



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL
– MESTRADO –

**DESEMPENHO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE
LIGANTE**

Por

Taíssa Guedes Cândido

*Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal da Paraíba
para obtenção do grau de Mestre*

João Pessoa – Paraíba

Março de 2018



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL
– MESTRADO –

**DESEMPENHO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE
LIGANTE**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre.

Taíssa Guedes Cândido

Orientador: Prof. Dr. Gibson Rocha Meira

João Pessoa – Paraíba

Março de 2018

**Catalogação na publicação
Seção de Catalogação e Classificação**

C217d Cândido, Taíssa Guedes.

DESEMPENHO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE LIGANTE /
Taíssa Guedes Cândido. - João Pessoa, 2019.
100f. : il.

Orientação: Gibson Rocha Meira.
Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT.

1. Concreto; durabilidade; cloretos. I. Meira, Gibson
Rocha. II. Título.

UFPB/BC

**“DESEMPENHO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO
DE LIGANTES”**

TAÍSSA GUEDES CÂNDIDO

Dissertação aprovada em 27 de março de 2018

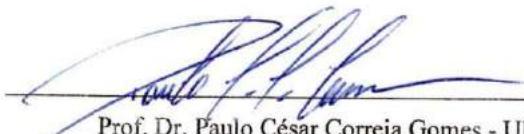
Período Letivo: 2017.2



Prof. Dr. Gibson Rocha Meira - UFPB
(Orientador)



Prof. Dr. Normando Perazzo Barbosa - UFPB
(Examinador Interno)



Prof. Dr. Paulo César Correia Gomes - UFAL
(Examinador Externo)

**João Pessoa/PB
2018**

Dedico este trabalho à Deus e aos meus pais, Osório e Betânia, que sempre estão ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento deste trabalho contou com o apoio de várias pessoas e instituições. A cada um venho expressar meus sinceros agradecimentos. Agradeço, portanto:

Ao Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil e Ambiental (PPGECAM) da Universidade Federal da Paraíba pela oportunidade de realizar esta pesquisa.

Ao CNPq pelo financiamento da bolsa de estudo.

Ao Instituto Nacional de Ciência e Tecnologia - CEMtec (Tecnologias Cimentícias Eco-eficientes Avançadas) e à INTERCEMENT pelo suporte oferecido através do Convênio de Cooperação de Projeto de Pesquisa.

Ao Professor Dr. Gibson Rocha Meira pela orientação desta pesquisa. Agradeço pela confiança em mim depositada e pelos inúmeros momentos de conversa que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos Professores Dr. Vanderley Moacir John e Dr. Marco Quattrone pela atenção dispensada através do Convênio de Cooperação de Projeto de Pesquisa e pela contribuição na realização de ensaios no Laboratório de Microestrutura da USP.

Aos membros da Comissão Examinadora, Professor Dr. Normando Perazzo Barbosa da UFPB e Professor Dr. Paulo César Correia Gomes da UFAL.

Ao apoio oferecido pelo grupo de pesquisa em Materiais e Resíduos da Construção Civil (GMAT) do Instituto Federal da Paraíba. Aos colegas integrantes do GMAT, Valdith Lopes, Pablo Ramon, Mariane Carvalho, Carla Cavalcante e Robson Arruda pela ajuda oferecida ao longo desses dois anos.

Ao Laboratório de Materiais e Estruturas (LABEME) da UFPB, pelo apoio técnico prestado. Aos funcionários do LABEME, Ricardo, Zito, Sebastião, Delby e Cláudio que sempre ajudaram na execução de ensaios.

À Cláudio Matias e Sebastião por estarem sempre prontos a me ajudar, e pela generosidade e incentivo.

À IMAP Indústria e Comércio de Calcário e à MC – Bauchemie por ceder o material utilizado na pesquisa.

À Robson Arruda, Mariane Carvalho, Carla Cavalcante, Mohara Medeiros e Luane Guedes, amigos que nasceram durante o mestrado e que estiveram presentes para apoiar, ouvir e incentivar nos momentos de dificuldades.

À minha amiga Nathália Maia, por toda ajuda concedida, pela sua generosidade e pelo apoio que recebi.

À minha amiga Carol Gama, pela sua paciência para ouvir meus desabafos, por oferecer seu ombro amigo e pelos valorosos conselhos.

Às minhas irmãs Tália e Taliane pela torcida e por acreditarem em mim.

Aos meus pais, Osório e Betânia, que sempre foram a minha fortaleza. Sempre me ensinaram os verdadeiros valores da vida e são os meus maiores incentivadores.

A todos que me ajudaram direta ou indiretamente, o meu muito obrigada!

RESUMO

A preocupação do setor da construção civil com os problemas ambientais vem impulsionando pesquisas voltadas à redução do consumo de cimento no concreto. Isto porque a indústria do cimento é responsável por mais de 5% das emissões de CO₂, responsável pelo aumento do efeito estufa. Já existem trabalhos que comprovam a possibilidade de dosar concretos com menores teores de ligante mantendo ou até mesmo melhorando o seu desempenho mecânico. Entretanto, ainda não há metodologias de dosagens para esses materiais definidas, que facilitem a aplicação no cotidiano. Também há poucos estudos quanto à avaliação da durabilidade destes concretos, principalmente, quanto ao seu desempenho frente à ação dos cloretos. Diante deste contexto, esse trabalho apresenta uma metodologia de dosagem de concretos com menores teores de aglomerantes, e avalia o seu desempenho mecânico e de durabilidade. Utilizando conceitos de empacotamento e otimização da pasta, foram elaborados concretos com consumo de cimento em torno de 280 kg/m³ e 320 kg/m³. Esses concretos alcançaram resistência à compressão acima de 60 MPa aos 28 dias. Os resultados indicam que o concreto com menor consumo de ligante apresenta menor teor de vazios e poros de menores diâmetros, oferecendo altíssima resistência à penetração de cloretos. Já o concreto convencional, com consumo de cimento de 350 kg/m³ obteve baixa resistência à penetração desses agentes agressivos. Visando avaliar o desempenho frente à ação dos cloretos em concretos com consumo de cimento ainda menores, foi realizado o ensaio de difusão unidirecional de cloretos em concretos dosados e moldados no Laboratório de Microestrutura da Universidade de São Paulo. O consumo de cimento desses concretos variou de 140 kg/m³ a 280 kg/m³. Para os teores mais baixos de cimento, devido às altíssimas quantidades de filers incorporadas, houve necessidade de utilizar um fator água/cimento mais elevado, que pode ter ocasionado um aumento da porosidade e perda de desempenho quanto a resistência à penetração de cloretos. No geral, conclui-se que é possível reduzir a quantidade de ligante nos concretos e ainda melhorar o seu desempenho mecânico e de durabilidade. Para isso, é necessário usar novas metodologias de dosagens, que busquem ao máximo empacotamento dos agregados, e otimização da pasta.

PALAVRAS-CHAVE: Sustentabilidade; baixo consumo de cimento; durabilidade; cloretos.

ABSTRACT

The concern of the construction industry with environmental issues has stimulated research aiming at the reduction of cement consumption in concrete. This is because cement industry is responsible for more than 5% of CO₂ emissions, which are responsible for the increase in greenhouse effect. Research on that matter already testify the possibility of dosing concrete with lower binder levels, maintaining or even improving its mechanical performance. However, there are still no defined mix design methods for these materials that facilitate application in everyday life. Furthermore, there are few studies on durability assessment of these concretes, mainly as to their performance against the action of chlorides. Within this context, this paper presents a concrete mix design method with lower binder contents and evaluates its mechanical performance and durability. Using the principle of aggregate packing and optimization to control paste volume, concretes were elaborated with cement consumption of approximately 280 kg/m³ and 320 kg/m³. These concretes achieved compressive strength above 60 MPa at 28 days. The results indicate that concrete with lower binder consumption has lower content of voids and pores of smaller diameters, offering very high resistance to the penetration of chlorides. On the other hand, conventional concrete with cement consumption of 350 kg/m³ obtained low resistance to the penetration of these aggressive agents. To evaluate the performance against the action of chlorides in concrete with even lower cement consumption, a unidirectional chloride diffusion test was carried out in dosed and molded concretes in the Microstructure Laboratory of the University of São Paulo. The cement consumption of these concretes varied from 140 kg/m³ to 280 kg/m³. For lower cement content, due to very high amounts of incorporated filers it was necessary to use a higher water-cement ratio, which may have caused an increase in porosity and loss of performance as the resistance to chloride penetration. Overall, it is found that it is possible to reduce the amount of binder in the concretes and still improve its mechanical and durability performance. In order to achieve this, it is necessary to use new mix design methods that seek the maximum aggregate packaging and the paste optimization.

KEYWORDS: Sustainability; low cement consumption; durability; chlorides.

SUMÁRIO

RESUMO.....	7
ABSTRACT	8
LISTA DE FIGURAS.....	11
LISTA DE TABELAS.....	13
1 INTRODUÇÃO	14
1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA	14
1.2 OBJETIVOS	15
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	16
2 CONSIDERAÇÕES SOBRE CONCRETO COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO.....	17
2.1 A PRODUÇÃO DE CONCRETO E O AQUECIMENTO GLOBAL	17
2.2 PADRONIZAÇÕES SOBRE CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO	18
2.3 DESEMPENHO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO	19
2.3.1 Contribuição do filer calcário	20
2.3.2 Indicadores de baixo consumo de cimento	22
2.4 FORMULAÇÃO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO	22
2.4.1 Empacotamento de agregados	23
2.4.2 Otimização da matriz cimentícia	26
3 DURABILIDADE DO CONCRETO.....	30
3.1 QUALIDADE, DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	30
3.2 AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE E O PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	32
3.3 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO RELACIONADAS À DURABILIDADE	34
3.3.1 Porosidade	34
3.3.2 Propriedades mecânicas.....	35
3.3.3 Potencial alcalino e capacidade de fixação de cloreto na matriz	36
3.4 CAUSAS DE DETERIORAÇÃO NO CONCRETO	37
3.5 CORROSÃO NAS ARMADURAS DE CONCRETO	38
3.5.1 Iniciação da corrosão provocada pela carbonatação.....	39
3.5.2 Iniciação da corrosão provocada pela ação dos íons cloreto	41

3.5.2.1	Mecanismos de penetração dos cloreto.....	44
4	MATERIAIS UTILIZADOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	46
4.1	MATERIAIS	46
4.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL	47
4.2.1	Caracterização dos materiais	48
4.2.2	Ensaios preliminares.....	49
4.2.2.1	Empacotamento dos agregados	49
4.2.2.2	Teor ótimo de aditivo	50
4.2.2.3	Dosagem do concreto	51
4.2.3	Produção e caracterização dos concretos.....	52
4.2.3.1	Produção dos concretos e caracterização no estado fresco.....	52
4.2.3.2	Caracterização do concreto.....	53
4.2.4	Avaliação da resistência à penetração de cloreto.....	55
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	60
5.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	60
5.1.1	Agregado miúdo	60
5.1.2	Agregado graúdo	61
5.1.3	Cimento	62
5.1.4	Fíber calcário	64
5.1.5	Sílica ativa	64
5.1.6	Aditivos	66
5.2	ENSAIOS PRELIMINARES	66
5.2.1	Empacotamento dos agregados	66
5.2.2	Teor ótimo de aditivo	69
5.2.3	Dosagem do concreto	71
5.3	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO	74
5.3.1	Caracterização do concreto fresco	74
5.3.2	Caracterização do concreto endurecido	75
5.3.2.1	Resistência à compressão	75
5.3.2.2	Resistência à tração por compressão diametral	77
5.3.2.3	Módulo de Elasticidade	79
5.3.2.4	Absorção de água total e por capilaridade.....	81
5.4	AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DE CLORETO.....	83
5.4.1	Migração	83
5.4.2	Difusão unidirecional	86
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	92
6.1	CONCLUSÕES	92
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	94
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		95

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 - Otimização da mistura para concretos com baixo teor de cimento.	29
Figura 3. 1 - Modelo de Tuutti para corrosão de armaduras ajustado	39
Figura 3. 2 - Mecanismo de corrosão pela ação dos cloretos	42
Figura 4. 1 - Fluxograma da metodologia experimental da pesquisa	47
Figura 4. 2 - Execução do ensaio de compressão; Execução do ensaio de tração indireta.	53
Figura 4. 3 - Execução do ensaio de ultrassom	54
Figura 4. 4 - Montagem do ensaio de migração de cloretos.....	56
Figura 4. 5 - Ilustração da medida de profundidade de penetração dos cloretos.....	57
Figura 4. 6 - Condições de exposição dos corpos de prova para o ensaio de difusão unidirecional de cloretos.....	59
Figura 4. 7 - Marcação das camadas a serem cortadas; Extração das amostras nas diferentes profundidades;	59
Figura 5. 1 - Curvas granulométricas dos agregados miúdos.....	61
Figura 5. 2 - Curva calorimétrica do cimento CP – V ARI MAX.....	63
Figura 5. 3 - Curvas granulométricas do cimento, filers calcário e microssílica.	65
Figura 5. 4 - Simulação de curvas granulométricas das misturas das areias 1 e 2.	66
Figura 5. 5 - Simulação de curvas granulométricas das mistura 1 com a areia 3.....	67
Figura 5. 6 - Simulação de curvas granulométricas da mistura das britas.	68
Figura 5. 7 - Índice de vazios para as misturas de brita e areia em diferentes proporções	69
Figura 5. 8 - Espalhamento da pasta com diferentes teores de aditivo.....	70
Figura 5. 9 - Resistência dos concretos auxiliares.....	72
Figura 5. 10 - Composição da matriz cimentícia nos concretos estudados	74
Figura 5. 11 - Evolução da resistência à compressão.	75
Figura 5. 12 - Intensidade Ligante <i>versus</i> Resistência à compressão aos 28 dias.....	76
Figura 5. 13 - Evolução da resistência à tração indireta.....	77
Figura 5. 14 - Evolução do módulo de elasticidade.	80
Figura 5. 15 - Absorção <i>versus</i> Índice de Vazios.	81
Figura 5. 16 - Absorção de água por capilaridade para diferentes tempos de ensaio..	82
Figura 5. 17 - Coeficiente de absorção capilar	83

Figura 5. 18 - Profundidade de penetração de cloreto no C350.....	85
Figura 5. 19 - Profundidade de penetração de cloreto no C320.....	85
Figura 5. 20 - Profundidade de penetração de cloreto no C280.....	85
Figura 5. 21 - Curvas granulométricas dos finos.....	86
Figura 5. 22 - Curvas Granulométricas dos agregados.....	87
Figura 5. 23 - Perfil de cloreto totais no concreto N1	90
Figura 5. 24 - Perfil de cloreto totais do concreto N2.....	90
Figura 5. 25 - Perfil de cloreto totais do concreto N3.....	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.....	19
Tabela 3. 1 - Classes de agressividade ambiental.....	32
Tabela 4. 1 - Procedimento de mistura dos concretos estudados	52
Tabela 4. 2 - Tensão aplicada e duração do ensaio	57
Tabela 5. 1 - Caracterização dos agregados miúdos.....	60
Tabela 5. 2 - Caracterização dos agregados graúdos.....	62
Tabela 5. 3 - Caracterização química do cimento	63
Tabela 5. 4 - Caracterização física e mecânica do cimento.....	63
Tabela 5. 5 - Caracterização química do filer calcário.	64
Tabela 5. 6 - Composição química da sílica ativa.	65
Tabela 5. 7 - Índice de vazios para as diferentes proporções entre as areias 1 e 2.....	67
Tabela 5. 8 - Índice de vazios para as diferentes proporções entre a Mistura 1 e areia 3. ..	67
Tabela 5. 9 - Índice de vazios para as diferentes proporções entre as britas.	68
Tabela 5. 10 - Índice de vazios para as diferentes proporções entre as britas e areias.	69
Tabela 5. 11 - Composição dos concretos auxiliares.....	71
Tabela 5. 12 - Parâmetros de dosagem dos concretos estudados	73
Tabela 5. 13 - Propriedades do concreto no estado fresco.	74
Tabela 5. 14 - Indicador de desempenho Intensidade Ligante	76
Tabela 5. 15 - Relação entre a resistência à tração e resistência à compressão.....	78
Tabela 5. 16 - Velocidade de propagação da onda ultrassônica.....	79
Tabela 5. 17 - Módulo de elasticidade teórico e experimental.....	80
Tabela 5. 18 - Propriedades físicas dos concretos.	81
Tabela 5. 19 - Coeficiente de migração no estado não estacionário.....	83
Tabela 5. 20 - Classificação de acordo com a resistência à penetração de cloretos	84
Tabela 5. 21 - Caracterização dos finos.....	86
Tabela 5. 22 - Caracterização dos agregados	87
Tabela 5. 23 - Consumo de materiais dos concretos estudados no ensaio de Difusão Unidirecional.	88
Tabela 5. 24 - Caraterização dos concretos	88
Tabela 5. 25 - Parâmetros de transporte dos concretos.	89

1 INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA

As questões ambientais e as atividades do homem causadoras de danos ambientais estão recebendo cada vez mais atenção da sociedade. Sabe-se que é necessário fazer utilização consciente dos recursos naturais disponíveis e buscar meios de reduzir os impactos causados pela atividade humana.

De acordo com Müller *et al.* (2014), mais do que qualquer outra indústria, a da construção é afetada pelo debate em curso sobre a sustentabilidade. Isso é devido ao acentuado impacto ambiental associado com a produção de materiais de construção, construção de estruturas e a sua utilização subsequente.

Segundo Palm *et al.* (2016), o concreto é conhecido como o material de construção mais usado do nosso tempo. Seu maior impacto ambiental vem das emissões de CO₂ durante a produção de cimento, que é responsável por mais de cinco por cento das emissões antropogênicas de CO₂ no mundo.

Esta percentagem deverá aumentar e as estratégias tradicionais para reduzir as emissões, com foco na produção de cimento, não serão capazes de compensar esse crescimento. Portanto, estratégias de mitigação adicionais são necessárias, incluindo um aumento na eficiência do uso de cimento (DAMINELI *et al.*, 2010).

Para garantir a competitividade do concreto como material de construção no futuro, é essencial melhorar a sustentabilidade das estruturas de concreto. Grande potencial para a redução do impacto ambiental e do consumo de recursos escassos foi identificado no campo da construção, especialmente na produção de matérias-primas e na tecnologia do concreto (PROSKE *et al.*, 2014).

Existem três abordagens básicas para uma utilização sustentável do concreto: Primeiro, a otimização de sua composição, tendo em conta o seu impacto ambiental, mantendo um desempenho e tempo de vida útil igual ou superior; Segundo, a melhoria do seu desempenho com igualdade de impacto ambiental e de vida útil; Terceiro, a otimização do tempo de vida útil do material de construção e das estruturas de construção com igual impacto e desempenho ambiental (MÜLLER *et al.*, 2014).

A produção de concreto com baixo teor de ligante se baseia na otimização de sua composição, logo, se encontra dentro da primeira abordagem citada por Müller *et al.* (2014). Deve, portanto, manter o seu desempenho quanto a durabilidade, incluindo a resistência contra a corrosão induzida pela carbonatação ou ação dos cloreto.

De acordo com Rebmann (2011), a redução do consumo de cimento não visa apenas garantir maior longevidade para as jazidas de matérias primas do cimento ou redução dos impactos ambientais com a exploração destas jazidas e da emissão do CO₂. Um uso reduzido do cimento é também vantajoso sob alguns pontos de vista técnicos, como a retração e fluência do concreto.

Este trabalho visa elaborar concretos produzidos com baixo consumo de ligante, no qual parte do cimento Portland é substituído por filer calcário. Como na literatura há discordância sobre o comportamento e a contribuição desse filer para a resistência à penetração de cloreto e à carbonatação (LOLLINI, REDAELLI E BERTOLINI, 2014), é necessário avaliar o desempenho desses concretos quanto à ação de agentes agressivos.

A penetração dos íons cloreto causa sérios danos às construções de concreto armado, pois induz o processo de corrosão quando atinge a armadura, podendo levar ao fim da vida útil da estrutura.

Estudos apontam que concretos com baixo consumo de cimento podem ter comportamento mecânico satisfatório, entretanto, para manter sua característica de material sustentável, devem obter também bom desempenho quanto a durabilidade para reduzir os custos de manutenção e aumentar a sua vida útil. Por isso, se faz necessário a avaliação de fatores que afetam o desempenho das estruturas, como a penetração de cloreto.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desse trabalho é avaliar o desempenho de concretos com baixo consumo de cimento Portland, utilizando adições minerais como substituição parcial ao cimento, em relação à durabilidade.

Objetivos Específicos:

1. Obter concretos com baixo consumo de cimento, baseando-se nos princípios de otimização granulométrica e dispersão dos finos;

2. Avaliar o desempenho mecânico destes concretos, nas idades de 7, 28 e 91 dias, por meio de ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade por ultrassom;
3. Verificar os valores de massa específica, índice de vazios, absorção por imersão e absorção por capilaridade destes concretos.
4. Verificar, em condição acelerada, a velocidade de transporte dos cloretos nas matrizes estudadas.
5. Avaliar o desempenho de concretos com consumo de cimentos menores do que os desenvolvidos neste trabalho em relação à penetração de cloretos.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está organizado em seis capítulos descritos a seguir.

No capítulo 1, justifica-se a importância da pesquisa proposta, apresenta-se os objetivos e a estrutura do trabalho.

No capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre a formulação de concretos com baixo consumo de cimento, que serviu como orientação no desenvolvimento da dosagem do concreto desta pesquisa.

No capítulo 3, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre a durabilidade do concreto, com foco em corrosão das armaduras, bem como os fatores que afetam o desencadeamento da corrosão pela ação dos cloretos.

No capítulo 4, descrevem-se os procedimentos metodológicos e os materiais utilizados na pesquisa.

No capítulo 5, são apresentados e analisados os resultados do trabalho, obtidos nas diversas fases da pesquisa.

No capítulo 6, que apresenta as considerações finais, sintetizam-se os principais resultados obtidos. Também são sugeridos trabalhos futuros para aprofundamento e prosseguimento da pesquisa.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE CONCRETO COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO

2.1 A PRODUÇÃO DE CONCRETO E O AQUECIMENTO GLOBAL

O concreto de cimento Portland é o material de construção mais usado, e o segundo material mais consumido no mundo, perdendo apenas para a água. Isto é devido à sua versatilidade, força e durabilidade (MAVROULIDOU *et al.*, 2015). O seu impacto ambiental está relacionado com a emissão de CO₂, causada pela produção do cimento (OLIVEIRA *et al.*, 2014; PROSKE *et al.*, 2014), que é responsável por 5% a 8% de todo CO₂ emitido pela humanidade (PROSKE *et al.*, 2014; REBMANN, 2016; SHARP, GARTNER e MACPHEE, 2010).

O aumento da produção de cimento é uma consequência do aumento do consumo do concreto e argamassa. Os altos níveis de emissões dos gases do efeito estufa associados à produção de cimento são motivos de preocupação (MILLER *et al.*, 2016).

A indústria da construção civil já apresenta ações para mitigar as emissões de CO₂ na produção do cimento. Estas emissões estão relacionadas principalmente à descarbonatação do calcário, ao consumo de combustível e de eletricidade (FLATT, ROUSSEL E CHEESEMAN, 2012; PROSKE *et al.*, 2014).

O cimento Portland é produzido inicialmente pela moagem de uma mistura com cerca de 80% de calcário e 20% de argila. Isso é então calcinado e queimado em temperaturas que atingem 1450 °C. A decomposição química do calcário é responsável pela grande liberação de CO₂ na produção de cimento. O clínquer é o material produzido no forno. A moagem deste clínquer, juntamente com cerca de 5% de sulfato de cálcio, até um pó com uma superfície específica de 300-1000 m²/kg gera o cimento Portland.

De acordo com Damineli (2013), a quantidade de CO₂ emitida varia de acordo com o forno utilizado para a calcinação do clínquer. Como a indústria do cimento tende a migrar para sistemas mais eficientes, há uma previsão de redução da emissão CO₂ / ton de clínquer em quase 40% até 2050 com relação às emissões de 2012. Porém, essa redução da emissão específica do clínquer será compensada pelo aumento na produção do cimento. Segundo Rebmann (2016), estima-se que o consumo de cimento, que em 2016 superava 4,6 bilhões de toneladas anuais, chegue aos 6 bilhões nas próximas décadas.

A estratégia mais popular para a redução dos impactos ambientais do concreto é a substituição do clínquer por adições ativas que são resíduos de outras cadeias produtivas, como as cinzas volantes, oriundas da queima de carvão mineral principalmente em termoelétricas, e a escória de alto-forno, gerada na produção do ferro-gusa (DAMINELI, 2013; OLIVEIRA *et al.*, 2014). Entretanto, em momentos de grande crescimento da demanda de cimento, os teores de substituição tendem a ser reduzidos, pois a produção do cimento aumenta mais rapidamente que a de aço e energia por queima de carvão mineral (OLIVEIRA *et al.*, 2014).

Apesar dos esforços, as estratégias atuais não são capazes de reduzir as emissões de CO₂ a níveis satisfatórios (DAMINELI, 2013). Neste cenário, surge como uma nova tática para diminuição dessas emissões, a redução do teor de cimento no concreto, mantendo-se o desempenho mecânico e de durabilidade.

2.2 PADRONIZAÇÕES SOBRE CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO

A durabilidade das construções é dependente das propriedades do concreto e do seu desempenho em diferentes tipos de agressividades ambientais. Garantir a maior durabilidade dessas construções é uma preocupação crescente na indústria da construção civil. Isso se deve aos seus elevados custos de reparo.

De acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2015), ensaios comprobatórios do desempenho de durabilidade da estrutura frente ao tipo e ao nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto com sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos na Tabela 2. 1. Onde a classe de agressividade I, corresponde ao ambiente rural ou submerso, a classe de agressividade II, ao ambiente urbano, a classe de agressividade III, ao ambiente de atmosfera marinha ou industrial, e por último, a classe de agressividade IV, que corresponde ao ambiente industrial quimicamente agressivo e zonas com respingos de maré.

Nas zonas de atmosferas marinhas, os concretos devem ter consumo mínimo de cimento Portland de 320 kg/m³, relação água/cimento máxima de 0,55 e a classe de resistência deve ser no mínimo de 30 MPa. Essas zonas são bastante agressivas devido ao elevado teor de cloretos em seu ambiente. De acordo com Meira e Padaratz (2002), no

âmbito da corrosão em estruturas de concreto armado em ambiente marinho, os cloretos assumem papel preponderante, acentuado pela sua ação pontual e penetrante, que acelera a perda de seção do aço.

Tabela 2. 1- Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto kg/m³	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360
CA Componentes e elementos estruturais de concreto armado. CP Componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: NBR 12655 (ABNT, 2015)

Apesar das recomendações da norma, alguns estudos indicam que concretos com consumo de cimento menores que os estabelecidos por essa, atendem aos requisitos de durabilidade e recomendam que estes critérios sejam revistos (ISAIA; GASTALDINI, 2009; REBMANN, 2011; DAMINELI, 2013)

2.3 DESEMPENHO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO

O maior impacto ambiental do concreto vem da emissão de CO₂, produzida na fabricação do cimento. A produção de concreto com baixo teor de ligante, que se baseia na otimização de sua composição, é uma estratégia para reduzir essas emissões e aumentar a sustentabilidade no setor da construção civil. Vários estudos têm demonstrado que a diminuição do teor de ligante na produção do concreto é uma alternativa viável.

Rebmann (2011) verificou que os concretos com baixo consumo de ligante apresentaram porosidade inferior aos concretos de referência, além de melhor desempenho mecânico e resultado satisfatório quanto ao ensaio de carbonatação acelerada.

Müller *et al.* (2014) utilizaram como filer, pó de quartzo para compensar a redução do teor de cimento. Avaliaram a durabilidade do concreto em relação ao congelamento, à carbonatação, à migração de cloretos e à absorção de água. Os resultados mostraram que concretos com um baixo teor de cimento podem atender aos requisitos de durabilidade.

Proske *et al.* (2014) avaliaram as propriedades do concreto, no estado fresco e endurecido, com substituição parcial do cimento Portland por cinza volante e filer calcário. Foi indicado que concretos com consumo de cimento, menor que 125 kg/m³, foram capazes de satisfazer as exigências habituais de trabalhabilidade e resistência à compressão (aprox. 40 MPa). E ainda, concretos com consumo de cimento de entre 150 kg/m³ e 170 kg/m³ obtiveram desempenho frente à carbonatação semelhante ou melhor do que os concretos convencionais.

Mavroulidou *et al.* (2015) realizaram ensaios para investigar as propriedades mecânicas do concreto em que cimento Portland foi substituído por cinzas volantes, metacaulim e magnésia reativa. Os resultados mostraram que as misturas que combinam esses materiais nas proporções com no máximo 20% de metacaulim, 20% de cinza volante e 10% de magnésia reativa, apresentaram um bom potencial para a substituição de elevadas proporções do cimento (até 50%), gerando concreto de boa qualidade em termos de resistência e durabilidade, e consequente melhoria do impacto ambiental.

2.3.1 Contribuição do filer calcário

Como pode ser percebido, para minimizar os impactos ambientais do concreto, parte do cimento Portland é substituído por finos como calcário, cinza volante ou escória. Considerando a disponibilidade dos materiais reativos, materiais inertes como o filer calcário devem ser preferidos (PROSKE *et al.*, 2014). Porém, de acordo com Lollini, Redaelli e Bertolini (2014), apesar dos avanços nas pesquisas, ainda não há um consenso sobre o efeito desta adição nas propriedades do concreto.

Alguns estudos avaliaram o desempenho de concretos em que se usam cimentos que contêm adições de calcário em diferentes teores. Neste cenário, Lollini, Redaelli e Bertolini (2014), concluíram que o uso de cimento Portland com 15% de calcário gerou uma redução na resistência à compressão do concreto. Já Elgalhud, Dhir e Ghataora (2016), indicaram que o teor de 15% de calcário incorporado ao cimento não prejudica o seu desempenho

mecânico. Para se obter melhor performance do concreto, utilizando cimento com maiores teores de calcário, é necessário reduzir o fator água/cimento. Dessa forma, Palm *et al.* (2016) relataram que concretos feitos de cimentos com 50% de calcário, e relação água/cimento de 0,35 apresentaram desempenho superior ao concreto feito com cimento sem adição, e fator água/cimento de 0,5.

Alguns estudos realizados em que se utiliza filer calcário em substituição parcial do cimento durante a produção do concreto, os resultados indicaram que as misturas apresentaram melhor trabalhabilidade e maior resistência à compressão do que os concretos de referência (DAMINELI, 2013; HUANG *et al.*, 2017). Para isto, houve uma otimização da pasta e empacotamento dos agregados.

Alguns autores relatam que o filer calcário apesar de ser considerado um material inerte, podem reagir com a fase C₃A do clínquer, formando carboalumintatos (BONAVETTI, RAHHAL E IRASSAR, 2001; VOGLIS *et al.*, 2005). Além do C₃A, o filer calcário pode influenciar na fase inicial de hidratação do C₃S e C₄AF (STARK, FREYBURG, E LÖHMER, 1999). Desta forma, influencia no desempenho mecânico do concreto nas primeiras idades. A menor presença de C₃A no cimento, pode gerar uma reatividade insignificante do filer calcário, mesmo assim, este pode contribuir com a resistência, fornecendo mais superfícies para produtos de nucleação e hidratação (HUANG *et al.*, 2017).

A contribuição do filer calcário no empacotamento da matriz cimentícia depende de sua distribuição granulométrica (PROSKE *et al.*, 2014) e da sua área superficial específica BET (PALM *et al.*, 2016). Além destas características, segundo Damineli (2013), o fator de forma do filer contribui para um melhor comportamento reológico da pasta, com baixa viscosidade e tensão de escoamento.

Em sua pesquisa, Damineli (2013), estudou diferentes tipos de finos (calcário, granito, quartzo), e verificou que o filer calcário apresenta pouca rugosidade superficial e poucos vértices pontiagudos em suas partículas, sendo portanto, o filer com menor fator de forma. Essas características do material que proporcionam melhor reologia para mesma relação a/c, permitem maiores reduções do teor de água, aumentando a eficiência no uso dos ligantes.

2.3.2 Indicadores de baixo consumo de cimento

Diante de vários estudos sobre concreto com baixo teor de cimento, surgiu a necessidade de medir a eficiência desse concreto por meio de indicadores de desempenho do uso de ligantes. Esses indicadores possibilitam estimar sua eficiência e assim, verificar se o concreto com baixo uso de ligante está realmente contribuindo para um menor impacto ambiental. Como o aquecimento global é o maior impacto gerado pelo concreto, Damineli *et al.* (2010) propuseram um indicador de Intensidade de CO₂ (IC) que relaciona a quantidade de CO₂ emitida, em kg.m⁻³, para proporcionar uma unidade de resistência à compressão, em MPa. A quantidade emitida de CO₂ pode ser baseada pela quantidade de clínquer no cimento, sendo estimado que 1 tonelada de clínquer, emite 1 tonelada de CO₂. Estes autores também propuseram um indicador de Intensidade de Ligante (IL) que relaciona o consumo total de ligante do concreto, em kg.m⁻³, com a resistência à compressão, em MPa.

Damineli *et al.* (2010) realizaram um levantamento na bibliografia nacional e internacional e relataram que o IL mínimo observado foi de aproximadamente 5 kg.m⁻³/MPa, em concretos com resistência acima de 50 MPa. Para concretos com resistência abaixo de 50 MPa o IL mais comum foi em torno de 10 kg.m⁻³/MPa. Apenas aproximadamente 2,2% dos concretos catalogados foram produzidos utilizando-se menos do que 250 kg/m³ de ligantes totais. Isso é provavelmente devido aos teores mínimos de cimento estabelecido nas normas técnicas.

2.4 FORMULAÇÃO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO

Para a elaboração do concreto com baixo consumo de cimento Müller *et al.* (2014) afirmam que o material deve exibir trabalhabilidade suficiente para baixos teores de água. Para isso, a otimização da densidade de empacotamento dos constituintes granulares forma um passo chave nesse processo de desenvolvimento da mistura. Proske *et al.* (2014) citam três princípios básicos que devem ser seguidos: otimização do volume da pasta; redução do teor de água e de cimento na pasta do concreto; e seleção de cimento que deve ter o impacto ambiental tão baixo quanto possível e, ao mesmo tempo com classe de alta resistência. Damineli (2013) cita dois meios para reduzir a quantidade de cimento no concreto: diminuição do teor de pasta no concreto; e diminuição do teor de cimento na pasta.

2.4.1 Empacotamento de agregados

A diminuição do teor de pasta no concreto pode ser obtida pelo empacotamento dos agregados, pois, assim, haverá menos vazios entre os mesmos a serem preenchidos por esta (DAMINELI, 2013).

Pode-se dizer que um empacotamento denso consiste em uma estrutura de partículas grandes cujos interstícios são preenchidos por partículas menores, criando novos interstícios que serão preenchidos por partículas ainda menores, e assim sucessivamente. Este empacotamento é diretamente influenciado por alguns fatores, como a correta seleção de tamanhos, o formato e a rugosidade superficial das partículas (ORTEGA *et al.*, 1997).

Mehdipour e Khayat (2016) corroboram com a ideia de que para a produção do concreto com baixo consumo de cimento é necessário aumentar a densidade de empacotamento dos agregados. Segundo os autores, para um determinado volume de pasta, um aumento na densidade de empacotamento dos agregados pode melhorar a trabalhabilidade, devido ao aumento da espessura de pasta em excesso que envolve as partículas dos agregados. Ou seja, para uma dada trabalhabilidade, um aumento na densidade de empacotamento dos agregados pode reduzir o teor mínimo de pasta de cimento necessário para preencher os vazios intergranulares.

O empacotamento das partículas vem sendo pesquisado há muito tempo. Kepler, em 1611, estudou o melhor arranjo para esferas de igual tamanho (SOBOLEV E AMIRJANOV, 2004). Em 1892, Féret publicou o primeiro tratado sobre o empacotamento de partículas em concreto, apresentando a possibilidade da seleção de agregados adequados, a relação entre a porosidade do material e sua resistência à compressão. (CASTRO E PANDOLFELLI, 2009). De Larrard (1999) desenvolveu uma ferramenta de dosagem conhecida como Modelo de Empacotamento Compressível (MEC), que se baseia na seleção de constituintes que forneçam a maior compacidade da mistura granular. O'Reilly Díaz (1998) também segue os princípios do empacotamento de partículas, visando à diminuição do consumo de cimento. De acordo com Tutikian e Helene (2011), os métodos de dosagens de O'Reilly e de De Larrard não são de fácil aplicação, por depender de programas computacionais e de extenso programa experimental.

Segundo Gomes e Barros (2009) a dosagem de concretos utilizando a formulação do MEC segue três etapas. A primeira, é a caracterização dos constituintes para elaborar um

banco de dados com as suas propriedades. Na segunda etapa, é realizada a organização do esqueleto granular dos agregados com o melhor empacotamento. A terceira etapa consiste no ajuste da quantidade de pasta da mistura de acordo com as propriedades desejadas para o concreto fresco e endurecido.

Uma das formas de determinar o melhor empacotamento entre os agregados disponíveis é por meio dos modelos de empacotamento, que estabelecem curvas granulométricas ideais que conduzem a um máximo empacotamento. Esses modelos expressam a distribuição granulométrica de um material granular através da percentagem de partículas menores do que determinado tamanho.

De acordo com Pereira (2010), o modelo de Fuller e Thompson (1907), expresso na Equação 2.1, é também conhecido como modelo de Andreasen para $q=0,37$, e gera a máxima densidade dos agregados.

$$\frac{CPFT}{100} = \left(\frac{D}{D_L} \right)^q \quad (2.1)$$

CPFT= Porcentagem de partículas menores do que D;

D= diâmetro da partícula da distribuição;

D_L= diâmetro da maior partícula da distribuição;

q= módulo ou coeficiente de distribuição.

O modelo de Andreasen admite que em uma distribuição existem partículas sucessivamente menores, e assume que a inexistência de um diâmetro mínimo de partícula, em que CPFT se iguala a zero, não altera significativamente a densidade de empacotamento (ORTEGA *et al.*, 1997).

O modelo de Alfred ou Andreasen modificado (DINGER; FUNK, 1992) descrito na Equação 2.2, introduz o tamanho mínimo de partículas com relação ao modelo original de Andreasen. Seu valor máximo de empacotamento também é obtido com $q=0,37$.

$$\frac{CPFT}{100} = \frac{D^q - D_S^q}{D_L^q - D_S^q} \quad (2.2)$$

D_S= diâmetro da menor partícula da distribuição.

A maior quantidade de grãos com diferentes diâmetros pode permitir o preenchimento de vazios entre partículas grandes por partículas menores, de forma que a porosidade intergranular diminui em tamanho e volume. A proporção entre os diâmetros dessas partículas é de grande importância, pois quando o quociente entre o diâmetro dos

grãos maiores com o diâmetro dos grãos menores é muito pequeno, ou seja, eles têm tamanhos próximos, os grãos menores podem promover o afastamento entre os grãos grossos, havendo aumento da porosidade (DAMINELI, 2013; OLIVEIRA *et al.*, 2000).

A zona de transição interfacial, que representa a região interfacial entre as partículas de agregado grossos e a pasta de cimento, é uma fina camada ao redor do agregado e geralmente é mais fraca do que qualquer um dos dois componentes do concreto e, portanto, exerce grande influência no comportamento mecânico do concreto. É considerada uma zona de fraqueza, tanto em termos de força como em termos de permeabilidade de fluídos (NEMATI E GARDONI, 2005). Isso é devido ao “efeito parede”, que é o modo pelo qual as partículas maiores interagem com as menores em suas superfícies (DAMINELI, 2013). Esse efeito é acentuado pela menor relação entre os diâmetros das partículas maiores com os das menores. Ou seja, distribuições granulométricas contínuas aumentam o “efeito parede”.

Alguns fatores podem alterar o empacotamento de um conjunto de partículas. A morfologia destas tem grande influência neste empacotamento. Quanto menos esférica for a partícula, menor será a densidade de empacotamento devido ao atrito entre as superfícies irregulares destas partículas, e quanto menor o tamanho das partículas irregulares, maior será esse efeito devido à maior área superficial específica. A porosidade interna das partículas também altera a densidade do material. Partículas com porosidade aberta perturbam o empacotamento devido ao seu formato irregular, levando a misturas com menores densidade de empacotamento (Oliveira *et al.*, 2000).

Nos modelos de empacotamento em geral, não são consideradas algumas características dos agregados, como a sua forma, angulosidade e características de continuidade ou descontinuidade da curva. Uma opção para se obter a máxima compacidade, é por meio do empacotamento experimental.

O empacotamento experimental, também denominado de método das misturas sucessivas, visa realizar misturas experimentais entre os diversos agregados e calcular o índice de vazios obtido, na busca por minimizá-lo (REBMANN, 2011).

Segundo Gomes e Barros (2009), no método de dosagem de concretos autoadensáveis de Gomes, Gettu, e Agulló (2003), o esqueleto granular é obtido experimentalmente medindo-se a densidade de misturas de agregados secos não compactados e escolhendo-se a mistura com a maior densidade e menor teor de vazios.

Para realizar a mistura, geralmente parte-se do agregado de maior dimensão e sucessivamente acrescentam-se porções maiores de um segundo agregado. Para cada mistura calcula-se o índice de vazios. Uma vez obtida a mistura que gere o maior empacotamento pode-se utilizá-la para realizar um novo processo com um terceiro agregado, menor ainda, e assim sucessivamente (REBMANN, 2011). As proporções obtidas entre os agregados são consideradas adequadas, uma vez que o procedimento leva em conta forma, textura, densidade e granulometria dos agregados. (GOMES E BARROS, 2009).

O volume de vazios após o empacotamento deve ser preenchido por um volume suficiente de pasta de cimento. De acordo com Damineli (2013), se o teor de matriz é menor do que os vazios entre os agregados, o concreto não flui, pois não há matriz para promover o afastamento dos agregados. Quando o teor de matriz é maior do que os vazios entre os agregados, a fluidez ocorre sem segregação, pois com teores menores de água a matriz já é suficiente para afastar os agregados, promovendo a fluidez. Em situação de teor de matriz muito próximo do volume de vazios entre os agregados, verifica-se uma situação intermediária de segregação. Assim, quanto menor os vazios intergranulares entre os agregados, menor poderá ser o teor de matriz de uma dosagem, o que aumenta a eficiência do uso dos ligantes.

2.4.2 Otimização da matriz cimentícia

O desempenho da pasta do cimento no concreto está relacionado a diversos fatores, sendo a porosidade da pasta, o dominante. Esta porosidade depende dos parâmetros da mistura, como o fator água/cimento e empacotamento das partículas finas.

Pastas com baixo fator água/cimento apresentam menor porosidade, e consequentemente, melhor desempenho no concreto. Para reduzir ao máximo o teor de cimento na pasta sem perder resistência, é importante que a quantidade de água também seja reduzida ao máximo possível. O uso de aditivos plastificantes ou superplastificantes, redutores de água, fornecem as condições necessárias para reduzir o fator água/cimento da mistura, mantendo sua trabalhabilidade.

As partículas de cimento tendem à se aglomerarem quando entram em contato com a água devido às forças de van de Waals, forças eletrostáticas e fortes interações envolvendo as moléculas de água ou hidratos (CASTRO E PANDOLFELLI, 2009; FLATT, 2004). Os aglomerados formados aprisionam grandes quantidade de água da mistura e ar, aumentando

o consumo de água, e ainda podem se comportar como uma grande partícula de cimento, o que modifica a distribuição granulométrica e diminui a eficiência dos ligantes pois a área superficial disponível para reações pozolânicas e de hidratação que será efetivamente utilizada é diminuída. Portanto, influenciam na microestrutura do material, gerando produtos com maior incidência de defeitos. Em um sistema de pasta de cimento com muitos aglomerados, os produtos cristalinos de hidratação são diferentes quando comparados a um sistema bem disperso. Assim, os aglomerados devem ser eliminados, buscando sempre suspensões dispersas. Isto pode ser realizado pela ação dos superplasticificantes, que são eficientes na desaglomeração das partículas do cimento e permitem a redução de água na pasta devido à sua ação dispersante (CASTRO E PANDOLFELLI, 2009; DAMINELI, 2013; MEHTA E MONTEIRO, 2008).

Para garantir que a pasta esteja sob uma boa condição de escoamento para uma dada relação água/aglomerante e uma dada combinação de materiais cimentícios, é necessário encontrar a dosagem apropriada de aditivo a ser incorporado. Quando o teor do superplasticificante é suficiente para exibir um escoamento adequado, o efeito de uma adição posterior é insignificante e poderá até diminuir o escoamento e levar a problemas de retardamento de pega. Este valor, conhecido como ponto de saturação, é tomado como a dosagem máxima do aditivo (CASTRO, 2007).

Assim como a eficiência de um aditivo depende de sua correta dosagem, outros fatores também influenciam no seu desempenho, tais como a composição química do próprio aditivo e do cimento, os componentes e proporção da mistura. Sua eficiência também está condicionada pelas técnicas de mistura e transporte, pela metodologia de incorporação, pelas condições ambientais e por uma total compreensão de todas as vantagens que podem ser obtidas com o seu uso (CASTRO E PANDOLFELLI, 2009).

No método de Gomes, Gettu, e Agulló, (2003), a dosagem de superplasticificante é determinada em pastas com quantidade de cimento, água e filer predefinidos, através do ensaio do cone de Marsh. Este procedimento consiste em introduzir um litro de pasta no cone e medir o tempo (T) necessário para que 500 ml de pasta passe pela abertura inferior de saída do cone. Esse tempo de fluxo se apresenta como um parâmetro inverso da fluidez da pasta. Variando o teor de superplasticificante na pasta, tem-se diferentes valores de T. O ponto de saturação é determinado como o ponto em que o teor de aditivo corresponde a um

ângulo interno de $140^\circ \pm 10^\circ$ na curva $\log T$ versus teor de aditivo (GOMES E BARROS (2009).

O ensaio conhecido como mini-slump ou ensaio de Kantro também é utilizado para verificar o comportamento da pasta para diferentes teores de aditivos. O ensaio consiste em introduzir uma quantidade de pasta necessária para preencher o mini-slump, levantar o equipamento cuidadosamente, deixando-a escoar e medir o diâmetro de extensão final da pasta. A curva teor de aditivo versus espalhamento indica qual o teor ótimo de superplasticificante. Sendo este, o teor de aditivo a partir do qual não ocorre mais aumento significativo no espalhamento (KANTRO, 1980).

O uso de superplasticificantes para reduzir o consumo de água também ajuda a reduzir a porosidade na zona de interface matriz-agregado. Adicionalmente o uso de adições minerais é especialmente indicado para melhorar as propriedades desta região e refinar a estrutura de poros da pasta de cimento (REBMANN, 2011). As adições podem ser ativas, que desenvolvem ação química, ou não ativas, que desenvolvem apenas ação física. Dessa forma, podem aumentar a resistência mecânica do concreto devido a reações pozolânicas ou apenas promovendo o refinamento dos poros (MORAES, ISAIA E GASTALDINI, 2000).

O efeito de empacotamento é significativo no caso de adições muito finas. De acordo com Damineli (2013), o empacotamento dos finos com faixa granulométrica entre $1\mu\text{m}$ e $25\mu\text{m}$ (igual aos cimentos mais comuns) é ainda pouco explorado, mas uma das mais promissas do ponto de vista de empacotamento de partículas.

Segundo Jerônimo (2014), o uso das adições pozolânicas é benéfico aos concretos porque consome o hidróxido de cálcio formado durante a hidratação do cimento e o transforma em silicato de cálcio hidratado. Isto é uma vantagem, pois o hidróxido de cálcio produzido na hidratação do cimento é um produto solúvel e pode ser lixiviado, deixando a estrutura porosa e resultando na diminuição da resistência e aumento de sua permeabilidade. A combinação dos efeitos pozolânico e filer decorrentes da reação pozolânica representa uma contribuição importante para a resistência e durabilidade da pasta endurecida frente a meios agressivos.

Portanto, as adições minerais modificam as propriedades físicas e mecânicas do concreto, melhorando a ação ligante do cimento e reduzindo a porosidade do concreto no estado endurecido. Dessa forma, contribuem para o aumento da durabilidade do material

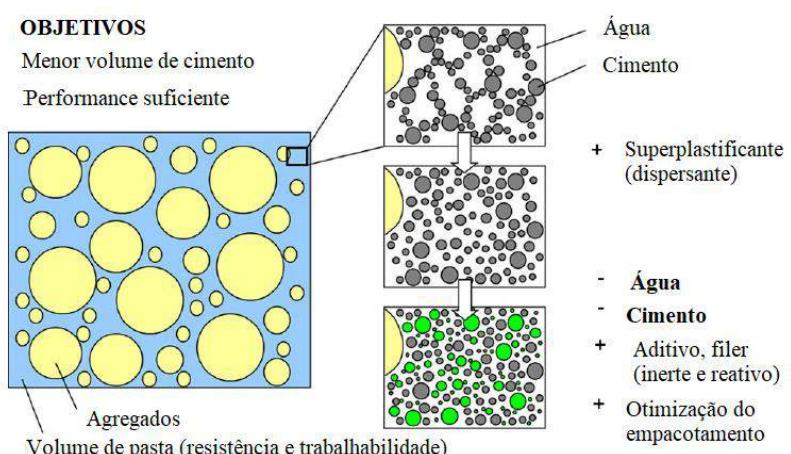
frente à ação de agentes agressivos, como íons sulfatos e cloretos (CASTRO E PANDOLFELLI, 2009; DUVAL E KADRI, 1998)

Segundo Dal Molin (2011), devido à grande área superficial e a tendência de se aglomerarem, os finos podem elevar o consumo de água. O avanço na tecnologia dos aditivos plastificantes e superplastificantes resolvem esse problema, permitindo aumentar o seu uso em pastas cimentícias.

O superplastificante pode reduzir a demanda de água na camada de superfície, mas não a quantidade de água de preenchimento. Ou seja, existe uma redução máxima da quantidade de água (ZHANG *et al.*, 1996). Além disso, os diferentes tipos de adições na pasta, podem responder de formas distintas aos dispersantes utilizados. Por esse motivo, é importante que se analise o comportamento da pasta de cimento Portland com diferentes proporções de adições minerais para os diversos teores de aditivos.

Em resumo, a aplicação de superplastificantes de alto desempenho aumenta a dispersão e a densidade de empacotamento real das partículas finas de sólidos. A otimização da distribuição de tamanho de partícula também leva a um menor volume de água requerido e menor permeabilidade. Isso permite reduzir a proporção água/finos na mistura, proporcionando ainda uma capacidade de trabalho suficiente. Com base na diminuição do teor de água, juntamente com um aumento na resistência e durabilidade, a redução do teor de cimento é possível. O correspondente volume de cimento e água é substituído por finos como calcário, cinzas volantes ou escória (PROSKE *et al.*, 2014). Essa situação é ilustrada na Figura 2. 1.

Figura 2. 1- Otimização da mistura para concretos com baixo teor de cimento.



Fonte: Adaptada de Proske *et al.* (2014).

3 DURABILIDADE DO CONCRETO

3.1 QUALIDADE, DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

A resistência mecânica do concreto foi considerada, por muito tempo, como indicador da qualidade desse material. Entretanto, em determinados ambientes, é possível ocorrer a deterioração prematura das estruturas de concreto, mesmo quando ele apresenta elevada resistência mecânica. Isso ocorre por diversos fatores que afetam a durabilidade da estrutura, ressaltando a importância do controle de qualidade da construção como um todo.

A qualidade de um produto pode ser considerada como a capacidade de atender a determinadas necessidades nas condições de uso previstas, devendo satisfazer as condições de segurança, higiene, conforto, funcionalidade, durabilidade e economia, dentre outras. O controle da qualidade consiste, basicamente, num conjunto de técnicas operacionais e atividades desenvolvidas com o intuito de garantir que o produto final atenda aos requisitos da qualidade que lhe são impostos por especificações previamente estabelecidas (BRANDÃO, 1998).

Atualmente, tem-se consciência que projetistas de estruturas devem avaliar as características de durabilidade dos materiais de construção com tanta atenção quanto outros aspectos, como propriedades mecânicas e custo inicial (MEHTA E MONTEIRO, 2008).

A durabilidade do concreto pode ser definida como a sua capacidade de resistir à ação de intempéries, ataque químico, abrasão, ou qualquer outro processo de deterioração (ACI 201.2R, 2008).

De acordo com Mather (2004), a durabilidade não é um atributo do concreto, mas é uma conclusão a respeito desse material num ambiente de serviço específico. Um concreto é durável se, em seu ambiente, tiver proporcionado a vida de serviço desejada, sem custos excessivos para manutenção e reparo por degradação ou deterioração.

Em outras palavras, um concreto durável preservará sua forma, qualidade e capacidade de uso originais quando exposto ao ambiente de uso para o qual foi projetado (MEHTA E MONTEIRO, 2008).

Segundo Mehta e Monteiro (2008), uma vida útil longa é sinônimo de durabilidade. Um material atinge o fim de sua vida útil quando suas propriedades, sob determinadas

condições de uso, se deterioraram de tal forma que não é mais seguro e econômico continuar a utilizá-lo.

De acordo com a EN 13823 (ISO, 2008), entende-se por vida útil o período de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer um dos seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho de projeto sem ações imprevistas de grandes reparos.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define como vida útil de projeto o período de tempo no qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que os requisitos de uso e manutenção previstos sejam atendidos, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais. Segundo a mesma norma, o conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Ou seja, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

A questão da vida útil das estruturas de concreto deve ser enfocada de forma holística, sistêmica e abrangente, envolvendo equipes multidisciplinares. Deve também ser considerada como resultante de ações coordenadas e realizadas em todas as etapas do processo construtivo: concepção, planejamento, projeto, materiais e componentes, execução propriamente dita e principalmente durante a etapa de uso da estrutura (MEDEIROS, ANDRADE E HELENE, 2011).

Além disso, Kuosa *et al.* (2014) afirmam que o desempenho do concreto é tradicionalmente baseado na avaliação do efeito de um único mecanismo de degradação. No campo, no entanto, o concreto é afetado simultaneamente por vários mecanismos de degradação, possivelmente com um efeito sinérgico sobre o seu desgaste. Por isso, uma abordagem holística deve ser adotada para prever a deterioração.

Portanto, pode-se dizer que a previsão da vida útil não é trivial, pois deve considerar a integração de diversos fatores que afetam a durabilidade da estrutura. Segundo Medeiros, Andrade e Helene (2011), esses fatores podem ser divididos em três grandes grupos: o primeiro referente ao processo de projeto, à produção e ao uso da estrutura; o segundo referente às características do concreto e um terceiro relativo à agressividade do ambiente.

3.2 AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE E O PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e de outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

A agressividade ambiental pode ser classificada de acordo com o risco que ela representa para a durabilidade do concreto ou da armadura. A classificação dessa agressividade deve considerar o macro e o microclima atuantes na estrutura ou suas partes. A Tabela 3.1 apresenta as classes de agressividades para o tipo de ambiente considerado no projeto.

Tabela 3.1 Classes 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 ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda para ambientes internos secos.

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda 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.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

O ambiente rural apresenta baixas concentrações de agentes agressivos, dessa forma, não causa risco de deterioração da estrutura. Já o ambiente urbano está sujeito a chuvas ácidas, elevados teores de gás carbônico, e outros agentes agressivos, que podem causar a

degradação do concreto e, em especial, corrosão das armaduras. O ambiente marinho tem maior grau de agressividade devido as elevadas concentrações de cloretos, responsável pela iniciação e propagação da corrosão das armaduras. Em ambientes com respingos de maré, a agressividade é ainda maior, pois o processo de molhagem e secagem acelera a penetração dos íons cloreto e sua ação danosa. Para o ambiente industrial deve-se levar em consideração o microclima de acordo com os produtos presentes naquele ambiente, como fertilizantes, e outros produtos químicos.

Segundo Meira (2017), a quantidade de agentes agressivos no ambiente tem influência significativa no período de iniciação da corrosão. A velocidade de avanço da frente de carbonatação aumenta com a elevação do teor de CO₂ quando este sobe de níveis próximos da concentração natural do ar até uma concentração de 10%. Em ambientes com maiores teores de cloretos, há um aumento da concentração média deste elemento no concreto.

A abordagem em termos de projetos passa pela definição do ambiente no qual a estrutura está inserida. A partir desta classificação, uma série de prescrições deve ser atendidas, como resistência à compressão mínima, cobrimento e consumo de cimento mínimos, relação água/cimento máxima, especificação de tipos de cimentos e limitação de presença de alguns materiais na fabricação do concreto (REBMANN, 2011). A abordagem da NBR 6118 (ABNT, 2014) é limitada. No cenário internacional há outras normas mais detalhadas, a exemplo da EHE-08 da Espanha.

Segundo Medeiros, Andrade e Helene (2011), grande parte das obras já construídas e em operação no Brasil fez uso de um concreto não recomendável para aquele ambiente, e compensou com outras medidas protetoras e preventivas, além de posteriores manutenções para assegurar a vida útil compatível com as expectativas dos usuários. Porém, cabe ressaltar, que do ponto de vista econômico todas as medidas visando durabilidade, tomadas em nível de projeto e dosagem do concreto são mais convenientes, seguras e econômicas do que medidas protetoras tomadas posteriormente. Vale lembrar que os custos de intervenção na estrutura para atingir certo nível de durabilidade e proteção crescem progressivamente quanto mais tarde for essa intervenção.

3.3 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO RELACIONADAS À DURABILIDADE

3.3.1 Porosidade

Juntamente com as condições ambientais nas proximidades das superfícies expostas de concreto, a estrutura dos poros e a configuração das fissuras são os principais parâmetros envolvidos nos processos de deterioração do concreto. A porosidade e a fissuração se destacam como principais características condicionantes da vulnerabilidade do concreto ao ataque por processos químicos e físicos (BRANDÃO, 1998).

A porosidade tem relação direta com a velocidade de transporte de agentes agressivos (MEIRA, 2017). Em uma pasta densa, a entrada desses agentes é dificultada, tendo sua ação danosa limitada à superfície, progredindo lentamente para o interior. Uma pasta porosa favorece a penetração dos mesmos, acelerando o ataque no interior da pasta e deteriorando mais rapidamente o concreto.

A redução da porosidade do concreto, que dificulta a entrada de agentes agressivos, é uma solução simples para aumentar a sua durabilidade. É possível reduzir os vazios no concreto usando baixa relação água/cimento, consumo adequado de cimento e realizando uma cura eficiente, pois se esta for curta ou mal conduzida, a hidratação ocorre de forma deficiente e a porosidade do material aumenta. O uso de adições minerais, sílica ativa, cinza volante, metacaulim e escória de alto forno também pode reduzir a porosidade da matriz e contribuir para redução da velocidade de transporte de agentes agressivos (MEIRA, 2017).

No concreto armado, além da porosidade do material, as zonas de transição entre o agregado e a pasta, bem como entre o concreto e o aço influenciam a sua durabilidade. Pois, a existência de microfissuras nas zonas de transição facilita o transporte de agentes agressivos nestas áreas. Um passo chave para reduzir a microfissuração nessas áreas, é dar a devida atenção à dimensão e granulometria do agregado, às deformações causadas por retrações térmicas e por secagem ou por um carregamento prematuro e/ou excessivo (MEHTA E MONTEIRO, 2008).

3.3.2 Propriedades mecânicas

A resistência à compressão é o principal parâmetro de estudo no concreto. De acordo com Chagas (2011), quando o concreto está sob compressão uniaxial e os grãos dos agregados graúdos são mais rígidos e resistentes que a matriz de argamassa, estes provocam o aparecimento de tensões transversais de tração, perpendiculares ao campo de compressão aplicado. O resultado é uma microfissuração generalizada, com fissuras orientadas segundo a direção do campo de compressão. Segundo Pereira (2010), para concreto de alto desempenho, a transferência de tensões entre o agregado e a pasta é muito mais efetiva em decorrência da densificação da zona de transição.

Nesse tipo de ruptura, sob tensão uniaxial, as fissuras na matriz do concreto de baixa ou média resistência se iniciam quando estão sob aproximadamente 50% da tensão máxima de ruptura. Essas fissuras aumentam gradativamente com o aumento da tensão de compressão.

O concreto é pouco resistente à tração e por isso, geralmente, é armado nas regiões onde se desenvolve esse tipo de tensão. Esta também pode gerar fissuras e o controle do processo de fissuração é necessário para evitar a penetração de agentes agressivos.

A resistência à tração varia com a resistência à compressão, porém, elas não crescem na mesma proporção. A resistência à compressão é mais influenciada pela proporção de matriz e agregados do que a resistência à tração, e segundo Pereira (2010), a porosidade parece ter mais influência na resistência à compressão do que à tração. De acordo com Neville (1997), a resistência à tração tende a ser maior quando se utiliza um agregado de menor dimensão, devido ao aumento da tensão de aderência na pasta entre o cimento e o agregado.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), existe uma relação inversa entre porosidade e resistência. É válida a relação direta entre o fator água/cimento e a resistência do concreto, pois este afeta a porosidade da matriz e da zona de transição na interface entre a matriz e o agregado graúdo.

A diminuição da porosidade dos concretos melhora o seu desempenho mecânico. Segundo Pereira (2010), além de influenciar as resistências à tração e à compressão, a porosidade também influencia o módulo de elasticidade do concreto.

O módulo de elasticidade do concreto é uma grandeza mecânica que relaciona a tensão aplicada sobre um corpo e a deformação específica imediata nele verificada (PACHECO *et al.*, 2014). O concreto de alta resistência e o concreto convencional apresentam um comportamento diferente da curva que relaciona tensão com a deformação do material submetido à compressão uniaxial (PEREIRA, 2010). Isso pode ocorrer devido a diferenças na zona de transição, já que o concreto convencional pode apresentar maior porosidade e microfissuras na interface entre o agregado e a matriz.

As propriedades mecânicas do concreto são fortemente influenciadas pela composição e características de seus constituintes. Outros fatores que influenciam na resistência do concreto são o grau de compactação e as condições de cura, pois estes estão relacionados com a porosidade do concreto, que é o fator mais determinante.

Apesar da forte relação entre a resistência e porosidade, não se deve utilizar a resistência como único parâmetro para indicar o desempenho do concreto quanto a sua durabilidade. Pois, mesmo que o concreto apresente boa resistência mecânica, dependendo do tipo de agressividade a qual esteja submetido, este material pode ser permeável o suficiente para permitir a entrada de agentes agressivos, que iniciarão o processo de deterioração precoce da estrutura.

3.3.3 Potencial alcalino e capacidade de fixação de cloretos na matriz

A corrosão das armaduras é uma das principais manifestações patológicas que ocorre nas estruturas de concreto armado. Esse problema é desencadeado pela presença de CO₂ e cloretos. Nesse cenário, o potencial alcalino e a capacidade de fixação de cloretos na matriz são fatores importantes para retardar o início da corrosão.

De acordo com Meira (2017), o potencial alcalino representa a reserva de alcalinidade que o material cimentício tem, seja em sua fase líquida ou sólida. Funciona como uma reserva frente à redução da alcalinidade resultante da carbonatação e frente ao teor crítico de cloretos. Dessa forma, para concretos com mesmo nível de porosidade, a frente de carbonatação avança mais rápido naquele que apresenta menor potencial alcalino. Além disso, o concreto com maior oferta de hidroxilas terá maior tolerância à presença de cloretos, pois para uma mesma relação [Cl⁻]/[OH⁻], são necessários mais cloretos para realizar a despassivação da armadura.

Segundo Rasheeduzzafar *et al.* (1990) apud Meira (2017), os cimentos com maior quantidade de aluminatos têm a tendência de fixar maior quantidade de cloretos, formando cloro-aluminatos. Como só os cloretos livres se movem na rede porosa, a fixação desses íons pelos aluminatos diminui a velocidade de transporte deles na matriz de concreto.

O uso de adições pode reduzir a porosidade, como já foi dito anteriormente. Porém, é importante que a redução de porosidade prevaleça em relação à redução do potencial alcalino e à capacidade de fixação dos cloretos nas dosagens com essas adições. Isso faz com que a vantagem do uso das adições minerais seja mais pronunciada para adições mais ativas e dosagens com relações água/aglomerante mais baixas (MEIRA, 2017).

3.4 CAUSAS DE DETERIORAÇÃO NO CONCRETO

Diversas são as causas de deterioração no concreto. Mehta e Monteiro (2008) classificaram essas causas em físicas e químicas. Sendo as causas físicas atribuídas ao desgaste superficial devido à abrasão, erosão e cavitação, e fissuração devida a variações normais de temperatura e umidade, cristalização de sais nos poros, e exposição a temperaturas extremas, como congelamento ou fogo. As causas químicas são atribuídas à hidrólise de componentes da pasta por água mole, reações de troca catiônica entre fluídos agressivos e a pasta de cimento, e reações químicas que formam produtos expansivos, como no caso de ataque por sulfato, reação álcali-agregados e corrosão da armadura do concreto. Sabe-se que, na prática, as duas frequentemente ocorrem de forma simultânea, e ainda, uma pode facilitar a ação da outra.

Segundo Brandão (1998), de forma geral, os mecanismos de deterioração química são desencadeados por agentes agressivos que penetram no concreto. Em concentrações acima de certos limites de tolerância esses agentes podem causar danos significativos ao material. O caráter e a intensidade dos efeitos das ações químicas na deterioração do concreto dependem tanto da composição química quanto da estrutura interna da pasta endurecida.

Brandão (1998) afirma que ataques por agentes biológicos também são um mecanismo de degradação do concreto. Esse é o caso que ocorre em tubulações de esgoto. Nestes locais, as bactérias desencadeiam reações que originam o ácido sulfúrico, altamente nocivo à integridade da pasta de cimento. Além desse exemplo, tem-se os casos de proliferação de parasitas e raízes de plantas, que podem gerar forças internas capazes de provocar fissuração.

Além da presença de compostos agressivos (CO_2 , sais, cloretos, sulfatos, ácidos, etc.) a presença de água é fundamental para a ocorrência da maior parte dos fenômenos de degradação, seja como veículo de condução, seja como solvente, seja como parte das reações químicas ou por meio de fenômenos físicos como a sua expansão ao se solidificar ou gerar alta pressão ao passar ao estado gasoso (REBMANN, 2011).

A corrosão de armaduras no concreto é uma das grandes responsáveis pela deterioração de estruturas de concreto, levando a redução da sua vida útil e sendo considerada o mecanismo de degradação mais comum no concreto, segundo John *et al.* (2002). Em função disso, esse mecanismo de degradação será discutido mais detalhadamente nas seções seguintes.

3.5 CORROSÃO NAS ARMADURAS DE CONCRETO

O processo de corrosão do aço no concreto envolve primeiramente o transporte de agentes agressivos para o interior do concreto. Quando estes agentes atingem as armaduras, podem alterar as condições de estabilidade do aço, seguindo-se da instalação da célula de corrosão e sua propagação (MEIRA, 2004).

O concreto oferece ao aço uma dupla proteção: uma física, separando o aço do contato direto com o meio externo; e uma química, conferida pela película passivadora que envolve o aço (MEIRA, 2004).

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), essa película é formada por óxidos de ferro, que se torna fortemente aderente à superfície do aço em meio alcalino, fazendo do aço um material passivo no tocante à corrosão.

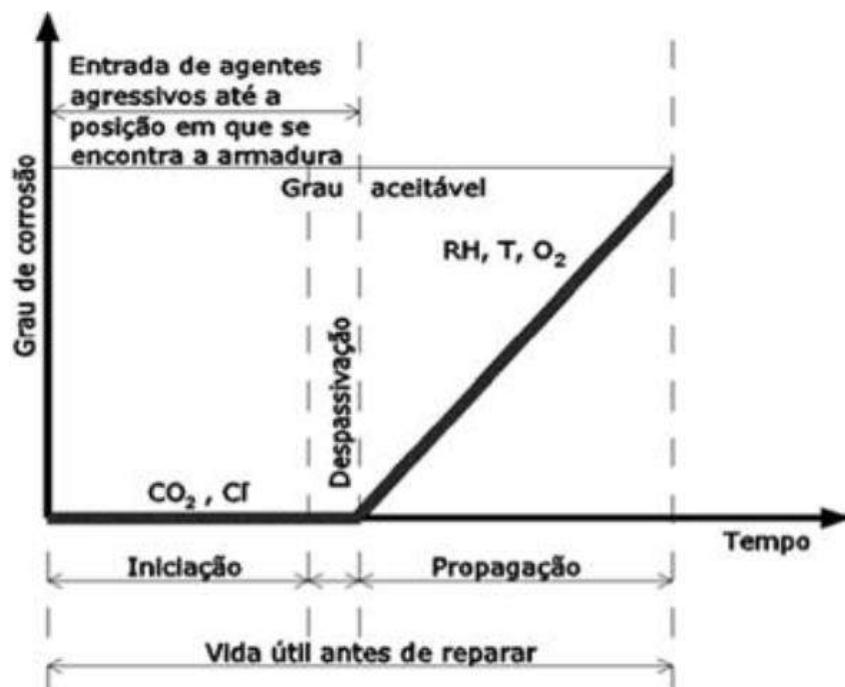
A perda de estabilidade da película de passivação permite que o processo da corrosão se inicie. Na ausência de íons cloreto na solução, essa película é considerada estável quando o pH do meio supera 11,5 (MEHTA e MONTEIRO, 2008). A despassivação da armadura pode ocorrer devido a carbonatação do concreto, que reduz o pH do meio para valores próximos a 8,5, e/ou na presença de íons cloreto em quantidade suficiente para romper a película passivadora.

Portanto, para que a despassivação da armadura ocorra, primeiramente deve haver a entrada de agentes agressivos. Esse período de tempo necessário para que os agentes agressivos penetrem até o momento em que ocorre a despassivação da armadura é chamado

de período de iniciação, segundo o modelo de vida útil proposto por Tuutti (1982). Em seguida, segundo esse mesmo modelo, inicia-se o período da propagação, que se caracteriza pelo desenvolvimento das reações de corrosão. A velocidade dessas reações depende da disponibilidade de oxigênio, resistividade do meio, temperatura, etc.

Meira (2017) considera que a despassivação do aço envolve reações na sua superfície e que essas alterações demandam certo tempo para ocorrer de modo consistente, e iniciar o processo de corrosão de forma permanente. Desse modo, o autor propõe um ajuste ao modelo de Tuutti (1982), para que tenha um intervalo de tempo para a despassivação entre o período de iniciação e propagação, conforme ilustra a Figura 3.1.

Figura 3.1 - Modelo de Tuutti para corrosão de armaduras ajustado



Fonte: Adaptado de Tutti (1982) apud Meira (2017).

3.5.1 Iniciação da corrosão provocada pela carbonatação

O processo de carbonatação consiste na reação entre produtos da pasta de cimento com dióxido de carbono formando carbonato de cálcio (LAGERBLAD, 2005).

Durante o processo de carbonatação, o hidróxido de cálcio não é o único produto de hidratação que reage com o CO₂. Outras fases na pasta de cimento, como o silicato de cálcio hidratado e etringita, reagem com o dióxido de carbono (ŠAVIJA e LUKOVIĆ, 2016).

Entretanto, a carbonatação do hidróxido de cálcio é a mais importante devida a sua maior disponibilidade (NEVILLE, 1997).

A carbonatação de hidróxido de cálcio (CH) envolve três etapas principais: dissolução do CO₂ e do CH, formação do ácido carbônico e formação do carbonato de cálcio. Vale salientar que embora a difusividade do CO₂ seja significativamente maior nos poros preenchidos com gás, em comparação com os poros cheios de água, a presença de umidade é necessária para o CO₂ gasoso reagir com CH (ŠAVIJA e LUKOVIĆ, 2016)

A medida que o hidróxido de cálcio vai sendo consumido, o pH do meio vai reduzindo. Como foi dito anteriormente, para valores em torno de 8,5 na solução dos poros do concreto, a película passivadora perde sua estabilidade e a armadura fica sujeita a corrosão. Como o processo de carbonatação ocorre de fora para dentro, cria-se uma frente carbonatada e uma zona ainda não carbonatada. Na zona não carbonatada, o pH ainda se mantém elevado. O período da despassivação se inicia quando a frente carbonatada atinge a armadura.

A velocidade da carbonatação natural não é alta e, ao longo do tempo, é atenuada devido à hidratação do cimento e à produção de carbonato de cálcio que colmatam os poros superficiais, diminuindo a entrada de CO₂ (JERÔNIMO, 2014).

A colmatação dos poros ocorre porque, de acordo com Lagerblad (2005), a transformação do CH em calcita gera uma mudança de volume de 11%. O volume excedente de precipitação da calcita preenche o espaço vazio nos poros, e portanto, densifica a pasta de cimento.

Não é possível obter um conhecimento detalhado de todos os parâmetros que regem a taxa de carbonatação, mas para representar o avanço da frente de carbonatação, pode-se utilizar a Equação 3.1, proposta por Tuutti (1982):

$$x_c = k_c \sqrt{t} \quad \text{onde,} \quad (3.1)$$

x_c = profundidade carbonatada;

k_c = coeficiente de carbonatação;

t = tempo de exposição.

O valor de k_c depende das características do concreto e do ambiente ao qual está exposto. Lagerblad (2005) afirma que este coeficiente pode ser ajustado por uma constante que considere o tipo de cimento, cobrimento, etc. Como o valor de k_c depende das condições

ambientais, de acordo com Meira (2004), cada concreto inserido em um dado ambiente assume um k_c próprio.

Pode-se dizer que os principais fatores que influenciam o avanço da frente de carbonatação são: temperatura do ambiente e umidade relativa, qualidade do concreto, tipo de cimento, e concentração de CO₂ na atmosfera.

Segundo Lagerblad (2005), um concreto muito seco não carbonata devido à falta de água necessária para as reações de carbonatação. Por outro lado, a carbonatação também é lenta em condições próximas à saturação. A velocidade máxima de carbonatação ocorre quando a umidade relativa (dentro do concreto) está entre 60 e 80%. A temperatura, por sua vez, é considerada catalisadora de reações químicas (JERÔNIMO, 2014).

Um ambiente com maior quantidade de dióxido de carbono na atmosfera pode acelerar a taxa de carbonatação. Alguns locais urbanos podem apresentar elevados teores de CO₂ devido as atividades industriais e ao intenso fluxo de carros, que liberam o gás para atmosfera. Como consequência do aumento da concentração desse gás, poderá haver aumento na taxa de carbonatação.

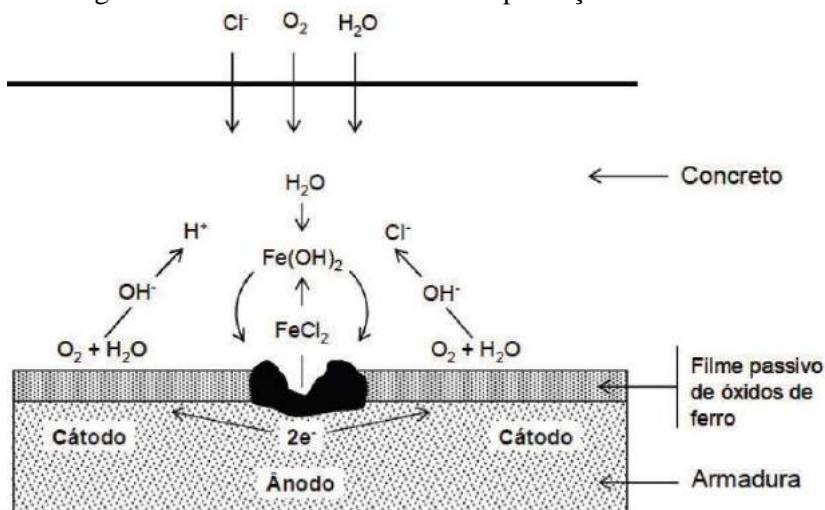
As adições podem trazer efeitos positivos ou negativos para a durabilidade do concreto. Quando o foco é a carbonatação do concreto, essa regra se mantém. Sendo assim, o efeito negativo deve-se à diminuição da reserva alcalina gerada pelo consumo de hidróxidos nas reações de carbonatação. O positivo resulta do refinamento dos poros, dificultando a entrada do CO₂. O efeito que prevalecerá irá depender de alguns fatores como: finura e teor dessa adição, relação água/aglomerante e cura do concreto (JERONIMO, 2014). Essa situação ocorre para uso dos diversos cimentos, com diferentes teores e tipos de adições. Quanto a relação água/aglomerante, já é consenso sobre sua influência na porosidade do concreto.

3.5.2 Iniciação da corrosão provocada pela ação dos íons cloreto

Os cloretos são capazes de penetrar no concreto e despassivar a armadura mesmo em condições de pH extremamente elevado (HELENE, 1993). Tal penetração ocorre devido à interação com a névoa salina na atmosfera e por contato direto do concreto com a água do mar e suas ondas e respingos (ARAUJO e PANOSIAN, 2010).

O processo corrosivo ocorre com a combinação de cloretos com íons Fe^{2+} , formando FeCl_2 , que sofrem hidrólise e liberam os íons de Cl^- para novas reações e íons H^+ . A liberação do H^+ faz com que a área anódica tenha sua acidez aumentada e o potencial se torne mais negativo. Já na área catódica, ocorrem reações que formam OH^- que aumenta o pH dessa área (TREADAWAY, 1988 apud MEIRA, 2004; CASCUDO, 1997). A Figura 3.2 ilustra o processo de corrosão devido à ação dos cloretos.

Figura 3.2- Mecanismo de corrosão pela ação dos cloretos



Fonte: Treadaway, 1988 apud Meira, 204.

A corrosão das armaduras induzida por íons cloretos leva a formação de pites, que aceleram a perda de seção do aço, sendo, portanto, de grande gravidade. Fica evidente a ação deletéria dos íons cloretos que vão desde a despassivação das armaduras até a participação no fenômeno corrosivo (CASCUDO, 1997).

Para a iniciação da corrosão provocada por cloretos, é fundamental a presença de oxigênio e do eletrólito que, no caso do concreto, é a solução presente nos poros (JERONIMO, 2014). Além disso, é necessário que a quantidade de cloretos que chegam nas proximidades da armadura seja suficiente para provocar a sua despassivação. Quando isso ocorre, pode-se dizer que o teor crítico de cloretos foi alcançado.

A relação $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ é a melhor forma que representa o teor crítico de cloretos. Porém, a dificuldade de medir a concentração de hidroxilos do concreto tem feito com que a relação entre cloretos livres ou totais e a massa de cimento tenha sido um parâmetro amplamente utilizado (MEIRA, 2017).

De acordo com Lima (2015), ainda não existe um método padrão de ensaio para determinar o teor de concentração crítica de cloretos no concreto, e também não há um consenso sobre o seu valor. Segundo Meira (2017), na literatura há variação de até 30 vezes no valor do teor crítico, e devido a essa grande dispersão, atualmente se adota valores conservadores como 0,4% e 0,2% em relação à massa de cimento para estruturas de concreto armado e protendido, respectivamente.

De acordo com Meira (2004), o valor do teor crítico depende de uma série de variáveis, que estão relacionadas à interface aço-concreto, propriedades do concreto e ambiente externo.

A presença de vazios na interface aço-concreto favorece a iniciação da corrosão por ação dos cloretos, levando a uma redução no valor do teor crítico. Já o concreto de cobrimento tem papel importante para dificultar a penetração dos íons até as proximidades da armadura. Como já mencionado anteriormente, sua alcalinidade e seu potencial de fixação de íons cloreto influenciam diretamente esse valor crítico.

Cimentos com maior quantidade de C_3A em sua composição, podem fixar uma maior quantidade de íons cloretos, reduzindo o teor de cloretos livres, que são os responsáveis pela corrosão (JERONIMO, 2014; MEIRA, 2017).

De acordo com Balestra *et al.* (2017), algumas adições podem aumentar a fixação de cloretos e/ou reduzir a porosidade do concreto. A sílica ativa atua no refinamento de poros da microestrutura de concreto, reduzindo a penetração de cloretos, além de ser bastante reativa e contribuir para maior resistência à compressão. A cinza volante tem grande quantidade de aluminatos em sua composição, permitindo uma maior capacidade de fixação de cloretos.

O fator água/cimento, está relacionado com a porosidade do concreto. Quanto maior for essa relação, maior será a porosidade do material, facilitando a penetração de agentes agressivos.

Em relação ao ambiente externo, pode-se relacionar o teor de cloretos no concreto com a presença de umidade e temperatura. A água, como eletrólito, favorece a iniciação das reações de corrosão. De acordo com Oh e Jang (2007), umidades elevadas geram um gradiente crescente de teor de umidade da superfície para o interior do concreto favorecendo a penetração de íons cloretos. Em ambientes com temperaturas elevadas, há um aumento da mobilidade desses íons no concreto.

3.5.2.1 Mecanismos de penetração dos cloretos

A penetração de líquidos e gases dentro do concreto é influenciada pela estrutura dos poros da pasta de cimento. A interconexão dos poros possibilita a penetração e transporte de substância, e o tamanho desses poros interfere na velocidade de transporte (CASCUDO, 1997).

Os mecanismos de transporte dos cloretos livres no interior do concreto são: absorção capilar, difusão, migração e permeabilidade. Segundo Costa e Appleton (1999), as condições de exposição, o teor de umidade do concreto e o tamanho e continuidade da estrutura porosa que determinam a importância relativa de cada um dos mecanismos de transporte.

A diferença de pressão entre os poros é que permite o transporte por permeabilidade. Segundo Meira (2004), no caso de penetração de cloretos, esse mecanismo de transporte costuma ser importante em estruturas marinhas submetidas a elevadas pressões hidrostáticas.

Segundo Cascudo (1997) a migração iônica ocorre devido a ação de campos elétricos, decorrente da aplicação de uma diferença de potencial. No concreto, essa migração pode ser promovida pelo campo gerado no processo eletroquímico ou por corrente elétrica de campos externos.

A difusão ocorre devido a diferença de concentrações dos íons. É o mecanismo de transporte predominante quando o concreto está saturado (CASCUDO, 1997). No concreto com poros secos ou parcialmente saturados, os cloretos podem penetrar por absorção capilar. Esta absorção depende do diâmetro dos poros, sendo a força de sucção capilar maior quanto menor forem os diâmetros desses poros (CASCUDO, 1997).

Usualmente, são aplicadas as leis da difusão para quantificar a penetração de cloretos. A solução da 2^a Lei de Fick ajustada (Equação 3.2) permite estimar o coeficiente de difusão do concreto. Esta equação relaciona a concentração de cloretos a uma determinada profundidade e um tempo de exposição com as concentrações iniciais e superficiais de cloretos, e o coeficiente de difusão.

$$C(x, t) = C_s + (C_0 - C_s) \cdot \left[\operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right] \quad (3.2)$$

$C(x, t)$ = concentração de cloretos a uma determinada profundidade x e um tempo t de exposição.

C_s = concentração superficial de cloretos (admitida como constante)

C_0 = concentração inicial de cloretos no concreto (decorrente de contaminações nos seus componentes)

D_{ap} = coeficiente de difusão ou coeficiente de difusão aparente

Meira (2004) apresenta um modelo simplificado proposto por Andrade (1988) que permite estimar a profundidade de penetração dos cloretos de acordo com o tempo de exposição, de acordo com a Equação 3.3:

$$x = k_{cl}\sqrt{t} \quad (3.3)$$

x = profundidade em relação à superfície

k_{cl} = constante característica de cada material e ambiente

t = tempo de exposição

Nesse caso, k_{cl} corresponde à velocidade com que determinada concentração é atingida nas distintas profundidades do concreto, e é dependente das características do material e do ambiente (MEIRA, 2004).

4 MATERIAIS UTILIZADOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Nesta seção do trabalho são apresentados os materiais empregados para a produção dos concretos estudados. Em seguida, são expostos os ensaios de caracterização dos agregados e demais ensaios preliminares executados para a obtenção dos diferentes traços dos concretos. Também são descritos os ensaios mecânicos e de durabilidade realizados nesta pesquisa.

4.1 MATERIAIS

Os materiais utilizados na pesquisa foram:

- **Cimento:** CP V – ARI MAX da Cimento Nacional, especificado pela NBR 5733 (ABNT, 1991). Sua adoção foi feita por ser um cimento sem adições de materiais cimentícios suplementares.

- **Filer:** O filer utilizado é o filer calcário calcítico. Este material é produzido pela IMAP Indústria e Comércio de Calcário. Para este trabalho foram utilizados duas granulometrias do filer, permitindo o empacotamento entre si.

- **Sílica ativa:** A sílica ativa empregada foi da marca SILMIX. Essa adição foi utilizada no concreto para auxiliar no empacotamento da matriz e contribuir para a resistência mecânica devido a sua ação pozolânica.

- **Agregado miúdo:** Os agregados miúdos utilizados são areias do tipo quartzosas, disponíveis no comércio de João Pessoa/PB. Após uma análise granulométrica prévia, foram selecionados três tipos de areia para este estudo, com diferentes granulometrias.

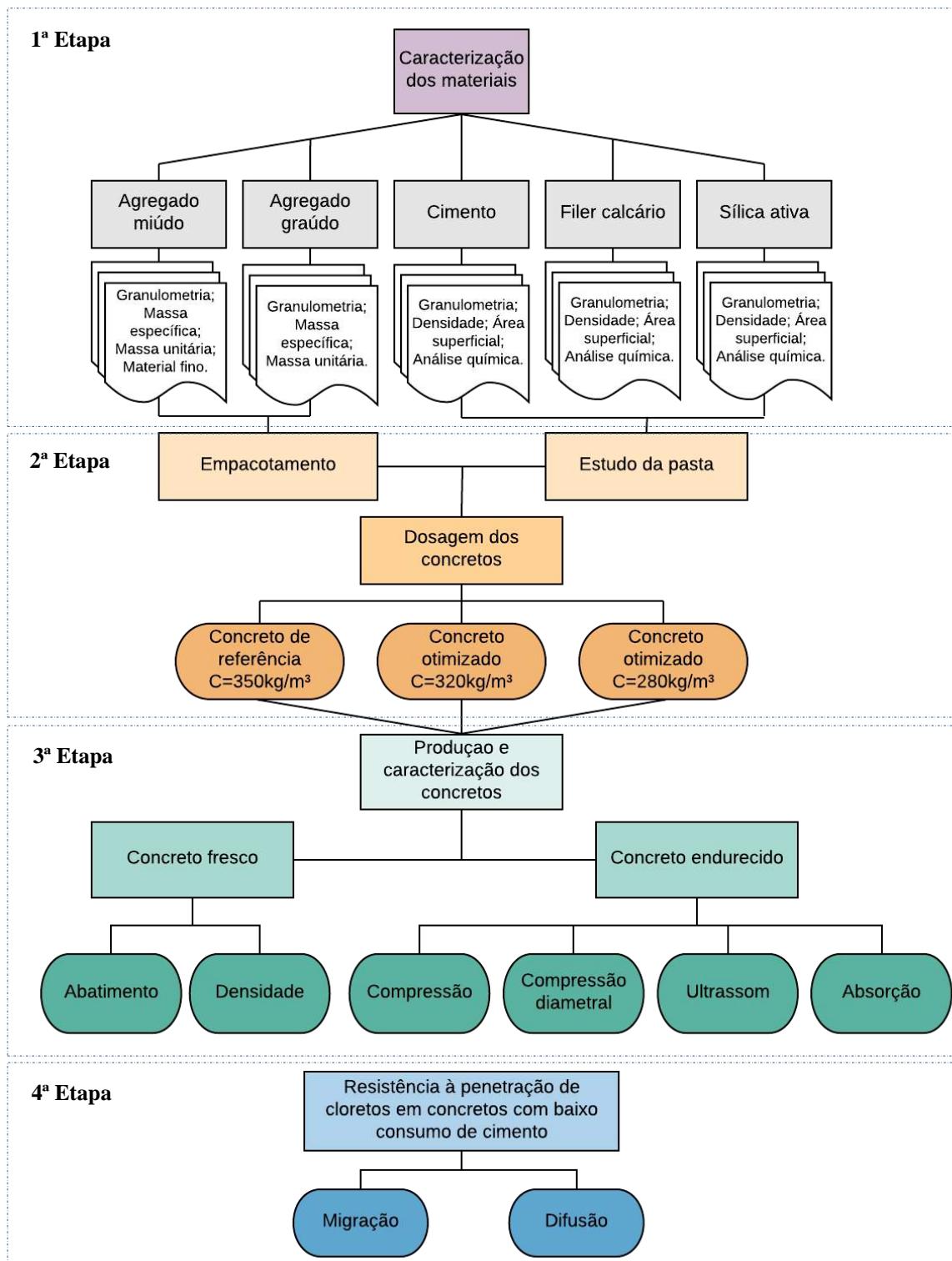
- **Agregado graúdo:** Os agregados graúdos utilizados são de origem granítica, na forma britada, disponíveis no comércio de João Pessoa/PB. Os agregados graúdos apresentam diâmetros máximos de 12,5 mm e 19,0 mm. A seleção das duas britas foi realizada para promover o empacotamento entre si.

- **Aditivo:** Foram combinados dois aditivos. O plastificante multifuncional de pega normal Muraplast FK 97 e o superplastificante de alto desempenho à base de policarboxilatos MC-PowerFlow 4001, ambos fabricados pela MC-Bauchemie e apresentados no estado líquido.

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi realizado conforme ilustra o fluxograma da Figura 4.1. Está dividido em quatro etapas:

Figura 4. 1- Fluxograma da metodologia experimental da pesquisa



-1^a Etapa: Seleção e caracterização dos materiais empregados para produção dos concretos. Os dados de caracterização desses materiais foram utilizados para o cálculo dos traços dos concretos a serem estudados.

-2^a Etapa: Ensaios preliminares, como o empacotamento dos agregados, estudo do teor ótimo de aditivo e produção de traços pilotos. Dos dados obtidos, foram definidos os traços definitivos do concreto de referência e dos concretos com baixo consumo de cimento.

-3^a Etapa: Produção do concreto de referência, e dos concretos com baixo consumo de cimento. Caracterização do concreto fresco pelo ensaio de abatimento e densidade. Caracterização do concreto endurecido por meio dos ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, ultrassom e absorção de água por imersão e por capilaridade.

-4^a Etapa: Esta etapa está subdividida em duas fases. A primeira, refere-se ao ensaio de migração de cloretos, que foi realizado nos concretos dosados nesta pesquisa. A segunda, refere-se ao ensaio de difusão unidirecional de cloretos, que foi realizado em concretos dosados e moldados no Laboratório de Microestrutura da Universidade de São Paulo. Eles apresentam consumo de cimentos menores do que os desenvolvidos neste trabalho. Dessa forma, foi possível avaliar o desempenho de concretos com baixíssimo conteúdo de cimento em relação à penetração de cloretos. A caracterização destes concretos e dos seus insumos, é apresentada juntamente com os resultados do ensaio de difusão.

4.2.1 Caracterização dos materiais

A caracterização do cimento e do filer calcário foi realizada por meio de ensaio de granulometria a laser, análise química, pictometria de gás Hélio para determinar a densidade e área superficial pelo método BET. Para o cimento, também foi realizado ensaio de calorimetria. Esses ensaios foram realizados com o apoio do Laboratório de Microestrutura da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LME – USP). Foram realizados o ensaio de massa específica, granulometria a laser e análise química na sílica ativa. Os dados dos aditivos foram obtidos com os fabricantes.

A caracterização dos agregados miúdos foi realizada seguindo os ensaios de granulometria NM 248 (NBR, 2003), massa unitária e índice de vazios NM 45 (NBR, 2006), massa específica NM 52 (NBR, 2009) e material fino que passa na peneira 75 μm NM 46:

(NBR, 2003). E os ensaios realizados para caracterizar o agregado graúdo foram de granulometria NM 248 (NBR, 2003), massa unitária e índice de vazios NM 45 (NBR, 2006) e massa específica NM 53 (NBR, 2009).

4.2.2 Ensaios preliminares

4.2.2.1 Empacotamento dos agregados

Primeiramente foram realizadas simulações no Excel utilizando modelos de empacotamento. Foram utilizados os dados de granulometria de cada agregado, obtidos experimentalmente, para simular as curvas granulométricas que representavam teoricamente àquela obtida da mistura destes materiais em diferentes proporções. A melhor mistura foi a que apresentava a curva granulométrica mais próxima da curva de referência, que foi obtida do modelo de Alfred ou Andreasen modificado (DINGER; FUNK, 1992).

O intuito de realizar previamente essas simulações, foi para reduzir o número de misturas experimentais que seriam necessárias fazer para obter a melhor proporção entre os agregados. Assim, sabendo-se quais seriam teoricamente as melhores misturas para se atingir uma curva granulométrica ideal, partiu-se desses valores para realizar o empacotamento experimental. Desta forma, pode-se eliminar, da análise experimental, as misturas com proporções que gerariam uma curva granulométrica distante da de referência.

O empacotamento experimental foi realizando conforme a metodologia utilizada por Rebmann (2011). Este método é executado em etapas sucessivas, e consiste em misturar diferentes proporções dos materiais e determinar para cada mistura a sua massa unitária compactada, conforme a NM 45 (ABNT, 2006). O melhor empacotamento é alcançado quando se obtém o maior valor da massa unitária, indicando, a menor quantidade de vazios.

Utilizou-se, neste trabalho, recipiente de aproximadamente 7 L para o estudo dos agregados graúdos e de 3 L para os agregados miúdos. A determinação da massa unitária foi realizada preenchendo o recipiente com a mistura de agregados, em três camadas, recebendo cada camada compactação com 25 golpes de uma barra de aço de 16 mm. Ao final da terceira camada, é realizado o nivelamento da superfície superior e em seguida, o recipiente é pesado. A massa unitária compactada é calculada pela razão entre a massa do material pesado e o volume do recipiente. O valor da massa unitária de cada mistura é obtido da média de três medidas.

O empacotamento experimental foi realizado primeiro entre as areias. Misturou-se a areia fina com a areia grossa, em diferentes proporções, e foi definida qual mistura apresentou o melhor resultado. Em seguida, foi realizado um novo empacotamento entre a mistura obtida no primeiro passo com a areia muito fina. Assim, foi determinada a melhor proporção entre as areias. Depois foi realizado o empacotamento entre as duas britas e determinada a melhor proporção entre elas. Por último, foi realizado o empacotamento entre a melhor mistura das areias com a melhor mistura das britas para determinar a proporção final desses agregados.

4.2.2.2 Teor ótimo de aditivo

A avaliação do melhor teor de aditivo a ser utilizado foi realizada pelo ensaio de miniabatimento de tronco de cone ou ensaio de Kantro. Este ensaio está relacionado com a tensão de escoamento das pastas de cimento para baixas taxas de cisalhamento (CASTRO, 2007). As suas principais vantagens são a pequena quantidade de material necessária para o ensaio e a possibilidade de observar problemas de exsudação e segregação da mistura, utilizando equipamento simples (MONTE E FIGUEIREDO, 2008).

A composição da pasta é definida pela quantidade de cimento e das relações dos seus demais componentes (água, suplerplastificante, adições minerais) em função da massa do cimento (GOMES E BARROS, 2009).

Nesta pesquisa, o ensaio foi realizado na pasta composta apenas de cimento e água, bem como na mistura do cimento, filer calcário, sílica ativa e água, para diferentes proporções de aditivo. Uma quantidade de 500 g de finos foi utilizada neste ensaio. A quantidade de água foi calculada em relação ao teor de cimento e sílica ativa, e a quantidade de aditivo foi calculada como porcentagem da massa seca de cimento.

Foi estabelecido a relação água/ligante fixa em 0,35. Este valor é indicado por Rebmann (2011), pois o uso de maior quantidade de água pode levar à exsudação da pasta e contornos de espalhamento mais irregulares, já a menor quantidade de água prejudica a avaliação do espalhamento para baixos teores de aditivo.

O ensaio consiste em preencher o molde do minitronco de cone até o topo, que deve estar sobre uma base de vidro sem inclinação. Em seguida, levanta-se suavemente o tronco de cone na vertical para que a pasta se espalhe e assim, medir o diâmetro de espalhamento. Realizaram-se quatro medidas do diâmetro da pasta espalhada com auxílio de um paquímetro.

4.2.2.3 Dosagem do concreto

Para verificar o potencial de redução do teor de cimento foram moldados concretos pilotos. Com auxílio dos resultados do ensaio de empacotamento dos agregados e teor de aditivo, foram estabelecidos os traços iniciais para serem testados.

Para obter o concreto de referência, seguiu-se as recomendações da NBR 12655 (ABNT, 2015) para a classe de agressividade III, que corresponde ao ambiente de atmosfera marinha. A escolha desta classe de agressividade se justifica pela proposta deste trabalho, que é de avaliar a resistência à penetração de cloretos nos concretos com baixo consumo de cimento.

Respeitando os critérios estabelecidos nessa norma, para essa classe de agressividade, foi estabelecido que o concreto de referência teria resistência superior a 30 MPa, fator água/cimento = 0,55 e consumo de cimento de 350 kg/m³. Este concreto foi elaborado apenas com um agregado miúdo e um agregado graúdo, sem emprego de adições minerais, de forma que representasse concretos comumente utilizados na construção civil.

Para os concretos com baixo consumo de cimento, foram testados um tipo que respeitava o consumo mínimo para a classe de agressividade III e um outro com consumo abaixo deste limite. Dessa forma, os consumos deles foram de 320 kg/m³ e 280 kg/m³. A composição de agregados graúdos e miúdos para estes concretos foi a mesma, variando-se apenas a composição da matriz, para chegar no consumo mínimo estipulado.

Os concretos pilotos foram executados em quantidade suficiente para moldar seis corpos de prova cilíndrico de 10 cm x 20 cm, que foram ensaiados à compressão nas idades de 7 e 28 dias. A trabalhabilidade do concreto foi avaliada pelo ensaio de tronco de cone, segundo o método da NM 67 (ABNT, 1998).

A confecção desses concretos serviu para avaliar a influência de alguns parâmetros, como o teor de filer calcário e sílica ativa, em relação a massa do cimento, bem como o fator água/ligante, na resistência mecânica e consistência do concreto.

Nesta fase foi estudado o procedimento de mistura que deve ser empregado, bem como o consumo mínimo de cimento, teores dos aditivos, e consumo de água.

4.2.3 Produção e caracterização dos concretos

4.2.3.1 Produção dos concretos e caracterização no estado fresco

Esta pesquisa se delimitou a trabalhar apenas com o cimento CP V – ARI sem adições. Foram confeccionados dois concretos com baixo consumo de cimento ($C = 320 \text{ kg/m}^3$ e $C = 280 \text{ kg/m}^3$) e um concreto de referência ($C = 350 \text{ kg/m}^3$). Tendo-se um total de três traços a serem avaliados.

Os concretos foram produzidos no Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas – Centro de Tecnologia, da Universidade Federal da Paraíba. A mistura foi realizada em uma betoneira de 220 litros.

O concreto de referência foi misturado conforme o procedimento comumente utilizado. Primeiramente coloca-se todo o agregado graúdo e 50% da água de amassamento, em seguida, coloca-se todo o agregado miúdo e 30% da água de amassamento, e por fim, o cimento com o restante da água e o aditivo.

Na produção dos concretos testes, foi verificado a necessidade de uma adaptação na sequência de mistura para que ocorra a melhor dispersão dos finos, já que o teor de água utilizado é reduzido. Para estes traços, a mistura ocorreu conforme apresenta a Tabela 4.1

Tabela 4. 1 - Procedimento de mistura dos concretos estudados

Procedimento
I- Colocação de todo agregado graúdo + 30% da água
II- Colocação gradativa de 60% dos finos + 30% da água
III- Colocação gradativa do agregado miúdo + 20% da água + plastificante
IV- Colocação gradativa do restante dos finos + restante da água + superplastificante

No concreto fresco, a consistência foi medida pelo ensaio de abatimento de tronco de cone, segundo as recomendações da NM 67 (ABNT, 1998). Também foi realizado o ensaio de massa específica pelo método indicado na NBR 9833 (ABNT, 2008).

Para cada traço foram moldados 30 corpos de prova cilíndricos 10 cm x 20 cm. O adensamento do concreto nas formas seguiu o proposto pela NBR 5738 (ABNT, 2015), sendo adotado o procedimento de adensamento manual. Após 24 horas, os corpos de prova foram desmoldados e, em seguida, imersos em tanques com água e cal, permanecendo em cura por sete dias. Este período foi escolhido por representar condições de cura mais

próximas da realidade. Após a cura, foram mantidos em ambiente fechado, protegido de intempéries, na temperatura ambiente até as idades de ensaio previstas.

4.2.3.2 Caracterização do concreto

Apesar da resistência a compressão ser a propriedade mais importante no estudo do concreto, outros parâmetros também devem ser verificados quando se trata de sua durabilidade. Portanto, neste estudo, além dos ensaios de resistência à compressão, foram realizados ensaios de resistência à tração indireta por compressão diametral, ultrassom, e absorção por imersão e por capilaridade.

a. Ensaios mecânicos

O ensaio de resistência à compressão seguiu as recomendações da NBR 5739 (NBR, 2007), e o ensaio de resistência à tração indireta por compressão diametral foi realizado conforme a NBR 7222 (ABNT, 2011). A Figura 4.2 ilustra a execução desses ensaios. Os ensaios foram realizados nas idades de 7, 28 e 91 dias, sendo rompidos três corpos de prova para cada ensaio nestas idades. A velocidade de carregamento foi de 0,5 MPa/s e 0,05 MPa/s para os ensaios de resistência à compressão e tração indireta, respectivamente.

Figura 4. 2 - Execução do ensaio de compressão; Execução do ensaio de tração indireta.



b. Ensaio de ultrassom

O ensaio de ultrassom foi realizado segundo o procedimento do método de ensaio da NBR 8802 (ABNT, 2013). A partir dos resultados desse ensaio, determinou-se o módulo de elasticidade do concreto nas idades de 7 e 28 dias. Para a sua realização, foi utilizado o equipamento Pundit Lab. O arranjo de transmissão foi de forma direta, pois desta maneira as ondas são recebidas com mais intensidade. Portanto, os transdutores foram colocados em faces opostas, conforme ilustra a Figura 4.3.

Figura 4. 3- Execução do ensaio de ultrassom



Este ensaio determina a velocidade de propagação da onda ultrassônica no corpo de prova de concreto. A frequência da onda foi de 54 KHz. Segundo Pacheco *et al.* (2014) a velocidade de pulso, V , de ondas longitudinais numa massa de concreto está relacionada com as suas propriedades elásticas e sua massa específica de acordo com a Equação 4.1. A obtenção do valor do módulo de elasticidade é feita indiretamente, isolando-se essa variável nesta equação.

$$V = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (4.1)$$

E = módulo de elasticidade dinâmico;

μ = coeficiente de Poisson dinâmico;

ρ = massa específica do concreto.

c. Ensaios de absorção

Os ensaios de absorção foram realizados na idade de 28 dias. Foram avaliados três corpos de prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm em cada ensaio. O ensaio de absorção de água por imersão foi executado segundo as recomendações da NBR 9778 (ABNT, 2005), e o ensaio de absorção de água por capilaridade seguiu as recomendações da NBR 9779 (ABNT, 2012).

Na realização do ensaio de absorção de água por imersão, os corpos de prova foram colocados na estufa com temperatura de $(105\pm 5)^\circ\text{C}$ por um período de 72 h. Após esse período, foram pesados e em seguida, colocados submersos em água a temperatura de $(23\pm 2)^\circ\text{C}$ por mais 72 h. Completada a saturação, os corpos de prova foram então postos em um recipiente cheio de água que foi levada à ebulação, permanecendo neste estado por 5 h. A seguir, deixou-se a água esfriar até a temperatura ambiente, quando a massa da amostra foi determinada com auxílio da balança hidrostática. Também se determinou a massa da amostra após enxugar sua superfície com um pano úmido. A partir dos resultados obtidos neste ensaio, foi possível determinar o índice de vazios, a absorção e a massa específica da amostra.

No ensaio de absorção de água por capilaridade, os corpos de prova foram secos em estufa a $(105\pm 5)^\circ\text{C}$ por um período de 72 h. Em seguida, as amostras foram resfriadas até a temperatura ambiente e sua massa foi determinada. Depois foram colocados sobre suportes, em um recipiente com nível da água até altura de 5 mm do fundo do corpo de prova. Os corpos de prova foram então retirados da água e enxugados com pano úmido para determinação da sua massa nos tempos de 3 h, 6 h, 24 h, 48 h e 72 h.

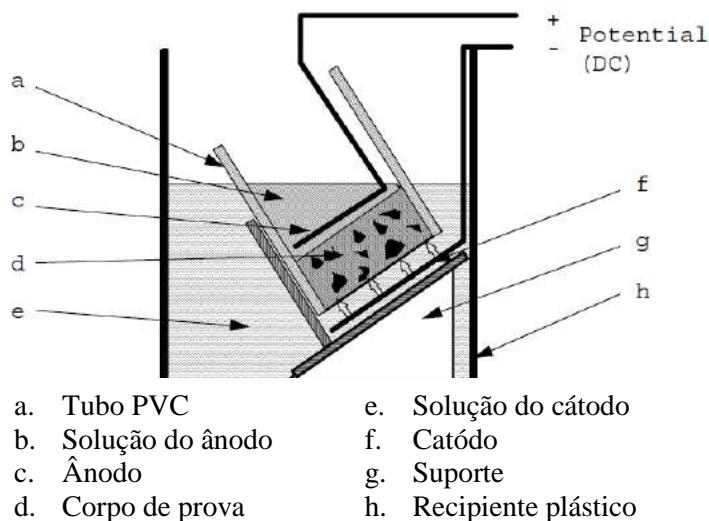
4.2.4 Avaliação da resistência à penetração de cloreto

A avaliação da resistência à penetração de cloreto em concretos com baixo consumo de cimento foi realizada nos concretos dosados nesta pesquisa, por meio do ensaio de migração, e em concretos moldados no Laboratório de Microestrutura da Universidade de São Paulo, pelo ensaio de difusão.

a. Migração

Este ensaio foi realizado nos três concretos desenvolvidos nesta pesquisa. A metodologia seguiu as recomendações da NORDTEST NT BUILD 492, (1999). Primeiramente a amostra a ser ensaiada, com diâmetro de 10 cm e espessura de 5 cm, foi cortada de um copo de prova cilíndrico de 10 cm x 20 cm. Em seguida, as amostras foram saturadas em uma solução de hidróxido de cálcio. Para a execução do teste, a amostra foi intercalada entre uma solução de 10% em massa de cloreto de sódio em água potável (solução utilizada no cátodo) e uma solução 0,3N de hidróxido de sódio em água destilada (solução utilizada no ânodo). Foram utilizadas chapas de aço inoxidável com e sem furos nas extremidades como ânodo e cátodo, respectivamente. O esquema do ensaio é ilustrado na Figura 4. 4.

Figura 4. 4 – Montagem do ensaio de migração de cloretos.



Fonte: Adaptada da NT BUILD 492 (1999)

Foi aplicada uma pré-tensão de 30V que gerou uma corrente inicial, em seguida, essa tensão foi ajustada, conforme os valores apresentados na Tabela 4. 2. Os valores das tensões iniciais e finais do ensaio foram anotadas, bem como os valores das temperaturas iniciais e finais da solução anódica.

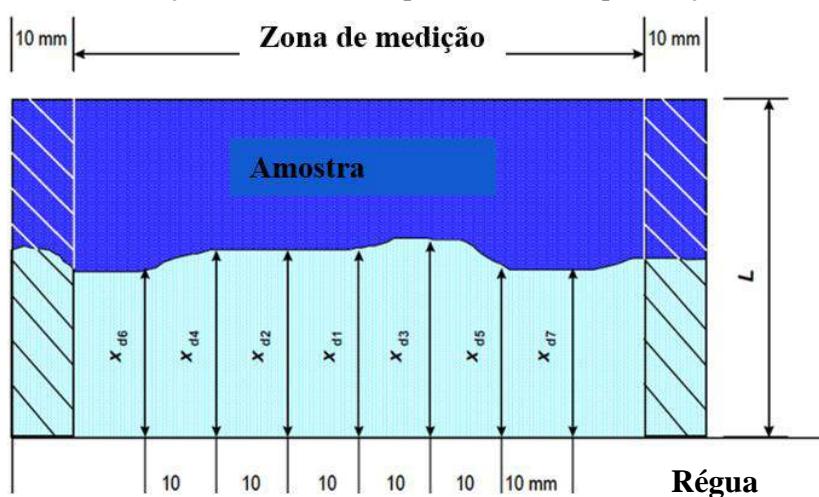
A duração do teste foi de 24 horas. Após esse período, a amostra foi rompida por compressão diametral e uma solução de nitrato de prata foi pulverizada sobre uma das superfícies. O precipitado de nitrato de prata branco se formou nos locais onde os íons de cloreto estão presentes, permitindo a medição da profundidade de penetração de cloreto, conforme ilustra a Figura 4.5.

Tabela 4. 2 – Tensão aplicada e duração do ensaio

Corrente inicial com 30V (mA)	Voltagem aplicada U (após ajuste) (V)	Nova corrente inicial (mA)	Duração do teste (horas)
$lo < 5$	60	$lo < 10$	96
$5 \leq lo < 10$	60	$10 \leq lo < 20$	48
$10 \leq lo < 15$	60	$20 \leq lo < 30$	24
$15 \leq lo < 20$	50	$25 \leq lo < 35$	24
$20 \leq lo < 30$	40	$25 \leq lo < 40$	24
$30 \leq lo < 40$	35	$35 \leq lo < 50$	24
$40 \leq lo < 60$	30	$40 \leq lo < 60$	24
$60 \leq lo < 90$	25	$50 \leq lo < 75$	24
$90 \leq lo < 120$	20	$60 \leq lo < 80$	24
$120 \leq lo < 180$	15	$60 \leq lo < 90$	24
$180 \leq lo < 360$	10	$60 \leq lo < 120$	24
$lo \geq 360$	10	$lo \geq 120$	6

Fonte: Adaptada da NT BUILD 492 (1999).

Figura 4. 5 – Ilustração das medidas de profundidade de penetração dos cloretos



Fonte: Adaptada da NT BUILD 492 (1999)

A expressão dos resultados é calculada através de um coeficiente de migração ($D_{nssm} \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) no estado não estacionário, a partir da Equação 4.2.

$$D_{nssm} = \frac{0,0239(273+T)L}{(U-2)t} \left(x_d - 0,0238 \sqrt{\frac{(273+T)Lx_d}{U-2}} \right) \quad (4.2)$$

Onde,

D_{nssm} = coeficiente de migração no estado não estacionário x 10^{-12} m²/s;

U = valor absoluto da voltagem aplicada, V;

T = valor médio das temperaturas inicial e final na solução anódica, °C;

L = espessura do corpo de prova, mm;

x_d = valor médio das profundidades de penetração, mm;

t = duração do teste, horas.

b. Difusão unidirecional

O ensaio de resistência à penetração de cloreto no concreto por difusão unidirecional foi realizado por meio do “*ponding test*” seguindo as recomendações EN 12390-11. Foram avaliados três traços de concreto com baixo consumo de cimento, que foram dosados, moldados e caracterizados na Universidade de São Paulo, sendo ensaiados dois corpos de prova para cada traço. Os corpos de prova foram moldados no cilindro de 10 cm x 20 cm e cortados ao meio, gerando dois espécimes de 10 cm x 10 cm, que tiveram suas superfícies laterais seladas, e foram submetidos ao ensaio.

Primeiramente foi extraída amostra dos corpos de provas, na espessura de 1 mm, na face oposta à que foi exposta à solução de cloreto. Essa amostra foi pulverizada e peneirada para realizar a determinação do teor inicial de cloreto livres e totais. Em seguida, os corpos de prova foram saturados em um recipiente com água deionizada. Para isso, eles foram imersos com água até a metade da altura do corpo de prova durante 24 h e depois, ficaram totalmente submersos durante 6 dias. A imersão em etapas busca reduzir o risco de aprisionamento de ar no interior do corpo de prova. A seguir, os espécimes foram colocados em solução saturada de hidróxido de cálcio por 18 horas.

Após o período em solução saturada de hidróxido de cálcio, a “piscina” é colocada na superfície da amostra, de forma que não ocorra nenhum vazamento. Foi utilizado tubo de PVC com diâmetro de 10 cm e altura de 14 cm, selado com silicone. A solução de exposição é então colocada no tubo, de forma que fique com altura de 12,5 cm. Esta deve ser uma solução a 3% de NaCl em água deionizada. Uma película de plástico foi utilizada para vedar a superfície da “piscina”. Os corpos de prova foram então colocados em uma câmara fechada

com umidade relativa $\geq 95\%$. A câmara consistia numa caixa plástica, com quantidade de água suficiente para manter a umidade relativa desejada. Os corpos de prova foram colocados na caixa sobre um estrado, de forma que não entrassem em contato direto com a água, conforme ilustra a Figura 4. 5. O período de exposição à solução de cloreto n esta situação foi de 90 dias. Durante este tempo, a umidade relativa da câmara foi aferida.

Figura 4. 5 – Condições de exposição dos corpos de prova para o ensaio de difusão unidirecional de cloreto.



Após 90 dias, foram retiradas amostras de oito camadas paralelas a face exposta. As profundidades das camadas até a face exposta foram de 0-1mm, 1-3 mm, 3-5 mm, 5-8 mm, 8-12 mm, 12-16 mm, 16-20 mm.e 20-25 mm. A Figura 4. 6 ilustra o procedimento de corte. Essas amostras foram moídas e peneiradas para serem submetidas às análises de cloreto. Estas análises foram realizada por titulação potenciométrica. Para tal, empregou-se um titulador automático, modelo Titrino, da Metrohm.

Figura 4. 6 – Marcação das camadas a serem cortadas; Extração das amostras nas diferentes profundidades;



5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção do trabalho são apresentados os resultados obtidos na pesquisa. Primeiro, os resultados referentes à caracterização dos materiais utilizados. Em seguida, os resultados dos ensaios preliminares executados para a obtenção dos diferentes traços dos concretos, bem como a sua caracterização. Por fim, os resultados sobre resistência à penetração de cloreto em concretos com baixo consumo de ligante são expostos.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

5.1.1 Agregado miúdo

Foram utilizadas areias do tipo quartzosas adquiridas no comércio de João Pessoa-PB. Os resultados dos ensaios de caracterização estão apresentados na Tabela 5. 1.

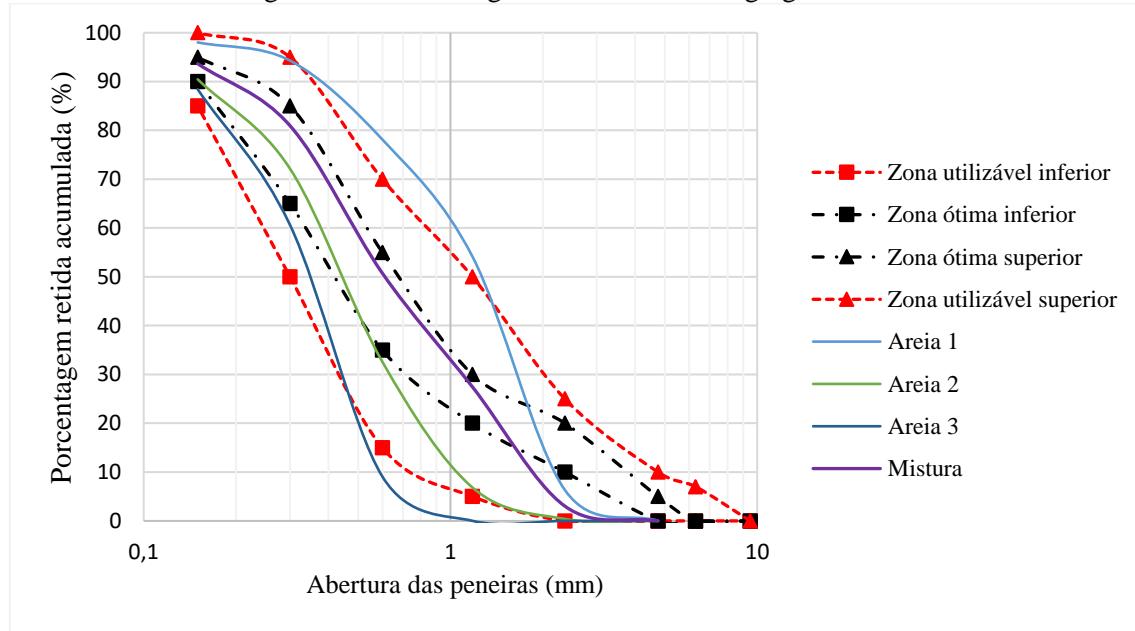
Tabela 5. 1 – Caracterização dos agregados miúdos

Propriedades	Materiais		
	Areia 1	Areia 2	Areia 3
Granulometria (% retida acumulada)	Abertura da peneira (mm)		
	4,75	0,00	0,00
	2,36	6,33	0,40
	1,18	54,14	6,83
	0,60	78,12	32,59
	0,30	94,29	72,14
	0,15	98,04	90,46
	Diâmetro máximo característico (mm)	2,36	2,36
	Módulo de finura	3,31	2,02
	Massa específica (g/cm³)	2,627	2,645
	Massa unitária compactada (g/cm³)	1,773	1,906
	Índice de vazios (%)	32,52	27,95
			26,12

As três areias foram utilizadas para compor a fase do agregado miúdo visando otimizar o seu esqueleto granulométrico. Por isso, após uma análise prévia de granulometria de seis areias, estas três foram as selecionadas, sendo duas finas e uma grossa, de forma que os grãos menores pudessem ocupar os espaços entre os grãos maiores, reduzindo o volume de vazios. A Figura 5.1 ilustra as curvas granulométricas das areias e a curva resultante da

mistura destes agregados. Esta mistura foi obtida por meio do empacotamento, discutido na seção 5.2. A NBR 7211 (ABNT, 2005) estabelece os limites inferiores e superiores de zona ótima e utilizável para o agregado miúdo. Pode-se perceber que as curvas granulométricas individuais das areias se encontram fora do intervalo da zona ótima. Porém, para a mistura delas, utilizada nesta pesquisa, a curva resultante fica em sua maior parte dentro deste intervalo

Figura 5. 1 – Curvas granulométricas dos agregados miúdos.



5.1.2 Agregado graúdo

Foram utilizados dois agregados graúdos de origem granítica adquiridos no comércio de João Pessoa - PB. Após uma análise granulométrica prévia de seis britas, duas foram selecionadas para este trabalho. A caracterização das britas selecionadas está apresentada na Tabela 5. 2.

A brita com dimensão máxima característica de 19,0 mm foi selecionada por ser comumente utilizada na indústria da construção civil. Já a brita com dimensão máxima característica de 12,5 mm foi escolhida para reduzir a porosidade na interface entre o agregado e matriz, que é maior nos agregados mais grossos, e também para melhorar o fechamento do esqueleto granular.

Tabela 5. 2 - Caracterização dos agregados graúdos

Propriedades	Materiais	
	Brita 0	Brita 1
Granulometria (% retida acumulada)	Abertura da peneira (mm)	
	19,00	0,00
	12,50	3,02
	9,50	25,06
	6,30	74,44
	4,75	92,05
	2,36	97,85
	1,18	98,35
	0,60	98,54
	0,30	98,80
	0,15	99,12
Diâmetro máximo característico (mm)		12,5
Módulo de finura		6,10
Massa específica (g/cm³)		2,747
Massa unitária compactada (g/cm³)		1,571
Índice de vazios (%)		43,05
		43,58

5.1.3 Cimento

O cimento utilizado foi o CP V – ARI da Cimento Nacional. O valor da sua densidade é de 3,13 g/cm³. A sua área superficial BET é de 1,16 m²/g. A curva calorimétrica das primeiras 50h de hidratação da pasta do cimento está ilustrada na Figura 5. 2. O cimento apresenta tempo de indução de 2 horas, o pico de fluxo de calor, às 10 horas, é devido a formação de etringita. No período de 20 a 30 horas, a liberação de calor se deve a transformação de etringita em monossulfoaluminato de cálcio, conforme o comportamento do cimento CP – V apresentado por Cincotto (2011).

O resultado da caracterização química realizada por fluorescência de raios X – FRX, está apresentado na Tabela 5.3. Demais características físicas e mecânicas estão descritas na Tabela 5.4, conforme dados fornecidos pelo fabricante.

Figura 5. 2 - Curva calorimétrica do cimento CP – V ARI MAX

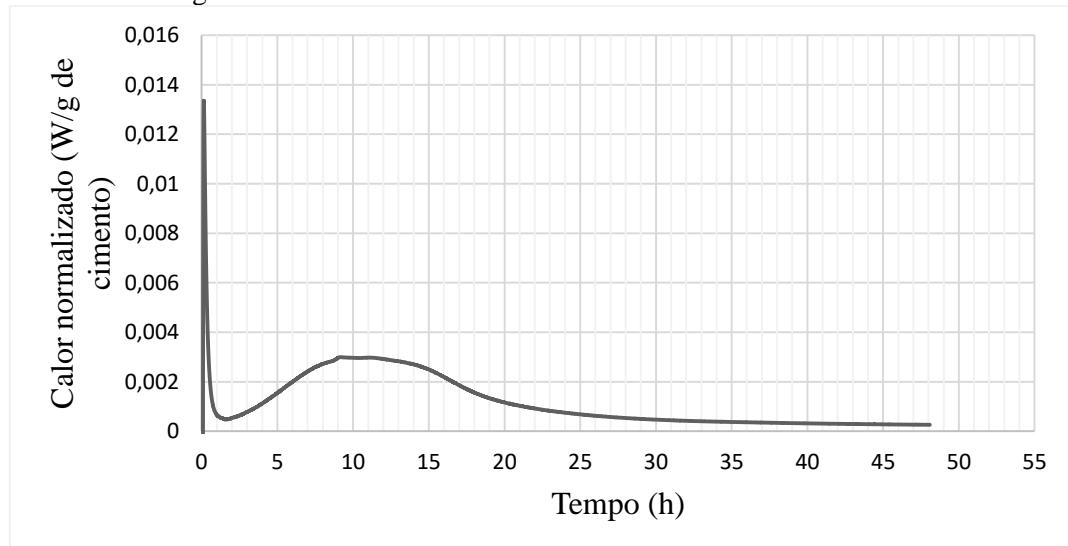


Tabela 5. 3- Caracterização química do cimento

Composto	Resultado (%)	Limites da NBR 5733/91
CaO	57,02	
SiO ₂	25,93	
Fe ₂ O ₃	4,85	
Al ₂ O ₃	3,90	
SO ₃	3,38	≤ 4,5
MgO	3,02	≤ 6,5
TiO ₂	0,49	
P ₂ O ₅	0,44	
Na ₂ O	0,43	
K ₂ O	0,28	
SrO	0,12	
MnO	0,04	
Cr ₂ O ₃	0,04	
ZnO	0,02	
NiO	0,02	

Tabela 5. 4 - Caracterização física e mecânica do cimento.

Ensaios Físicos		
Ensaio	Resultados	Limites da NBR 5733/91
Índice de finura - # 75µm (%)	0,04	≤ 6%
Resíduo na peneira #325 (%)	2,16	-
Água de consistência normal (%)	28,6	-
Início de pega (min)	119	≥ 60
Fim de pega (min)	173	≤ 600
Expansibilidade à quente (mm)	0,00	≤ 5,0

Ensaios Mecânicos		
-------------------	--	--

Ensaio	Resultados (MPa)	Limites da NBR 5733/91
Resistência à Compressão – 1 Dia	29,1	14,0
Resistência à Compressão – 3 Dias	42,3	24,0
Resistência à Compressão – 7 Dias	47,2	34,0
Resistência à Compressão – 28 Dias	55,0	-

(Dados fornecidos pelo fabricante)

5.1.4 Filer calcário

O filer utilizado foi do tipo calcário calcítico da IMAP Indústria e Comércio de Calcário. Foram utilizados filers com duas finuras, sendo o filer 1 com área específica de 2,23 m²/g e o filer 2 com 4,07 m²/g. A densidade foi de 2,77 g/cm³ e 2,70 g/cm³, respectivamente para os filers 1 e 2. Sua composição química está apresentada na Tabela 5. 7.

Tabela 5. 5 - Caracterização química do filer calcário.

Composição química	
Elemento	Resultado (%)
CaO	78,94
MgO	13,99
SiO ₂	2,77
Fe ₂ O ₃	2,67
Al ₂ O ₃	0,86
Na ₂ O	0,22
SO ₃	0,15
TiO ₂	0,13
MnO	0,08
P ₂ O ₅	0,07
SrO	0,06

5.1.5 Sílica ativa

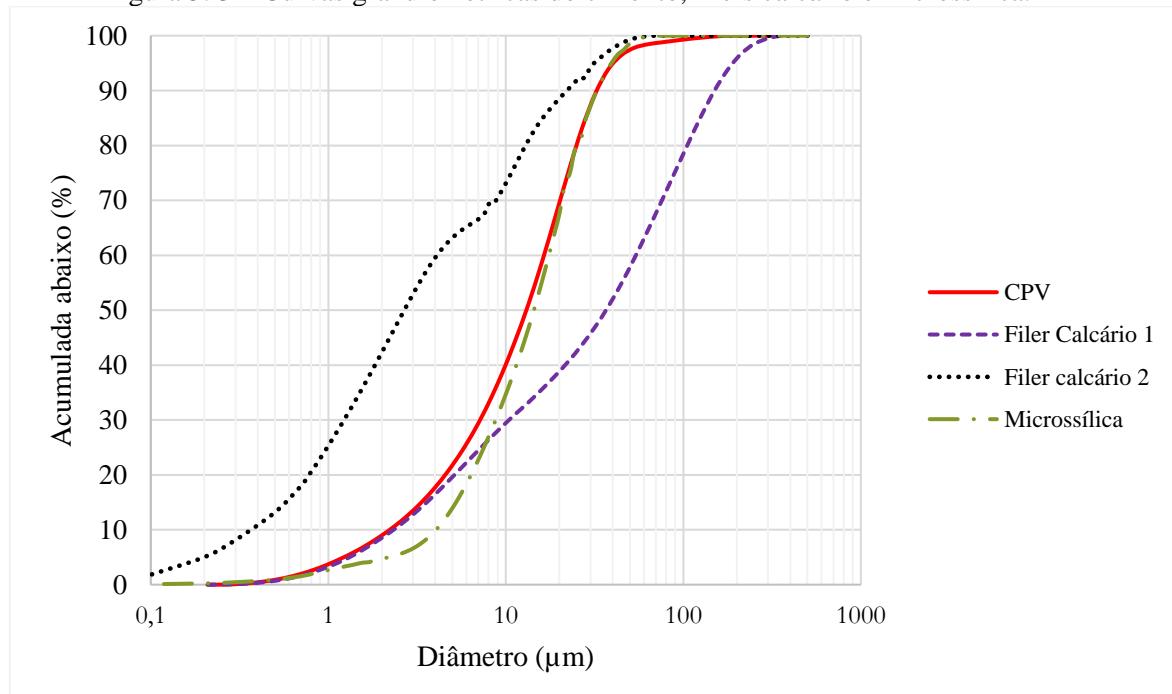
A sílica ativa (SILMIX), utilizada neste trabalho, foi produzida pela Dow Corning Metais do Pará Indústria e Comércio Ltda. A sua massa específica foi de 2,12 g/cm³. O fabricante indica área superficial específica BET mínima de 1,5 m²/g. Sua composição química está apresentada na Tabela 5. 6.

Tabela 5. 6- Composição química da sílica ativa.

Composição química	
Elemento	Resultado (%)
SiO ₂	96,30
K ₂ O	1,63
CaO	0,54
MgO	0,37
Cl	0,21
SO ₃	0,21
P ₂ O ₅	0,20
Al ₂ O ₃	0,19
Al ₂ O ₃	0,19
Fe ₂ O ₃	0,17
TiO ₂	0,13
MnO	0,04
ZnO	0,02
SrO	0,01
Na ₂ O	0,10

As curvas granulométricas do cimento, filer calcário 1 e 2, e da sílica ativa estão ilustradas na Figura 5. 3. Pode-se perceber que a sílica ativa apresenta curva granulométrica próxima à do cimento, e suas curvas estão entre a curva do filer calcário 1 e o filer calcário 2.

Figura 5. 3 – Curvas granulométricas do cimento, filers calcário e microssílica.



5.1.6 Aditivos

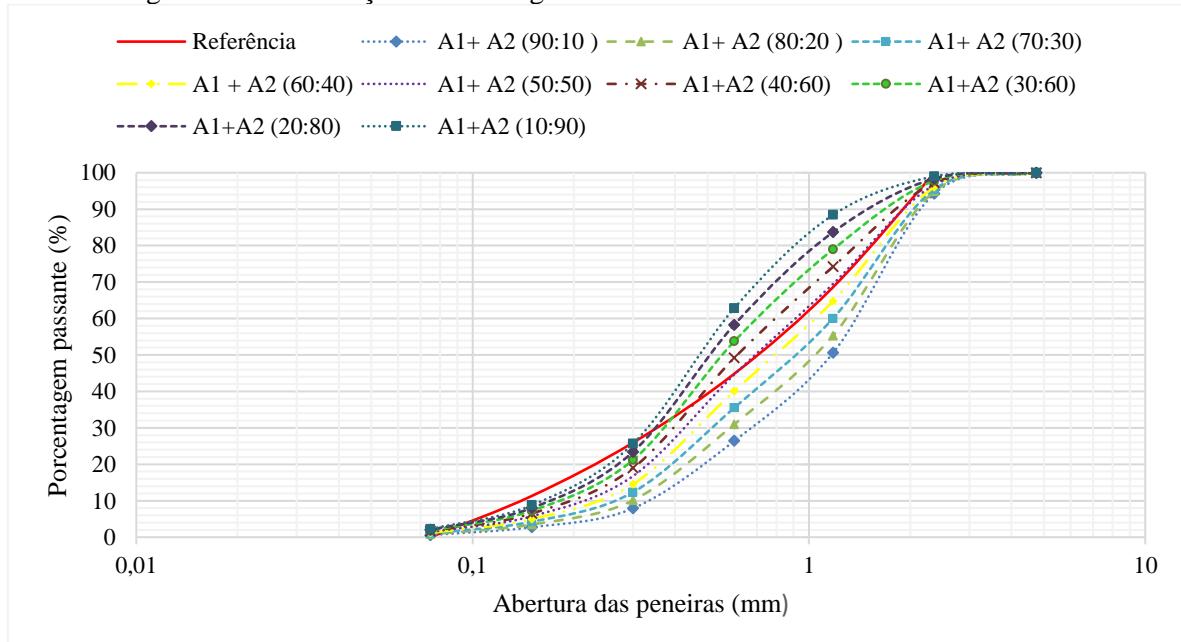
Foram utilizados um plastificante multifuncional e um superplastificante de última geração. O plastificante multifuncional de pega normal foi o Muroplast FK 97 da MC - Bauchemie, que segundo o fabricante, tem densidade de 1,18 g/ cm³ e deve ser utilizado no teor de 0,2 a 1,0 % em relação a massa do cimento. O superplastificante de alto desempenho à base de policarboxilatos foi o MC-PowerFlow 4001, do mesmo fabricante, com densidade de 1,12 g/cm³ e a sua dosagem recomendada é de 0,2 a 5,0 % em relação à massa do cimento. Segundo orientações do fabricante, esses aditivos podem ser utilizados em conjunto.

5.2 ENSAIOS PRELIMINARES

5.2.1 Empacotamento dos agregados

A primeira etapa deste método envolveu os agregados miúdos. Utilizando como curva referência à obtida do modelo de empacotamento de Andreassen modificado ou Alfred, com diâmetro máximo de 2,36 mm, e mínimo de 0,075 mm, foram feitas simulações de curvas granulométricas para diferentes proporções dos agregados. As curvas obtidas estão ilustradas na Figura 5. 4.

Figura 5. 4 – Simulação de curvas granulométricas das misturas das areias 1 e 2.



Percebe-se que algumas misturas ficaram mais próximas da curva de referência do que as demais. Desta forma, estas misturas foram as selecionadas para realizar o empacotamento experimental, cujo resultados estão apresentados na Tabela 5. 7. Foi verificado que a melhor proporção é a que apresenta 50% da areia 1 (grossa) e 50% da areia 2 (fina), que será denominada de Mistura 1.

Tabela 5. 7- Índice de vazios para as diferentes proporções entre as areias 1 e 2.

A1	A2	Índice de vazios
70%	30%	29,287
60%	40%	28,999
50%	50%	27,703
40%	60%	27,752

Partindo desse resultado, foi realizada uma nova combinação composta pela Mistura 1 com a areia 3 (muito fina). Também foram simuladas as curvas desta nova composição de areia, ilustradas na Figura 5. 5, e para aquelas que ficaram mais próximas da curva de referência, foi realizado o empacotamento experimental, apresentados na Tabela 5. 8.

Figura 5. 5 - Simulação de curvas granulométricas das mistura 1 com a areia 3.

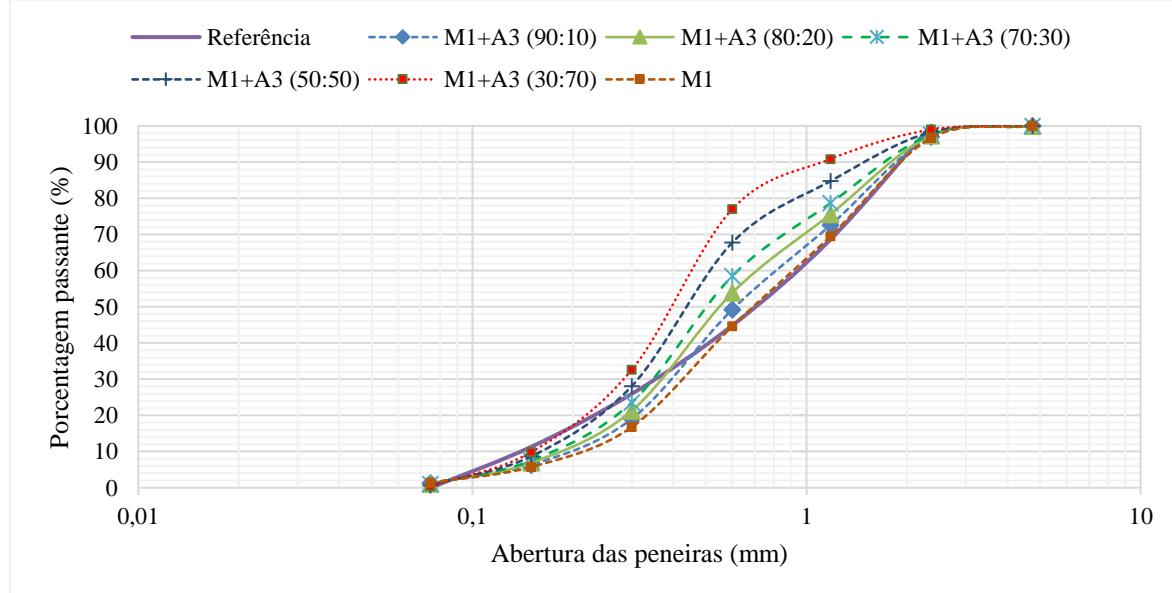


Tabela 5. 8- Índice de vazios para as diferentes proporções entre a Mistura 1 e areia 3.

Mistura 1	A3	Índice de vazios
100	0%	27,703
90%	10%	26,368
80%	20%	26,714
70%	30%	26,724

A mistura com menor índice de vazios é a que apresenta a areia 3 no teor de 10%. Portanto, a melhor proporção entre as areias corresponde a 45% de A1, 45% de A2 e 10% de A3. Esta combinação foi denominada de Mistura 2.

Seguindo o mesmo método, foram realizadas as misturas entre as britas 0 e 1. A curva de referência foi realizada seguindo o modelo de empacotamento de Andreassen modificado, com diâmetro máximo de 19 mm, e mínimo de 2,36 mm. As curvas granulométricas simuladas estão ilustradas na Figura 5. 6. Em seguida, foi realizado o empacotamento experimental. A combinação com menor índice de vazios foi com 45% de brita 0 e 55% de brita 1, denominada de Mistura 3, conforme apresentado na Tabela 5. 9.

Figura 5. 6- Simulação de curvas granulométricas da mistura das britas.

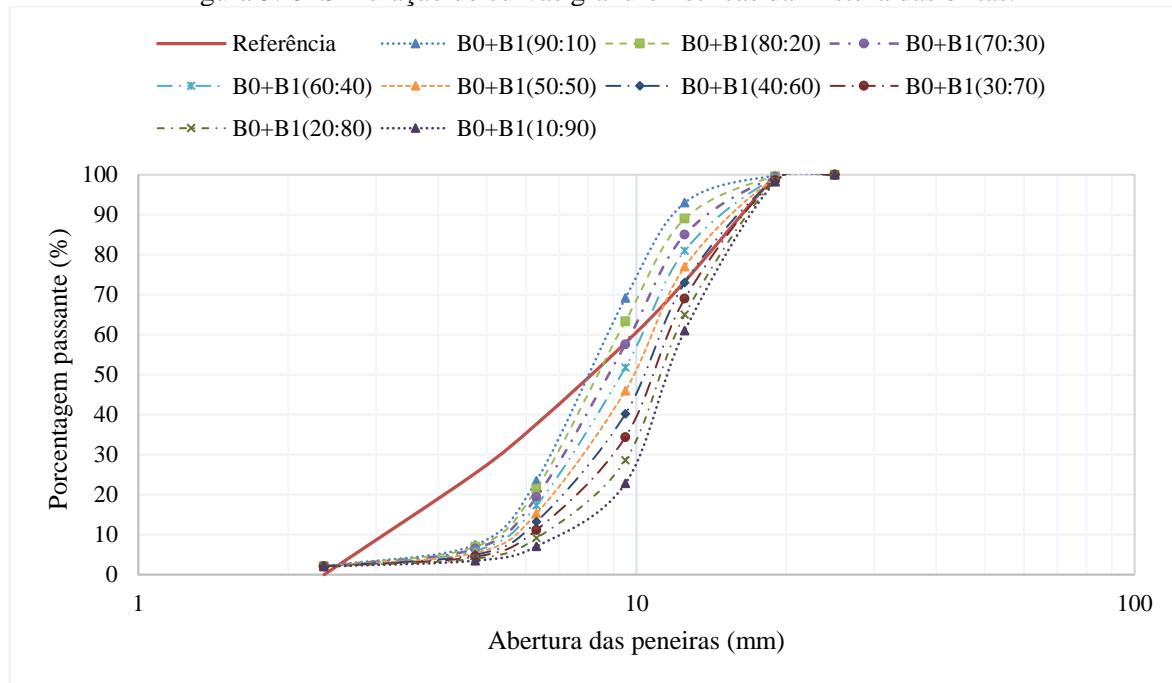


Tabela 5. 9 - Índice de vazios para as diferentes proporções entre as britas.

B0	B1	Índice de vazios
35%	65%	43,991
40%	60%	43,554
45%	55%	43,502
50%	50%	43,965

Por último, foi realizado o empacotamento entre a melhor mistura das britas (Mistura 3) e a melhor mistura das areias (Mistura 2). Partiu-se da proporção de 40% de brita e 60% de areia, variando em 5%, até obter o menor índice de vazios. Percebe-se que o teor de vazios tende a reduzir até um certo limite, e que a partir deste, esse valor tende a aumentar, conforme

ilustra a Figura 5. 7. Os valores calculados dos índices de vazios para as diferentes misturas estão apresentados na Tabela 5. 10.

Figura 5. 7 – Índice de vazios para as misturas de brita e areia em diferentes proporções

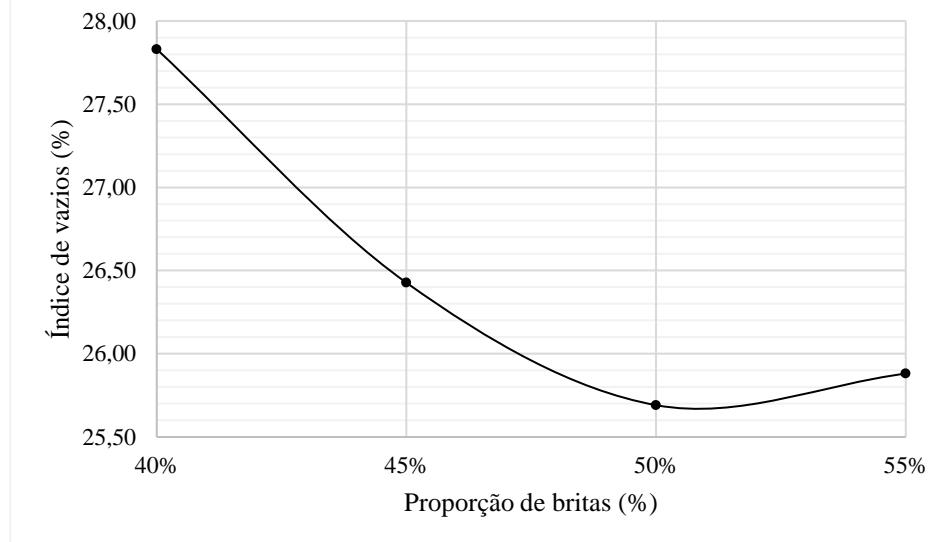


Tabela 5. 10 - Índice de vazios para as diferentes proporções entre as britas e areias.

Mistura 3	Mistura 2	Índice de vazios
40%	60%	27,830
45%	55%	26,427
50%	50%	25,691
55%	45%	25,881

Pode-se concluir que a melhor proporção dos materiais foi com 50% de britas e 50% de areias, apresentando índice de vazios de 25,7%.

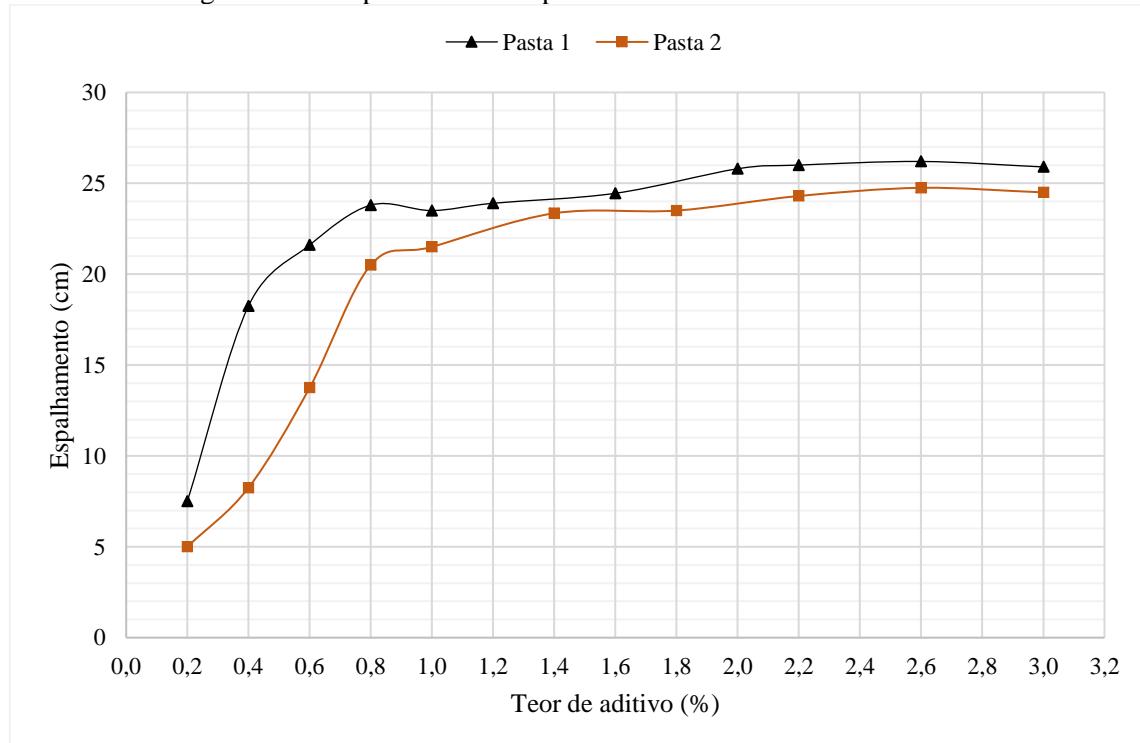
5.2.2 Teor ótimo de aditivo

O ensaio de Kantro foi realizado para auxiliar na escolha do teor de aditivo e verificar a influência das adições minerais no comportamento da pasta. A Figura 5. 8 ilustra o comportamento de duas pastas estudadas para os diferentes teores de aditivos. A Pasta 1 é composta apenas de cimento, na sua fase seca. Na pasta 2, o cimento foi substituído em 14% pelo filer calcário mais grosso, e em 5% por sílica ativa. O teor de água/aglomerante nas duas pastas foi de 0,35. O aditivo utilizado neste estudo foi o superplastificante MC-PowerFlow 4001.

Observa-se que, na pasta com adições minerais, há uma redução do espalhamento para o mesmo teor de aditivo. Isto pode ser consequência da elevada área superficial dos finos que demandam maior consumo de água. Entretanto, para os teores de aditivos mais elevados, a diferença de espalhamento das pastas foi reduzida.

Apesar do fabricante indicar o uso do superplastificante em teores até 5,0%, foi verificado que para os teores acima de 2,2% o espalhamento não apresentou grandes diferenças nas pastas estudadas, contudo, ainda se nota um ligeiro aumento para teores de 2,6%.

Figura 5. 8 – Espalhamento da pasta com diferentes teores de aditivo



Segundo Rebmann (2011), a partir dos resultados obtidos no ensaio de miniabatimento de tronco de cone, tem-se um indicativo inicial do teor de aditivo que deve ser utilizado. Porém, podem ser necessários ajustes na quantidade de aditivo no concreto, devido a interação com os demais componentes da mistura, além de um fator água/cimento diferente.

5.2.3 Dosagem do concreto

Para verificar o comportamento do concreto com diferentes composições da matriz foram dosados concretos auxiliares. Visando avaliar o potencial de redução de cimento e a contribuição do empacotamento dos agregados e dos finos, partiu-se de um traço inicial com consumo de cimento de 350 kg/m³. Para obter o traços de baixo consumo desta pesquisa, foram testados concretos com consumos de 320 kg/m³, sendo o valor mínimo exigido pela NBR 12655 (2015), para a classe de agressividade III, e com consumos em torno de 280 kg/m³, abaixo do limite indicado pela norma. A Tabela 5. 11 apresenta a composição dos concretos auxiliares.

Tabela 5. 11 – Composição dos concretos auxiliares.

	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Cimento (kg/m ³)	350,14	320,08	319,49	284,71	320,96	284,71
Filer 1 (kg/m ³)	-	28,88	24,17	48,93	12,38	23,87
Filer 2 (kg/m ³)	-	-	-	-	12,38	23,87
Sílica (kg/m ³)	-	-	10,02	17,68	9,73	17,68
Areia 1 (kg/m ³)	903,64	453,89	445,63	445,63	445,63	445,63
Areia 2 (kg/m ³)	-	446,81	445,63	445,63	445,63	445,63
Areia 3 (kg/m ³)	-	97,85	99,03	99,03	99,03	99,03
Brita 0 (kg/m ³)	-	457,42	449,17	449,17	449,17	449,17
Brita 19 (kg/m ³)	983,81	541,13	548,20	548,20	548,20	548,20
Água/ligante	0,55	0,45	0,49	0,50	0,45	0,47
Superp. (%)*	0,50	2,73	2,70	2,72	2,60	2,80
Plast. (%)*	-	-	-	-	1,00	1,00

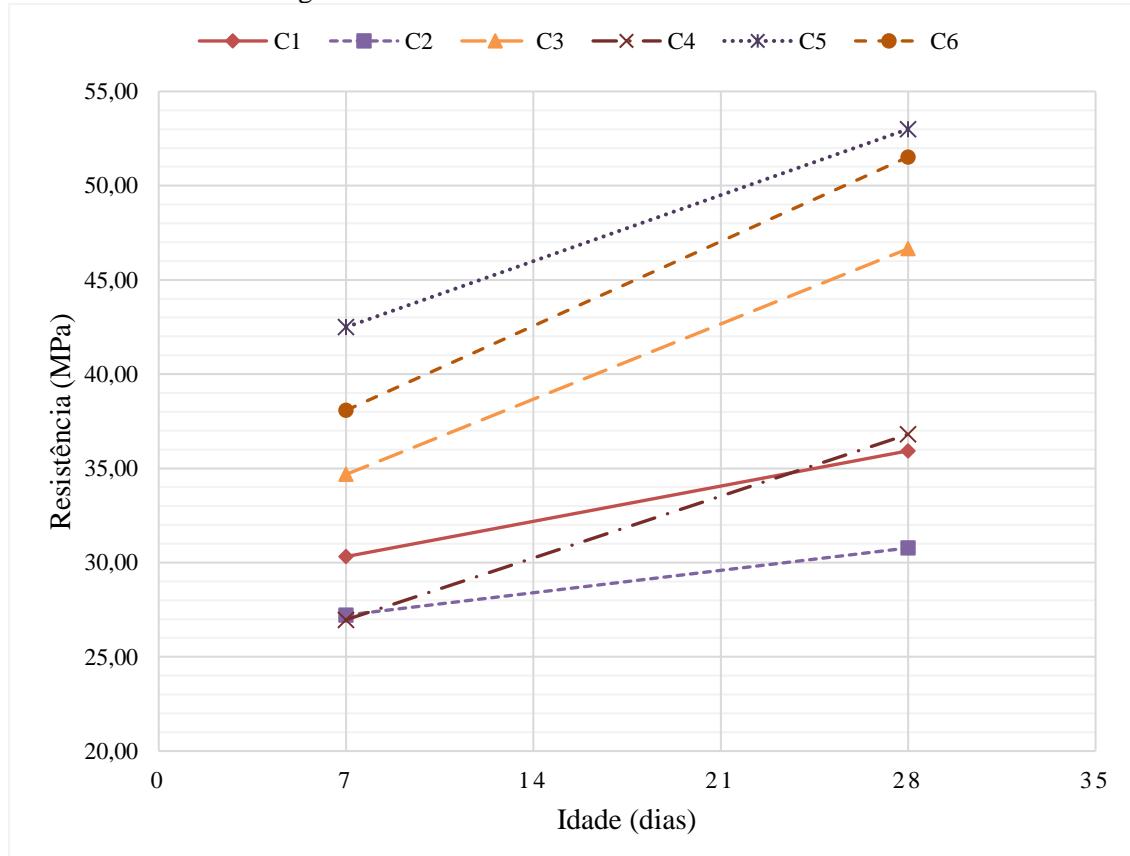
*Em relação a massa de cimento

Pode-se perceber que para o concreto C1, o teor de superplasticificante foi baixo comparando com os demais concretos. Isso é devido a composição de sua matriz que possui apenas cimento. Conforme substituiu-se o cimento por filer calcário e pela sílica ativa, houve necessidade de aumentar o teor de aditivo utilizado. Esse comportamento já era esperado, uma vez que as adições mais finas demandam mais água, porém, para melhorar a resistência do material é necessário reduzir o fator água/ligante, e compensá-lo utilizando os aditivos plastificantes e/ou superplasticificantes. Por esse mesmo motivo, nos traços C5 e C6, foi preciso introduzir o aditivo plastificante juntamente com o superplasticificante. Pois, foi

incorporado na sua matriz, o filer calcário mais fino, que demandou mais aditivo. Inicialmente houve uma tentativa de continuar aumentando o superplastificante nesses traços, porém o concreto não obteve melhora na trabalhabilidade e foi verificado início de segregação da pasta com os agregados. Testando o superplastificante em conjunto com o plastificante, recomendado pelo fabricante, o material apresentou a melhor resposta.

Analizando a resistência à compressão, percebe-se que a maior variedade de finos na matriz cimentícia, com adequada dispersão, contribuiu para o empacotamento da pasta, implicando no melhor desempenho mecânico do concreto. Desta forma, os concretos C5 e C6 obtiveram os maiores valores de resistência à compressão, conforme ilustra a Figura 5.9. Todos os concretos alcançaram resistências maiores do que 30 MPa aos 28 dias. Porém, verifica-se que o concreto C2, que teve parte do cimento substituído apenas pelo filer mais grosso, apresentou a menor resistência. Isto indica que utilizar apenas o filer 1 não causa um empacotamento suficiente para compensar a redução de cimento.

Figura 5.9 – Resistência dos concretos auxiliares



Partindo destes resultados, foram definidos os traços para estudos nesta pesquisa. A Tabela 5.12 apresenta o consumo dos materiais por metro cúbico de concreto e alguns

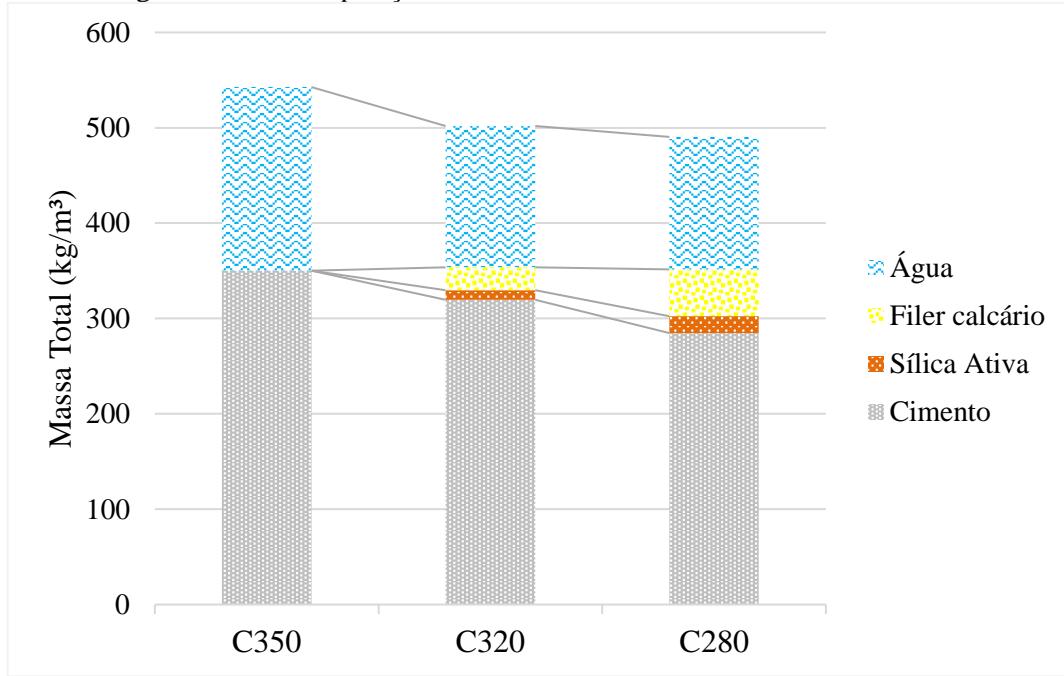
parâmetros dos concretos estudados. A nomenclatura adotada para os traços expressa o consumo aproximado de cimento. O concreto de referência é o C350, e os concretos com baixo consumo de cimento são os C320 e C280.

Tabela 5. 12 - Parâmetros de dosagem dos concretos estudados

Material	C350	C320	C280
Cimento CP V – ARI (kg/m ³)	350,1	319,5	284,7
Sílica ativa (kg/m ³)	-	10,0	17,7
Filer Calcário 1 (kg/m ³)	-	12,1	24,5
Filer Calcário 2 (kg/m ³)	-	12,1	24,5
Areia 1 (kg/m ³)	903,6	445,6	445,6
Areia 2 (kg/m ³)	-	445,6	445,6
Areia 3 (kg/m ³)	-	99,0	99,0
Brita 0 (kg/m ³)	-	449,2	449,2
Brita 1 (kg/m ³)	983,8	548,2	548,2
Água (kg/m ³)	192,6	148,3	139,1
Plastificante (kg/m ³)	-	3,20	2,85
Superplastificante (kg/m ³)	1,75	8,15	7,97
Relação água/aglomerante	0,55	0,45	0,46
Relação água/finos	0,55	0,42	0,40
Teor de superplastificante em relação à massa de cimento (%)	0,50	2,55	2,80
Consumo de aglomerante (kg/m ³)	350,1	329,5	302,4

A otimização da matriz ocorreu reduzindo o teor de cimento e água, aumentando a proporção de filer calcário e sílica ativa. Esta situação pode ser visualizada na Figura 5. 10. Pode-se observar que a massa total dos finos se manteve aproximadamente em 350 kg/m³, sendo o cimento substituído parcialmente pelas adições minerais. Houve uma redução total de 13,6% do teor de ligante, e de 18,7% considerando apenas o teor de cimento.

Figura 5. 10 – Composição da matriz cimentícia nos concretos estudados



5.3 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

5.3.1 Caracterização do concreto fresco

As propriedades avaliadas no estado fresco dos concretos estão apresentadas na Tabela 5.13.

Tabela 5. 13 - Propriedades do concreto no estado fresco.

Propriedade	C350	C320	C280
Massa Específica (kg/dm ³)	2,388	2,458	2,478
Teor de ar incorporado (%)	1,89	1,35	0,90
Abatimento (cm)	12,0	15,5	7,0

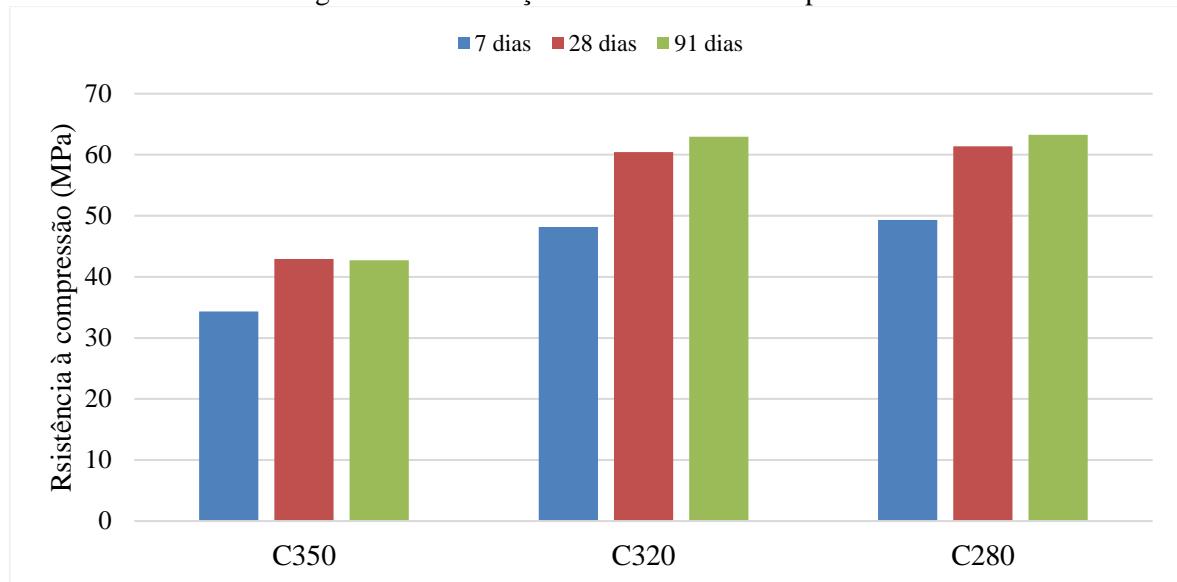
O abatimento inferior do C280 é devido ao seu menor consumo de água e maior superfície específica dos finos. Entretanto, este concreto não apresentou prejuízo em termos de acabamento. Os concretos C320 e C280 apresentam maior massa específica do que o C350, sendo o C280 com o maior valor. Isto é resultado da otimização granulométrica, tanto na fase dos agregados, como na pasta, gerando um concreto com menor teor de vazios.

5.3.2 Caracterização do concreto endurecido

5.3.2.1 Resistência à compressão

A Figura 5. 11 mostra a evolução da resistência à compressão nos concretos estudados. Observa-se que os traços com menores teores de aglomerante apresentaram resistências mais elevadas do que o concreto de referência para todas as idades.

Figura 5. 11- Evolução da resistência à compressão.



O C320 e C280 apresentaram resistência superiores a 60 MPa aos 28 dias, o que representa um ganho de resistência maior do que 40% em relação ao concreto de referência, com 42,9 MPa.

O ganho de resistência entre as idades de 7 dias e 28 dias foi aproximadamente 25% para o C350 e o C320. Este valor é próximo ao apresentado para o C280, que foi de 24,5%. Portanto, nestas primeiras idades a evolução da resistência ocorreu de forma semelhante para todos os concretos. Aos 90 dias, a resistência do C320 foi de 62,96 MPa, e do C280 foi de 63,25 MPa. Nota-se que os valores de resistência desses concretos ficaram muito próximos, com diferença inferior a 0,05%.

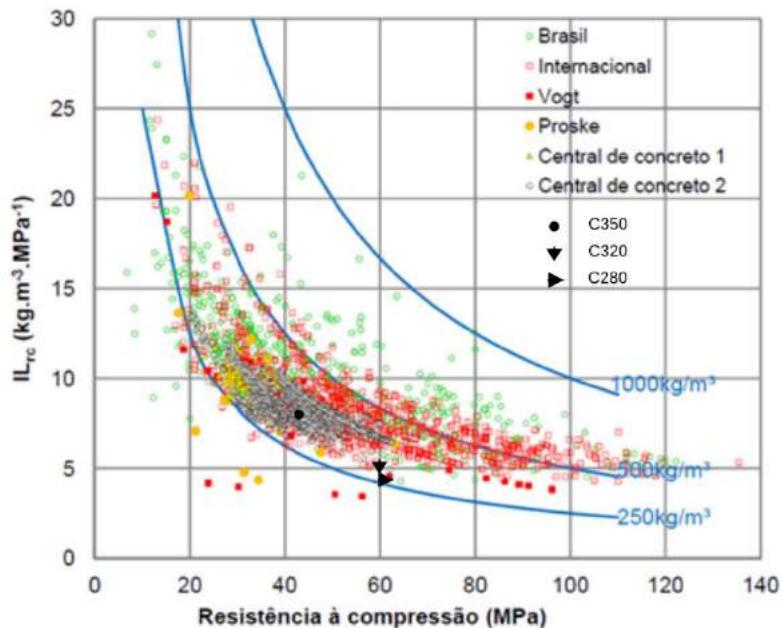
O indicador de Intensidade de Ligante (IL), proposto por Damineli *et al.* (2010), relaciona o consumo total de ligante do concreto com a resistência à compressão. Este IL foi calculado para os concretos estudados e estão apresentados na Tabela 5. 14.

Tabela 5. 14 – Indicador de desempenho Intensidade Ligante

Parâmetro	C350	C320	C280
Consumo de aglomerante (kg/m^3)	350,1	329,5	302,4
Resistência aos 28 dias (MPa)	42,94	60,43	61,39
IL ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{MPa}^{-1}$)	8,15	5,45	4,93

O IL foi em torno de $5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{MPa}^{-1}$ para os concretos com baixo consumo de ligante e próximo a $8 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{MPa}^{-1}$ para o concreto de referência. O C280 obteve uma redução do IL de aproximadamente 10% em relação ao C320. Conforme pode ser visualizado na Figura 5. 12, o IL dos concretos C320 e C280 ficou próximo aos valores mínimos encontrados na literatura, que são ligeiramente inferiores a $5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{MPa}^{-1}$. Já o concreto de referência apresenta valor dentro do intervalo mais comum. Vale ressaltar que é possível obter concretos com menor consumo de ligantes para a mesma classe de resistência do concreto de referência.

Figura 5. 12 – Intensidade Ligante *versus* Resistência à compressão aos 28 dias.



Fonte: Adaptado de Damineli (2013).

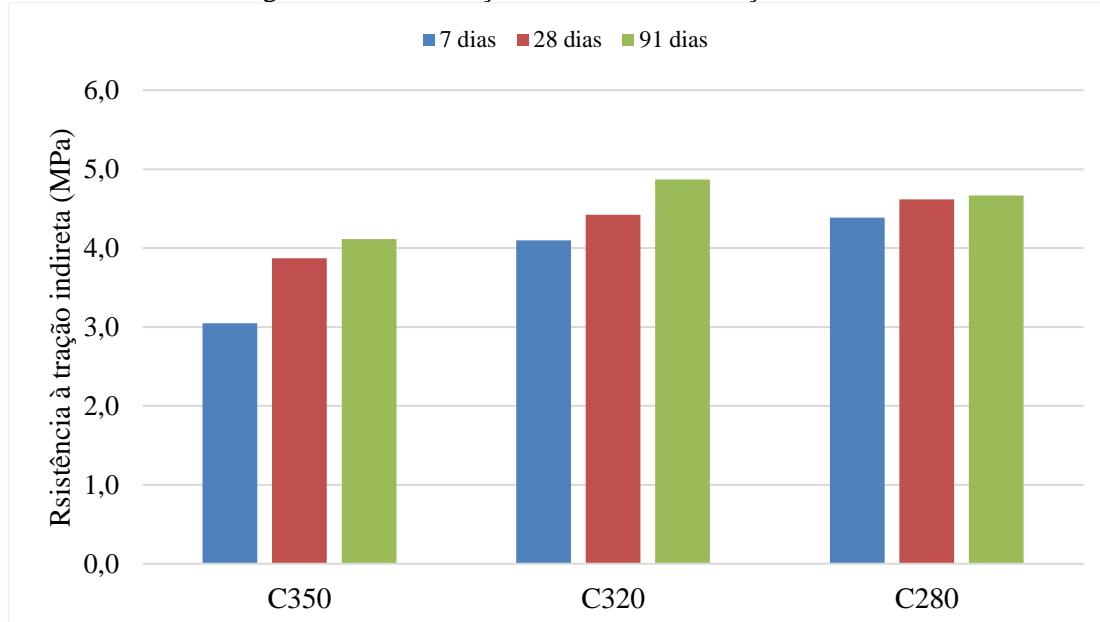
Pode-se observar que quanto maior a resistência para o mesmo consumo de aglomerante, menor é o IL, indicando maior eficiência em termos de quantidade de ligante para uma unidade de resistência. Damineli (2013), afirma que os menores valores de IL dos dados brasileiros estão ligados à melhoria do empacotamento de agregados ou à combinação de uma baixa relação água/cimento, uso de adições ativas e superplastificante.

Os resultados confirmam que é possível produzir concretos com baixo consumo de ligante e alta resistência. Porém, como pode ser visualizado na Figura 5.12, os valores de IL mais comuns são em torno de 10 kg/m³. Isto ocorre porque a dosagem de concretos ecologicamente mais eficientes esbarra na dificuldade de sua produção. Questões relativas ao custo dos aditivos e adições, dificuldade de mistura devido ao grande teor de finos e a falta de conhecimento sobre o tema ainda precisam ser vencidas.

5.3.2.2 Resistência à tração por compressão diametral

Na Figura 5. 13 apresentam-se os resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral. Os concretos com menor consumo de cimento apresentam maiores resistências do que o concreto de referência para todas as idades. O ganho de resistência do concreto de referência nas idades de 7 para 28 dias foi de 26,9%, enquanto que no C320 e C280, esse ganho foi de apenas 7,8% e 5,3% respectivamente.

Figura 5. 13 – Evolução da resistência à tração indireta



De acordo com a NBR 6118 (NBR, 2014), pode-se estimar a resistência à tração direta (f_{ct}) de acordo com a sua resistência à compressão. Para concretos na classe de resistência inferior a C50 deve-se utilizar a Equação 5.1, já para classes de resistência de C55 a C90, utiliza-se a Equação 5.2. A resistência à tração direta ($f_{ct,exp}$) foi calculada a partir dos valores da resistência à tração indireta ($f_{ct,sp}$), conforme a Equação 5.3.

$$f_{ct,teo} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (5.1)$$

$$f_{ct,teo} = 2,12 \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (5.2)$$

$$f_{ct,sp \ exp} = 0,9 \cdot f_{ct,exp} \quad (5.3)$$

A Tabela 5. 15 apresenta os valores de resistência à tração teóricos e os valores encontrados experimentalmente. Pode-se verificar que os valores obtidos experimentalmente estão coerentes com os valores calculados a partir da resistência à compressão.

Tabela 5. 15 – Relação entre a resistência à tração e resistência à compressão.

	7 dias			28 dias			91 dias		
	C350	C320	C280	C350	C320	C280	C350	C320	C280
f_{cm} (MPa)	34,31	48,15	49,32	42,94	60,43	61,39	42,70	62,96	63,25
f_{ct,sp exp.} (MPa)	3,05	4,10	4,39	3,87	4,42	4,62	3,66	4,75	4,76
f_{ct, teo.} (MPa)	3,17	3,97	4,03	3,68	4,62	4,67	4,11	4,87	4,67
f_{ct, exp.} (MPa)	3,39	4,55	4,87	4,30	4,91	5,13	4,57	5,41	5,19
Relação $\frac{f_{ct,exp}}{f_{cm}} (\%)$	9,88	9,46	9,88	10,01	8,13	8,36	10,71	8,59	8,20

De acordo com Pereira (2010), enquanto concreto de baixa resistência tem relação entre a resistência à tração direta com a resistência à compressão da ordem de 10% a 11%, no concreto de elevada resistência, este valor cai para aproximadamente 7%. Isto está em conformidade com os resultados obtidos, pois, para o C320 e C280, com resistências em torno de 60 MPa, essa relação foi de aproximadamente 8% aos 28 e 91 dias.

5.3.2.3 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade foi obtido, indiretamente, por meio do ensaio de Ultrassom. Este ensaio determina a velocidade de propagação da onda ultrassônica no corpo de prova de concreto. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 5. 16.

Percebe-se que as velocidades de propagação das ondas ultrassônica nos concretos C280 e C320 foram bastante próximas.

Tabela 5. 16 – Velocidade de propagação da onda ultrassônica

V (x 10 ⁻³) m/s		
	7 dias	28 dias
C350	4,352	4,439
C320	4,566	4,613
C280	4,537	4,618

A NBR 6118 (ABNT, 2014) permite estimar o módulo de elasticidade em função da resistência à compressão pela Equação 5.4, para concretos com resistência até 50 MPa e pela Equação 5.5, para concretos com resistências de 55 MPa à 90 MPa.

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (5.4)$$

$$E_{ci} = 21,5 * 10^3 \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (5.5)$$

Os resultados de módulo de elasticidade obtidos indiretamente pelo ensaio Ultrassom (E_{exp}) estão apresentados na Tabela 5. 17, juntamente com os valores teóricos ($E_{teórico}$) calculados com o emprego das equações 5.4 e 5.5. Os valores do módulo de elasticidade experimental ficaram maiores do que os valores teóricos. Esta diferença foi mais acentuada na idade de 7 dias para o concreto de referência, que apresentou valor experimental 24% maior do que o valor teórico. Na idade de 28 dias, os valores experimentais ficaram mais próximo dos valores teóricos para todos os concretos, comparando-se com a idade de 7 dias.

Vale ressaltar que o módulo de elasticidade obtido por ensaio de ultrassom é dinâmico, pois se relaciona apenas com os efeitos elásticos do concreto, não considerando as deformações obtidas pela fluência. E o módulo de elasticidade calculado conforme a

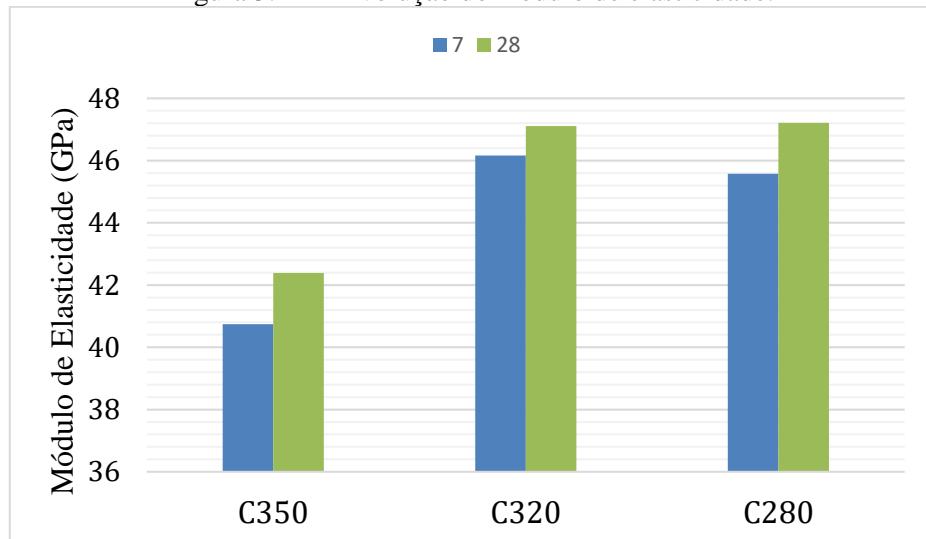
norma, se refere ao módulo de elasticidade estático, obtido das deformações que ocorrem no ensaio com aplicações de ciclos de carregamentos.

Tabela 5. 17 – Módulo de elasticidade teórico e experimental.

Traço	7 dias			28 dias		
	E_{exp} (GPa)	$E_{\text{teórico}}$ (GPa)	$\frac{E_{\text{exp}}}{E_{\text{teórico}}} - 1$ (%)	E_{exp} (GPa)	$E_{\text{teórico}}$ (GPa)	$\frac{E_{\text{exp}}}{E_{\text{teórico}}} - 1$ (%)
C350	40,74	32,80	24,22	42,38	36,70	15,50
C320	46,16	38,86	18,78	47,11	41,69	13,00
C280	45,57	39,33	15,88	47,22	41,88	12,75

O módulo de elasticidade foi maior nos concretos com baixo consumo de cimento do que no concreto de referência, conforme ilustra a Figura 5. 14. Segundo Rebmann (2011) além da maior resistência, que indica menor porosidade, o módulo de elasticidade é fortemente influenciado pelas características elásticas dos agregados. De acordo com Pacheco *et al.* (2010), o ensaio de ultrassom é bastante sensível ao tipo e quantidade de agregado presente no concreto. Concretos com maior quantidade de agregados, apresentam maiores velocidades de propagação das ondas ultrassônicas, gerando resultados maiores de módulo de elasticidade. Isto justifica os maiores valores para o C320 e o C280, já que estes apresentam maior proporção de agregado. Assim como na resistência à compressão, os concretos C320 e C280 apresentaram valores muito próximos do módulo de elasticidade, aos 28 dias.

Figura 5. 14 – Evolução do módulo de elasticidade.



5.3.2.4 Absorção de água total e por capilaridade

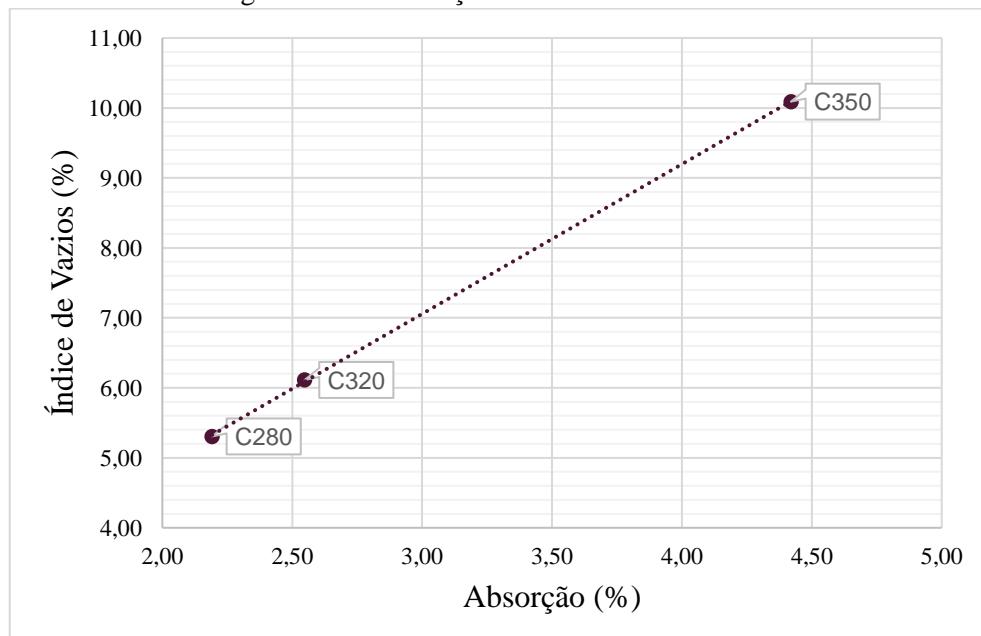
Os valores de massa específica, absorção de água e índice de vazios dos concretos estudados, na idade de 28 dias, estão apresentados na Tabela 5. 18. Os concretos com menores teores de cimento apresentam índice de vazios e de absorção inferior ao concreto de referência. Isto deve-se à otimização dos agregados e da matriz.

Tabela 5. 18- Propriedades físicas dos concretos.

Concreto	Absorção (%)	Índice de Vazios (%)	Massa específica da amostra seca (g/cm ³)	Massa específica da amostra saturada (g/cm ³)
C350	4,42	10,09	2,28	2,39
C320	2,55	6,11	2,39	2,46
C280	2,19	5,31	2,41	2,46

A Figura 5. 15 ilustra a relação linear entre a absorção e o índice de vazios. Observa-se que o concreto com menor consumo de aglomerante foi o que apresentou o menor índice de vazios, e consequentemente, menor absorção. Sendo esse valor, para o C280, 14% menor do que o apresentado pelo C320. Já o concreto de referência obteve absorção duas vezes maior do que o C280, e índice de vazios superior em 90%.

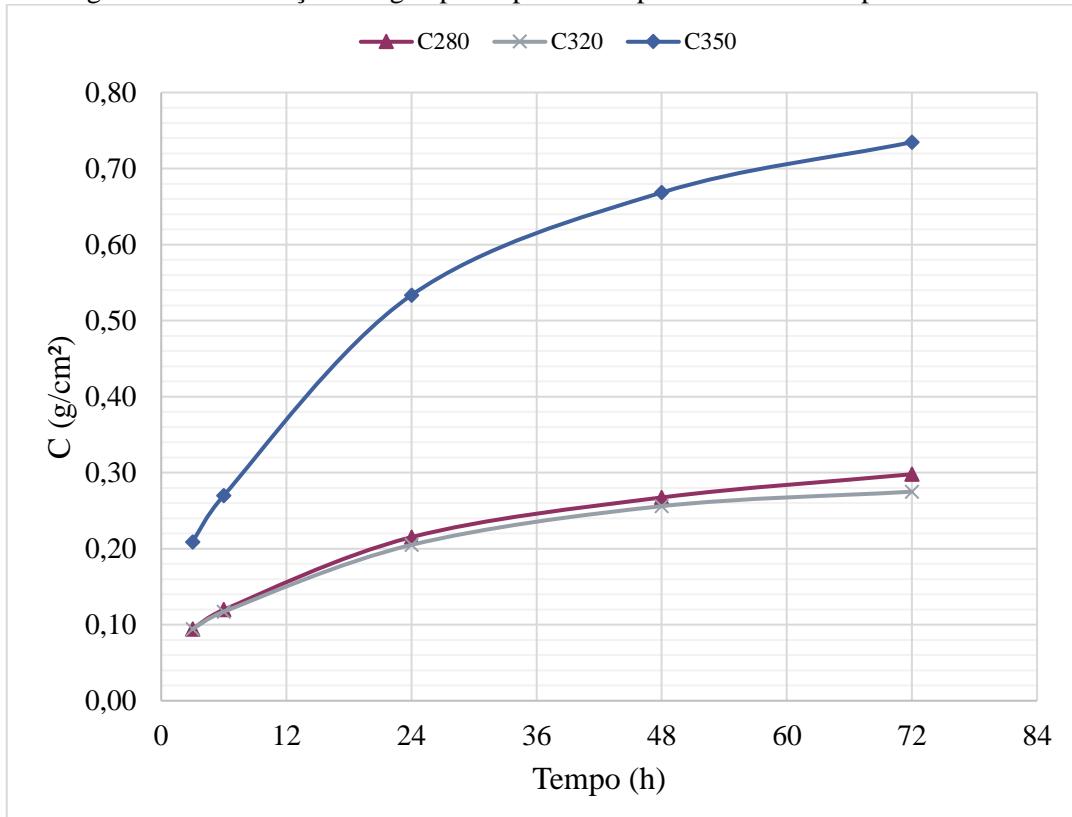
Figura 5. 15 –Absorção *versus* Índice de Vazios.



A absorção de água por capilaridade (C), expressa em g/cm², para cada tempo de ensaio é apresentada na Figura 5. 16. Os concretos com baixo consumo de cimento apresentaram valores próximo de absorção de água por capilaridade. Após 72 horas de

ensaio, o C280 apresentou absorção 8% maior do que o C320. Já o concreto de referência apresentou absorção superior a duas vezes aos valores obtidos para o C320 e C280.

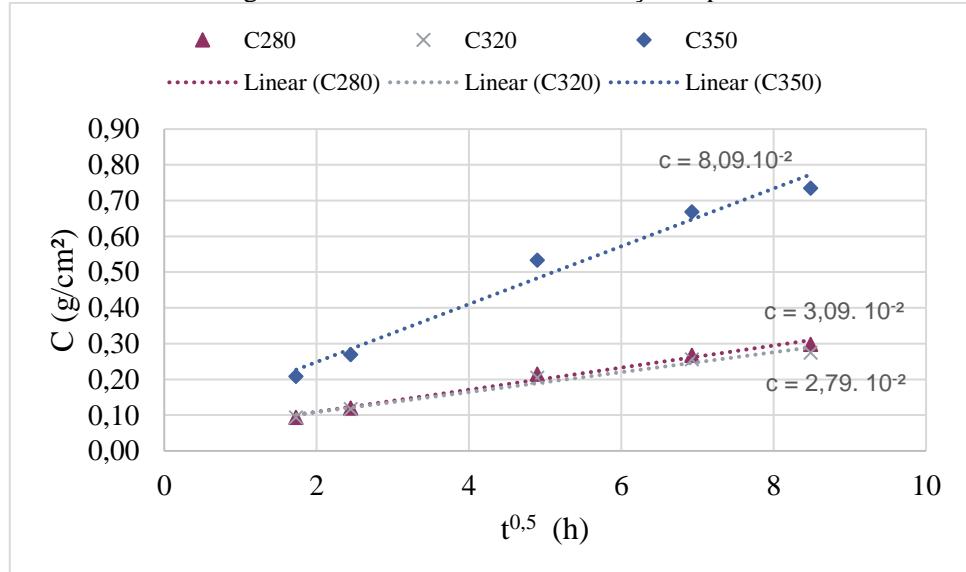
Figura 5. 16- Absorção de água por capilaridade para diferentes tempos de ensaio.



Plotando-se um gráfico com os valores de C (g/cm^2) em função da raiz quadrada do tempo, é possível verificar uma relação linear, ilustrada na Figura 5. 17. A inclinação dessa curva pode ser tomada como o coeficiente de absorção capilar. O coeficiente de absorção capilar do C280 e do C320 foi de $3,09 \cdot 10^{-2} \text{ g}/\text{cm}^2 \text{h}^{0,5}$ e $2,79 \cdot 10^{-2} \text{ g}/\text{cm}^2 \text{h}^{0,5}$, respectivamente. Já o de referência apresentou coeficiente mais elevado, no valor de $8,09 \cdot 10^{-2} \text{ g}/\text{cm}^2 \text{h}^{0,5}$.

O maior coeficiente de absorção capilar do C280 em relação ao C320 pode ser justificado pela sua estrutura porosa, que possivelmente apresenta poros de menores diâmetros, favorecendo uma absorção capilar mais rápida. Já o coeficiente de absorção do C350 foi bem maior do que os dos concretos otimizados, mesmo que estes provavelmente tenham poros menores. Isto é devido ao seu teor de vazios, que é muito elevado, e ainda, possivelmente possui uma maior interconexão dos poros.

Figura 5. 17 – Coeficiente de absorção capilar



Os resultados demonstram que a otimização granulométrica interfere na estrutura porosa, com possíveis modificações na sua distribuição, diâmetro e interligações. A redução do fator água/aglomerante juntamente com a dispersão das partículas finas, geram concretos com menor volume de vazios.

5.4 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO DE CLORETO

5.4.1 Migração

Os valores do coeficiente de migração no estado não estacionário dos concretos estudados estão apresentados na Tabela 5. 19.

Tabela 5. 19 – Coeficiente de migração no estado não estacionário.

Concreto	D _{nssm} ($\times 10^{-12}$ m ² /s)
C350	21,76
C320	5,19
C280	1,81

Segundo Nilsson, Ngo e Gjørv (1998), a resistência do concreto à penetração dos íons cloreto, na idade de 28 dias, pode ser classificada conforme apresenta a Tabela 5. 20. De acordo com essa classificação, o concreto de referência apresenta resistência à penetração

de cloretos baixa, enquanto que o concreto C320 possui resistência alta, e o C280 extremamente alta.

Como o transporte de cloretos neste ensaio ocorre apenas por difusão, o C280 que possivelmente apresenta os poros com menores diâmetros, obteve o melhor desempenho quanto a resistência à penetração desses íons.

Tabela 5. 20 – Classificação de acordo com a resistência à penetração de cloretos

Difusão de cloretos (D28 x 10⁻¹² m²/s)	Resistência à penetração de cloretos
>15	Baixa
10-15	Moderada
5-10	Alta
2,5-5	Muito alta
<2,5	Extremamente alta

Fonte: Adaptada de Nilsson, Ngo e Gjørv (1998)

Pode-se verificar que o concreto de referência, mesmo atendendo aos requisitos estabelecidos por norma para classe de agressividade III (zona de atmosfera marinha), obteve baixa resistência à penetração de cloretos. Como já foi discutido, o desempenho dos concretos frente à penetração de agentes agressivos está relacionado com a sua porosidade. No concreto de referência não houve nenhuma otimização granulométrica dos agregados, gerando um concreto com maior índice de vazios, e consequentemente menor resistência à penetração de cloretos. Já nos concretos C320 e C280, além do empacotamento dos agregados miúdos e graúdos, foram utilizados quatro finos com diferentes granulometrias (cimento, filer calcário 1, filer calcário 2 e sílica ativa) e também o fator água/ligante foram reduzidos. Essas otimizações realizadas na pasta e nos agregados geraram concretos resistentes à entrada de agentes agressivos.

As Figuras 5.18, 5.19 e 5.20 ilustram as profundidades de penetração de cloretos nos concretos. O C280 apresentou uma profundidade de leitura interferida por agregado graúdo. Nesta situação, a norma permite ignorá-la, já que há mais de cinco profundidades válidas. Fica evidente a diferença de penetração dos cloretos entre o concreto de referência e os concretos com menores teores de ligante.

Figura 5. 18 - Profundidade de penetração de cloreto no C350

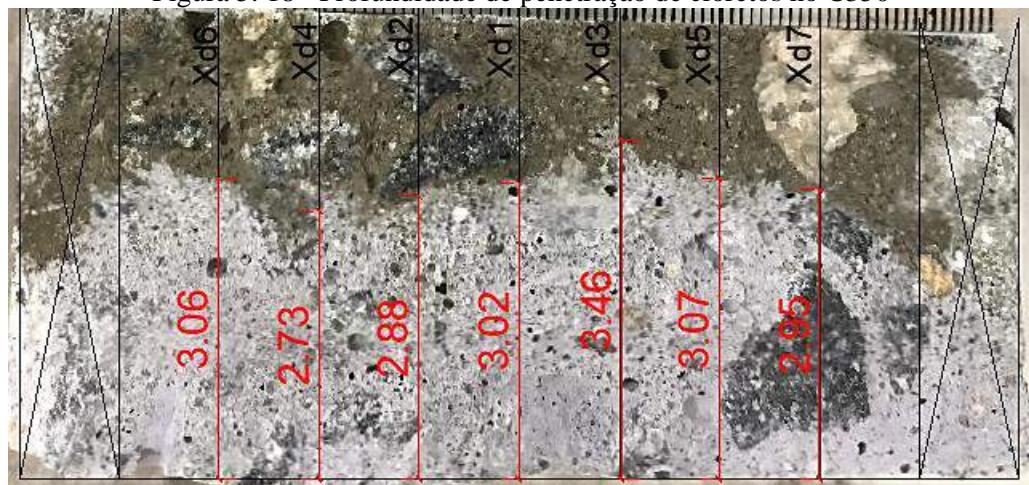


Figura 5. 19 - Profundidade de penetração de cloreto no C320

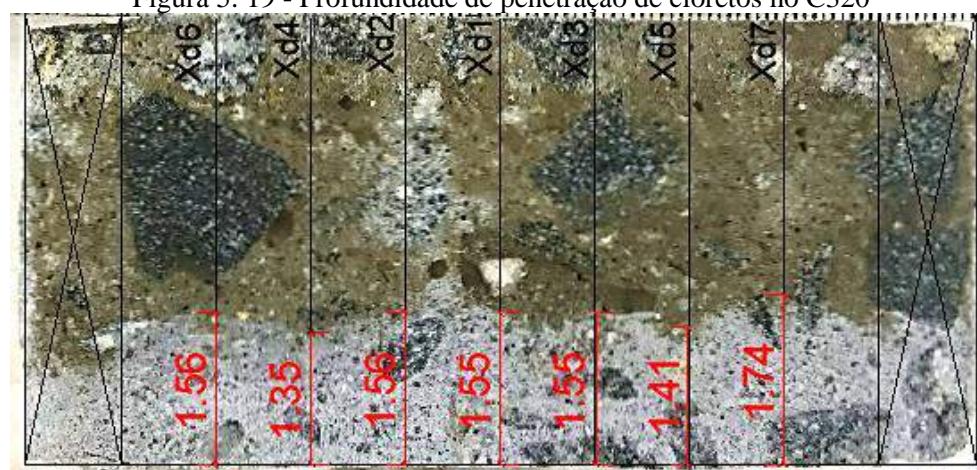
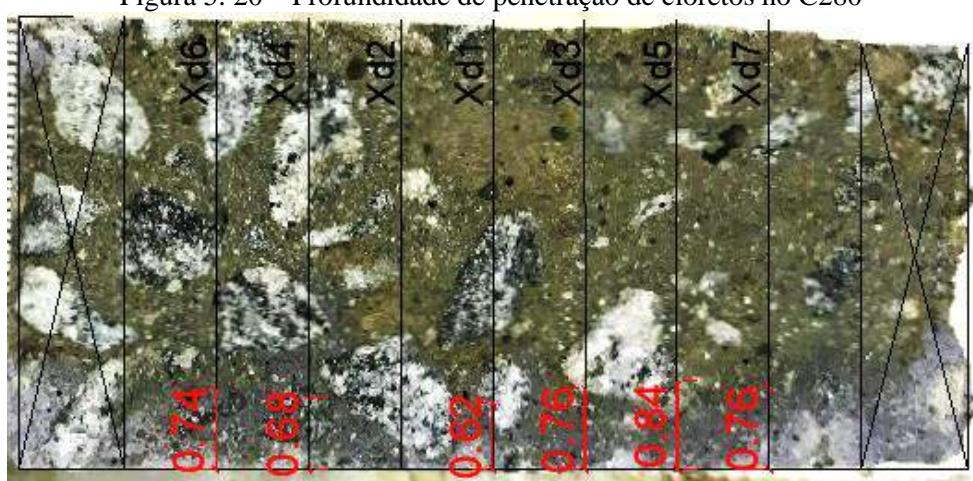


Figura 5. 20 – Profundidade de penetração de cloreto no C280



5.4.2 Difusão unidirecional

Para verificar o desempenho de concretos em relação à penetração de cloretos com consumo de cimentos menores do que o desenvolvido nesta pesquisa, foi realizado o ensaio de difusão unidirecional em três traços de concreto que foram dosados, moldados e caracterizados na Universidade de São Paulo.

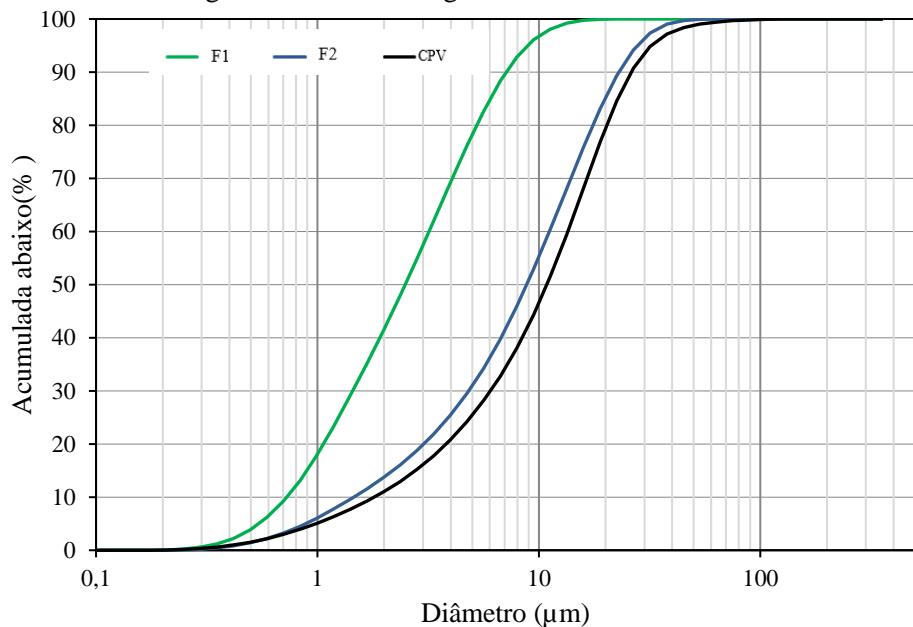
a. Caracterização do concreto

Os materiais utilizados nestes concretos foram agregados naturais, cimento CP – V ARI e dois tipos de filer calcário. A caracterização dos finos está apresentada na Tabela 5. 21. Suas curvas granulométricas estão ilustradas na Figura 5. 21.

Tabela 5. 21 – Caracterização dos finos

Material	Massa específica (g/cm ³)	Área superficial - BET N ₂ SSA (m ² /g)
Cimento	3,06	0,966
Filer 1	2,76	3,73
Filer 2	2,74	1,16

Figura 5. 21 – Curvas granulométricas dos finos



Pode-se perceber que foi utilizado um filer com curva granulométrica semelhante à do cimento, e um outro filer com partículas mais finas, e consequentemente, maior área superficial.

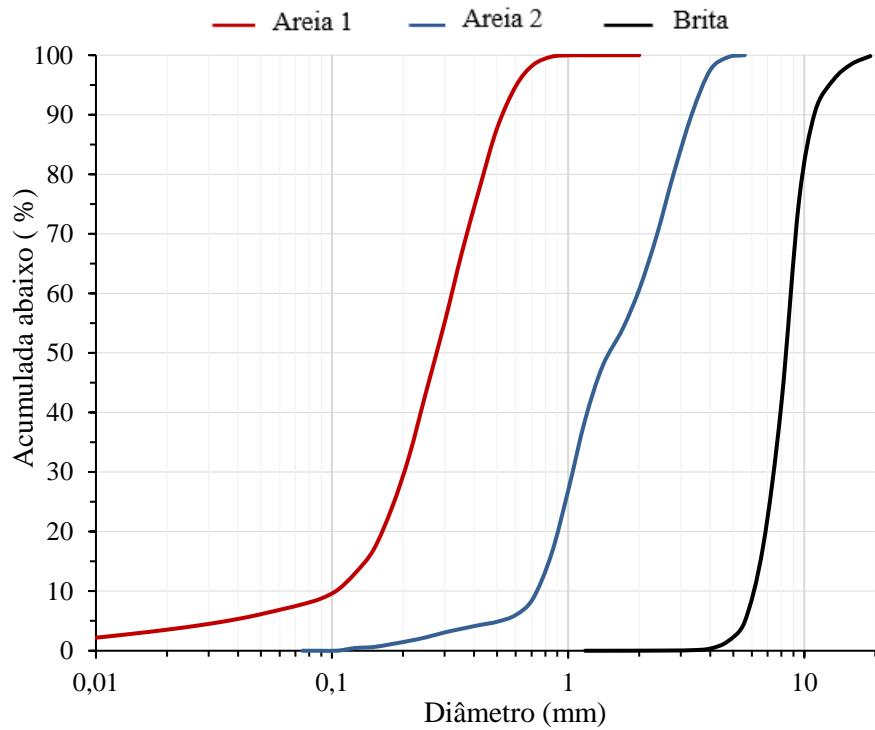
Foram utilizadas duas areias para a composição dos agregados miúdos e uma brita como agregado graúdo. A caracterização destes materiais está apresentada na Tabela 5. 22. A Figura 5. 22 ilustra as suas curvas granulométricas obtidas por análise de imagem dinâmica.

Tabela 5. 22 – Caracterização dos agregados

Material	Massa específica (g/cm ³)	BET N2 SSA (m ² /g)	Absorção de água (%)
Areia 1	2,76	0,2077	1,14
Areia 2	2,78	0,1452	
Brita	2,71	0,00037*	0,90

*O dado de SSA volumétrico vem de medições de análise de imagem dinâmica.

Figura 5. 22 – Curvas Granulométricas dos agregados



Os consumos de materiais dos concretos estão apresentados na Tabela 5. 23. As principais características destes concretos estão resumidas na Tabela 5. 24.

Tabela 5. 23 – Consumo de materiais dos concretos estudados no ensaio de Difusão Unidirecional.

Materiais	N1	N2	N3
Cimento (kg/m ³)	143,01	237,50	286,04
F1 (kg/m ³)	139,84	139,84	139,84
F2 (kg/m ³)	189,22	100,22	54,5
Areia 1	684,36	684,36	684,36
Areia 2	634,78	634,78	634,78
Brita	535,13	535,13	535,13
Água (kg/m ³)	160	160	160
Finos total (kg/m ³)	472,07	477,56	480,38
Aditivo (% em relação a massa de finos)	1,1%	1,1%	1,1%
Volume de pasta (m ³)	0,329	0,329	0,329
Fator água/cimento (kg/kg)	1,12	0,67	0,56
Fator água/finos (kg/kg)	0,34	0,34	0,33

Tabela 5. 24 – Caracterização dos concretos

Parâmetro	N1	N2	N3
Massa específica (g/cm ³)	2,44	2,45	2,46
Porosidade da pasta aos 28 dias (%)	41,17	36,26	33,73
Porosidade do concreto aos 28 dias (%)	13,5	11,9	11,1
Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	28,4	41,8	52,8
Intensidade Ligante (kg.m ⁻³ .MPa ⁻¹)	5,04	5,68	5,42

Observa-se que os concretos com menores consumo de cimento obtiveram menor resistência mecânica, entretanto houve um ganho de eficiência segundo o indicador IL, que foi menor para o concreto N1. Nestes casos, a redução do teor de cimento gerou concretos com menores massas específicas e um aumento na porosidade. Vale destacar que o teor de filer em substituição ao cimento foi bastante elevado. No concreto N1, 70% dos finos totais correspondem ao filer calcário e os outros 30% ao cimento. No concreto N2, esta relação é de 60% para o filer calcário e 40% para o cimento. E no concreto N3, o teor de filer corresponde à 40% dos finos totais, e o cimento à 60%. Ou seja, apenas no concreto N3 o cimento possui maior proporção na matriz.

O N3, com consumo de cimento de 286 kg/m³ obteve resistência de 52,8 MPa, valor este 8,6% menor do que a alcançada pelo C280, com consumo de cimento de 284,7 kg/m³,

e resistência de 61,39 MPa. Analisando a eficiência desses concretos, verifica-se que o N3 apresentou IL de $5,45 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$, superior ao alcançado pelo C280, com IL de $4,93 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$, ou seja, o C280 apresentou melhor desempenho neste quesito também. É importante observar que a matriz do C280 tem dois filers calcário e a sílica ativa, que é uma pozolana e contribui na resistência do material, enquanto que o N3 tem apenas dois filers para compensar a redução do cimento com efeito de empacotamento.

A seguir serão apresentados os resultados de resistência à penetração aos cloretos destes concretos.

b. Desempenho quanto à penetração de cloretos

A Figuras 5. 23, 5.24 e 5.25 ilustram os perfis de concentração de cloretos totais em relação à massa da amostra nos concretos estudados. Realizando um ajuste do perfil de concentração de cloretos à curva baseada na segunda solução da lei de Fick, obtém-se o coeficiente de difusão (D) e a concentração superficial (Cs) para cada concreto estudado. A Tabela 5. 25 apresenta os parâmetros relativos ao transporte de Cl^- .

Tabela 5. 25 – Parâmetros de transporte dos concretos.

Concreto	Coeficiente de difusão aparente ($\times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$)	Concentração superficial (% massa amostra)	Concentração total média (% massa amostra)
N1	35,51	0,1248	0,0959
N2	10,77	0,1272	0,0844
N3	10,44	0,1891	0,1125

O concreto N3 apresentou o menor coeficiente de difusão aparente, ou seja, o transporte de cloretos no seu interior é mais lento do que nos demais. Esse resultado é o esperado, já que este apresenta a menor porosidade. Porém, a concentração superficial, que representa a disponibilidade de íons para penetrar no concreto e a concentração total média de cloretos foi maior neste concreto. Uma possível explicação para esse resultado, é que como o concreto N3 tem maior consumo de cimento, a sua capacidade de fixação de cloretos é maior. Aliado a este fator, também pode ter ocorrido que este corpo de prova tenha apresentado microfissuras superficiais decorrentes do processo de corte, quando o corpo de

prova cilíndrico de 10 cm x 20 cm foi cortado ao meio, gerando dois espécimes de 10 cm por 10 cm.

Observa-se que o coeficiente de difusão aparente do concreto N1 foi bem superior aos demais, e o do concreto N2 foi ligeiramente superior ao do N3. Portanto, com base neste parâmetro, pode-se verificar que a redução do consumo de cimento levou ao menor desempenho da resistência à penetração de cloretos.

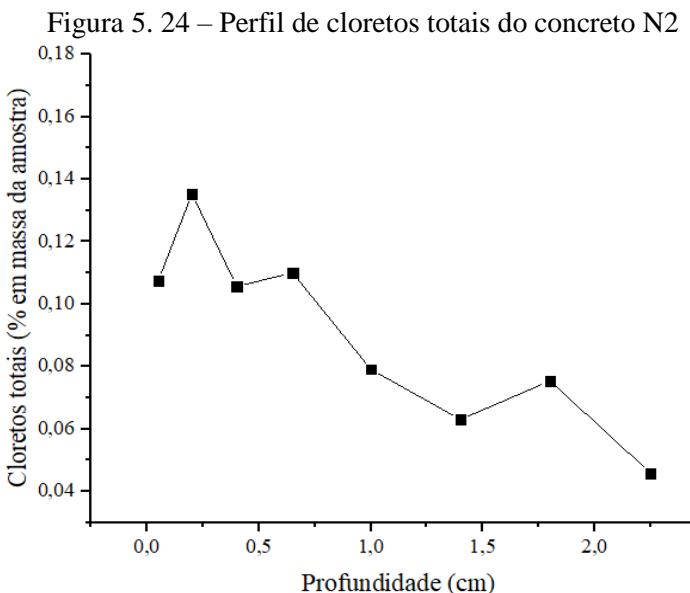
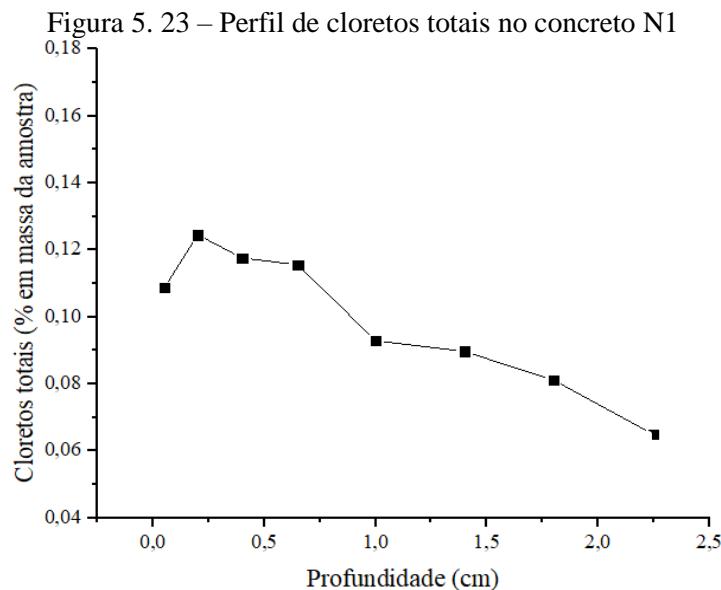
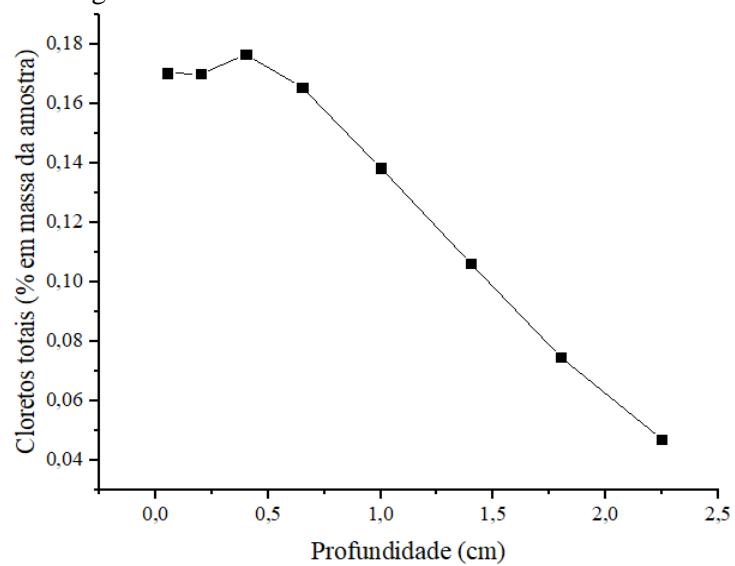


Figura 5. 25 – Perfil de cloretos totais do concreto N3



6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo estão expostas as conclusões feitas a partir do estudo desenvolvido ao longo deste trabalho e as recomendações para trabalhos futuros.

6.1 CONCLUSÕES

A dosagem dos concretos com baixo consumo de ligante segue uma metodologia diferente da empregada para os concretos convencionais, mas se aproxima das utilizadas para concretos de alto desempenho e/ou autoadensável. Isto ocorre devido à grande quantidade de finos que são utilizados, à necessidade de redução do teor de água/ligante e consequentemente, uso de aditivos superplasticificantes. A partir desta metodologia, com a otimização da pasta e máximo empacotamento dos agregados, obtém-se redução da porosidade e melhora na zona de interface entre os agregados e a pasta.

As resistências à compressão dos concretos com consumos de aproximadamente 320 kg/m³ e 280 kg/m³ de cimento foram superiores à 60 MPa aos 28 dias. Já o concreto de referência com consumo de cimento em torno de 350 kg/m³ obteve 43 MPa para a mesma idade.

O indicador Intensidade Ligante (IL), proposto por Damineli (2010), relaciona o consumo de ligante necessário para obter uma unidade de resistência. Este indicador é utilizado para avaliar a eficiência dos concretos produzidos. Os concretos dosados nesta pesquisa apresentaram IL de 5,45 kg.m⁻³.MPa⁻¹(C320) e 4,93 kg.m⁻³.MPa⁻¹(280), valores próximos aos mínimos encontrados na literatura, que segundo Damineli (2010) são ligeiramente inferiores a 5 kg.m⁻³.MPa⁻¹.

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral estão de acordo com os de resistência à compressão. Os concretos com menores teores de ligante obtiveram, aos 28 dias, resistência à tração de aproximadamente 5 MPa, enquanto que o de referência obteve aproximadamente 4 MPa.

O módulo de elasticidade foi obtido por meio do ensaio de ultrassom. Os concretos com baixo consumo de cimento apresentaram módulo de elasticidade em torno de 47 GPa. Este resultado é consequência da maior proporção de agregados nestes concretos, que gera velocidades de propagação das ondas ultrassônicas maiores.

A absorção de água por imersão no C320 foi ligeiramente superior à do C280, indicando menor teor de vazios no concreto com o menor consumo de cimento. O concreto de referência obteve absorção duas vezes maior do que o concreto C280, e índice de vazios superior em 90%.

O ensaio de absorção de água por capilaridade também indicou bom desempenho dos concretos com baixo teor de ligante. O C280 apresentou coeficiente de absorção de $3,09 \cdot 10^{-2} \text{ g/cm}^2 \text{h}^{0,5}$, contra $2,79 \cdot 10^{-2} \text{ g/cm}^2 \text{h}^{0,5}$ do C320. Isso provavelmente é consequência do menor tamanho dos poros do C280, favorecendo uma absorção capilar mais rápida.

O ensaio de migração de cloretos evidencia a boa resistência à penetração de cloretos nos concretos com menores consumo de ligante. Neste ensaio, foi verificado que mesmo o concreto de referência atendendo aos requisitos estabelecidos por norma, não obteve boa resistência à penetração de cloretos. O coeficiente de migração no estado não estacionário foi de $21,76 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ neste concreto, e de $5,19 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ e $1,81 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ nos concretos C320 e C280, respectivamente. Classificando os concretos de acordo com a resistência à penetração de cloretos proposta por Nilsson, Ngo e Gjørv (1998), o concreto de referência é de baixa resistência, o C320 de alta resistência e o C280 de altíssima resistência.

Os concretos dosados na USP comprovam a possibilidade de elaborar concretos com menores teores de ligante para classes de resistências menores. O ensaio de difusão unidirecional de cloretos indicou que o concreto N2 (237 kg/m^3), apesar de ter menor resistência mecânica, tem coeficiente de difusão próxima ao concreto N3 (286 kg/m^3). O consumo de cimento muito baixo do concreto N1 (143 Kg/m^3), gerou um concreto com elevado coeficiente de difusão. Isto ocorreu devido ao aumento da porosidade gerada pelo valor elevado do fator água/cimento nos concretos com altíssimas quantidades de filer.

Os resultados indicam que é possível reduzir a quantidade de ligante nos concretos e ainda melhorar o seu desempenho mecânico e de durabilidade. Para isso, é necessário usar novas metodologias de dosagens, que busquem ao máximo empacotamento dos agregados, e otimização da pasta.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Verificar a influência de diferentes filers em relação ao desempenho de concretos com baixo consumo de ligante;
- Verificar a influência de diferentes filers em relação à reologia da pasta e do concreto fresco com baixo consumo de ligante;
- Avaliar o desempenho destes concretos em relação à carbonatação;
- Avaliar o desempenho destes concretos em relação à iniciação da corrosão desencadeada pela carbonatação e pela ação dos cloretos;
- Avaliar os requisitos de durabilidade em concretos elaborados com outros tipos de cimento;
- Desenvolver concretos autoadensáveis com baixo consumo de ligante e verificar o seu desempenho quanto à durabilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: **Agregados- Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, 2003.
- _____. NBR NM 45: **Agregados- Determinação da massa unitária e do volume de vazios.** Rio de Janeiro, 2006.
- _____. NBR NM 46: **Agregados- Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem.** Rio de Janeiro, 2003.
- _____. NBR NM 52: **Agregado miúdo- Determinação de massa específica e massa específica aparente.** Rio de Janeiro, 2009.
- _____. NBR NM 53: **Agregado graúdo- Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água.** Rio de Janeiro, 2009.
- _____. NBR NM 67: **Concreto- Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** Rio de Janeiro, 1998.
- _____. NBR 9778: **Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão - Índice de vazios e massa específica.** Rio de Janeiro, 2005.
- _____. NBR 9779: **Argamassa e concreto endurecidos — Determinação da absorção de água por capilaridade.** Rio de Janeiro, 2012.
- _____. NBR 12655: **Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2015.
- _____. NBR 9833: **Concreto fresco - Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico.** Rio de Janeiro, 2008.
- _____. NBR 5738: **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** Rio de Janeiro, 2015.
- _____. NBR 5739: **Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 2007.
- _____. NBR 7211: **Agregados para concreto - Especificação.** Rio de Janeiro, 2005.
- _____. NBR 7222: **Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 2011.
- _____. NBR 8802: **Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.** Rio de Janeiro, 2013.
- _____. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto — Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. Commitee 201 2008. **Guide to Durable Concrete**, 201.2R-08, Farmington Hills.

- ARAUJO, A.; PANOSIAN, Z. Durabilidade de estruturas de concreto em ambiente marinho: estudo de caso. **Congresso Brasileiro de Corrosão -INTERCOR**, 2010.
- BALESTRA, C. E. T.; GEIMBA DE LIMA, M.; MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; ALVES EGG MONTEIRO, A. J. Parâmetros ambientais e materiais que afetam a penetração de cloreto em estruturas de concreto – estudo de caso da ilha dos arvoredos. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 13, n. 1, 29 mar. 2017.
- BONAVETTI, V. .; RAHHAL, V. .; IRASSAR, E. . Studies on the carboaluminate formation in limestone filler-blended cements. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 6, p. 853–859, maio 2001.
- BRANDÃO, A. M. DA S. **Qualidade de durabilidade das estruturas de concreto armado - aspectos relativos ao projeto**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1998.
- CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini, 1997.
- CASTRO, A. L. **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia dos concretos de alto desempenho**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.
- CASTRO, A. L. DE; PANDOLFELLI, V. C. Revisão: conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil. **Cerâmica**, v. 55, n. 333, p. 18–32, mar. 2009.
- CHAGAS, R. M. P. **Estudo do concreto laterítico dosado com aditivo plastificante à base de lignosulfonato**. Campina Grande: Universidade Federal de Campina Grande, 2011.
- CINCOTTO, M. A. Reações de hidratação e pozolânicas. In: **Concreto: Ciência e Tecnologia**. [s.l.] Geraldo C. Isaia, 2011. .
- COSTA, A.; APPLETON, J. Análise da Penetração de Cloreto em Estruturas de Betão Armado Expostas ao Ambiente Marítimo. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)**, n. 46, 1999.
- DAL MOLIN, D. C. C. Adições minerais. In: ISAIA, G. G (Ed). **Concreto: Ciência e tecnologia**. São Paulo. IBRACON, 2011. Cap. 8, p. 261-309.
- DAMINELI, B. L. **Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2013.
- DAMINELI, B. L.; KEMEID, F. M.; AGUIAR, P. S.; JOHN, V. M. Measuring the eco-efficiency of cement use. **Cement and Concrete Composites**, v. 32, n. 8, p. 555–562, set. 2010.
- DUVAL, R.; KADRI, E. . Influence of Silica Fume on the Workability and the Compressive Strength of High-Performance Concretes. **Cement and Concrete Research**, v. 28, n. 4, p. 533–547, abr. 1998.

ELGALHUD, A. A.; DHIR, R. K.; GHATAORA, G. Limestone addition effects on concrete porosity. **Cement and Concrete Composites**, v. 72, p. 222–234, set. 2016. 97

EUROPEAN STANDARD. EN 12390-11: **Testing hardened concrete —Part 11: Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion.** 2015.

FLATT, R. J. Dispersion forces in cement suspensions. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 3, p. 399–408, mar. 2004.

FLATT, R. J.; ROUSSEL, N.; CHEESEMAN, C. R. Concrete: An eco material that needs to be improved. **Journal of the European Ceramic Society**, v. 32, n. 11, p. 2787–2798, ago. 2012.

FULLER, W. AND THOMSON, S. The Laws of Proportioning Concrete. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, 59, p. 67-172, 1907.

INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA. EHE 08 – **Instrucción de Hormigón Estrucural.** 2008.

ISAIA, G. C., GASTAKDINI, A. L. G. Concrete sustainability with very high amount of fly ash and slag. **Revista brasileira de estruturas e materiais – IBRACON.** 2009, vol.2, n.3.

ISO - International Organization for Standardization. 13823 EN: **General principles on the design of structures for durability.** 2008.

GOMES, P. C. C.; BARROS, A. R. **Métodos de dosagem de concreto autoadensável.** São Paulo: PINI, 2009.

GOMES, P. C. C.; GETTU, R.; AGULLÓ, L. Uma Nova metodologia para Obtenção de Concreto Auto-adensável de Alta Resistência Com Aditivos Minerais. **V simpósio epusp sobre estruturas de concreto**, 2003.

HELENE, P. R. DO L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado.** São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1993.

HUANG, W.; KAZEMI-KAMYAB, H.; SUN, W.; SCRIVENER, K. v. **Cement and Concrete Composites**, v. 77, p. 86–101, mar. 2017.

JERÔNIMO, V. L. **Estudo da durabilidade de concretos com adição de resíduos da indústria de cerâmica vermelha com foco na corrosão de armaduras.** Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande Do Sul, 2014.

JOHN, V. M.; SATO, N. M. N.; AGOPYAN, V.; SJÖSTRÖM, C. Durabilidade e sustentabilidade: desafios para a construção civil brasileira. **Workshop sobre durabilidade das construções**, n. 2, 2002.

KANTRO, D. Influence of Water-Reducing Admixtures on Properties of Cement Paste—A Miniature Slump Test. **Cement, Concrete and Aggregates**, v. 2, n. 2, p. 95, 1980.

KUOSA, H.; FERREIRA, R. M.; HOLT, E.; LEIVO, M.; VESIKARI, E. Effect of coupled deterioration by freeze–thaw, carbonation and chlorides on concrete service life. **Cement and Concrete Composites**, v. 47, p. 32–40, mar. 2014.

LAGERBLAD, B. **Carbon dioxide uptake during concrete life cycle: State of the art.** Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 2005.

LARRARD, F. DE. **Concrete mixture proportioning: a scientific approach.** London ; New York: E & FN Spon, 1999. 98

LIMA, E. E. P. **Concreto auto adensável produzido com resíduo de polimento do porcelanato - comportamento em relação à corrosão de armaduras.** João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba, 2015.

LOLLINI, F.; REDAELLI, E.; BERTOLINI, L. Effects of portland cement replacement with limestone on the properties of hardened concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 46, p. 32–40, fev. 2014.

MATHER, B. Concrete durability. **Cement and Concrete Composites**, v. 26, n. 1, p. 3–4, jan. 2004.

MAVROULIDOU, M.; MORRISON, T.; UNSWORTH, C.; GUNN, M. J. Properties of concrete made of multicomponent mixes of low-energy demanding binders. **Construction and Building Materials**, v. 101, p. 1122–1141, dez. 2015.

MEDEIROS, M. H. F. DE; ANDRADE, J. J. DE O.; HELENE, P. R. DO L. Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: **Concreto: Ciência e Tecnologia.** [s.l.] Geraldo Cechella Isaia, 2011. .

MEHDIPOUR, I.; KHAYAT, K. H. Effect of Supplementary Cementitious Material Content and Binder Dispersion on Packing Density and Compressive Strength of Sustainable Cement Paste. **ACI: Materials Journal**. May 2016.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: Ibracon, 2008.

MEIRA, G. R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado.** Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2004.

_____. **Corrosão de armaduras em estruturas de concreto. Fundamentos, Diagnóstico e Prevenção.** João Pessoa: IFPB, 2017.

MEIRA, G. R.; PADARATZ, I. J. Efeito do Distanciamento em Relação ao Mar na Agressividade por Cloretos. **44º Congresso Brasileiro do Concreto**, 2002.

MILLER, S. A.; MONTEIRO, P. J. M.; OSTERTAG, C. P.; HORVATH, A. Concrete mixture proportioning for desired strength and reduced global warming potential. **Construction and Building Materials**, v. 128, p. 410–421, dez. 2016.

MONTE, R.; FIGUEIREDO, A. D. DE. Avaliação de métodos de ensaio de fluidez em pastas de cimento com aditivos superplastificantes. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP Departamento de Engenharia de Construção Civil**, 2008.

MORAES, R. C.; ISAIA, G. C.; GASTALDINI, A. L. G. Efeitos das cinzas volantes, cinza de casca de arroz e “filler” calcário sobre a resistência mecânica do concreto. **Anais do 42º Congresso do IBRACON**, 2000.

- MÜLLER, H. S.; BREINER, R.; MOFFATT, J. S.; HAIST, M. Design and Properties of Sustainable Concrete. **Procedia Engineering**, v. 95, p. 290–304, 2014.
- NEMATI, K. M.; GARDONI, P. Microstructural and statistical evaluation of interfacial zone percolation in concrete. **Strength, Fracture and Complexity**, v. 3, n. 2–4, p. 191–197, 2005.
- NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. São Paulo: PINI, 1997. 99
- NILSSON, L.; NGO, M. H.; GJØRV, O. E. High-performance repair materials for concrete structure in the port of Gothenburg. In: **Concrete under severe conditions 2: environment and loading; proceedings of the Second International Conference on Concrete Under Severe Conditions**. [s.l: s.n.]. v. 2p. 1193–1198.
- NORDTEST METHOD. NT BUILD 492. Concrete, mortar and cement-based repair materials: **Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments**. 1999.
- OH, B. H.; JANG, S. Y. Effects of material and environmental parameters on chloride penetration profiles in concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 1, p. 47–53, jan. 2007.
- OLIVEIRA, I. R. DE; STUDART, A. R.; PILEGGI, R. G.; PANDOLFELLI, V. C. **Dispersão e empacotamento de partículas: princípios e aplicações em processamento cerâmico**. São Paulo: Fazendo Arte, 2000.
- OLIVEIRA, V.; DAMINELI, B.; AGOPYAN, V.; JOHN, V. Estratégias para a minimização da emissão de CO₂ de concretos. **Ambiente Construído**, v. 14, n. 4, p. 167–181, out. 2014.
- O'REILLY DÍAZ, V. **Método de dosagem de concreto de elevado desempenho**. São Paulo: Pini, 1998.
- ORTEGA, F. DOS S.; PILEGGI, R. G.; SEPÚLVEDA, P.; PANDOLFELLI, V. C. Influência dos modelos de Alfred e de Andreasen sobre a microestrutura e densidade a verde de compactos cerâmicos obtidos por colagem ou prensagem. **Cerâmica**, v. 43, n. 283–284, p. 185–191, dez. 1997.
- PACHECO, J.; BILESKY, P.; MORAIS, T. R.; GRANDO, F.; HELENE, P. R. DO L. Considerações sobre o Módulo de Elasticidade do Concreto. **Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto**, out. 2014.
- PALM, S.; PROSKE, T.; REZVANI, M.; HAINER, S.; MÜLLER, C.; GRAUBNER, C.-A. Cements with a high limestone content – Mechanical properties, durability and ecological characteristics of the concrete. **Construction and Building Materials**, v. 119, p. 308–318, ago. 2016.
- PEREIRA, T. A. DA C. **Concreto auto-adensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e adições de fibras de lã de rocha ou poliamida**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2010.

PROSKE, T.; HAINER, S.; REZVANI, M.; GRAUBNER, C.-A. Eco-friendly concretes with reduced water and cement content – Mix design principles and application in practice. **Construction and Building Materials**, v. 67, p. 413–421, set. 2014.

REBMANN, M. S. **Durabilidade de concretos estruturais com baixo consumo de cimento Portland e alta resistência**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011. 100

_____. **Robustez de concretos com baixo consumo de cimento Portland: desvios no proporcionamento e varabilidade granulométrica e morfológica dos agregados**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2016.

ŠAVIJA, B.; LUKOVIĆ, M. Carbonation of cement paste: Understanding, challenges, and opportunities. **Construction and Building Materials**, v. 117, p. 285–301, ago. 2016.

SHARP, J. H.; GARTNER, E. M.; MACPHEE, D. E. Novel cement systems (sustainability). Session 2 of the Fred Glasser Cement Science Symposium. **Advances in Cement Research**, v. 22, n. 4, p. 195–202, out. 2010.

SOBOLEV, K.; AMIRJANOV, A. The development of a simulation model of the dense packing of large particulate assemblies. **Powder Technology**, v. 141, n. 1–2, p. 155–160, mar. 2004.

STARK, J.; FREYBURG, E.; LÖHMER, K. Investigations into the influence of limestone additions to portland cement clinker phases on the early phase of hydration,. **Modern Concrete Materials: Binders, Additions and Admixtures**, v. Thomas Telford Ltd, 1999.

TUTIKIAN, B. F.; HELENE, P. R. DO L. Dosagem dos Concretos de Cimento Portland. In: **Concreto: Ciência e Tecnologia**. [s.l.] Geraldo Cechella Isaia, 2011. .

TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. **Sweden: CBI**, p. 468, 1982.

VOGLIS, N.; KAKALI, G.; CHANIOTAKIS, E.; TSIVILIS, S. Portland-limestone cements. Their properties and hydration compared to those of other composite cements. **Cement and Concrete Composites**, v. 27, n. 2, p. 191–196, fev. 2005.

ZHANG, C.; WANG, A.; TANG, M.; LIU, X. The filling role of pozzolanic material. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 6, p. 943–947, jun. 1996.