dias de muito calor, dias de muito frio etc.

No setor da construção civil dentre todos os materiais utilizados, temos como principal o concreto, devido as suas várias qualidades como: versatilidade, durabilidade e resistência (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Entretanto, as baixas temperaturas apresentadas pela região Sul podem ser prejudiciais, por exemplo, a característica principal deste material, sua resistência.

A resistência do concreto é obtida através de reações exotérmicas, onde as reações de hidratação do cimento precisam ser consumadas sem interferências externas. Anka et al (2009, apud Ceconello e Tutikian, 2012) partilham que a hidratação que ocorre no concreto é muito complexa e pode ser influenciada por inúmeras razões, com destaque para a temperatura ambiente.

Com isso, em dias de temperaturas muito baixas as resistências iniciais podem ser diferentes das calculadas fazendo-se necessário a compreensão deste comportamento para que estas diferenças não prejudiquem a estrutura em questão.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Devido a grande extensão do território nacional o Brasil apresenta uma heterogeneidade nas condições climáticas, onde se observa regiões muito quentes e também regiões que apresentam temperaturas muito baixas em determinadas épocas do ano. Na região Sul, por exemplo, temos as estações do ano muito bem definidas, com isso verifica-se com frequência a incidência de baixas temperaturas na estação do inverno.

De acordo com as NBR 7212 (ABNT, 2012) e NBR 6118 (ABNT, 2014), o lançamento do concreto que dispensa cuidados especiais são aqueles cujas temperaturas ambiente estão acima de 10°C, pois abaixo deste valor o ganho de resistência à tração, por exemplo, é retardado e há o risco de congelamento da água de amassamento. Este congelamento resulta na formação de poros no interior da mistura devido à expansão da água ao se transformar em gelo, como resultado tem-se uma estrutura porosa e conseqüentemente com baixa capacidade de resistência (NEVILLE, 2016).

Assim, o presente trabalho avaliou o comportamento e desenvolvimento da resistência à tração do concreto exposto a uma baixa temperatura e pode expor a influência deste fato no ganho de resistência até os 28 dias.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

Analisar a influência que baixas temperaturas podem causar na resistência à tração do concreto até que o mesmo atinja sua resistência na idade de 28 dias.

## 1.3 OBJETIVO ESPECÍFICO

- Moldar os corpos-de-prova para posterior rompimento e obtenção dos valores de resistências à tração por compressão diametral.
- Analisar e comparar o desenvolvimento da resistência à tração de concretos submetidos ao processo de cura em temperatura de 5°C com concretos

curados em temperatura ambiente, observando a influência da temperatura no ganho de resistência em diferentes idades até os 28 dias.

#### 1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

Através dos passos contidos na NBR 7222 – Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos (ABNT, 2011), verificou-se a determinação de tal característica em concretos com 30 MPa de resistência característica ( $f_{ck}$ ).

Tal ensaio será realizado para determinação da resistência em três idades de cura, sendo elas com 3, 7 e 28 dias, tanto para a cura em temperatura ambiente quanto para a cura realizada na temperatura de 5°C.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONCRETO

Após a água o concreto é o material mais consumido no planeta devido a participação direta, como matéria-prima, na construção de abrigos e infraestrutura, propiciando a segurança e o conforto necessário para a existência humana. Devido às múltiplas possibilidades de formas e dimensões que o concreto pode assumir, aliado as diversas características visuais proporcionados por cores e texturas, este material obtém uma versatilidade imensa no que tange a aplicação deste como material aparente nas construções, podendo resultar em construções resistentes, harmoniosas, arrojadas e duráveis (RIBEIRO, 2010).

É definido pela NBR 12655 (ABNT, 2015), como sendo um material obtido através de uma mistura homogênea de cimento, agregados graúdos e miúdos e água, podendo ou não conter alguns componentes minoritários, tais como: aditivos, pigmentos, materiais pozolânicos, etc. Igualmente, Neville (1997) define o concreto como sendo um material caracterizado pela mistura de cimento, areias, pedras britadas e água, com ou sem adições de aditivos.

O concreto pode ser de função estrutural ou não, sendo o primeiro como o próprio nome indica o que tem a função estrutural em seu campo de aplicação. Já o concreto não estrutural, apresenta resistência menor e geralmente sua aplicação é para confecção de lastros para pisos.

Na aplicação deste material como elemento estrutural o que se busca é que o mesmo possua uma longa vida útil e conseqüentemente seja mais durável.

Em função das solicitações mecânicas e do ambiente ao qual estão expostas, as estruturas de concreto devem ser projetadas e executadas para manter condições mínimas de segurança, estabilidade e funcionalidade durante um tempo de vida útil, sem custos não previstos de manutenção e de reparos (NETTO, 2006).

Ainda conforme Netto (2006), a durabilidade de uma estrutura é interpretada como sendo a capacidade de resistência às intempéries, abrasão, ofensivas químicas ou qualquer ação que danifique a estrutura em questão. Portanto, o concreto durável deve manter a sua qualidade e capacidade de operação quando submetido às ações citadas anteriormente.

Segundo Lapa (2008), a deterioração do concreto é resultado de uma combinação de fatores internos e externos que nem sempre se manifestam visualmente. Esses processos são complexos, dependentes das propriedades físico-químicas e da forma que o material está exposto. O autor ainda ressalta que “os processos principais que causam a deterioração do concreto podem ser agrupados de acordo com sua natureza em mecânicos, físicos, químicos, biológicos e eletromagnéticos”.

Os tipos de deterioração mecânica e física podem ser exemplificados por: ciclos de gelo e degelo (não comuns no Brasil); tensões térmicas, explicadas pela variação de volume conforme a oscilação de temperatura; deformação por retração e fluência; desgaste por abrasão e cavitação; efeito de altas temperaturas sobre o concreto etc.

Já as causas químicas são exemplificadas por: ataques de sulfatos, presentes nos materiais que compõem o concreto e/ou no contato com o solo ou até mesmo águas ricas com este elemento; reação álcali agregado; ataque por ácidos; água do mar; carbonatação, entre outras.

Para a deterioração por agentes biológicos, vale ressaltar a biodeterioração do concreto, fundamentada na mudança indesejável nas propriedades do material, devido à ação de microrganismos.

E por fim, nas causas deteriorativas ligadas à eletroquímica destaca-se a corrosão das armaduras do concreto armado que pode ser de natureza generalizada, localizada ou também pode ser designada como uma corrosão sob tensão, ocorrendo preferencialmente em concretos protendidos levando a uma ruptura brusca do material.

## 2.2 COMPONENTES DO CONCRETO

### 2.2.1 Cimento Portland

O nome técnico do produto, batizado em 1824, foi dado por Joseph Aspdin devido à paridade da cor deste material com as pedras da ilha de Portland, localizada ao sul da Inglaterra (FREIRE; BERALDO, 2003).

Em pesquisas realizadas recentemente, Isaia et al. (2017) noticia que “o cimento Portland, juntamente com seus derivados, é o material de construção industrializado mais consumido no mundo porque é empregado em toda a cadeia do processo construtivo, especialmente no concreto estrutural”.

Este material é definido pela NBR 12655 (ABNT, 2015) como sendo um aglomerante hidráulico, ou seja, que se hidrata e endurece através da ação da água. Sua obtenção ocorre através da moagem do clínquer, adicionando nesta etapa uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Ao decorrer desta etapa, há possibilidade de se adicionar materiais pozzolânicos, escórias granuladas de alto-forno e/ou materiais carbonáticos, desde que respeitem os teores indicados nas normas específicas.

Antigamente não haviam tantos tipos de cimento como há atualmente, mas com o desenvolvimento dos conceitos relacionados ao produto e com o avanço da tecnologia foram surgindo novos derivados. A maioria destes atualmente serve para uso geral, entretanto alguns detêm certas características e propriedades que as direcionam para um determinado uso (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2002).

#### 2.2.1.1 Composição do cimento Portland

A Associação Brasileira de Cimento Portland (2002) orienta que a melhor maneira de conhecer as características e propriedades de um cimento é estudar sua composição, que basicamente é definida por clínquer, presente em todos os tipos de cimento e adições.

O clínquer é composto por calcário e argila. Estes materiais são levados a um forno e superaquecidos a temperaturas que chegam a 1450 °C, onde após este processo eles são resfriados bruscamente para depois serem processados e resultarem em um pó fino. O material resultante desta ação tem capacidade de desenvolver uma reação química em contato com a água, endurecendo após um tempo e adquirindo alta resistência e durabilidade.

Os diversos tipos de cimento disponíveis no mercado hoje são frutos das adições no processo de moagem do clínquer. Freire e Beraldo (2003) salientam que tais “adições minerais incorporadas ao clínquer Portland buscam sobretudo ressaltar ou inibir determinadas propriedades, adequando o produto a situações particulares



de desempenho”. As principais adições são: gesso, escórias de alto-forno, os materiais pozolânicos e os materiais carbonáticos.

Freire e Beraldo (2003) ainda destacam que a mistura do gesso (sulfato de cálcio) ao clínquer Portland, logo depois de sua queima, é indispensável em todos os cimentos, pois este procedimento regulariza o tempo de início das reações do aglomerante com a água. Sem esta adição, no momento em que o clínquer entrasse em contato com a água, endureceria num espaço de tempo muito pequeno o que inviabilizaria seu uso.

Com a adição das escórias de alto-forno, obtidas durante a produção de ferro-gusa nas indústrias siderúrgicas, o resultado é uma maior durabilidade e maior resistência final do produto. Isso ocorre devido à propriedade de ligante hidráulico que este material apresenta. Sua reação também ocorre em presença de água, assemelhando-se ao clínquer (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2002).

Os materiais pozolânicos, de acordo com Neville (2016) são materiais naturais ou artificiais que contém sílica em forma reativa. As pozolanas, por si só, possui pouca ou nenhuma atividade cimentícia, mas quando moídas finamente e expostas à umidade reagem com o hidróxido de cálcio, formando compostos cimentícios. As pozolanas artificiais são aquelas obtidas em processos industriais como cinzas volantes, por exemplo. Já as pozolanas naturais são aquelas com origem vulcânica ou de origem sedimentar, como por exemplo, argilas calcinadas.

Além do contato com a água estes materiais necessitam do contato com outros para que possam desenvolver as reações químicas que posteriormente resultarão no seu endurecimento. O clínquer é justamente um destes materiais, pois em sua hidratação libera hidróxido de cálcio (cal) que reage com a pozolana resultando, além de tudo, em concretos com maior impermeabilidade.

Por fim, os materiais carbonáticos tornam os concretos e argamassas mais trabalháveis, pois devido a sua dimensão conseguem se hospedar entre os demais componentes do cimento, “funcionando como um verdadeiro lubrificante” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2002).

### 2.2.1.2 Principais tipos de cimento Portland

Há diversos tipos de cimento disponíveis no mercado, assim sua indicação se dá por meio do seu tipo (indicado por algarismos romanos à frente do prefixo CP), sua composição (indicada por letras do alfabeto) e por sua classe de resistência (indicada por números).

Os tipos mais comuns são: CP I – cimento Portland comum, CP II – cimento Portland composto, CP III – cimento Portland de alto-forno, CP IV – cimento pozolânicos. Em menor escala ainda existem os CP V-ARI – cimento de alta resistência inicial, CP RS – cimento Portland resistente aos sulfatos, CPB – cimento Portland branco, entre outros.

Para indicar a composição, após o algarismo romano adiciona-se a indicação com letras do alfabeto. Cimentos com composição de escória são precedidos da letra E, com pozolana levam a letra Z e com fíler a letra F.

Por fim, a informação apresentada por números indica a classe de resistência, ou seja, é o valor de resistência garantido por parte do fornecedor ao completar 28 dias. O valor indicado pela classe será o valor mínimo para resistência a compressão.

Para o presente trabalho, o material utilizado será um cimento Portland composto com fíler cuja denominação é CP II-32-F.

### 2.2.2 Agregados

Segundo a NBR 12655 (ABNT, 2015), os agregados se definem como materiais granulares, quase sempre inertes, com características apropriadas para a confecção de argamassa e concreto. A NBR 7211 (ABNT, 2009) acrescenta que agregados utilizados na composição do concreto não devem conter substâncias de natureza nociva em quantidade que possa acometer a hidratação e o endurecimento do concreto.

Ainda em conformidade com a NBR 7211 (ABNT, 2009) os agregados se subdividem, com relação a sua dimensão em grãos e miúdos. Os agregados miúdos são aqueles que passam pela peneira de 4,75 mm e ficam retidos na peneira

com abertura de malha de 150  $\mu\text{m}$ . Já os agregados graúdos são aqueles que passam na peneira de 75 mm e ficam retidos na peneira de 4,75 mm.

Vale ressaltar que para a caracterização citada acima é necessário proceder de acordo com as instruções contidas na NBR NM 248 (ABNT, 2003), com peneiras definidas pela NBR NM ISO 3310-1 (ABNT, 2010).

### 2.2.3 Água de amassamento

Este componente se define basicamente como à água utilizada para a produção do concreto. A maioria das obras utiliza água com muitas impurezas para a confecção de concreto, entretanto devido a este fato podem surgir problemas na estrutura tais como a ocorrência de eflorescência, corrosão da armadura, dentre outras. Estas manifestações podem prejudicar a boa qualidade do concreto e eventualmente prejudicar a resistência à compressão. Contudo, as adversidades relacionadas a este componente do concreto geralmente não se associa sua qualidade e sim sua quantidade (SILVA, 1991 apud Ribeiro, 2006).

Mehta e Monteiro (2008) classificam a água de acordo com seu grau de facilidade, ou não, com que podem ser removidas da mistura homogênea que dará origem ao concreto.

A água cuja remoção é a mais fácil é a capilar, ou também chamada de água livre, esta presente nos maiores vazios e como o nome indica caminha capilarmente para fora da mistura. Tem-se também água adsorvida, que se encontra envolta no agregado e a água inter lamelar associada a uma estrutura molecular. Por fim, a água com mais dificuldade de deixar a mistura é a quimicamente combinada, definida como a que faz parte da estrutura de vários produtos hidratados do cimento.

## 2.3 CONCRETO NO ESTADO FRESCO

Após a homogeneização dos materiais para produção do concreto ocorrem três fases distintas: o estado fresco (logo após a mistura), a pega e o estado final (o estado endurecido). Neville (1997) ressalta que apesar da primeira fase ser apenas

uma fase de transição, as propriedades neste estágio devem ser controladas, pois exercerão influência para as propriedades no estado endurecido.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), este estado define-se como o período pelo qual o concreto apresenta consistência plástica. Entretanto, não há um consenso quanto à duração deste estágio, assim o autor considera que o mesmo se caracteriza pelo período em que o concreto pode ser manuseado adequadamente, sendo misturado, lançado e adensado na estrutura.

Ao decorrer do tempo a mistura vai perdendo plasticidade e desenvolvendo certa resistência inicial, resultante das reações de hidratação do cimento, dando início a fase de pega e posterior endurecimento. A última fase da mistura, o estado endurecido, é caracterizada por sua resistência mecânica, principalmente quando submetidos a esforços de compressão (SILVA, 2010).

## 2.4 CURA DO CONCRETO

A importância do processo de cura esta atrelada principalmente ao seu ganho de resistência mecânica, pois permite que as reações químicas de hidratação ocorram. Outro benefício deste processo é o impedimento da formação de fissuras na superfície do material, provocadas principalmente pelos efeitos de retração, garantindo assim uma durabilidade maior do material (DINIZ, 2012).

De acordo com Bauer (2001), a cura do concreto se resume em ações cujo objetivo é evitar a evaporação da água de amassamento, pois é esta água que irá reagir com o aglomerante, hidratando-o. Com isso, as propriedades de resistência mecânica à ruptura e ao desgaste, impermeabilidade e resistência ao ataque de agentes agressivos são favorecidas.

A cura em água reduz a retração da peça na fase em que o concreto tem pouca resistência, fato este de fundamental importância por evitar formação de fissuras de retração, que podem comprometer a impermeabilidade do concreto (BAUER, 2001).

Este tipo de cura citado anteriormente recebe o nome de cura por imersão, que corresponde à colocação dos elementos em tanques de água, se tornando inviável em alguns casos.

Debs (2000) afirma que o processo de cura ainda pode ser realizado de mais três maneiras: cura por aspersão, na qual as superfícies expostas são mantidas úmidas; cura térmica, onde a temperatura do concreto é elevada, acelerando sua hidratação; cura com película impermeabilizante, em que a saída de água é evitada com a aplicação de uma pintura própria para tal fim.

Segundo Bauer (2001), “quanto mais perfeita e mais demorada for a cura do concreto, tanto melhores serão as suas características”. Os processos de cura devem ser executados de maneira correta a fim de evitar problemas futuros, como fissuras, perda de resistência e durabilidade, camada superficial porosa permitindo a entradas de possíveis substâncias agressivas, entre outros.

#### 2.4.1 Influência da temperatura no processo de cura

É fato que o mecanismo de hidratação dos aglomerantes hidráulicos como o cimento Portland, é de caráter exotérmico, ou seja, com o aumento da temperatura a etapa inicial do processo de hidratação é acelerada. Sendo assim, podem-se obter maiores resistências em espaços de tempo menores. Entretanto, o que pode ser uma vantagem a curto prazo pode-se tornar uma desvantagem a longo prazo.

Segundo Melo (2000), com as temperaturas elevadas tem-se uma diminuição na taxa de hidratação ao longo do tempo devido ao “encapsulamento dos grãos de clínquer”, dificultando o processo de hidratação posterior.

O efeito de encapsulamento é explicado pela distribuição não uniforme dos produtos de hidratação no interior da pasta, ou seja,

com uma velocidade de hidratação inicial elevada, não há tempo suficiente para que haja uma difusão dos produtos de hidratação longe da partícula de cimento nem para que ocorra uma precipitação uniforme no espaço intersticial (como no caso de temperatura mais baixas). Isso ocasiona uma alta concentração de produtos de hidratação na proximidade das partículas em hidratação. (NEVILLE, 2016).

Com isso, percebe-se que o processo de cura é influenciado tanto por temperaturas elevadas, quanto por temperaturas mais baixas. Resultando o segundo caso, em um processo de hidratação mais lento com ganho de resistência mais demorado.

A NBR 14931 (ABNT, 2004) cujo conteúdo é referente ao procedimento de execução de estruturas de concreto não traz especificações sobre a temperatura

ideal para cura, mas alerta sobre as temperaturas no momento do lançamento do concreto, devido à influência da mesma no processo inicial de cura.

Segundo indicações da NBR 14931 (ABNT, 2004) a massa do concreto a ser lançada não deve ser inferior a 5°C e também não pode sofrer influência de temperaturas abaixo de 0°C nos dois dias que sucedem seu lançamento. Essas baixas temperaturas podem retardar o ganho de resistência e assim retardar também o processo de desforma de determinadas peças. Caso esse retardo no tempo não seja considerado, a desforma precoce pode trazer danos irreversíveis para a peça.

As indicações da NBR 14931 (ABNT, 2004) também se estendem para temperaturas elevadas. No caso de temperaturas acima de 35°C devem ser adotadas medidas para evitar a perda de consistência da massa do concreto com a evaporação da água de amassamento.

#### 2.4.2 Maturidade do concreto

Na década de 70 dois acidentes registrados nos Estados Unidos da América causaram a morte de mais de 60 pessoas devido a falhas de estruturas recém concretadas. Tais falhas ocorreram após estas estruturas terem suas fôrmas retiradas depois de ficarem expostas a temperaturas abaixo de 10°C por alguns dias (CARINO e LEW, 2001).

Após os incidentes ocorridos desencadeou-se no país um grande interesse em uma abordagem relativamente nova, conhecida como o método da maturidade. Segundo Carino e Lew (2001) este método permite estimar o desenvolvimento da resistência do concreto a partir do seu histórico de tempo e temperatura, tornando possível, por exemplo, a determinação do período de tempo necessário para a desforma de elementos estruturais.

Sabe-se que a resistência do concreto depende tanto da sua idade quanto da temperatura, assim pode-se estabelecer que a resistência é uma função de:

$$\Sigma(\text{intervalo de tempo} \times \text{temperatura}) \quad (1)$$

Este somatório é designado como maturidade e é medido em °C x horas ou °C x dias (NEVILLE, 2016).

Saul (1951) foi o primeiro autor a tratar do assunto introduzindo a "lei do ganho de resistência com maturidade", onde afirmava que em uma mesma mistura de concreto com o mesmo fator de maturidade a resistência é a mesma independente da combinação de temperatura e tempo. Após algum tempo, Carino (1991) propôs uma nova lei onde corrigia os pontos falhos da antiga lei.

Atualmente, a norma americana que rege os procedimentos para a obtenção da função de maturidade é a ASTM C 1074-04, apresentando modos de desenvolvimento e também de uso de uma função de maturidade. Neville (2016) ressalta que essa estimativa de resistência "é útil para decisões acerca da remoção de fôrmas ou escoramentos, da aplicação de proteção em concreto protendido com armadura pós-tracionada e da conclusão da proteção em tempo frio".

A fim de se evitar erros de medição, já existem disponíveis comercialmente medidores de maturidade que podem ser alocados em qualquer região do concreto, retornando ao usuário valores integrados de temperatura com relação ao tempo (C°.horas), permitindo assim a elaboração da função de maturidade.

## 2.5 CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO

Como citado anteriormente, a principal característica deste estado é a capacidade de suporte quando submetidos às cargas de compressão. Para obtenção deste atributo de suporte, Neville (1997) salienta que as propriedades no estado fresco devem ser controladas, assim as propriedades neste estado final também estarão controladas. A verificação de resistência à compressão se torna indicativo para a verificação da qualidade do concreto, pois a mesma está ligada a todas as variáveis envolvidas ao decorrer do processo de produção.

Para obtenção das resistências à compressão simples ( $f_c$ ) devem-se seguir as orientações prescritas pela NBR 5739 (ABNT, 2007), com corpos-de-prova moldados de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2015).

Vale ressaltar que para as diversas idades a norma define determinados limites de tolerância para execução dos ensaios, contando logo após a confecção dos corpos-de-prova e variando de acordo com a idade, como exposto na Tabela 1.

**Tabela 1 – Tempo de tolerância para realização dos ensaios.**

Idade de ensaio	Tolerância permitida h
24 h	0,5
3 d	2
7 d	6
28 d	24
63 d	36
91 d	48

**NOTA:** Para outras idades de ensaio, a tolerância deve ser obtida por interpolação.

Fonte: NBR 5739 (ABNT, 2007)

Após a realização dos ensaios, é possível determinar duas características do concreto:  $f_{cm}$  e  $f_{ck}$ . O primeiro valor é designado como resistência média do concreto à compressão e refere-se à média aritmética dos valores encontrados para diversos resultados de  $f_c$ . Já o valor de  $f_{ck}$  nos indica a resistência característica do concreto à compressão, obtida através da equação contida na NBR 12655 (ABNT, 2015) :

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 s \quad (2)$$

Onde “s” se caracteriza como o desvio padrão da amostragem.

Através da disposição dos resultados obtidos para  $f_c$  versus a quantidade de corpos-de-prova relativos a determinado valor de  $f_c$ , também denominado de densidade de frequência, pode-se determinar a curva estatística de Gauss ou curva de Distribuição Normal, ilustrada pela Figura 1.

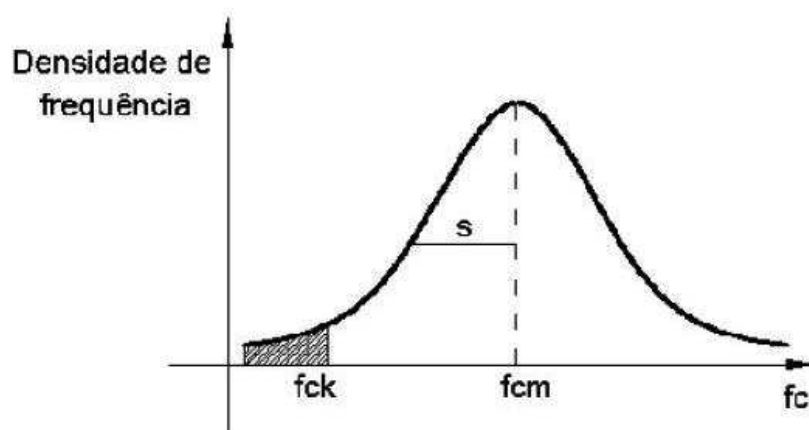


Figura 1 - Curva de Gauss ou Distribuição Normal.  
Fonte: Pinheiro et al. (2004).



Pinheiro et al. (2004) explica que o valor do desvio padrão ( $s$ ) é igual à distância entre a abscissa da resistência média do concreto até o ponto em que a curva muda sua concavidade, ou seja, até o ponto de inflexão. Já o valor de 1,65 é correspondente ao quantil de 5% daqueles corpos-de-prova que possuem valor de  $f_c$  menor que o de  $f_{ck}$ .

Desta maneira, a resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ) é um valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser auferido em ensaios de um determinado lote de corpos-de-prova.

## 2.6 ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Existem atualmente três ensaios para a determinação da resistência a tração do concreto, sendo eles: ensaio de tração axial, ensaio de flexão de vigas ou o ensaio de compressão diametral. Todavia, os valores obtidos por estes ensaios para um mesmo material geralmente tem valores distintos.

Em consulta a diversos autores, dentre eles Neville, Farias et al (2003) verificou que a resistência à tração na flexão é geralmente 35% maior que a obtida pelo ensaio de compressão diametral.

Em relação ao ensaio de compressão diametral constatou-se que o valor resultante, é em geral, maior que o apurado na tração direta, sendo que para esta comparação Neville (1997) definiu que esta diferença fica entre 5 e 12%.

### 2.6.1 Ensaio de resistência à tração axial (direta)

O ensaio, considerado de referência, determina a resistência do concreto à tração direta ( $f_{ct}$ ) e se resume na aplicação de uma força axial até a ruptura em um corpo-de-prova de concreto simples. Sua seção central é retangular com dimensões de 9x15 se estendendo por 30 cm. Já suas extremidades são quadradas medindo 15x15, como se observa na Figura 2.

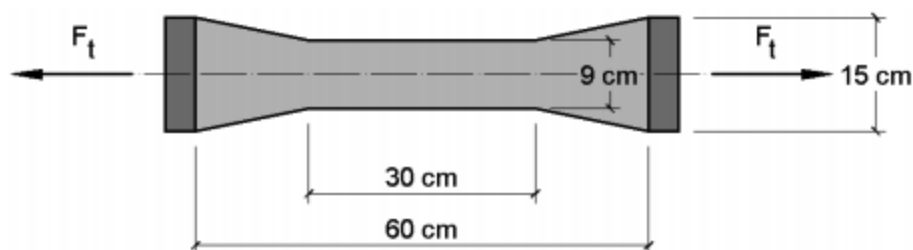


Figura 2 – Ensaio de resistência à tração direta.  
Fonte: Pinheiro et al. (2004).

Este ensaio é considerado um método direto na determinação da resistência à tração, fornecendo resultados mais próximos do real ao comparado com os indiretos, porém os resultados apresentados também geram discussões.

Diversos autores atenuam a dificuldade de se obter um resultado confiável através deste ensaio devido à influência causada no resultado pelos equipamentos utilizados, forma do corpo-de-prova e principalmente pela heterogeneidade do material.

Mitchell e Abrishami (1996), em sua pesquisa acerca da tensão x deformação do concreto no ensaio de tração direta, destaca a heterogeneidade como fator determinante para o aparecimento de microfissuras na região mais fraca do concreto com tensões entre 20 e 30% da tensão de ruptura, mascarando o resultado verdadeiro.

### 2.6.2 Ensaio de resistência à tração na flexão

O ensaio consiste na aplicação de forças, até a ruptura, nos terços médios (Figura 3) do corpo-de-prova prismáticos moldados de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2015). Os objetos de ensaio devem conter uma superfície que permita o contato perfeito entre os apoios e o objeto, caso isso não seja possível inicialmente, o corpo-de-prova deve ser polido e regularizado.

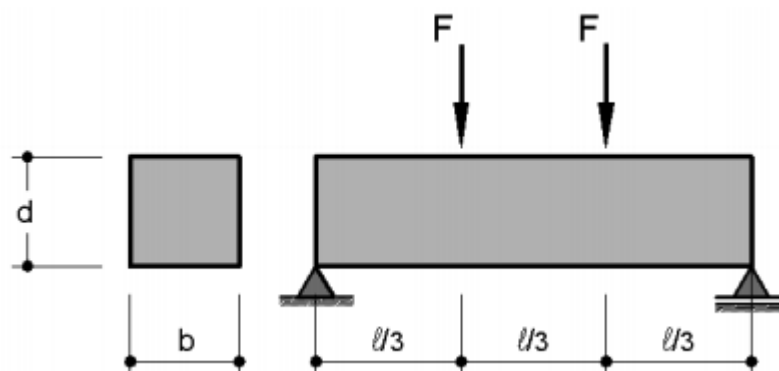


Figura 3 – Ensaio de resistência à tração na flexão.  
Fonte: Pinheiro et al. (2004).

O carregamento do corpo-de-prova deve ser feito de forma contínua e sem choques, com acréscimo de tensão entre 0,9 e 1,2 MPa/min. Em uma breve análise no diagrama formado pelo carregamento, nota-se que na região central do corpo-de-prova onde a cortante é nula, temos a ocorrência do momento máximo, ou seja, neste trecho ocorre flexão pura.

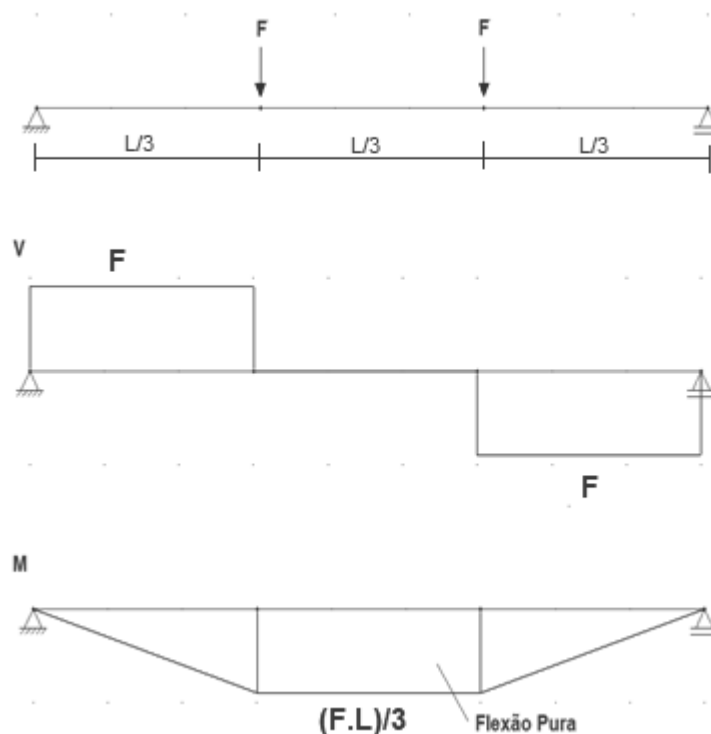


Figura 4 – Diagrama de esforço solicitante no ensaio de resistência à tração na flexão.

Ao fim do ensaio as medidas de largura e altura devem ser uma média aritmética entre três determinações, com aproximação de 1mm.

Tem-se para a determinação do resultado final duas equações onde sua utilização se difere de acordo com o local de ruptura do corpo-de-prova. Caso a ruptura ocorra no terço médio, utiliza-se:

$$f_{ct,f} = \frac{F \cdot l}{b \cdot d^2} \quad (3)$$

Caso ocorra fora do terço médio, a uma distância não superior a 5% da distância entre os apoios, a equação a ser utilizada é:

$$f_{ct,f} = \frac{3 \cdot F \cdot a}{b \cdot d^2} \quad (4)$$

Onde:

$f_{ct,f}$  = resistência à tração na flexão (MPa);

F = força máxima registrada pela máquina de ensaio (N);

l = dimensão do vão entre apoios (mm);

b = largura média do corpo-de-prova (mm);

d = altura média do corpo-de-prova (mm);

a = distância entre a linha de ruptura na face tracionada e a linha correspondente ao apoio mais próximo (mm);

Este ensaio também é prescrito pela norma britânica BS EN 12390-5:2000, onde tal relata que o carregamento nos terços deve ser feito em prismas de 150x150x750 mm apoiados sobre um vão de 450 mm, ou também em prismas de 100x100 mm, desde que o lado da viga seja, no mínimo, três vezes maior do que a dimensão máxima do agregado. Também com estas exigências, ainda existe a ASTM C 78-09 que relata sobre os procedimentos do mesmo ensaio.

Vale ressaltar que a norma britânica ainda traz uma variação do ensaio, diferindo no seu modo carregamento, que por sua vez é aplicado no centro do corpo-de-prova. Porém, como a probabilidade de uma parte mais frágil estar sujeita à tensão crítica é maior no ensaio com carregamento em dois pontos do que em relação ao carregamento central, este ensaio é raramente utilizado (NEVILLE, 2016).

### 2.6.3 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Este ensaio é regulamentado pela NBR 7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos (ABNT, 2011).

A norma orienta que para o início do ensaio o corpo-de-prova deve estar posicionado em repouso sobre o prato de compressão do maquinário. Este repouso é obtido através do ajuste dos pratos de modo que o corpo-de-prova fique fixo, em posição de ensaio.

Entre o corpo-de-prova e os pratos devem-se colocar duas tiras de chapas duras de fibra de madeira conforme especificado na NBR 10024 (ABNT, 2012), de comprimento igual ao da geratriz do corpo-de-prova, altura ( $h$ ) podendo variar entre 3 e 4mm e largura ( $b$ ) com 15% ( $\pm 1$ ) do diâmetro do objeto ensaiado.

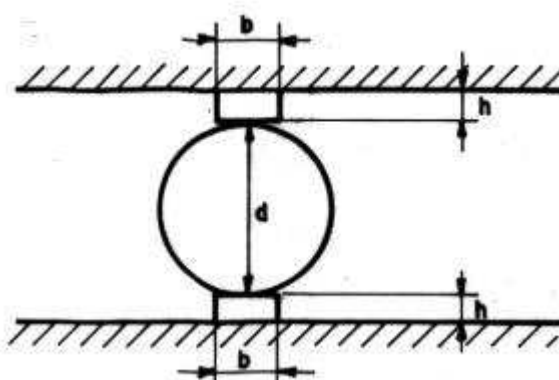


Figura 5 – Disposição do corpo-de-prova.  
Fonte: NBR 7222 (ABNT, 2011).

A superfície de contato entre o corpo-de-prova e a máquina de compressão deve-se dar somente ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas.

Finalizado o processo de alocação do corpo-de-prova aplica-se a carga de compressão continuamente, sem choques, com crescimento constante até a ruptura.

Por fim, obtém-se a resistência a tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ), expressa em MPa, através da aplicação da seguinte equação:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (5)$$

Onde:

F = carga máxima obtida no ensaio (kN);

D = diâmetro do corpo-de-prova (mm);

L = altura do corpo-de-prova (mm);

Este ensaio apresenta valores um pouco maiores aos considerados reais, porém devido à utilização de um maquinário disponível na instituição onde se desenvolveu esta pesquisa, optou-se por definir esta metodologia de ensaio para a determinação da resistência a tração.

#### 2.6.4 Correlação entre os ensaios

Devido as diferentes distribuições de tensões de tração que ocorrem em cada ensaio, seus valores geralmente são diferentes (ARAÚJO, 2001).

Mehta e Monteiro (1994) complementam que fatores como a resistência à compressão do concreto, tipo de cura, características do agregado e incorporação de adições influenciam no resultado dos mesmos. Posto isto, há um obstáculo na definição de relações entre as resistências, que possa ser aplicada em todos os casos.

Segundo Raphael (1984) a tração direta do concreto é aproximadamente 10% de sua resistência à compressão. Para a compressão diametral é considerada aproximadamente com o mesmo valor. Por fim, para a tração na flexão o valor considerado pelo autor é de 15% da resistência à compressão.

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), o valor de resistência à tração por compressão diametral é de 10 a 15% maior que o resultado encontrado para o ensaio de tração direta.

Ainda de acordo com o autor, ao se realizar estudos comparativos entre resistência à tração e compressão para concretos com intervalo de resistência entre 7 e 62 MPa, foi determinado que os concretos com baixa resistência a tração recebem valor de aproximadamente 10% do valor de compressão, entre 8 e 9% para concretos de média resistência e 7% para concretos de alta resistência.

Farias et al. (2003) ainda cita em seu trabalho as relações do Comitê ACI 318-77, cujo assunto principal está voltado para o código de construção em concreto armado dos Estados Unidos da América. Tal documento expressa “a relação entre a resistência à tração diametral e a resistência à compressão em termos da raiz quadrada da resistência a compressão”.

Em consulta a NBR 6118 (ABNT, 2014), encontram-se as seguintes relações:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (6)$$

$$f_{ct} = 0,7 \cdot f_{ct,f} \quad (7)$$

Ou ainda, na falta do ensaio para obtenção de  $f_{ct,sp}$ , pode-se utilizar as equações abaixo para encontrar seu valor médio ou um intervalo para seu valor característico.

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck}^{2/3}) \quad (8)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (9)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (10)$$

A utilização destes valores característicos se dá no sentido desfavorável em projeto, para contribuir com a segurança. O limite inferior ( $f_{ctk,inf}$ ), por exemplo, é utilizado para determinar o valor limite da tensão de aderência, elevando o comprimento de ancoragem. Já o limite superior ( $f_{ctk,sup}$ ) é empregado no cálculo da área de armadura mínima de flexão (ARAÚJO, 2001).

Por fim, Araújo (2001) ainda destaca que a importância da resistência média à tração do concreto ( $f_{ct,m}$ ) é ligada principalmente ao cálculo da abertura de fissuras e para o cálculo das flechas de vigas.

## 2.7 IMPORTÂNCIA DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Muito se conhece sobre a capacidade de resistência à compressão do concreto, pois é a melhor característica do material. Assim, grande parte das estruturas são projetadas com a alegação de que o concreto resistirá às tensões de compressão mas não às de tração (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Entretanto, apesar de ter um maior destaque, esta propriedade não se torna a única importante. Existem diversas estruturas cujas solicitações predominantes são de tração na flexão, como por exemplo, em pavimentos de rodovias e aeroportos, lajes e vigas. Outras apresentam como principal solicitação a tração pura, como tirantes e reservatórios cilíndricos (NEVILLE, 2016).

De acordo com Farias et al (2003), o conhecimento do valor de resistência à tração é importante para a determinação da carga em que a fissuração se inicia, evento que esta diretamente ligado a prevenção da corrosão de armaduras e consequentemente a durabilidade da peça. Outras propriedades também dependem desta variável, tais como: aderência entre o concreto e a armadura, a contribuição do concreto para resistir ao cisalhamento, à torção, à retração e a contrações de temperatura.

De modo geral o maior problema observado com relação a esta propriedade está mesmo ligado ao esgotamento da capacidade de tração, momento em que surgem as fissuras. Um bom conhecimento deste atributo ajuda a minimizar estes problemas e também as falhas nas estruturas de concreto (OLUOKUN, 1991 apud FARIAS, 2003).



### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

Os materiais utilizados para a produção do concreto convencional foram água, areia fina, brita 1 e cimento CP II-32-F, da marca Supremo.

A produção dos corpos-de-prova foi realizada através de moldes cilíndricos (Figura 6), com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, livres de materiais indesejáveis que pudessem contaminar a mistura. Já a compactação manual foi realizada com uma haste metálica de 16 mm de diâmetro e 600 mm de comprimento. Vale ressaltar que os moldes receberam uma camada de óleo queimado em sua parte interna, visando à facilidade no ato da desforma.

A cura dos corpos-de prova em temperatura ambiente ocorreu em um tanque com água com temperatura média aferida em torno de 24°C, localizado no laboratório da universidade (Figura 7).

Já os corpos-de-prova submetidos à refrigeração foram dispostos dentro de um recipiente com água, alocados em um refrigerador (Figura 8) que também se encontra na universidade. O refrigerador citado é fabricado pela Fricon e tem capacidade para 411 L.

Para o rompimento dos corpos-de-prova utilizou-se uma prensa hidráulica de acionamento elétrico, modelo PC200C, com capacidade máxima de 2000 kN mostrada na Figura 9.



Figura 6 - Moldes cilíndricos para produção dos corpos-de-prova.



**Figura 7 - Tanque para realização da cura em temperatura ambiente.**



**Figura 8 - Refrigerador utilizado para submeter os corpos-de-prova a temperatura de 5°C.**



**Figura 9 - Prensa PC200C.**

## 3.2 MÉTODOS

### 3.2.1 Traço

O traço adotado para a realização desta pesquisa foi o mesmo traço utilizado por Teixeira (2017), visto que o autor utilizou os materiais com a mesma procedência e características dos empregados nesta pesquisa.

No trabalho citado, o autor definiu um traço cuja Resistência Característica à Compressão ( $f_{ck}$ ) esperada era de 30 MPa com abatimento de tronco de cone em torno de 100 mm. Assim, através do método de dosagem ABCP estimou-se uma resistência de dosagem ( $f_{cj}$ ) de 39 MPa.

Teixeira (2017) obteve o seguinte traço, dado em volume: 1 : 1,7 : 3 : 1,4.

### 3.2.2 Produção do concreto

Antes do início da produção do concreto realizou-se a produção de uma determinada quantidade de argamassa na betoneira para o descarte, processo conhecido como imprimação. Este processo visa selar a parte interna da betoneira, pois parte da argamassa recebida inicialmente pelo equipamento fica grudada em seu interior. Assim, a mistura que realmente dará origem aos corpos-de-prova não perde nenhuma fração por conta desta adesão nas faces internas.

Realizado o processo de imprimação, pode-se dar início a produção do concreto com posterior realização do *Slump Test*, normatizado pela NBR NM 67 (ABNT, 1998), para verificação da sua consistência.

Segundo Neville (2016) não há nenhuma regra geral para a ordem de colocação dos componentes do concreto na betoneira, mas em estudos observou-se que a colocação da areia em primeiro lugar, seguido da adição de parte do agregado gráudo e cimento, seguidos da água e finalmente, do restante do agregado gráudo se mostrou a ordem mais adequada. A adição final de uma porção do agregado gráudo faz com que este agregado desmanche qualquer nódulo de argamassa presente na mistura.

### 3.2.2.1 Ensaio para determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone

Conhecido como *Slump Test*, este ensaio visa determinar a consistência do concreto fresco através do seu assentamento, em laboratório ou em obra.

Para início do ensaio a NBR NM 67 (ABNT, 1998) orienta que se deve umedecer a placa base, o molde e também a haste de compactação para evitar a adesão do concreto nestes elementos.



**Figura 10 - Equipamentos necessários para determinação da consistência do concreto.**

Após umedecer os equipamentos, deve-se preencher um terço do volume do tronco de cone e adensá-lo com 25 golpes, distribuídos uniformemente. Repetir este processo mais duas vezes, sendo que na última camada deve-se acumular concreto sobre o molde antes do início do adensamento, a fim de que seja possível rasar o concreto no nível do cone sem que falte material.

Com o molde completo, limpar a placa base e retirar o molde verticalmente, sem movimentos de torção lateral, com tempo de retirada entre 5 a 10 segundos. A operação, desde a coleta do concreto, não deve exceder 5 minutos. Por fim, após a retirada do molde, aferiu-se um abatimento de 100 mm como pode ser observado na Figura 11.



Figura 11 – Abatimento do tronco de cone.

### 3.2.3 Moldagem dos corpos-de-prova

Esta etapa foi realizada segundo a NBR 5738 (ABNT, 2015), onde prescreve-se que os moldes a serem utilizados sejam estanques, compostos de aço e apresentem resistência adequada para manter sua forma durante a moldagem, não sofrendo deformações.

Através da norma citada pode-se obter uma tabela de auxílio (Tabela 2), para a definição do número de golpes e camadas para o preenchimento dos moldes. Estes dados são obtidos de acordo com o tipo de corpo-de-prova adotado, sua dimensão e também o tipo de adensamento.

Tabela 2 – Número de camadas para moldagem dos corpos-de-prova.

Tipo de corpo-de-prova	Dimensão básica (d) mm	Número de camadas em função do tipo de adensamento		Número de golpes para adensamento manual
		Mecânico	Manual	
Cilíndrico	100	1	2	12
	150	2	3	25
	200	2	4	50
	250	3	5	75

(Continuação)

Tipo de corpo-de-prova	Dimensão básica (d) mm	Número de camadas em função do tipo de adensamento		Número de golpes para adensamento manual
		Mecânico	Manual	
Prismático	300	3	6	100
	450	5	9	225
	100	1	1	75
	150	1	2	75
	250	2	3	200
	450	3	-	-

Fonte: NBR 5738 (ABNT, 2015).

É válido evidenciar que para abatimentos maiores que 160mm, a quantidade resultante de camadas com a utilização desta tabela, deve ser reduzida pela metade. No caso em que este valor derivar em uma fração, arredondá-lo para o número inteiro superior mais próximo.

### 3.2.3.1 Adensamento

Etapa determinante para a qualidade do corpo-de-prova, pois é neste estágio que as camadas se unem. Assim, os espaços entre as partículas são preenchidos evitando a formação de pequenas bicheiras no produto final.

Segundo a NBR 5738 (ABNT, 2015) os golpes proferidos com a haste de adensamento devem penetrar toda a espessura da camada, evitando que a mesma toque o fundo do molde quando realizado o adensamento da primeira base.

Tais golpes devem ser distribuídos uniformemente em toda a seção transversal do molde, penetrando aproximadamente 20 mm da camada justaposta. A última camada deve possuir quantidade de concreto suficiente para que após o adensamento o volume do molde esteja completo, pois é descartada a possibilidade de se completar o mesmo após o adensamento da última camada.

Por fim, realiza-se o arrasamento da amostra com o auxílio de uma colher de pedreiro a fim de se obter uma superfície plana na extremidade do corpo-de-prova.

### 3.2.4 Cura dos corpos-de-prova

As primeiras 24h de cura os corpos-de-prova permaneceram em seus respectivos moldes, armazenados no laboratório da universidade e protegidos de intempéries e de possíveis perturbações.

Com a idade de um dia as amostras foram retiradas dos moldes e seguiram para seu respectivo modelo de cura, descrito no próximo item deste capítulo.

Alguns lotes foram submetidos a cura por imersão em temperatura ambiente e outros destinados a um refrigerador para se curarem em temperatura refrigerada, equivalente a 5°C. O tempo de permanência destes lotes em cada local é função do lote a qual o mesmo pertence.

### 3.2.5 Lotes de referência

Os lotes de referência são compostos por seis corpos-de-prova cada. A fim de facilitar a compreensão com relação à trajetória de cada lote dentro da pesquisa buscou-se nomeá-los de forma que essa nomenclatura apresentasse relação com seu modelo de cura e também contivesse a quantidade de dias neste determinado modelo de cura.

Assim, chegou-se a determinada nomenclatura: nFnA.

Onde:

- “n”: indica número de dias exposto ao modelo de cura especificado pelo prefixo que vem após (F ou A)
- F: frio (5°C)
- A: Ambiente (≈24°C)

A pesquisa conta com nove lotes de referência: 3A, 3F, 3F4A, 7A, 7F, 3F25A, 7F21A, 28A e 28F. Sendo que os lotes que não levam o prefixo A ou o prefixo F, não passaram pela cura em temperatura ambiente ou baixa temperatura, respectivamente. Os lotes que levam os dois prefixos passaram pelos dois tipos de cura, sendo remanejados na idade em que o prefixo F indica, ou seja, o lote 3F4A, por exemplo, foi remanejado da cura em baixa temperatura para o tanque em

temperatura ambiente no terceiro dia de cura, já o lote 7F21A foi remanejado no sétimo dia e assim por diante.

É importante ressaltar que a somatória de “n”, define a idade em que o corpo-de-prova foi ensaiado. Por exemplo, o lote 3F4A foi ensaiado aos sete dias de idade (3+4), já o lote 3A foi ensaiado na idade de três dias (0+3).

Portanto, no terceiro dia de cura foram rompidos os lotes 3A e 3F. Aos sete dias foram rompidos os lotes 3A4F, 7A e 7F. Já aos vinte e oito dias foram rompidos os lotes 3A25F, 7A21F, 28A e 28F.

### 3.2.6 Ensaio de tração

O ensaio ao quais os corpos-de-prova foram submetidos foi o de Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral (NBR 7222), já descrito no item 2.6.3.

Conforme exige a norma do ensaio, entre as geratrizes do corpo-de-prova e o prato da prensa foram colocadas chapas duras de fibra de madeira conforme especifica a NBR 10024 (ABNT, 2012).



Figura 12 – Ensaio de tração por compressão diametral.



Foram ensaiados corpos-de-prova nas idades de 3, 7 e 28 dias como já citado. Os resultados obtidos através da prensa eram dados em MPa, com aproximação de 0,01 MPa.

### 3.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 3.3.1 Dispersão dos resultados

Para verificação da confiabilidade dos dados obtidos aplicou-se algumas ferramentas estáticas conhecidas como medidas de dispersão. Tais medidas servem para verificar o quão disperso estão os dados em relação à média ou em relação à mediana, ou seja, caracteriza o grau de confiança que as medidas de tendência central resumem as informações obtidas pela referida pesquisa (CASTANHEIRA, 2010).

Para obtenção de um conhecimento mais completo do fenômeno estudado utilizou-se as seguintes ferramentas: desvio padrão e coeficiente de variação.

Segundo Castanheira (2010) o desvio padrão é a medida de dispersão mais utilizada na prática, sendo calculada da seguinte forma:

$$S = \sqrt{\frac{\sum(X_i - \bar{X})^2}{n}} \quad (11)$$

Onde:

$X_i$ : Resistência à tração de uma determinada amostra, em megapascals;

$\bar{X}$ : Média entre os valores de resistência, em megapascals;

$n$ : Número de exemplares da amostra;

Já o coeficiente de variação, dado em porcentagem, é calculado através da seguinte equação:

$$CV = \frac{S}{\bar{X}} \cdot 100 \quad (12)$$

Segundo Costa (2011), coeficientes de variação menores ou iguais a 15% representam baixa dispersão, ou seja, dados homogêneos. Já coeficientes de

variação entre 15% e 30% apresentam média dispersão. Por fim, coeficientes de variação maiores que 30% tem alta dispersão, ou seja, os dados não são muito confiáveis devido a sua heterogeneidade.

Além das medidas de dispersão os dados passaram por uma Análise de Variância, teste de Tukey e também pelo Teste t de Student através do software ASSISTAT.

### 3.3.2 Análise de variância (ANOVA)

A palavra ANOVA vem da abreviação do inglês *Analysis of Variance*, ou seja, Análise de Variância. Este método nos permite comparar três ou mais médias, simultaneamente.

Após a comparação das médias pode-se definir através do parâmetro F de Levene a um nível de 1% ou 5% de probabilidade, se tais médias tem diferença significativa ou não. Caso a resposta seja positiva, essa análise de variância não é capaz de distinguir quais são, assim é necessário a aplicação do teste de Tukey.

O teste proposto por Tukey (1953) é conhecido também como teste de Tukey da diferença honestamente significativa (HSD - *honestly significant difference*) e consiste na comparação de qualquer diferença entre duas médias de tratamento podendo apontar quais apresentam diferença significativa, complementando a análise de variância.

Para o presente trabalho realizou-se a análise de variância com posterior aplicação do teste de Tukey para a idade de 7 dias, que contém três tratamentos (7A, 7F, 3F4A) e para a idade de 28 dias, que contém quatro tratamentos (3A25F, 7A21F, 28F, 28A).

### 3.3.3 Teste t de Student

O teste t foi criado em 1908, por William Sealy Gosset, com a finalidade de monitorar a qualidade da cerveja produzida por sua cervejaria Guinness, em Dublin na Irlanda. O criador publicou o teste em uma revista acadêmica em 1908, mas para

se identificar utilizou seu pseudônimo, “Student”, pois seu empregador acreditava que utilizar a estatística era um segredo industrial.

O teste t de Student ou somente teste t, é um teste para comparação de médias onde se utiliza conceitos estatísticos para rejeitar ou não uma hipótese, ou seja, apontar se há ou não diferença entre as médias comparadas.

Diferente da ANOVA, o teste t possibilita ao usuário a comparação de apenas duas médias. O teste foi aplicado para a comparação entre as médias dos lotes com idades iguais, porém com curas em temperatura diferente. Portanto, foram comparadas as médias dos lotes 3A com o lote 3F, 7A com 7F e 28A com o lote 28F.

## 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO CONCRETO

Através do presente trabalho foi possível analisar, em três diferentes idades, a influência da exposição do concreto a temperatura de 5°C na resistência à tração do concreto.

Após a obtenção dos corpos-de-prova (CP) e término do seu respectivo tempo de cura, seja em temperatura ambiente ou refrigerada, realizou-se o ensaio de tração por compressão diametral para a posterior comparação entre as resistências obtidas entre as duas modalidades de cura.

Os resultados obtidos por meio dos ensaios estão expostos abaixo através das Tabelas 3, 4 e 5. Nestas tabelas os resultados estão separados por idades de rompimento e subdivididos pela modalidade de cura ao qual foi submetido o determinado lote.

**Tabela 3 – Comparação da resistência à tração dos CPs expostos por 3 dias a 5°C com CPs expostos a temperatura ambiente**

Amostras	Resistência à tração (MPa)					
	3 dias		7 dias		28 dias	
	3F	3A	3F4A	7A	3F25A	28A
<b>CP1</b>	2,95	3,38	4,06	4,04	5,04	4,10
<b>CP2</b>	2,56	3,49	4,29	4,02	3,69	3,60
<b>CP3</b>	3,11	3,49	4,18	3,68	5,00	4,62
<b>CP4</b>	2,70	3,59	3,39	3,79	4,13	4,42
<b>CP5</b>	3,13	2,98	4,09	3,86	5,02	4,62
<b>CP6</b>	2,78	3,21	4,04	3,64	3,92	3,73
<b>MÉDIA</b>	2,87	3,36	4,01	3,84	4,47	4,18

**Tabela 4 – Comparação da resistência à tração dos CPs expostos por 7 dias a 5°C com CPs expostos a temperatura ambiente**

Amostras	Resistência à tração (MPa)			
	7 dias		28 dias	
	7F	7A	7F21A	28A
<b>CP1</b>	3,35	4,04	4,13	4,1
<b>CP2</b>	3,54	4,02	4,85	3,6
<b>CP3</b>	3,34	3,68	4,69	4,62
<b>CP4</b>	3,52	3,79	4,83	4,42
<b>CP5</b>	3,91	3,86	4,97	4,62
<b>CP6</b>	2,91	3,64	4,36	3,73
<b>MÉDIA</b>	3,43	3,84	4,64	4,18

**Tabela 5 – Comparação da resistência à tração dos CPs expostos por 28 dias a 5°C com CPs expostos a temperatura ambiente**

Amostras	Resistência à tração (MPa)	
	28 dias	
	28F	28A
<b>CP1</b>	3,57	4,10
<b>CP2</b>	4,20	3,60
<b>CP3</b>	4,23	4,62
<b>CP4</b>	3,76	4,42
<b>CP5</b>	4,49	4,62
<b>CP6</b>	3,27	3,73
<b>MÉDIA</b>	3,92	4,18

Nota-se que a resistência à tração aos 28 dias, independente da modalidade de cura atestou-se maior que a resistência à tração média (3,45 MPa) obtida através da Equação 8, presente na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Buscando apresentar os dados de forma mais simples e verificar o desenvolvimento da resistência à tração em função da idade de cura, os dados foram expostos de forma gráfica como se pode averiguar por meio da Figura 13.

Nota-se que a resistência à tração obtida pelos corpos-de-prova curados em temperatura ambiente é maior que a resistência obtida pelos corpos-de-prova curados na temperatura de 5°C nas três idades analisadas.

Contudo, a resistência à tração obtida em temperatura ambiente se torna menor quando comparada com os corpos-de-prova que permaneceram apenas 3 ou

7 dias em baixa temperatura, com posterior remanejamento para a temperatura ambiente.

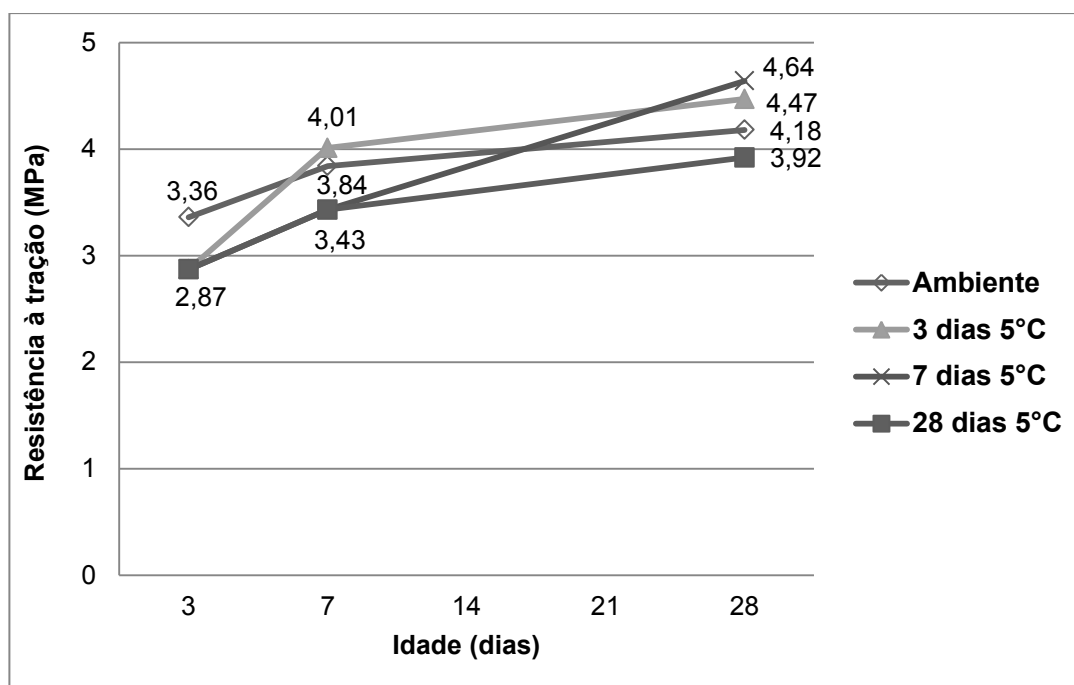


Figura 13 – Desenvolvimento da resistência à tração dos CPs curados em temperatura ambiente e CPs curados a 5°C durante 3, 7 e 28 dias.

#### 4.1.1 Análise da Dispersão dos Resultados

Através da aplicação das medidas de dispersão foi possível notar, devido aos baixos resultados de variância, que os dados em cada lote são homogêneos.

O lote que apresentou a maior variância e conseqüentemente o maior coeficiente de variação foi o lote 3F25A, resultando em uma variabilidade dos dados de 13,90%. Este fato é explicado por uma possível falha no processo de moldagem ou de rompimento de um ou mais corpos-de-prova dentro do lote.

A Tabela 6 traz os resultados obtidos na análise de dispersão, contando com os valores de desvio padrão e coeficiente de variação para cada lote.

Tabela 6 – Resultado das medidas de dispersão.

	3F	3A	3F4A	7F	7A	3F25A	7F21A	28F	28A
<b>Desvio Padrão</b>	0,23	0,23	0,32	0,32	0,17	0,62	0,32	0,46	0,45
<b>Coef. de Variação (%)</b>	8,08	6,74	7,94	9,45	4,40	13,90	7,00	11,84	10,64

Através dos coeficientes de variação obtidos pôde-se concluir que os dados apresentam uma baixa dispersão. Segundo a classificação de Costa (2011), valores abaixo de 15% são confiáveis devido a sua pequena variação, tornando-se assim homogêneos.

#### 4.1.2 Teste da Análise de Variâncias

Devido ao número de tratamentos ser inferior a três, os lotes ensaiados aos três dias de idade não são aptos a serem submetidos ao teste da ANOVA. Com isso a análise de variâncias se inicia com os lotes rompidos aos sete dias de idade (7F, 7A e 3F4A).

Com o auxílio do programa ASSISTAT foi possível determinar que existem diferenças significativas, ao nível de 1% de probabilidade ou 99% de confiança, entre as médias dos lotes analisados, como mostra a Figura 14.

O parâmetro F de Levene retornou um valor maior que F-crítico, assim o teste de Tukey foi necessário para determinar quais tratamentos estão diferindo entre si.

EXPERIMENTO INTEIRAMENTE CASUALIZADO

QUADRO DE ANÁLISE

FV	GL	SQ	QM	F
Tratamentos	2	1.06680	0.53340	6.7929 **
Resíduo	15	1.17785	0.07852	
Total	17	2.24465		

\*\* significativo ao nível de 1% de probabilidade ( $p < .01$ )  
 \* significativo ao nível de 5% de probabilidade ( $.01 \leq p < .05$ )  
 ns não significativo ( $p \geq .05$ )

GL	GLR	F-crit	F	p
2	15	6.3589	6.7929	0.0079

MÉDIAS E MEDIDAS

Médias de tratamento

1	3.42833	b
2	3.83833	ab
3	4.00833	a

dms = 0.41985

**Figura 14 – ANOVA e teste de Tukey para 3 tratamentos.  
 Fonte: ASSISTAT ®**

Foram determinados três grupos na análise com 3 tratamentos, sendo eles: a (3F4A), b (7F) e ab (7A) o que aponta a existência de três comportamentos estatísticos distintos nesta idade. O lote 7A apresentou resultados semelhantes aos lotes 3F4A e 7F, assim sua média se aproximou destes dois outros lotes, porém não igualaram seus resultados.

Já para a análise de variância com 4 tratamentos ( 3F25A, 7F21A, 28F, 28A) o software não apontou diferenças significativas entre as médias. Assim, ao aplicar-se o teste de Tukey constatou-se a existência de apenas um grupo (Figura 15), ou seja, todas as amostras estão associadas ao grupo 'a'. Isso significa que os valores de suas médias são aproximados, porém não quer dizer que assumirão os mesmos valores de resistência.

EXPERIMENTO INTEIRAMENTE CASUALIZADO				
QUADRO DE ANÁLISE				
FV	GL	SQ	QM	F
Tratamentos	3	1.80383	0.60128	2.6576 ns
Resíduo	20	4.52490	0.22625	
Total	23	6.32873		
** significativo ao nível de 1% de probabilidade ( $p < .01$ )				
* significativo ao nível de 5% de probabilidade ( $.01 \leq p < .05$ )				
ns não significativo ( $p \geq .05$ )				
GL	GLR	F-crit	F	p
3	20	3.0984	2.6576	0.0762
MÉDIAS E MEDIDAS				
Médias de tratamento				
1	4.46667	a		
2	4.63833	a		
3	3.92000	a		
4	4.18167	a		
dms =		0.76897		

**Figura 15 – ANOVA e teste de Tukey para 4 tratamentos.**  
**Fonte: ASSISTAT ®**



#### 4.1.3 Teste t de Student

Aplicando-se o teste de comparação de médias para os lotes com idades idênticas, diferindo apenas no modelo de cura adotado, obteve-se que as médias dos lotes 3A e 3F são distintas. O mesmo ocorre quando se trata da comparação na idade de 7 dias, com os lotes 7A e 7F. Já para os lotes 28A e 28F, o software retornou que suas médias não possuem diferenças significativas, assim tem resultados aproximados.

Os resultados relacionados às idades de 7 e 28 dias reforçam a resposta dada pelo teste de ANOVA, que também apontou diferença significativa entre as médias aos 7 dias de idade e não apontou diferença significativa para a idade de 28 dias.

Já com relação à idade de 3 dias, pôde-se comparar e comprovar que houve diferença significativa ao nível de 1% de probabilidade ou 99% de confiança entre as médias nesta idade, uma vez que o teste de ANOVA não permite esta comparação.

Portanto, analisando os resultados obtidos para os valores de resistência à tração juntamente com as análises de comparações entre as resistências médias obtidas por cada lote, pode-se observar como a cura em uma temperatura de 5°C influencia negativamente o ganho de resistência à tração, sendo essa influência mais aguda nas idades iniciais, 3 e 7 dias.

## 4.2 SÍNTESE DOS RESULTADOS

### 4.2.1 Três Dias de Exposição à Temperatura de 5°C

Ao atingir a idade de 3 dias o concreto curado a temperatura de 5°C obteve apenas 85,42% da resistência obtida pelo concreto curado em temperatura ambiente. Os valores foram de 2,87 MPa (3F) e 3,36 MPa (3A) como pode-se observar na Figura 16.

Já quando este concreto atingiu 7 dias de idade houve uma inversão nos valores, aqueles CPs submetidos a temperatura de 5°C nos primeiros três dias (3F4A) adquiriram resistência maior que os CPs curados em temperatura ambiente (7A). A resistência adquirida para aqueles curados inicialmente em baixa temperatura foi de 4,01 MPa enquanto a outra modalidade de cura atingiu apenas 95,76% deste valor, chegando apenas a 3,84 MPa.

Totalizando 28 dias de ensaio pode-se constatar que os CPs curados inicialmente em 5°C realmente obtiveram resistência maior do que aqueles curados em temperatura ambiente, 4,47 MPa (3F25A) contra 4,18 MPa (28A), aproximadamente 6,50% superior.

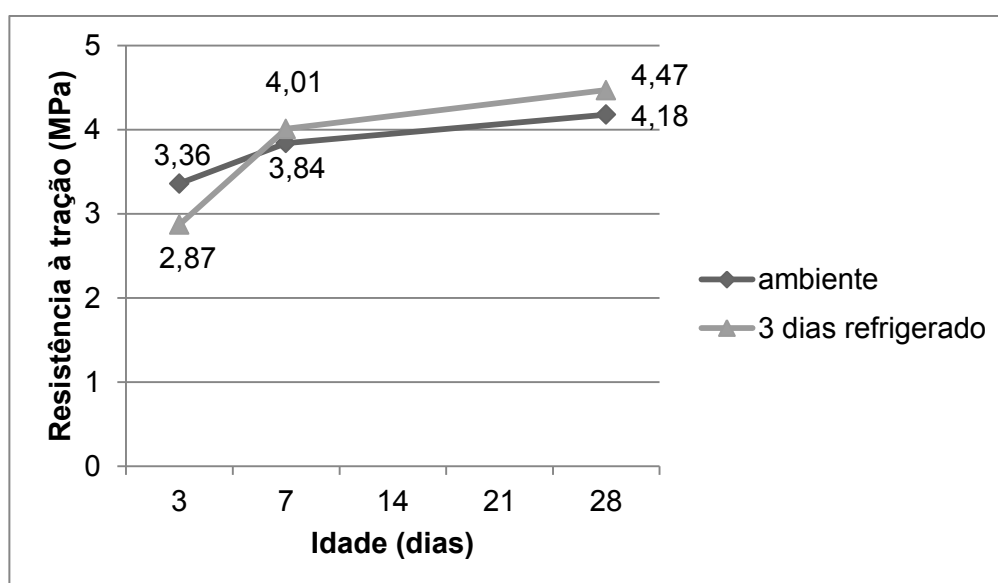


Figura 16 – Comparação da resistência à tração dos CPs curados a 5°C nos 3 primeiros dias de idade com CPs curados totalmente em temperatura ambiente.

#### 4.2.2 Sete Dias de Exposição à Temperatura de 5°C

Analisando os CPs que foram expostos a temperatura de cura de 5°C nos primeiros 7 dias de idade verifica-se a um padrão de influência negativa da baixa temperatura no ganho de resistência à tração em períodos iniciais de cura. Os CPs curados em temperatura ambiente são 10,68% mais resistentes, 3,84 MPa (7A) contra 3,43 MPa (7F).

Ao completar 28 dias, os CPs que permaneceram 7 dias na temperatura de 5°C alcançaram resistência maior do que aqueles que permaneceram os 28 dias em temperatura ambiente, como mostra a Figura 17. Vale ressaltar que este valor de resistência (4,64 MPa – 7F21A) superou em aproximadamente 34,50% o valor da resistência de dosagem calculada e se firmou como a maior resistência aferida no trabalho.

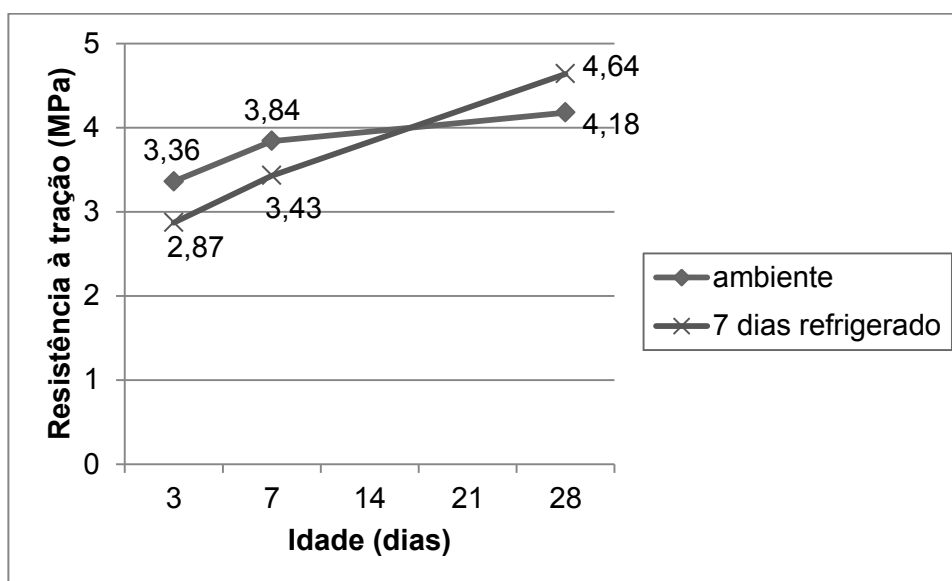


Figura 17 – Comparação da resistência à tração dos CPs curados a 5°C nos 7 primeiros dias de idade com CPs curados totalmente em temperatura ambiente.

Comparando a resistência aos 28 dias dos CPs que foram submetidos à temperatura de 5°C nos 3 primeiros dias (3F25A) com aqueles que permaneceram seus 7 primeiros dias em baixa temperatura (7F21A), constata-se que os CPs que permaneceram quatro dias a mais em baixa temperatura obtiveram um ganho maior de resistência à tração, aproximadamente 3,60% ao final da análise (4,64 MPa contra 4,47 MPa).

#### 4.2.3 Vinte e Oito Dias de Exposição à Temperatura de 5°C

Realizando a comparação do concreto que teve seu tempo de cura apenas em baixa temperatura com aquele curado em temperatura ambiente observa-se que a temperatura de 5°C incidindo os 28 dias no concreto, influencia negativamente no ganho de resistência à tração.

O resultado final obtido para o concreto curado em temperatura ambiente foi de 4,18 MPa (28A) enquanto aquele curado a 5°C foi de 3,92 MPa (28F) como pode-se observar na Figura 18.

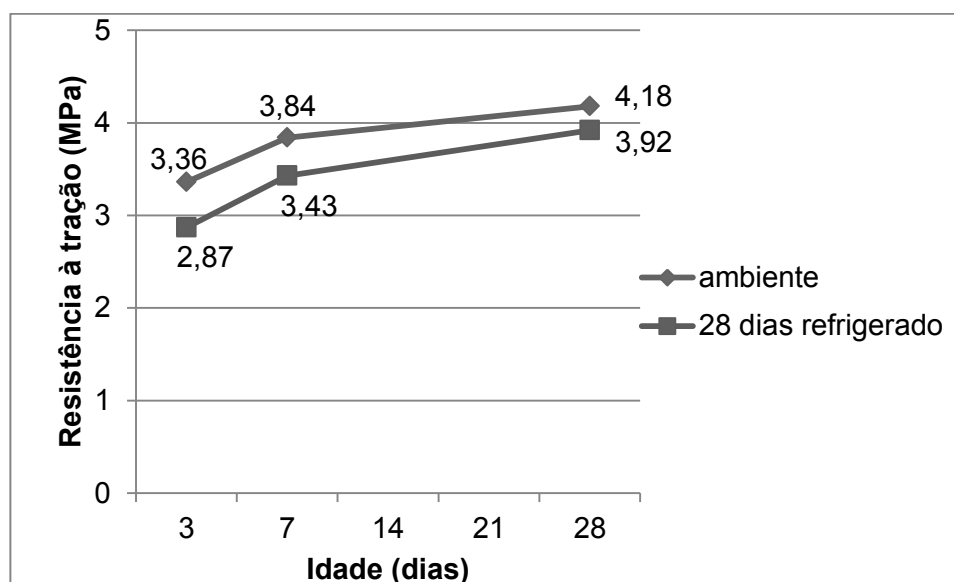


Figura 18 – Comparação da resistência à tração dos CPs curados a 5°C com CPs curados totalmente em temperatura ambiente.

Efetuada uma breve comparação entre as resistências obtidas para os lotes que ficaram 3, 7 e 28 dias expostos a 5°C e também aquele lote curado apenas em temperatura ambiente nota-se a veracidade da afirmação de Neville (1997), onde o autor relata que o aumento da temperatura acelera as reações de hidratação, proporcionando maiores resistências em idades iniciais, mas prejudicando as idades mais avançadas.

A maior resistência aferida na pesquisa é referente ao lote que permaneceu seus 7 primeiros dias em baixa temperatura (7F21A) com 4,64 MPa.

Vale ressaltar que o lote 7F21A aos 7 dias, obtinha apenas 89,32% da resistência que detinha o lote curado em temperatura ambiente (7A). Aos 28 dias a resistência do mesmo superou em 9,91% o valor de resistência do lote curado apenas em temperatura ambiente (28A), mostrando que a lenta hidratação do concreto em idades iniciais é prejudicial ao seu ganho de resistência, mas forma estruturas cristalinas melhores em maiores idades verificando assim uma maior grandeza de resistência à tração.

#### 4.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Através dos dados nesta pesquisa e também pelos de Teixeira (2017) foi possível compará-los com os resultados obtidos através da Equação 8, presente na NBR 6118 (ABNT, 2014) que estima a resistência à tração média do concreto a partir de um valor característico de resistência à compressão em determinada idade.

Vale ressaltar que a equação apenas pode ser aplicada a idades diferentes de 28 dias quando a resistência característica à compressão do concreto aos  $j$  dias ( $f_{ckj}$ ) for maior ou igual a 7 MPa.

Os valores obtidos por Teixeira (2017) através do ensaio de compressão axial estão em evidência na Tabela 7.

**Tabela 7 – Resistência à compressão axial.**

LOTES	3F	3A	3F4A	7F	7A	3F25A	7F21A	28F	28A
<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	23,34	27,71	34,37	28,82	33,90	44,31	44,12	38,58	41,59

**Fonte: Teixeira (2017).**

Aplicando a Equação 8 para obtenção da resistência média a tração aos valores obtidos por Teixeira (2017), constata-se que os valores obtidos por meio da pesquisa do autor ficaram todos abaixo dos valores obtidos nesta pesquisa, como é possível verificar na Tabela 8.

Tabela 8 – Comparação das resistências à tração.

LOTES	3F	3A	3F4A	7F	7A	3F25A	7F21A	28F	28A
<b>Resistência à tração por compressão diametral (MPa)</b>	2,87	3,36	4,01	3,43	3,84	4,47	4,64	3,92	4,18
<b>Valor médio de resistência à tração, segundo equação da NBR 6118, para os dados de Teixeira (2017) (MPa)</b>	2,45	2,75	3,17	2,82	3,14	3,76	3,75	3,43	3,60
<b>% do valor obtido por equação em relação ao obtido em ensaio</b>	85,37	81,76	79,09	82,22	81,83	84,04	80,73	87,38	86,15

Os valores resultantes da pesquisa de Teixeira (2017) atingiram, em média, aproximadamente 83% dos valores aferidos através dos ensaios realizados nesta pesquisa. As hipóteses levantadas para explicar este fato são: qualidade do adensamento, já que os procedimentos foram executados manualmente e por pessoas diferentes e também precisão do maquinário utilizado no rompimento dos corpos-de-prova, uma vez que alguns lotes foram rompidos em locais diferentes.

Para efeito de uma possível comparação de resultados o traço utilizado nesta pesquisa é o mesmo utilizado por Teixeira (2017), visto que as duas pesquisas e também os materiais empregados tem o mesmo local de origem.

Para avaliar a semelhança dos concretos que estão sendo comparados, além dos 54 corpos-de-prova aplicados nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral reproduzidos na presente pesquisa, foi produzido mais um lote com seis corpos-de-prova para posterior rompimento à compressão axial. Este referido lote, teve como principal objetivo mensurar a uniformidade com os dados da pesquisa de Teixeira (2017) através do valor de resistência à compressão.

O lote em questão, rompido à compressão axial aos 28 dias de idade foi curado por imersão e totalmente em temperatura ambiente, seguindo o mesmo procedimento de cura do lote a ser comparado.

O valor de resistência médio obtido após o ensaio de compressão foi de 50,29 MPa, como mostra a Tabela 9. Em contrapartida, o valor médio encontrado por Teixeira (2017) em sua pesquisa foi de 41,59 MPa, valor este que atingiu 82,70% do valor encontrado na presente pesquisa.

**Tabela 9 – Valores de resistência à compressão.**

<b>Amostras</b>	<b>Resistência à compressão (MPa)</b>
	<b>28 dias</b>
<b>CP1</b>	47,41
<b>CP2</b>	51,08
<b>CP3</b>	50,82
<b>CP4</b>	50,49
<b>CP5</b>	50,5
<b>CP6</b>	51,43
<b>MÉDIA</b>	50,29

Devido à utilização do mesmo traço e os mesmo materiais estas resistências aos 28 dias deveriam ser bem próximas, porém devido aos fatores externos já citados, como a qualidade do adensamento e uso de maquinário diferente para aferição dos resultados, estas resistências tiveram valores um pouco distantes.

A resistência à compressão aferida por Teixeira (2017) atingiu 82,70% da resistência obtida neste estudo. Já para as resistências à tração, a média foi de 83,17% dos valores encontrados para a tração por meio do ensaio de compressão diametral. Vale ressaltar que estas diferenças resultaram em valores próximos, ou seja, dispensando as influências externas poderiam ser obtidos resultados que atestassem com maior veemência a precisão da equação presente na NBR 6118 (ABNT, 2014).

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por intermédio deste trabalho foi possível compreender a influência da temperatura de cura na resistência à tração do concreto. Com os resultados obtidos foi possível notar a influência negativa da cura em uma temperatura de 5°C no que diz respeito ao ganho de resistência à tração.

A cura em baixa temperatura tem maior influência nas idades iniciais, como mostra os resultados comparativos com a cura em temperatura ambiente para a idade de 3 e 7 dias. Aos 3 dias de idade o concreto curado em baixa temperatura adquire apenas 85,42% da resistência à tração obtida por um concreto curado em temperatura ambiente, elevando esta porcentagem para 89,32% ao atingir a idade de 7 dias. Já aos 28 dias as resistências à tração obtidas para os dois modelos de cura aplicados na pesquisa se aproximam, porém a resistência em baixa temperatura ainda se apresenta menor.

No que diz respeito à aplicação na construção civil é importante até os 28 dias à tomada de precauções em situações que o concreto será exposto a temperaturas próximas e também inferiores a 5°C, pois como evidenciado nesta pesquisa em temperaturas assim o concreto não adquire a resistência à tração que é comum este adquirir em situações de temperatura mais elevada. Estas precauções podem evitar danos em determinadas estruturas devido a não obtenção da resistência prevista.

Na utilização da equação contida na NBR 6118 (ABNT, 2014) para determinação da resistência média a tração, conclui-se que a mesma é confiável visto que os valores encontrados através dela ficaram bem abaixo dos valores realmente aferidos pelo ensaio de resistência à tração.

Entretanto, é importante ressaltar que estes valores poderiam ter resultado em grandezas mais próximas, tornando a equação da NBR 6118 (ABNT, 2014) mais precisa caso não houvesse interferências externas já citadas.

### 5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Seguindo a mesma linha de pesquisa, propõe-se à análise da influência da temperatura de 5°C em idades finais, observando o desenvolvimento da resistência



à tração dos mesmos. Também indica-se que se analise o comportamento de tais resistências em idades superiores as analisadas no presente trabalho.

Outro procedimento que poderia ser estudado seria a exposição de determinados concretos a temperaturas mais baixas, observando os efeitos causados pelo congelamento da água de amassamento e conseqüentemente inibição no processo de hidratação do mesmo. Abrindo assim, a possibilidade de pesquisa da eficácia de determinados aditivos anticongelantes presentes no mercado atualmente.

## REFERÊNCIAS

Araújo, J. M. **A resistência à tração e energia de fratura do concreto**. Rio Grande: Editora Dunas, 2ª ed., 2001.

ANKA ILC; GORAN TURK; FRANCI KAVCIC; GREGOR TRTNIK. **New numerical procedure for the prediction of temperature development in early age concrete structures**. USAL: Elsevier, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. 7ed. São Paulo, 2002. 28p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Determinação da composição granulométrica. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM ISO 3310-1**: Peneiras de ensaio – Requisitos técnicos e verificação - Parte 1:Peneiras de ensaio com tela de tecido metálico.

BAUER, Luiz Alfredo Falcão. **Materiais de Construção**. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2001. 471 p.

CARINO, N. J.; LEW, H.S. (2001). **The Maturity Method: From Theory to Application**. Reprinted from the Proceedings of the 2001 Structures Congress & Exposition, May 21-23,2001, Washington, D.C., American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia,Peter C.Chang, Editor, 19 p.

CARINO, N. J. (1991). **The maturity method**. In: CRC Handbook on nondestructive testing of Concrete, V. M. Malhotra and N. J. Carino. Eds. CRC Press. p. 101-146.

CASTANHEIRA, N. P.; **Estatística aplicada a todos os níveis**. 5. ed. Curitiba: Ibpex, 2010. 253 p.

CECCONELLO, V; TUTIKIAN, B. **The influence of low temperature on the evolution of concrete strength**. Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2012. Disponível em < <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952012000100006> >. Acesso em 22 mar. 2017

COSTA, G. G. O.; **Curso de estatística básica: teoria e prática**. São Paulo: Editora Atlas, 2011. 217 p.

DEBS, M. K. E. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**.1ª Edição Projeto Reenge. Escola de engenharia de São Carlos/SP – USP, 2000.

DINIZ, H. A. A. et al. **Influência do processo de cura em concreto convencional em seis idades**. In: VII CONNEPI-Congresso Norte Nordeste de Pesquisa e Inovação. 2012.

FARIAS, L.A. et al. – **Relação entre os Parâmetros de Resistência do Concreto** – 45º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON – Vitória-ES, 2003.

FREIRE, W. J.; BERALDO, A. L. **Tecnologias e materiais alternativos de construção**. Campinas: Editora Unicamp, 2003.

ISAIA, Geraldo Cechella et al . **Viabilidade do emprego de cinza de casca de arroz natural em concreto estrutural (parte II): durabilidade**. Ambient. constr., Porto Alegre , v. 17, n. 2, p. 233-252, Junho 2017 . Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1678-86212017000200233&lng=en&nrm=iso](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-86212017000200233&lng=en&nrm=iso)>. Acesso em 04 mai. 2017.

LAPA, José S. **Patologia, recuperação e reparo das estruturas de concreto**. 2008. 56 f. Monografia (Especialização em Construção Civil) - Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

MELO, Aluísio B. **Influência da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento Portland**. 200. 296 f. Tese - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3 ed. São Paulo: IBRACON, 2008. 674 p.

METHA, P.K., MONTEIRO, P.J.M. **Concreto – Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo – SP, Editora PINI, 1994.

MITCHELL, D.; ABRISHAMI, H. H. **Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening**. ACI Structural Journal 93, December 1996, páginas 703-710. Disponível em: < <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/517> >. Acesso em 18 mai. 2017.

NETTO, Rafael M. **Materiais pozolânicos**. 2006. 146 f. Monografia (Tecnologia e Produtividade das Construções) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2ª Ed. Rev. atual. São Paulo: Pini, 1997. 738p.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5ª Ed. Rev. atual. São Paulo: Bookman, 2016. 912p.

PINHEIRO, Libânio M. et al. **Estruturas de concreto**. 2010.

RAPHAEL, J. M. **Tensile Strength of Concrete**. ACI Journal, nº 2, Proceedings V.81, Março-Abril 1984, p. 158-165.

RIBEIRO, Djalma S. **"Estudo de inibidores de corrosão em concreto armado, visando a melhoria na sua durabilidade"**. 2006. 194f. Tese (Doutorado em Ciências e Engenharia de Materiais), UFRN, Programa de Pós-Graduação em Ciências e Engenharia de Materiais, Natal, 2006.

RIBEIRO, Raquel M. **Concreto aparente: uma contribuição para a construção sustentável**. 2010. 112 f. Monografia (Especialização em Construção Civil) - Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, Universidade Federal de Minas Gerais, 2010.

SAUL, A. G. A. (1951). **Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure**. Magazine of Concrete Research, Londres, v. 2, n. 6, p. 127-140.

SILVA, F. de A. S. e.; AZEVEDO, C. A. V. de. **The Assistat Software Version 7.7 and its use in the analysis of experimental data**. Afr. J. Agric. Res, v.11, n.39, p.3733-3740, 2016. DOI: 10.5897/AJAR2016.11522

SILVA, Moema Ribas. **Materiais de construção**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1991.

SILVA, Wilson R. L. **Concreto dosado em central: proposta de metodologia de controle de qualidade e identificação das causas de variabilidade no processo de produção de concreto**. 2010. 352f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010.

TEIXEIRA, Gabriel Ronsoni Woinarski. **Análise da Influência de Baixas Temperaturas na Resistência à Compressão do Concreto**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2017.

VIEIRA, F. P., KULAKOWSKI, M. P., DAL MOLIN, D. C. C., VILELA, A. C. F. **Estudos de durabilidade em concretos e argamassas com adição de microssilica**. In: Workshop Durabilidade Das Construções, 1997, São Leopoldo. Anais. São Leopoldo : UNISINOS - ANTAC, 1997. v. 1. p. 107-116.