

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA
E ENGENHARIA DE MATERIAIS**

**AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DO CONCRETO UTILIZADO EM POSTES
EM SÃO LUÍS**

São Carlos
2016

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA
E ENGENHARIA DE MATERIAIS**

**AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DO CONCRETO UTILIZADO EM POSTES
EM SÃO LUÍS**

Vito Assis Alencar dos Santos

Tese apresentada ao Programa de
Pós-Graduação em Ciência e Engenharia
de Materiais como requisito parcial à
obtenção do título de DOUTOR EM
CIÊNCIA E ENGENHARIA DE MATERIAIS

Orientador: Dr. Marcio Raymundo Morelli

Coorientador: Dr. Daniel Vêras Ribeiro

São Carlos
2016

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária UFSCar
Processamento Técnico
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

S237a Santos, Vito Assis Alencar dos
Avaliação da durabilidade do concreto utilizado em
postes em São Luís / Vito Assis Alencar dos Santos.
-- São Carlos : UFSCar, 2016.
178 p.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal de São
Carlos, 2016.

1. Durabilidade. 2. Postes de concreto. 3. Lama
vermelha. 4. Sílica ativa. 5. Potencial de corrosão.
I. Título.

DEDICATÓRIA

A Flavia, Miguel e Ester.

VITAE DO CANDIDATO

Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais pela UFSCar (2007), Engenheiro de Materiais com ênfase em Materiais Poliméricos pela Universidade Federal de São Carlos, UFSCar (2004).



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS


Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais

Folha de Aprovação


Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Tese de Doutorado do candidato Vito Assis Alencar dos Santos; realizada em 20/06/2016:




Prof. Dr. Márcio Raymundo Morelli
UFSCar



Prof. Dr. Almir Sales
UFSCar



Prof. Dr. Sebastião Elias Kuri
UFSCar



Prof. Dr. Eden Santos Silva
IFMA



Prof. Dr. Rafael Salomão
USP

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Helvecio e Eunisse, e aos meus irmãos, Angelo e Erica, pela sabedoria, disciplina, exemplo, paciência e suporte.

Ao Prof. Dr. Marcio Raymundo Morelli, pelo incentivo, motivação, oportunidade e orientação.

Ao Prof. Dr. Daniel Veras Ribeiro, da UFBA, pelo exemplo de dedicação, e pelo suporte.

A Prof. Graciana Cordeiro e a Prof. Dra. Ceres Murad, da UNDB, e ao Prof. Marcelo Melo, do IBGE.

Ao Prof. Dr. Claudemir Gomes de Santana, da UNDB, e ao Prof. Dr. Cícero Wellington Brito Bezerra, da UFMA.

A João Paulo de Moraes, Ana Paula Pereira e Silas Andrade.

A Carlos, Ana Lucia e Silvia, pela ajuda nos laboratórios.

Ao DEMa e ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais da UFSCar.

Às empresas: Alumar, Basf, Cemar, Contepol, Cimento Bravo, Grace, Sika, Undb e Vedacit.

A Flavia, Miguel e Ester, por estarem ao meu lado.

RESUMO

Estruturas de concreto armado construídas em regiões litorâneas, como postes de distribuição de energia elétrica, são, constantemente, atacadas por agentes ambientais agressivos. O cloreto é conhecido como um dos mais agressivos dentre os agentes ambientais, causando corrosão da armadura de aço e consequente degradação do concreto. Os cloretos podem alcançar a armadura de aço através da rede de poros do concreto e atacar toda a superfície da armadura. Em São Luís, postes de concreto localizados na orla têm apresentado distintos tipos de patologia, em sua grande maioria ligadas a atuação dos íons cloro. Como consequência, a vida útil destas peças tem reduzido drasticamente, gerando custos com manutenção. Por isso, o presente trabalho objetivou desenvolver alternativas visando incrementar a durabilidade de postes de concreto armado, com a redução da transferência de cloretos em seu revestimento, variando o traço e a composição química do concreto, avaliando a influência destes parâmetros na resistência mecânica do material. Para tanto, foram moldados diversos corpos de prova (CPs), com diferentes composições, usando cimento Portland do tipo CPII-E 32, com relação água/cimento variando entre 0,4 e 0,5. Traços de concreto contendo adições de sílica ativa (visando a redução da capilaridade) e de lama vermelha (para reduzir o teor de cloretos livres) também foram testados. A avaliação do comportamento dos concretos se baseou em resultados de caracterização físico-mecânica do material, além da avaliação da resistividade elétrica do concreto e do potencial de corrosão da armadura. Os resultados obtidos mostram que o uso das adições resultou na redução da porosidade e da absorção de água das amostras, bem como o incremento na resistência mecânica, quando comparados ao concreto utilizado atualmente em postes em São Luís. Adicionalmente, evidenciou-se redução drástica na corrosibilidade de armaduras protegidas com concreto contendo estas adições, triplicando a vida útil das peças.

Palavras-chave: Durabilidade; Postes de Concreto; Lama Vermelha, Sílica Ativa; Potencial de Corrosão.

DURABILITY ASSESSMENT OF CONCRETE USED IN POLES OF SÃO LUIS COASTAL AREA

ABSTRACT

Reinforced concrete structures built in coastal areas, such as electricity distribution poles, are constantly attacked by aggressive environmental agents. Chloride is known as one of the most aggressive environmental agents, causing rebar corrosion and consequent degradation of the concrete. Chlorides can reach the steel reinforcement through the pores network present in the concrete. In São Luis, concrete poles located on the coastal area has presented different types of pathology, mostly linked to performance of the chlorine ions. As a consequence, the life of these parts has reduced dramatically, generating maintenance costs. Therefore, this study intended to develop alternatives aimed at increasing the durability of reinforced concrete poles, by reducing the transfer of chlorides in their concrete cover, through variations in trace and concrete chemical composition, evaluating the influence of these parameters on its mechanical resistance. Therefore, many specimens were shaped with different compositions, using Type CII E-32 Portland cement (compound slag) with water / cement ratio ranging between 0.4 and 0.5. Concrete mixtures containing silica fume (in order to reduce the capillary) and red mud additions (in order to reduce free chloride content) were also tested. Durability assessment of concrete was based on the results of its physical and mechanical characterization, on the electrical resistivity evaluation of concrete and rebar corrosion potential. Results show that silica fume and red mud addition reduces porosity and water absorption of concrete samples, as well increases mechanical strength, when compared to currently used concrete for poles manufacturing in São Luis. Additionally, it revealed a drastic reduction in rebar corrosivity when covered by concrete with these additions, tripling the life time of poles.

PUBLICAÇÕES

SANTOS, V. A. A.; PEREIRA, A. P. S.; MORAES, J. P. V.; SANTANA, C. G.; RIBEIRO, D. V.; MORELLI, M. R. **Avaliação Inicial da Microestrutura e da Resistência Mecânica do Concreto Utilizado em Postes da Zona Litorânea de São Luís.** Revista Matéria. No prelo 2016.

SANTOS, V. A. A.; MIYAJY, D. Y.; RIBEIRO, D. V.; MORELLI, M. R. **Armature cover of reinforced concrete poles in São Luís coastal area: Preliminary evaluation of microstructure and mechanical strength.** Ibracon Structures and Materials Journal. No prelo 2016.

SUMÁRIO

FOLHA DE APROVAÇÃO.....	i
AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO.....	v
ABSTRACT.....	vii
PUBLICAÇÕES.....	ix
SUMÁRIO.....	xii
ÍNDICE DE TABELAS.....	xv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvii
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 REVISÃO DE LITERATURA.....	5
2.1 Cimento Portland.....	5
2.1.1 Clínquer Portland.....	5
2.1.2 Cálculo Potencial de Bogue.....	8
2.1.3 Influência das características do cimento Portland nas propriedades do concreto.....	9
2.1.4 Concreto de cimento Portland.....	10
2.2 Durabilidade do Concreto.....	14
2.2.1 Conceitos de Vida Útil e Durabilidade.....	14
2.2.2 Modelos para estimar vida útil.....	15
2.2.2.1 Modelo proposto por Tuutti.....	15
2.2.2.2 Modelo proposto por Helene.....	16
2.2.3 Normatização Brasileira quanto à durabilidade das estruturas de concreto.....	20
2.2.4 Estrutura de Poros do Concreto.....	27
2.2.5 Mecanismos de transporte no concreto.....	30
2.2.6 Degradação das Estruturas de Concreto Armado.....	36
2.2.6.1 Corrosão nas armaduras.....	36
2.2.6.2 Condições para ocorrência da corrosão.....	38
2.2.6.3 Perda do cobrimento de concreto.....	41
2.2.6.4 Passivação da Armadura no Concreto.....	43

2.2.6.5 Diagrama de Pourbaix para o sistema Ferro-Água.....	44
2.3 Outros fatores que influenciam a qualidade do concreto	50
2.3.1 Agregados.....	50
2.3.2 Aditivos Superplastificantes	51
2.3.3 Aerossol Marinho	53
2.4 Resíduo proveniente do beneficiamento da bauxita (lama vermelha)	56
2.4.1 Processo Produtivo do Alumínio	56
2.4.2 Composição da Lama Vermelha.....	57
2.4.3 Lama Vermelha como Adição ao Concreto Armado	58
2.4.4 Toxicidade da Lama Vermelha.....	60
2.5 Sílica Ativa	61
2.5.1 Produção.....	62
2.5.2 Propriedades Físicas	62
2.5.3 Efeitos da Sílica Ativa	63
2.6 Normatização e critérios para produção de postes de concreto armado e protendido para redes de distribuição de energia elétrica.....	65
2.6.1 ABNT NBR 8451 - Parte 1: Requisitos	66
2.6.1.1 Requisitos Gerais.....	64
2.6.1.2 Requisitos Específicos.....	67
2.6.1.3 Inspeção.....	69
2.6.2 ABNT NBR 8451 - Parte 2: Padronização de postes para redes de distribuição de energia elétrica.....	71
2.6.3 ABNT NBR 8451 - Parte 3: Ensaio mecânicos e inspeção.....	72
2.6.4 ABNT NBR 8451 - Parte 4: Determinação da absorção de água.	75
2.6.5 ABNT NBR 8451 - Parte 5: Postes de concreto para entrada de serviço até 1 kV.....	76
2.6.6 ABNT NBR 8451 - Parte 6: Postes de concreto armado e protendido para linhas de transmissão e subestações de energia elétrica – Requisitos, padronização e ensaios complementares.	77
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	78
3.1 Materiais.....	78
3.1.1 Cimento Portland	78

3.1.2	Agregados	79
3.1.3	Armadura de Aço.....	79
3.1.4	Lama Vermelha	79
3.1.5	Sílica Ativa.....	81
3.2	Métodos	81
3.2.1	Caracterização dos Materiais	81
3.2.2	Definição dos traços e moldagem dos corpos de prova	84
3.2.3	Caracterização do Concreto	91
3.2.4	Ensaio de Migração de Cloretos.....	97
3.2.5	Avaliação do Potencial de Corrosão das armaduras.....	100
3.2.5.1	Método de Envelhecimento por Ciclos.....	102
3.2.5.2	Método de Envelhecimento por Névoa Salina (<i>salt spray</i>).....	102
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	107
4.1	Caracterização dos Materiais	107
4.1.1	Cimento Portland.....	107
4.1.2	Areia	108
4.1.3	Brita	109
4.1.4	Lama Vermelha	110
4.2	Caracterização do Concreto	111
4.2.1	Resistência à compressão axial	111
4.2.2	Porosidade Aparente, Distribuição de Tamanho de Poros e Densidade.....	117
4.2.3	Análise Microestrutural	120
4.2.4	Absorção de água por capilaridade	125
4.2.5	Evolução da resistência mecânica do concreto após envelhecimento em solução salina	126
4.3	Corrosibilidade do Concreto	130
4.3.1	Potencial de Corrosão	130
4.3.2	Migração de Cloretos.....	137
4.4	Correlação entre os parâmetros	144
4.4.1	Coeficientes de Difusão e Taxa de Corrosão.....	144
4.4.2	Coeficientes de Difusão e Vida Útil Estimada	145

4.4.3	Coeficiente de Absorção Capilar e Vida Útil Estimada	148
4.4.4	Vida Útil Estimada e Vida Útil de Projeto.....	149
5	CONCLUSÕES	155
6	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	157
7	REFERÊNCIAS.....	159

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 Principais óxidos ácidos e básicos presentes no clínquer, e a faixa de composição dos Clínqueres Portland atuais.	6
Tabela 2.2 Constituintes principais do cimento Portland, com suas respectivas constituições e simbologia.	8
Tabela 2.3 Volume de poros estimado em pastas de cimento com diferentes relações água/cimento (a/c).	13
Tabela 2.4 Classes de agressividade ambiental, de acordo com a NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”).	23
Tabela 2.5 Requisitos da ABNT NBR 12655:2006 para concreto exposto a soluções contendo sulfatos.	24
Tabela 2.6 Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto, de acordo com a ABNT NBR 12655:2006.	24
Tabela 2.7 Proposta de classificação da agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto, baseada em valores referenciais.	25
Tabela 2.8 Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.	26
Tabela 2.9 Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.	26
Tabela 2.10 Influência da umidade relativa (U.R) na umidade de equilíbrio do concreto e no volume de água presente no concreto.	40
Tabela 2.11 Avaliação da corrosão por meio dos valores de potencial de corrosão.	48
Tabela 2.12 Concentração média dos principais íons presentes na água do mar.	54
Tabela 2.13 Principais compostos químicos presentes na lama vermelha de diferentes fontes.	57
Tabela 2.14 Solubilização e lixiviação do resíduo de bauxita (VMP: valor máximo permitido, nd: não detectado, #: ausência de limite na norma, x: não solicitado pela norma).	60

Tabela 2.15 Limite médio e individual do índice de absorção de água dos corpos de prova que compõem uma amostra, em função da classe de agressividade ambiental.	76
Tabela 3.1 Análises físicas e químicas a serem realizadas no cimento.	82
Tabela 3.2 Análises físicas de caracterização do agregado miúdo.	83
Tabela 3.3 Análises a serem realizadas nos agregados graúdos.	83
Tabela 3.4 Requisitos para o concreto armado, em condições especiais de exposição.	86
Tabela 3.5 Consumo aproximado de água a partir dos valores de abatimento e dimensão máxima do agregado.	87
Tabela 3.6 Volume do agregado graúdo por m ³ de concreto, em função do diâmetro máximo de partícula (D _{MAX}) e do módulo de finura (MF).	88
Tabela 3.7 Informações sobre os aditivos utilizados nos traços submetidos ao ensaio de compressão.	90
Tabela 4.1 Análise química do cimento CP II-E 32.	107
Tabela 4.2 Análise física do cimento CP II-E 32.	107
Tabela 4.3 Resistência à compressão axial do cimento CP II-E 32.	108
Tabela 4.4 Resultados dos ensaios de caracterização da areia.	109
Tabela 4.5 Resumo das análises de porosimetria por intrusão de mercúrio e picnometria a gás hélio do concreto elaborado com os traços TRF e TSA	120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Frequência das distintas patologias encontradas em postes observados na região costeira de São Luís.	3
Figura 1.2 Presença de manifestações patológicas, causadas primordialmente por ação corrosiva, nos postes de concreto da rede de distribuição de energia instalada na orla de São Luís.....	4
Figura 2.1 Diagrama de equilíbrio de fases entre CaO, SiO ₂ e Al ₂ O ₃	6
Figura 2.2 Detalhe do diagrama de equilíbrio CaO, SiO ₂ e Al ₂ O ₃ , ilustrando a formação do clínquer de cimento Portland.....	7
Figura 2.3 Zona de Transição Interfacial (ZTI), entre o agregado e a matriz da pasta de cimento.....	12
Figura 2.4 Distribuição do tamanho de poros, em função do raio do poro, na pasta de cimento endurecida.	13
Figura 2.5 Representação esquemática do modelo proposto por Tuutti para estimar vida útil de estruturas de concreto armado.....	16
Figura 2.6 Representação da estrutura dos poros do concreto.	28
Figura 2.7 Mecanismo de transporte de massa em função da dimensão dos poros.....	29
Figura 2.8 Fluxograma apresentando as influências nos mecanismos de transporte de massa do concreto.....	30
Figura 2.9 Curva de absorção capilar de água em função da raiz quadrada do tempo, segundo a NBR 9779:2012 para a determinação do coeficiente de absorção capilar (Tg φ).	32
Figura 2.10 Formação de pilha, com o concreto funcionando como eletrólito, levando a corrosão da armadura metálica.	38
Figura 2.11 Exemplo de ação conjunta de solicitação mecânica e meio corrosivo levando a ruptura do poste de concreto.	39
Figura 2.12 Volume relativo de alguns produtos expansivos da corrosão do aço em função do ferro.	43
Figura 2.13 Evolução esquemática da deterioração da corrosão das armaduras. (A) Penetração de agentes agressivos; (B) fissuração devido às forças de	

expansão dos produtos de corrosão; (C) lascamento do concreto e corrosão acentuada e; (D) Redução significativa da seção da armadura.	44
Figura 2.14 Diagrama de Pourbaix (A) do sistema Ferro-Água e (B) do sistema Ferro-Água com Cloretos.	46
Figura 2.15 Representação esquemática de monitoramento da corrosão de armadura por potencial de corrosão.....	47
Figura 2.16 Efeito da defloculação nas partículas de cimento devido a presença de cargas elétricas semelhantes	52
Figura 2.17 Mecanismo de repulsão dos aditivos superplastificantes: a) a ação dos aditivos melamina e naftaleno e b) ação dos aditivos policarboxilatos.	52
Figura 2.18 Representação esquemática de uma estrutura de concreto exposto à água do mar.	55
Figura 2.19 Representação esquemática da cadeia octaédrica truncada (à esquerda) e da estrutura tridimensional da sodalita (à direita).....	59
Figura 2.20 Atuação da sílica ativa na Zona de Transição Interfacial (agregado – pasta).....	64
Figura 2.21 Arrancamento de parte da cobertura de concreto do poste, na região do centro de gravidade, provavelmente ocasionado por erros na movimentação da peça.....	67
Figura 2.22 Exemplos de garras pantográficas para manuseio de postes de concreto.....	68
Figura 2.23 Desenho esquemático do uso de balancim para movimentação de postes.	68
Figura 2.24 Recorte da Tabela A.2 do Anexo A da norma ABNT NBR 8451-2, apresentando as características padronizadas dos postes de concreto de seção duplo T.....	72
Figura 2.25 Medidas do poste e indicação das forças a serem aplicadas no braço rígido para o ensaio de verificação do momento fletor.	73
Figura 2.26 Poste flexionado durante ensaio de elasticidade.....	74
Figura 3.1 A lama vermelha como recebida, com elevada fluidez (a); e após a sedimentação e separação da parte líquida, com comportamento plástico (b).80	

Figura 3.2 (A) Lama vermelha após primeira etapa de secagem e desaglomeração com espátula; (B) Mistura de pó e grãos obtidos após segunda etapa de secagem e desaglomeração com espátula; (C) Pó fino após desaglomeração com almofariz elétrico.	80
Figura 3.3 Barras de aço imersas em solução de ácido clorídrico e água, com hexametilenotetramina.	84
Figura 3.4 Comparação visual entre as barras antes (superior) e depois (inferior) das etapas de limpeza e secagem.	84
Figura 3.5 (a) Carro de Mão utilizado para dosar agregados, (b) tanque utilizado para controle de água.	89
Figura 3.6 Filme de PVC transparente utilizado para vedar os moldes após a moldagem dos corpos de prova.	91
Figura 3.7 Ensaio de resistência a compressão axial.	92
Figura 3.8 Curva de absorção capilar de água em função da raiz quadrada do tempo, segundo a NBR 9779:2012 para a determinação do coeficiente de absorção capilar ($T_g \phi$).	95
Figura 3.9 Esquema do aparato para realização do ensaio de migração de cloretos. (A) Montagem e colocação da amostra.	98
Figura 3.10 Corpos de prova para medida de potencial de corrosão. (A) e (B) Esquema de delimitação da área de exposição da barra; (C) e (D) Posicionamento da barra no corpo de prova.	101
Figura 3.11 Moldagem de corpos de prova com barras metálicas para avaliação do potencial de corrosão.	102
Figura 3.12 (A) Conexão de fio de cobre na extremidade da barra de aço do corpo de prova; (B) aplicação de fita isolante e; (C) aplicação de resina epóxi.	102
Figura 3.13 Corpos de prova para ensaio de potencial de corrosão, submetidos à cura imersa em água.	103
Figura 3.14 (A) Pré-umidificação do corpo de provas antes da realização da medida de potencial de corrosão; (B) Realização da medição do potencial de corrosão, posicionando o eletrodo de calomelano no centro da barra, utilizando uma esponja umedecida para facilitar o contato.	104

Figura 3.15 Câmara para realização de ensaios de envelhecimento por névoa salina (salt spray).	106
Figura 4.1 Distribuição granulométrica do agregado miúdo analisado, e indicação dos limites superior e inferior, das zonas ótima e utilizável.	108
Figura 4.2 Distribuição granulométrica dos dois tipos de agregado graúdo analisados, e indicação dos limites superior e inferior das zonas granulométricas 4,75/12,5 e 9,5/25.	110
Figura 4.3 Difrátograma de raios X da lama vermelha.	111
Figura 4.4 Controle de qualidade do concreto utilizado a cada dia na fábrica de postes por meio de ensaios de compressão axial, após 7 dias de cura.....	112
Figura 4.5 Resistência à compressão axial em função do tempo de cura dos traços TRF, TPF e TL1.	113
Figura 4.6 Corpos de prova após ensaio de resistência a compressão. (A) TRF exibindo trincas intergranulares. (B) TPF com trincas preferencialmente nos defeitos de moldagem.	114
Figura 4.7 a) Fratura transgranular na qual a trinca, em propagação, atravessa o agregado. b) Fratura intergranular, na qual a trinca em propagação contorna o agregado, destacando-o da matriz.	114
Figura 4.8 Resistência a compressão em função do tempo de cura dos traços TRF, TL2 e TL3.	115
Figura 4.9 Corpo de prova do Traço de Laboratório 3 (TL3) apresentando fratura transgranular após ensaio de compressão axial.	116
Figura 4.10 Resistência a compressão em função do tempo de cura dos traços TRF, TL3, TLV e TSA.	116
Figura 4.11 Relação entre porosidade aparente e resistência a compressão a 28 dias dos corpos de prova elaborados com os distintos traços do estudo. .	118
Figura 4.12 Curva de volume intrudido de mercúrio em função do diâmetro do poro (A) e curva de intrusão incremental em função do diâmetro do poro (B), obtidas por meio de ensaios de porosimetria de intrusão de mercúrio para amostra de concreto TRF.	119
Figura 4.13 Curva de volume intrudido de mercúrio em função do diâmetro do poro (A) e curva de intrusão incremental em função do diâmetro do poro (B),	

obtidas por meio de ensaios de porosimetria de intrusão de mercúrio para amostra de concreto TSA.	119
Figura 4.14 Micrografia evidenciando (A) a presença de macroporos no traço TRF e (B) a presença de uma distribuição bimodal de poros no traço TRF. .	121
Figura 4.15 Micrografias da superfície de fratura de amostra de concreto, confeccionado com o traço TRF.	122
Figura 4.16 (A) Micrografia de amostra do concreto de traço TSA, apresentando agulhas desfeitas em várias regiões da amostra, espectros obtidos por EDS (B) do ponto “B”, rico em cálcio e (C) do ponto “C”, rico em silício.	123
Figura 4.17 Micrografias de amostras de concreto, confeccionadas com o traço TSA, apresentando agulhas desfeitas em várias regiões da amostra.	124
Figura 4.18 Volume das fases geradas durante a hidratação do cimento Portland em função do tempo.	125
Figura 4.19 Coeficientes de absorção capilar dos 3 traços analisados (28 dias).	126
Figura 4.20 Resistência à compressão axial após ensaio de envelhecimento em solução salina, em idades distintas e indicação da variação percentual na resistência de cada traço.	127
Figura 4.21 Corpos de prova após ensaio de envelhecimento em solução salina, com manchas esbranquiçadas, indicando possibilidade de eflorescência.	129
Figura 4.22 Intensa presença de precipitados na solução ao final do ensaio de envelhecimento em solução salina: (A) TSA e (B) TLV.	129
Figura 4.23 Corpos de prova submetidos ao envelhecimento acelerado por ciclos, utilizados nas medições de potencial de corrosão.	130
Figura 4.24 Medições de potencial de corrosão das armaduras inseridas no concreto confeccionado com os três traços analisados pelo método de envelhecimento por ciclos, em função da idade.	131
Figura 4.25 Valor médio da taxa de corrosão das barras de aço (armaduras) inseridas nos corpos de prova submetidos ao ensaio de envelhecimento por ciclos, dos três traços analisados.	133

Figura 4.26 Disposição dos corpos de prova em câmara de envelhecimento salt spray.....	135
Figura 4.27 Medições de potencial de corrosão das barras de aço (armaduras) inseridas no concreto confeccionado com os três traços analisados pelo método de envelhecimento em câmara de névoa salina, em função da idade.	136
Figura 4.28 Taxa de corrosão das barras de aço (armaduras) inseridas nos concretos confeccionados com os três traços analisados, envelhecidos por névoa salina.	137
Figura 4.29 Evolução da concentração de cloretos da solução presente na célula anódica durante ensaios de migração de cloretos (Δ = início do estado estacionário e \circ = final do estado estacionário).	138
Figura 4.30 Comparação de um corpo de prova antes (esquerda) e depois (direita) de ser submetido ao ensaio de migração de cloretos, evidenciando a mudança da zona de transição.....	138
Figura 4.31 Resultado-padrão do ensaio de migração de cloretos para determinação do “time lag” (τ), início (Δ) e fim (O) do estado estacionário ^[83]	139
Figura 4.32 Valores de “time lag” (τ) dos três traços analisados, obtidos a partir do ensaio de migração de cloretos.....	140
Figura 4.33 Fluxo de íons cloro mensurado a partir do ensaio de migração de cloretos em amostras de concreto com diferentes composições.	141
Figura 4.34 Valores dos coeficientes de difusão em estado estacionário e não estacionário dos três traços de concreto analisados, obtidos por meio do ensaio de migração de cloretos.	142
Figura 4.35 Correlação entre os coeficientes de difusão (estacionário e não estacionário) e as taxas de corrosão obtidas por meio da técnica de potencial de corrosão pelos métodos de envelhecimento (A) por ciclos e, (B) por névoa salina.	145
Figura 4.36 Relação entre o tempo de vida útil e a penetração de cloretos (profundidade em que a concentração de íons cloro atinge 0,4%).....	146

Figura 4.37 Estimativa de vida útil dos três traços analisados neste estudo, a partir do ensaio de migração de cloretos, para coberturas com espessura de 4 e 5 cm.	148
Figura 4.38 Relação entre coeficiente de absorção capilar e estimativa de vida útil, em anos, para cobrimento com 4 e 5 cm.....	149
Figura 4.39 Poste instalado na Praia de Panaquatira em São Luís (MA) apresentando severos sinais de patologia. (A) Indicação de fabricação em 2011. (B) Arrancamento de parte do cobrimento, expondo a armadura, próximo a base do poste.....	151
Figura 4.40 Poste recém instalado na Praia de Panaquatira em São Luís (MA). (A) Indicação de fabricação em 2015. (B) Espaçador da armadura exposto. (C) Manchas avermelhadas produzidas pelo óxido de ferro, originário da corrosão da armadura. (D) Aproximação da foto anterior, mostrando a solução com produtos da corrosão migrando pelos poros superficiais.	152

1 INTRODUÇÃO

O envelhecimento e a degradação de estruturas de concreto armado constituem um processo natural e inevitável devido à sua interação com o meio ambiente, que apresenta vários níveis de agressividade.

Dentre os ambientes naturais não poluídos, o mais agressivo, no que diz respeito à corrosão, é a atmosfera marinha. Regiões litorâneas, justamente por sua proximidade com o mar, são locais onde a construção de estruturas de concreto armado deve ser cuidadosamente planejada. Esta preocupação deve-se, principalmente, à presença de sais corrosivos, tanto na água do mar quanto na atmosfera circundante (spray marinho). Os mais agressivos destes sais são aqueles à base de cloretos^[1]. Na prática, uma das maiores dificuldades em se prever a vida útil de uma estrutura é justamente a variabilidade deste ambiente, que é mutável, permitindo que esta vida útil só possa ser estimada.

Como nenhum material é perene, deve-se esperar que a ação do tempo sobre uma estrutura produza efeitos, causando modificações na microestrutura dos seus materiais componentes e, conseqüentemente, alterando as propriedades macroscópicas dos mesmos. Logo, os problemas de durabilidade ocorrem em reação aos processos de degradação, que se manifestam pela deterioração precoce ou esperada do material.

A deterioração de estruturas de concreto e artefatos pré-moldados de concreto armado devido à corrosão de armaduras desperta maior preocupação em zonas costeiras, onde se encontra maior concentração de agentes agressivos devido à presença de cloretos (Cl⁻). Algumas destas estruturas são prematuramente deterioradas, a ponto de perderem sua função estrutural em cerca de um décimo do tempo recomendado pelas normas correspondentes^[2].

No Brasil, estudos realizados na região Norte^[3] mostram que 46% das manifestações patológicas se referiam a corrosão de armaduras. No Nordeste, especificamente em Recife, observou-se um percentual de 64%^[4] e no Centro-Oeste, foi observado que 30% das incidências se referiam ao mesmo problema^[5], assemelhando-se ao valor apresentado para a região Sudeste^[6]. Por fim, na

região Sul, chegou-se ao patamar de 40% das manifestações patológicas consideradas graves ^[7].

A principal e, geralmente, mais recomendada solução para problemas de corrosão em armaduras de artefatos pré-moldados de concreto armado reside na elaboração de concretos menos permeáveis, que apresentem, conseqüentemente, melhor durabilidade. A proteção das armaduras por métodos catódicos ou revestimentos anticorrosivos também é uma opção tecnicamente adequada. Investimentos em técnicas e métodos que previnam a corrosão da armadura são muito mais eficientes do que gastos com manutenção corretiva após o pleno desenvolvimento da atividade corrosiva. A Lei de Sitter afirma que à medida que há o desenvolvimento dos danos, os custos necessários à correção dos mesmos têm crescimento exponencial. Alega ainda que cada dólar gasto por unidade de área construída empregado corretamente na etapa de projeto das estruturas corresponde a economia de 125 dólares que seriam gastos nas atividades de manutenção corretiva ^[8].

A ilha de São Luís, conforme dados do censo demográfico do IBGE ^[9], é dividida em quatro municípios – Paço do Lumiar, Raposa, São José de Ribamar e São Luís, e possui uma população aproximada de 1,2 milhão de habitantes. De acordo com a concessionária de energia local, há cerca de 300 mil postes instalados. Sendo a região litorânea mais densamente povoada, é provável que maior parte dos postes também estejam instalados nesta região.

Foi realizado um levantamento, por meio de análise visual e *check-list*, em 300 postes duplo T com manifestações patológicas, localizados na orla da cidade de São Luís ^[10]. As patologias encontradas com maior frequência são ligadas a corrosão eletroquímica: armadura aparente, corrosão da armadura, desagregação e trincas verticais (Figura 1.1). Estes postes foram (ou serão) substituídos e representam um custo à concessionária de energia, que poderia ser reduzido, caso estas peças tivessem sua vida útil incrementada.

Com o aumento da presença de manifestações patológicas, causadas primordialmente por ação corrosiva, nos postes de concreto da rede de distribuição de energia instalada na orla de São Luís (Figura 1.2), certamente torna-se imprescindível um estudo mais detalhado da influência das

propriedades do concreto na corrosão em zona de atmosfera marinha, afim de se proporem alternativas para o aumento da vida útil destes artefatos.

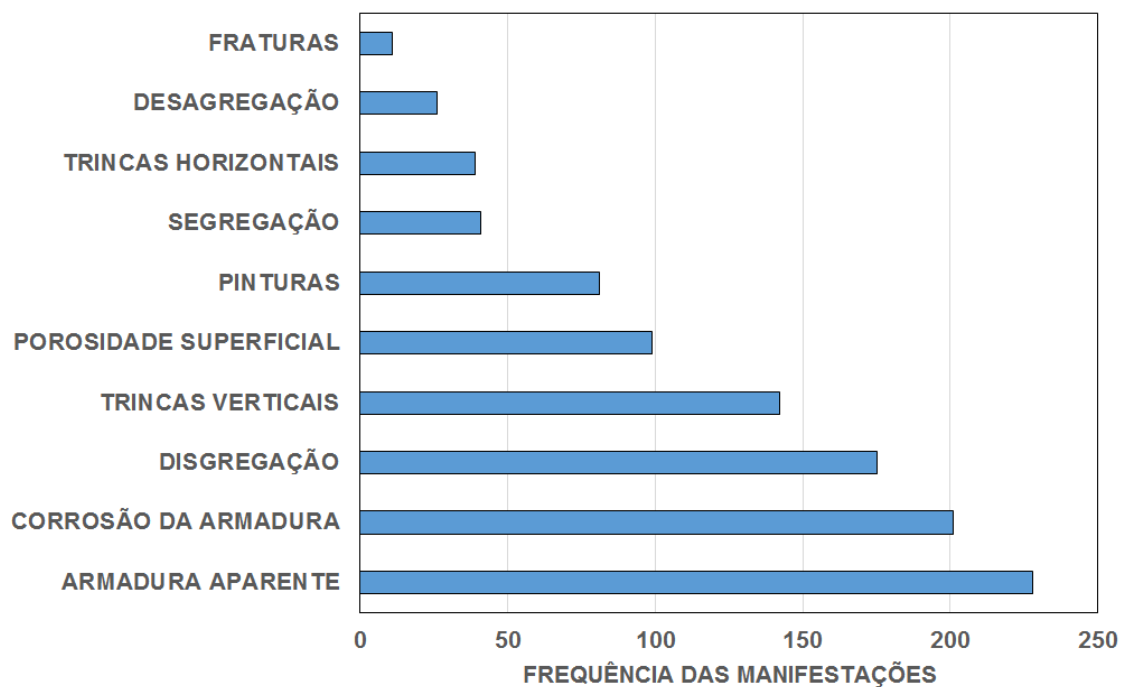


Figura 1.1 Frequência das distintas patologias encontradas em postes observados na região costeira de São Luís ^[10].



Figura 1.2 Presença de manifestações patológicas, causadas primordialmente por ação corrosiva, nos postes de concreto da rede de distribuição de energia instalada na orla de São Luís

Dentro deste contexto, o presente trabalho se propõe a analisar o atual cenário da corrosão de armaduras de postes em São Luís, avaliar e selecionar materiais primas locais e desenvolver traços de concreto capazes de inibir ou postergar a corrosão em artefatos pré-moldados de concreto armado (mais especificamente postes), utilizados na rede de distribuição de energia elétrica e instalados na orla de São Luís. Para tanto, será estudada a influência de alguns fatores na resistência e durabilidade dos materiais, tais como: relação água/cimento, traço do concreto e utilização de aditivo industrializado e adição mineral.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Nesta revisão serão abordados alguns aspectos teóricos sobre questões específicas do estudo, tais como: durabilidade do concreto armado de cimento Portland, corrosão da armadura de aço e algumas técnicas para sua detecção.

2.1 Cimento Portland

O cimento Portland é o ligante de mais extenso uso no mundo ^[11], sendo um aglomerante hidráulico composto geralmente pela mistura de óxidos de cálcio, silício, alumínio e ferro (e outros em menor proporção como MgO, Na₂O, K₂O, SO₃, TiO₂, etc.). A variação da porcentagem destes óxidos e a forma de preparação do concreto (processo de cura, tipos e dimensões dos agregados, uso de adições minerais, etc.) são as principais variáveis que influenciam na resistência da estrutura às distintas exigências ao longo de sua vida útil ^[12].

2.1.1 Clínquer Portland

O processo de clínquerização constitui-se em um conjunto de reações físico-químicas obtidas através do aquecimento controlado da mistura das matérias primas, devidamente dosadas e homogeneizadas, até a temperatura de 1450°C. As reações ocorrem por meio de fenômenos de difusão iônica entre sólidos, aceleradas pelo aparecimento da fase líquida, que começa a se formar a aproximadamente 1300°C. O equilíbrio entre a fase líquida e a fase sólida pode ser estudado a partir de diagramas de equilíbrio de fases envolvendo o CaO, SiO₂ e Al₂O₃, conforme Figura 2.1 ^[12].

Os nódulos de clínquer são produzidos por meio do resfriamento desta massa resultante. Em usinas cimenteiras modernas, a redução de tamanhos dos nódulos é realizada em moinhos tubulares de dois ou mais compartimentos, usando bolas de aço como corpos moedores. Nesses moinhos, os nódulos de vários centímetros são reduzidos de tamanho até pós

com granulometrias inferiores a 100 micrometros. As características de resistência mecânica e a moabilidade do clínquer Portland variam amplamente e são influenciadas por fatores como a composição química das matérias primas e as condições de queima e resfriamento. O cimento Portland é obtido pela mistura do clínquer com sulfato de cálcio e outra eventual adição, em proporções adequadas [13,14].

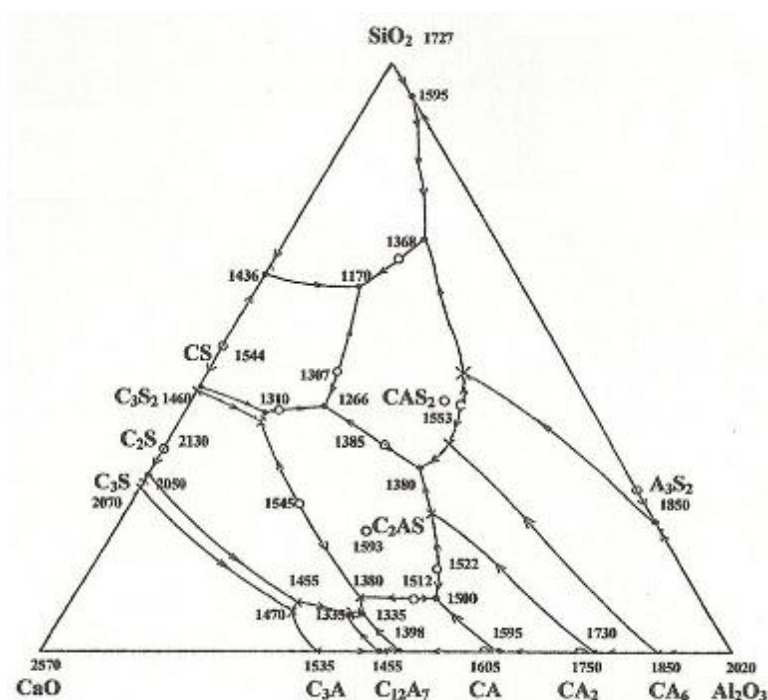


Figura 2.1 Diagrama de equilíbrio de fases entre CaO, SiO₂ e Al₂O₃ [12].

A composição típica de um clínquer Portland contém óxidos de cálcio, silício, alumínio e ferro, e de alguns outros componentes. A faixa de composição é apresentada na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Principais óxidos presentes no clínquer, e a faixa de composição dos Clínqueres Portland atuais [12].

Óxido	Abreviatura	Teor (%)
CaO	C	59 – 67
SiO ₂	S	16 – 26
Al ₂ O ₃	A	4 – 8
Fe ₂ O ₃	F	2 – 5

As composições puras do sistema $\text{CaO-SiO}_2\text{-Al}_2\text{O}_3$, que correspondem à formação do clínquer de cimento Portland, encontram-se destacadas na Figura 2.2, determinada pela área tracejada que circunda o ponto P. Este ponto encontra-se num triângulo formado entre as composições do C_3S , C_2S e um ponto X, limitado pela isoterma de 1500°C . Para qualquer composição inserida no triângulo o equilíbrio de fases a 1500°C conterà C_3S , C_2S e uma fase líquida de composição X. Baseado neste diagrama pode-se entender o que acontece se resfriarmos uma composição que estiver contida na área P: primeiramente o C_3S cristaliza, a fase líquida transforma-se até que o equilíbrio primário entre as fases de C_3S e C_2S é alcançado, então, ambas são cristalizadas. No resfriamento subsequente, a fase líquida solidifica, gerando a fase intersticial [12].

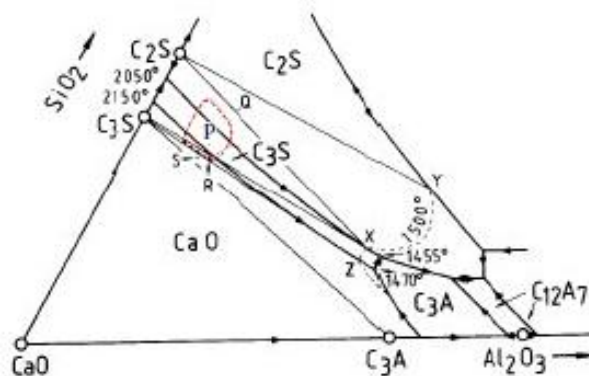


Figura 2.2 Detalhe do diagrama de equilíbrio CaO, SiO_2 e Al_2O_3 , ilustrando a formação do clínquer de cimento Portland [12].

Nestas reações são gerados os diversos tipos de compostos que compõem o cimento, dentre eles, o silicato tricálcio (C_3S), o silicato dicálcio (C_2S), aluminato tricálcio (C_3A) e ferroaluminato tetracálcio (C_4AF), que representam cerca de 90% do total de fases do cimento (Tabela 2.2).

Além dos compostos apresentados na Tabela 2.2, existem compostos secundários como MgO , TiO_2 , Mn_2O_3 , K_2O e Na_2O os quais geralmente representam um percentual reduzido na composição do cimento. O óxido de magnésio (MgO), que é chamado de periclásio quando em sua forma cristalina,

pode se tornar prejudicial quando em grande quantidade, pois possui uma hidratação lenta e expansiva. Para os cimentos Portland compostos (CP II-E, CP II-Z e CP II-F), de classes 25, 32 e 40, por exemplo, a norma exige que a porcentagem, em massa, de MgO seja menor ou igual a 6,5% ^[16].

Tabela 2.2 Constituintes principais do cimento Portland, com suas respectivas constituições e simbologia ^[15].

COMPOSTO	CONSTITUIÇÃO	SIMBOLOGIA
Silicato Tricálcio	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S
Silicato Dicálcio	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S
Aluminato Tricálcio	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A
Ferroaluminato Tetracálcio	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF

2.1.2 Cálculo Potencial de Bogue

Para mensurar a composição das fases do clínquer, o método quantitativo mais usado é o Cálculo Potencial de Bogue. A composição é estimada estequiometricamente a partir de análises químicas fundamentais, na forma de óxidos, utilizando as equações propostas por Bogue (equações 2.1 a 2.4).

$$\text{C}_3\text{S} = 4,07 \text{ CaO} - 7,60 \text{ SiO}_2 - 6,72 \text{ Al}_2\text{O}_3 - 1,43 \text{ Fe}_2\text{O}_3 \quad (2.1)$$

$$\text{C}_2\text{S} = 8,60 \text{ SiO}_2 + 1,08 \text{ Fe}_2\text{O}_3 + 5,07 \text{ Al}_2\text{O}_3 - 3,07 \text{ CaO} \quad (2.2)$$

$$\text{C}_3\text{A} = 2,650 \text{ Al}_2\text{O}_3 - 1,692 \text{ Fe}_2\text{O}_3 \quad (2.3)$$

$$\text{C}_4\text{AF} = 3,043 \text{ Fe}_2\text{O}_3 \quad (2.4)$$

Ainda que as equações de Bogue sejam frequentemente utilizadas na indústria cimenteira, têm como limitação o fato de as condições preconizadas não serem semelhantes às observadas na fabricação de clínqueres comerciais. Por exemplo, este método considera a temperatura de clinquerização próxima

a 2000°C, perfeita combinação dos óxidos, a existência de equilíbrio entre C_3S , C_2S e fase líquida, e que este estado seja mantido durante o resfriamento, o que não acontece na realidade.

Adicionalmente, o Cálculo Potencial de Bogue abrevia a constituição dos clínqueres aos compostos C_2S , C_3S , C_3A e C_4AF , desconsiderando a presença das fases de menor presença (P_2O_5 , TiO_2 , MgO , K_2O , Na_2O e outros), que podem representar até 9% do clínquer.

O Cálculo Potencial de Bogue pode ser usado como uma aproximação inicial da composição, pois as considerações de equilíbrio químico utilizadas como base para os cálculos, não estão plenamente de acordo com o que se realiza na indústria.

Mesmo com as limitações, o cálculo potencial é prático e simples. Desta forma, em processos industriais onde os parâmetros e as proporções dos elementos menores são mantidos razoavelmente constantes, o cálculo potencial tem sido bastante utilizado.

2.1.3 Influência das características do cimento Portland nas propriedades do concreto

A composição química e mineralógica, o tamanho dos grãos (partículas) e a distribuição granulométrica do cimento são fatores importantes a serem considerados na seleção do mesmo, pois, repercutem na resistência inicial e final do concreto. Quanto mais fino o cimento, mais rápida será sua reação de hidratação e maior a sua reatividade. A trabalhabilidade e a quantidade de água são alteradas em função do teor de C_3A e da distribuição granulométrica.

A quantidade de C_3A do cimento, além de influenciar o tempo de pega, também é um fator importante quando se trata da durabilidade do concreto no tocante à corrosão da armadura, pois, determina a capacidade de combinação com os cloretos. Quanto maior a quantidade de C_3A , menor é a concentração de Cl^- livres no concreto, devido à formação dos cloroaluminatos (sal de Friedel). Com a redução na concentração de Cl^- livres, a ocorrência da corrosão é dificultada ^[17].

Já a hidratação do cimento se dá pela reação dos seus quatro principais componentes: C_3S , C_2S , C_3A e C_4AF . O endurecimento da pasta é resultado da hidratação dos aluminatos (C_3A e C_4AF) e a resistência final é relacionada à hidratação dos silicatos (C_3S e C_2S) [18].

A velocidade de hidratação de cada composto é diferente, sendo que a reatividade do C_3A é maior, seguida do C_3S , C_4AF e C_2S . A velocidade das reações de hidratação são influenciadas pela concentração e reatividade dos compostos, assim como pela temperatura [19].

A hidratação dos silicatos inicia algumas horas após o início da hidratação do cimento. Tanto a hidratação do C_3S como do C_2S originam o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e o hidróxido de cálcio (CH). O primeiro produto é conhecido também como tobermorita e o segundo como portlandita [19].

O C-S-H constitui cerca de 50% dos sólidos na matriz do cimento Portland, quando este se apresenta completamente hidratado, e a morfologia é caracterizada pela variação entre fibras pouco cristalinas e um reticulado cristalino [19]. Já a morfologia da portlandita (CH) é bem definida: prismas hexagonais com tamanho delimitado pelo espaço disponível para seu crescimento. Corresponde a cerca de 20% do volume da matriz e é responsável por propiciar elevados valores de pH à água presente nos poros do concreto, retardando o processo de despassivação da armadura metálica [7].

2.1.4 Concreto de cimento Portland

O concreto é um material composto que consiste essencialmente de um meio contínuo aglomerante, dentro do qual estão mergulhadas partículas ou fragmentos de agregados. No concreto de cimento hidráulico, o meio aglomerante é composto por uma mistura de cimento hidráulico e água.

O concreto de cimento Portland contém uma distribuição heterogênea de muitos componentes sólidos, assim como vazios de várias formas e tamanhos que proporcionam maior ou menor permeabilidade em função do seu grau de interconectividade. Isto explica porque as propriedades mecânicas do concreto

dependem não só das propriedades da pasta hidratada e dos agregados, mas, principalmente, das propriedades da zona de transição interfacial – ZTI ^[20]. Assim, quando o concreto é submetido às exigências de uso, é na ZTI que as microtrincas tendem a se nuclear, propagando-se preferencialmente ao longo da interface pasta-agregado.

A zona de transição apresenta características diferentes do restante da pasta, que variam conforme seus componentes. Mehta e Monteiro ^[19] afirmam que se trata de uma camada de aproximadamente 10 a 50 µm de espessura que envolve todo o agregado. Por ser menos resistente do que as outras fases do concreto, exerce uma influência muito maior sobre o comportamento mecânico e a durabilidade do concreto.

Destaca-se que essa zona não aparece apenas nas superfícies de agregados, mas, também, se faz presente na interface aço-concreto, do concreto armado.

A microestrutura da zona de transição apresenta alta porosidade. Dois efeitos são os grandes responsáveis pela ZTI apresentar relação água/cimento superior à da matriz: o efeito de superfície causado pelos agregados (efeito parede) e a exsudação interna. Há uma tendência de acúmulo de água ao redor do agregado, deixando esta região mais porosa e, portanto, mais susceptível ao crescimento de cristais de hidróxido de cálcio (CH) e etringita ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 31\text{H}_2\text{O}$ ou C-A-S-H). Esses cristais, que crescem de forma aleatória na pasta de cimento, passam a ter uma orientação preferencial, aproximadamente perpendiculares à superfície das partículas do agregado (Figura 2.3).

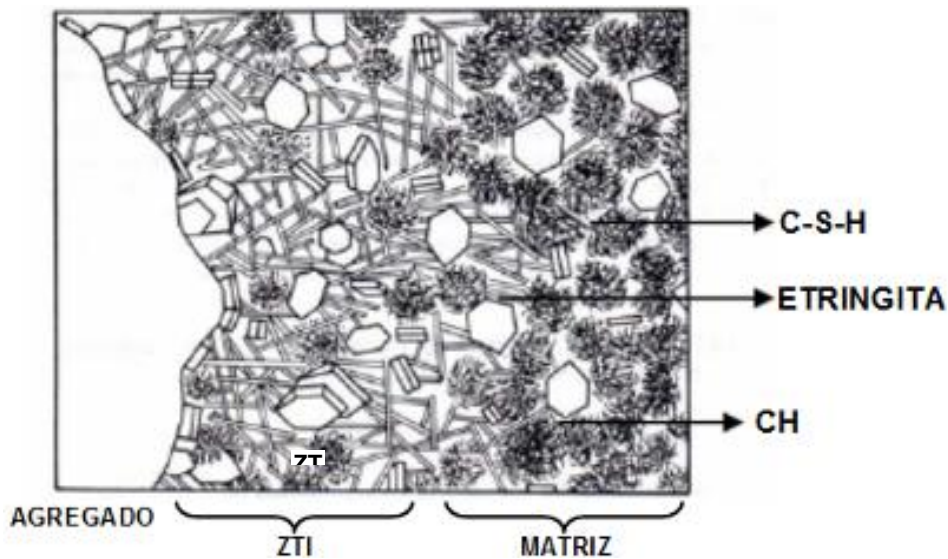


Figura 2.3 Zona de Transição Interfacial (ZTI), entre o agregado e a matriz da pasta de cimento ^[19].

Uma das maneiras de reduzir esse efeito é reduzir a relação a/c e/ou incorporar partículas com granulometria mais fina que o cimento, como é o caso da sílica ativa e da lama vermelha. Além da resistência da pasta de cimento ser maior pela maior compactidade, há também um aumento da resistência pela variação na qualidade dos produtos resultantes da hidratação.

Porosidade em materiais cimentícios

A pasta de cimento hidratada contém vários tipos de vazios que têm importante influência em suas propriedades. Dependendo da relação água/cimento (a/c) da pasta, diferentes porcentagens, em volume, de poros são obtidas, conforme descrito na Tabela 2.3 ^[21].

Através dos poros do concreto, substâncias químicas são transportadas ao seu interior. Neste caso, dois parâmetros são considerados importantes: os poros comunicantes, os quais têm possibilidade de transportar líquidos e substâncias nocivas (porosidade relevante) e a distribuição do tamanho dos mesmos, cuja influência diz respeito aos mecanismos de transporte e de ligação em relação à água ^[22].

Tabela 2.3 Volume de poros estimado em pastas de cimento com diferentes relações água/cimento (a/c) ^[21].

a/c	VOLUME DE POROS (%)
0,4	23,3
0,5	34,5
0,6	42,1
0,8	53,4

O tamanho dos poros na pasta de cimento varia dentro de diversas ordens de grandeza e eles podem ser classificados em poros de ar aprisionado (decorrentes dos processos de adensamento do concreto), poros de ar incorporado (obtidos quando do emprego de aditivos incorporadores de ar), poros capilares (oriundos da saída de água livre do concreto) e poros de gel (devidos à água de gel), conforme apresentado na Figura 2.4.

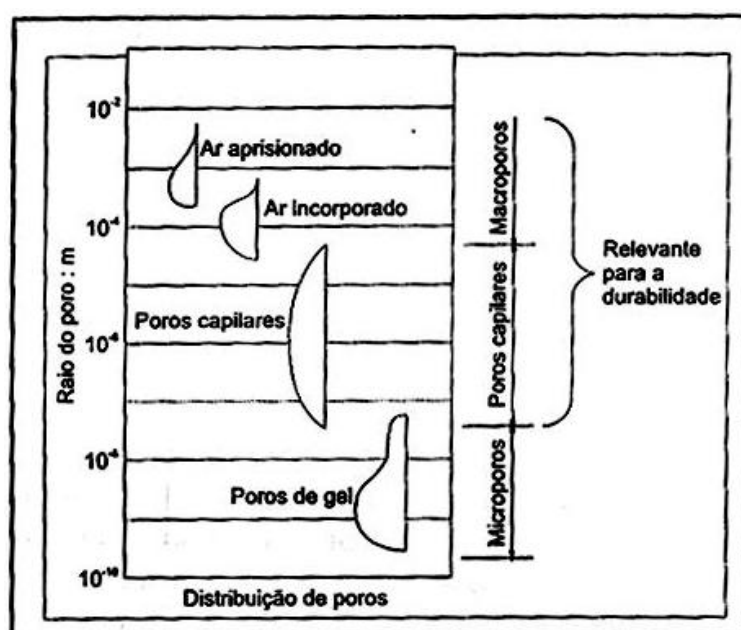


Figura 2.4 Distribuição do tamanho de poros, em função do raio do poro, na pasta de cimento endurecida ^[23].

Sob aspectos de durabilidade da estrutura, os vazios de maior relevância são os de ar aprisionado, poros de ar incorporado e poros capilares. Além desta distribuição dimensional de poros, a presença de porosidade aberta

é outra variável de considerável importância no transporte de líquidos e gases e troca de substâncias dissolvidas no material, enquanto que a distribuição geométrica dos poros influi, particularmente, no tipo e na velocidade dos mecanismos de transporte e sobre os mecanismos de fixação em relação à água [24]. Tais aspectos reforçam a importância do entendimento das características microestruturais do concreto e o seu reflexo nas propriedades finais.

2.2 Durabilidade do Concreto

2.2.1 Conceitos de Vida Útil e Durabilidade

A durabilidade do concreto pode ser definida como a capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração [25]. Outros estudiosos a definem como sendo a capacidade que a estrutura possui de manter suas características estruturais e funcionais originais, pelo tempo de vida esperado, nas condições de exposição para as quais foi projetada [26].

Entende-se que a durabilidade dependerá de algumas variáveis como agressividade ambiental, características da construção, critérios de desempenho desejados e do tempo, ou seja, da vida útil requerida para uma estrutura em particular. Numa analogia, pode-se dizer que a vida útil está para a durabilidade, assim como a resistência do concreto está para o projeto estrutural [27].

A NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”) define vida útil de projeto como sendo o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais [28].

O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer

consideração especial com valor de vida útil diferente do todo, como, por exemplo, aparelhos de apoio e juntas de movimentação.

A durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e atitudes coordenadas de todos os envolvidos nos processos de projeto, construção e utilização, devendo, como mínimo, ser seguido o que estabelece a ABNT NBR 12655 (“Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento”), sendo, também, obedecidas as disposições com relação às condições de uso, inspeção e manutenção ^[28].

A durabilidade tem sido uma das exigências do usuário menos atendidas, e não é simplesmente uma característica do material ou componente utilizado, mas, o resultado da interação de um material ou componente com o ambiente que está inserido ^[27].

Uma das formas de se prever a vida útil das estruturas de concreto é a criação de modelos, visando um melhor entendimento, por parte dos projetistas, dos mecanismos de degradação ^[27].

2.2.2 Modelos para estimar vida útil

2.2.2.1 Modelo proposto por Tuutti

De acordo com o modelo proposto por Tuutti ^[29], a vida útil de estruturas de concreto, analisada pelo prisma da corrosão da armadura, é subdividida em um estágio inicial de corrosão, seguida por uma fase de propagação, conforme ilustrado na Figura 2.5.

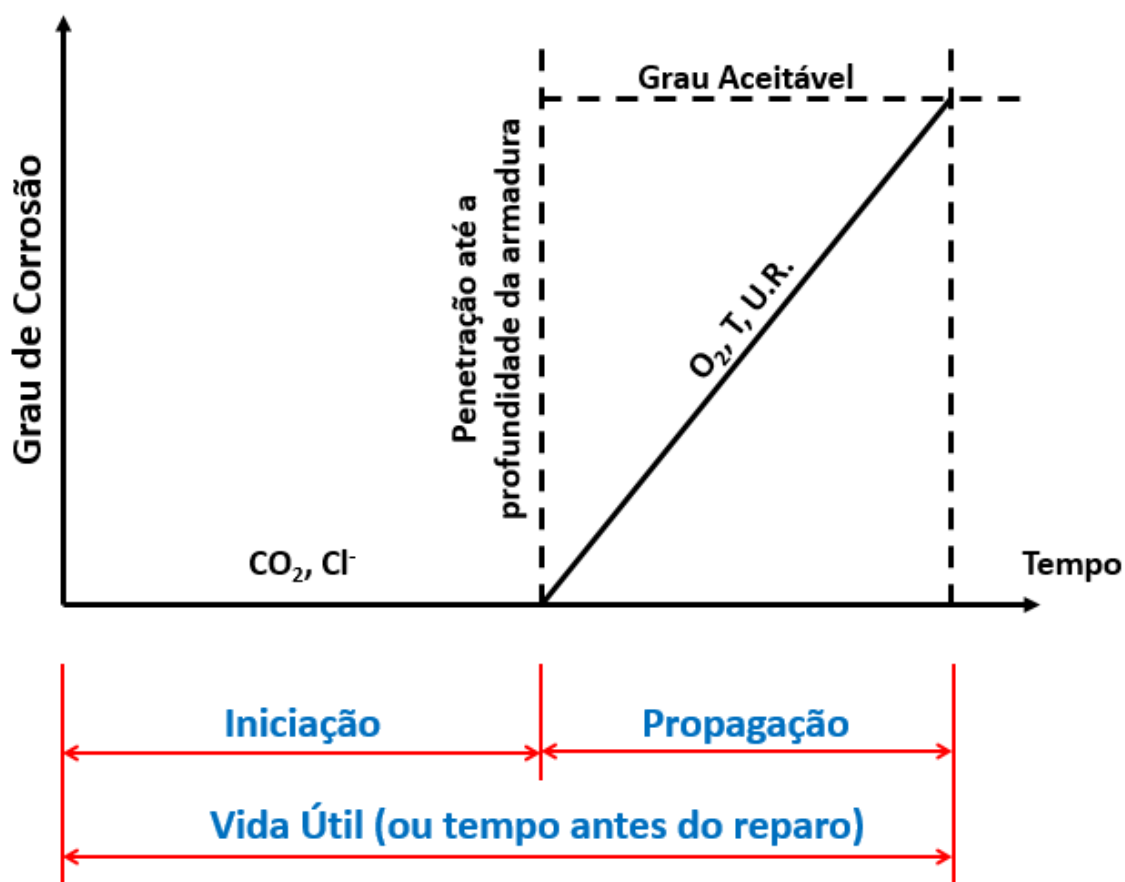


Figura 2.5 Representação esquemática do modelo proposto por Tuutti para estimar vida útil de estruturas de concreto armado ^[29].

A duração do estágio inicial é determinada pelo tempo necessário para agentes agressivos superarem o cobrimento de concreto e alcançarem a armadura em uma concentração suficiente para iniciar o processo de corrosão, ou seja, ser capaz de despassivar o metal. Segundo o autor, a penetração de gás carbônico e de cloretos teriam papel de maior destaque.

A fase de propagação se inicia juntamente com o processo de corrosão propriamente dito, e dura até que a peça alcance uma condição inaceitável. A umidade relativa, a temperatura e o oxigênio seriam os agentes preponderantes nesta fase, de acordo com Tuutti ^[29].

O concreto é capaz de impedir a corrosão da armadura por meio da ação de seus constituintes. Assim, é necessário que o concreto seja deteriorado ou possua contaminações para que se desenvolva o processo

corrosivo no metal. Desta forma, quanto maior for o período que o concreto se mantiver inalterado, maior será a proteção a armadura ^[30].

2.2.2.2 Modelo proposto por Helene

A partir do Modelo de Tuutti, Helene ^[31] propôs que a fase de inicial teria a duração de t_0 , e a fase de propagação até se alcançar uma condição inaceitável levaria um tempo t_1 . A vida útil é então o período de tempo correspondente à soma de $t_0 + t_1$, no qual t_1 é definido arbitrariamente em função da importância da obra. Assim, o autor aponta que é possível distinguir pelo menos quatro definições de “vida útil”, a saber:

- a) Vida Útil de Projeto: Está associada ao período de tempo t_0 , e pode ser estimada subjetivamente ao se assumir certos parâmetros do concreto de cobertura, bem como do nível de agressividade do ambiente. Com estas variáveis, calcula-se o período de tempo que levará para os agentes agressivos externos atingirem a armadura, levando à despassivação. Parâmetros como fissuração, umidade relativa, resistividade elétrica, dentre outros, geralmente não são decisivos nesta estimativa, aceitando-se que a penetração de gás carbônico e cloretos tenha maior relevância nesta previsão ^[31].
- b) Vida Útil de Serviço ou de Utilização: É estimado pelo cálculo do período de tempo $t_0 + t_1$, onde t_1 vai até o aparecimento de manifestações patológicas inadmissíveis, necessitando uma previsão de taxa de corrosão, ou seja, que se adote parâmetros que estejam correlacionados à velocidade de corrosão. Esta vida útil é difícil de calcular pois a definição de quando se inicia uma “manifestação patológica inadmissível” irá variar para cada estrutura ^[31].
- c) Vida Útil Total: Assim como a anterior, é dada pelo período de tempo $t_0 + t_1$, onde t_1 vai até a ruptura ou colapso da estrutura. Considerando a

difficuldade em se estimar a taxa de corrosão que eventualmente irá se instalar no futuro, o valor de vida útil total passa a ter pouco significado prático. Para obras acabadas, onde foram realizadas medições “in loco” (coletando informações sobre resistividade elétrica, teor de cloretos, corrente de corrosão, etc.), é possível calcular o t_1 e estimar a vida útil residual e a vida útil total ^[31].

- d) Vida Útil Residual: Envolve parte das vidas úteis de serviço e total, correspondendo ao período de tempo no qual a estrutura será capaz de desenvolver as suas funções, contado após uma vistoria ou intervenção^[27].

Um grande avanço nos conceitos de vida útil de estruturas de concreto armado é a viabilidade de se avaliar a vida útil em número de anos e não mais em função de parâmetros qualitativos. Isto foi proporcionado pelo conhecimento adquirido quanto aos mecanismos de transporte de líquidos e de gases agressivos no concreto, que possibilitou associar o tempo aos modelos matemáticos que avaliam quantitativamente estes mecanismos ^[32].

Helene ^[33] propõe ainda que a estimativa de vida útil das estruturas de concreto pode ser efetuada através de um dos quatro procedimentos a seguir:

- Com Base nas Experiências Anteriores

Faz uso da classificação qualitativa da classe de agressividade do ambiente e de dados históricos para determinar os parâmetros a serem utilizados, como relação água/cimento, espessura de cobrimento, consumo de cimento, dentro outros ^[31].

Porém, não se pode considerar como um método inadequado de avaliação, devendo ser utilizado por pessoas que possuam experiência acumulada em análises de ensaios e execução de obras. A NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”), por exemplo, utiliza conceitos praticados a décadas.

- Com Base em Ensaios Acelerados

Método introduzido por pesquisadores americanos na década de 80 por meio das normas ASTM E 632:1988 (*“Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials”*) e ISO 6241:1984 (*“Performance standards in building -- Principles for their preparation and factors to be considered”*). Tem como objetivo mensurar em laboratório, por meio de ensaios acelerados, as reações que acontecem de forma natural ao longo do tempo.

Correlacionar estes resultados é o maior desafio, devido não apenas à complexidade das formas de degradação do material na prática, mas, também, na modelagem e na reprodução deste comportamento em ambiente de laboratório ^[31].

Diversos estudos apresentaram propostas de métodos de ensaios acelerados: uso de câmaras saturadas de CO₂ para avaliação da carbonatação, incremento na velocidade na migração de cloretos na microestrutura do concreto, testes eletroquímicos para cálculo de corrosão de armaduras inseridas no concreto, envelhecimento em câmaras de névoa salina, dentre outros ^[34,35,36,37].

Outro fator imprescindível é a padronização dos procedimentos de ensaios realizados, a fim de gerar uma base de dados relativos à durabilidade, visando a sua utilização na previsão da vida útil das estruturas de concreto armado ^[38].

- Métodos Prescritivos

Trata-se de uma evolução do método baseado nas experiências anteriores e se baseia nas recomendações das normas, com o intuito de incrementar a qualidade do concreto por meio da melhoria de alguns parâmetros.

A NBR 6118:2007 (*“Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”*), por exemplo, apresentava a correspondência entre as quatro classes de agressividade ambiental e os valores de cobrimento nominal para três tipos de elementos (laje e viga em concreto armado, e todas as peças em concreto protendido), totalizando 12 valores de cobrimento entre 20 e 55 mm.

Visando um maior controle, a versão de 2014 da norma apresenta 20 distintos valores de cobrimento (entre 20 e 55 mm), pois, relaciona as quatro classes de agressividade ambiental com cinco componentes distintos, sendo três de concreto armado (laje, viga e elementos em contato com o solo) e dois de concreto protendido (laje e viga). A NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”) será abordada com mais detalhes nas próximas seções.

São alterações importantes para se maximizar a vida útil das estruturas, pois, as medidas prescritivas para o concreto e para a estrutura em geral tornaram-se mais rigorosas, associando-as com as condições ambientais ^[39].

- Abordagem determinística

Para o período de iniciação, este método se baseia nos métodos de transporte de gases, fluídos e íons através da microestrutura porosa do concreto (permeabilidade, absorção capilar, difusão de gases e íons, e migração de íons). Já o modelo de previsão para a etapa pós-despassivação, faz uso dos mecanismos de perda de massa do aço (equação de Faraday), dos mecanismos de difusão de cloretos (equações de Fick) e da geometria da peça (equações de resistência dos materiais) ^[32].

- Abordagem Probabilística ou Estocástica

Devido a aleatoriedade dos fenômenos de degradação que ocorrem nos materiais, há algumas condições de incerteza na tomada de decisões dos projetos de Engenharia. Os parâmetros que merecem maior consideração são: a geometria da estrutura, os materiais utilizados na construção, o ambiente onde a estrutura está inserida, a variabilidade dos parâmetros envolvidos, a qualidade da mão de obra, os principais mecanismos de degradação e o planejamento da inspeção das estruturas ^[27,39].

2.2.3 Normatização Brasileira quanto à durabilidade das estruturas de concreto

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), dando um passo em direção à valorização dos conceitos de durabilidade das estruturas, editou, em 2003, a norma ABNT NBR 6118 (“Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”) ^[40], dedicando os capítulos 6 e 7 para tratar do assunto durabilidade. Esta versão foi corrigida em 2004, sendo substituída em 2007 ^[41]. A versão atualmente válida é do ano de 2014, sendo corrigida neste mesmo ano, e já se encontra em sua terceira edição ^[28].

No que diz respeito aos mecanismos de envelhecimento e deterioração, a NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”), em suas versões mais atuais, tem apresentado descrições cada vez mais detalhadas, dividindo os mecanismos em três grandes classes.

a) *Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto*

- Lixiviação: É o mecanismo responsável por dissolver e carrear os compostos hidratados da pasta de cimento por ação de águas puras, carbônicas agressivas, ácidas e outras. Para prevenir sua ocorrência, recomenda-se restringir a fissuração, de forma a minimizar a infiltração de água e proteger as superfícies expostas com produtos específicos, como os hidrófugos.
- Expansão por sulfato: É a expansão por ação de águas ou solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. A prevenção pode ser feita pelo uso de cimento resistente a sulfatos, conforme ABNT NBR 5737:1992 (“Cimentos Portland resistentes a sulfatos”) ^[42].
- Reação álcali-agregado: É a expansão por ação das reações entre os álcalis do concreto e agregados reativos. O projetista deve identificar no projeto o tipo de elemento estrutural e sua situação quanto à presença de água, bem como deve recomendar as medidas preventivas, quando necessárias, de acordo com a ABNT NBR 15577-1:2008 (“Agregados -

Reatividade álcali-agregado. Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto”).^[43].

b) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura

- Despassivação por carbonatação: É a despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço da armadura. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável um concreto de baixa porosidade.
- Despassivação por ação de cloretos: Consiste na ruptura local da camada de passivação, causada por elevado teor de íon-cloro. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável o uso de um concreto de pequena porosidade. O uso de cimento composto com adição de escória ou material pozzolânico é também recomendável nestes casos.

c) Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita

São todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação, bem como as diversas ações que atuam sobre a estrutura. Sua prevenção requer medidas específicas, que devem ser observadas em projeto, de acordo com esta Norma ou Normas Brasileiras específicas. Alguns exemplos de medidas preventivas são dados a seguir:

- barreiras protetoras em pilares (de viadutos, pontes e outros) sujeitos a choques mecânicos;
- período de cura após a concretagem, conforme ABNT NBR 14931:2004 (“Execução de estruturas de concreto – Procedimento”) ^[44];

- juntas de dilatação em estruturas sujeitas a variações volumétricas;
- isolamentos isotérmicos, em casos específicos, para prevenir patologias devidas a variações térmicas.

A NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”) apresenta classes de agressividade ambiental (Tabela 2.4) assim como outras normas internacionais (ACI 318-08 “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary” ^[45], por exemplo). Por meio destas classes, a NBR 6118 traça recomendações quanto ao valor máximo da relação água/cimento (Tabela 2.5), ao valor mínimo de resistência à compressão (Tabela 2.5) e a mínima espessura de cobertura ^[46].

Tabela 2.4 Classes de agressividade ambiental, de acordo com a NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”) ^[28].

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	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Porém, as classes de agressividade da norma nacional (Tabela 2.4) são subjetivas e não apresentam parâmetros claros para guiar o leitor na seleção da classe de exposição correta ^[47].

De maneira generalista, a NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”), em seu tópico sobre vida útil de projeto (6.2), sugere que deve ser seguido o que determina a ABNT NBR 12655:2006 (“Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento – Procedimento”) ^[48]. Esta, por sua vez, ao tratar sobre as condições de exposição da estrutura (item 5.2.2), apresenta requisitos para o concreto

exposto a soluções contendo sulfatos (Tabela 2.5) e o teor máximo de cloretos para proteção das armaduras de concreto (Tabela 2.6).

Tabela 2.5 Requisitos da ABNT NBR 12655:2006 para concreto exposto a soluções contendo sulfatos ^[48].

Condições de exposição em função da agressividade	Sulfato solúvel em água (SO₄) presente no solo (% em massa)	Sulfato solúvel (SO₄) na água (ppm)	Máxima relação água/cimento	Mínimo f_{ck} (MPa)
Fraca	0,0 – 0,1	0 – 150	-	-
Moderada	0,1 – 0,2	150 – 1500	0,50	35
Severa	> 0,2	> 1500	0,45	40

Tabela 2.6 Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto, de acordo com a ABNT NBR 12655:2006 ^[48].

Tipo de estrutura	Teor máximo de íons cloreto (Cl⁻) no concreto (% sobre a massa do cimento)
Concreto protendido	0,05
Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
Concreto armado em condições de exposição não severas (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40
Outros tipos de construção com concreto armado	0,30

Uma opção seria a utilização de uma classificação mais objetiva, com base na concentração efetiva de certas substâncias agressivas no ambiente que envolve a estrutura ou suas partes. Quanto à agressividade ao concreto, um critério mais rigoroso poderia ser adotado, utilizando, por exemplo, os

valores referenciais propostos pelo CEB / FIP Model Code 1990 (Tabela 2.7) [33,49].

Tabela 2.7 Proposta de classificação da agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto, baseada em valores referenciais [33].

Classes	pH	CO₂ agressivo (mg/L)	(NH₄)⁺ (mg/L)	Mg²⁺ (mg/L)	(SO₄)²⁻ (mg/L)	Sólidos dissolvidos (mg/L)
I	> 6,0	< 20	< 100	< 150	< 400	> 150
II	5,9 – 5,1	20 – 30	100 – 150	150 – 250	400 – 700	150 – 50
III	5,0 – 4,5	30 – 100	150 – 250	250 – 500	700 – 1500	< 50
IV	< 4,5	>100	> 250	> 500	> 1500	< 50

Na NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”), a qualidade do concreto se relaciona diretamente com os valores de relação (a/c) e de resistência a compressão (Tabela 2.8). Esta norma não leva em consideração outros parâmetros importantes, tais como: qualidade do processo de cura, tipo de cimento utilizado, vida útil, presença de materiais cimentícios adicionais, entre outros. Apesar da comprovada relevância da relação água/cimento na durabilidade, esta não é a única variável que governa os distintos mecanismos de degradação no concreto. Ademais, os valores máximos da relação a/c permitidos pela NBR 6118 são relativamente elevados, especialmente para o nível de exposição classe III. Para este caso, apesar de ser uma classe de exposição de alto risco, a razão água/cimento igual a 0,55 é permitida [47].

Tabela 2.8 Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto ^[28].

Concreto	Tipo	Classe de Agressividade			
		I	II	III	IV
Relação Água/Cimento (a/c), em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto ^[50]	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

Na Tabela 2.8, os tipos de concreto são indicados por concreto armado (CA) e concreto protendido (CP). Já as classes se baseiam na NBR 8953:2015 (“Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência”) ^[50], onde a classe C20 equivale a resistência característica à compressão 20 MPa, a classe C25 equivale a 25 MPa, e assim sucessivamente.

A Tabela 2.9 apresenta a correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal. Para garantir o cobrimento mínimo (C_{min}), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (C_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 2.9, para $\Delta c = 10$ mm ^[28].

Tabela 2.9 Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm ^[28].

Tipo de Estrutura	Componente ou Elemento	Classe de Agressividade Ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento Nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos Estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Outra importante consideração é que esta norma não especifica um valor mínimo de vida útil, o que impossibilita a previsão de quanto tempo uma estrutura irá durar caso os critérios da NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”) sejam seguidos. Neste contexto, há trabalhos que afirmam a necessidade de especificações baseadas em desempenho como uma solução para que se alcance a vida útil desejada, nas estruturas de concreto ^[47]. Por outro lado, considera-se como um avanço na normatização nacional, por se tratar de um primeiro passo efetivo, mesmo sendo necessárias melhorias de tal forma que o tema durabilidade seja contemplado com a importância devida ^[27].

2.2.4 Estrutura de Poros do Concreto

O concreto é constituído de uma mistura heterogênea que, ao atingir seu estado sólido, apresentará propriedades que dependerão, dentre outras variáveis, do processo de hidratação de cada componente presente. O processo de hidratação do cimento influencia intensamente na porosidade do material, determinando os distintos tamanhos, formas e caminhos formados pelos poros. A presença, em maior ou menor grau, destes caminhos interfere de forma direta no desempenho da estrutura, e está ligada intrinsecamente com a durabilidade da mesma, como também à interação da estrutura com os agentes agressivos do meio ^[51].

A microestrutura de poros do concreto pode ser esquematizada, de forma simplificada, como apresentado na Figura 2.6 ^[51]. Basicamente, há três tipos de caminhos na estrutura: caminho de condução contínua (CCC), caminho de condução descontínua (CCD) e caminho isolante (CI). Os CCCs são microporos conectados continuamente, que podem ser cavidades capilares conectadas por poros estreitos (“*pore necks*”). Os microporos descontínuos no concreto formam os CCDs, uma vez que sua continuidade é bloqueada por camadas de pasta de cimento, indicada por ponto de descontinuidade (PD) na Figura 2.6. Adicionalmente, a própria continuidade da matriz do concreto, que é

composta por partículas de pasta de cimento, atua como caminho isolante (CI) no concreto ^[51].

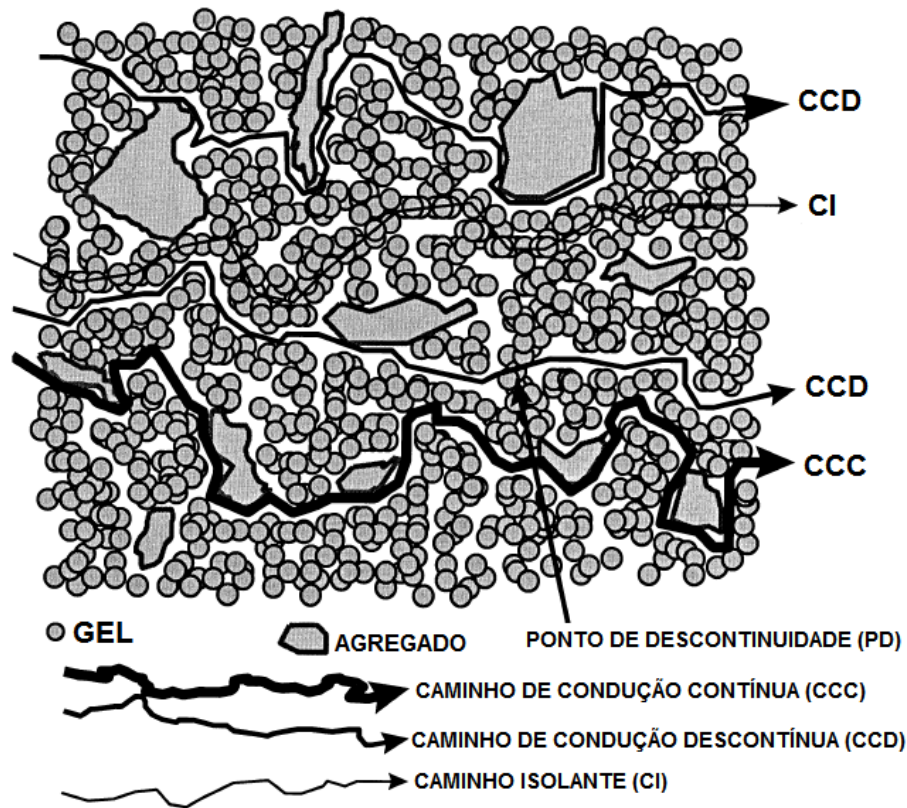


Figura 2.6 Representação da estrutura dos poros do concreto ^[51].

Os vazios e caminhos presentes na estrutura de concreto são resultantes do processo de evaporação da água presente na mistura da pasta que não foi utilizada no processo de hidratação. É através desses vazios que ocorrem o ingresso de gases e substâncias que trazem a estrutura a sua degradação, com conseqüente perda da resistência do concreto e aumento da possibilidade de ocorrência de corrosão da armadura.

A dimensão dos poros é a variável que determina o tipo de transporte de materiais que irá ocorrer no interior da estrutura. Os poros com dimensão maiores que (10^{-7}) m possibilitam o transporte de substâncias por meio da difusão, capilaridade, migração iônica e permeabilidade. Já poros com menor dimensão possibilitam o transporte por meio de difusão gasosa, difusão e migração iônica como pode ser visto na Figura 2.7 ^[52].

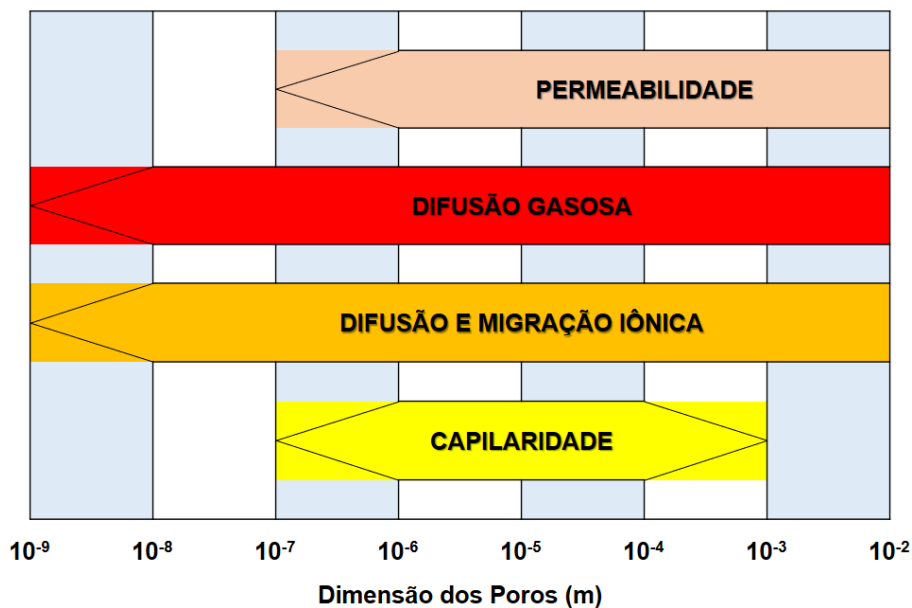


Figura 2.7 Mecanismo de transporte de massa em função da dimensão dos poros ^[52].

Os poros capilares, por serem interligados em sua maioria, são os que mais favorecem a movimentação dos agentes agressores. Entretanto, a variável que mais influencia a velocidade desta movimentação é o diâmetro médio dos poros ^[37].

Os mecanismos de transporte são influenciados tanto pelas condições ambientais, quanto pelas condições de produção do concreto que condicionam a porosidade do concreto. Na Figura 2.8 são apresentados os mecanismos de transporte de massa no concreto e sua relação de dependência com distintos parâmetros do concreto.

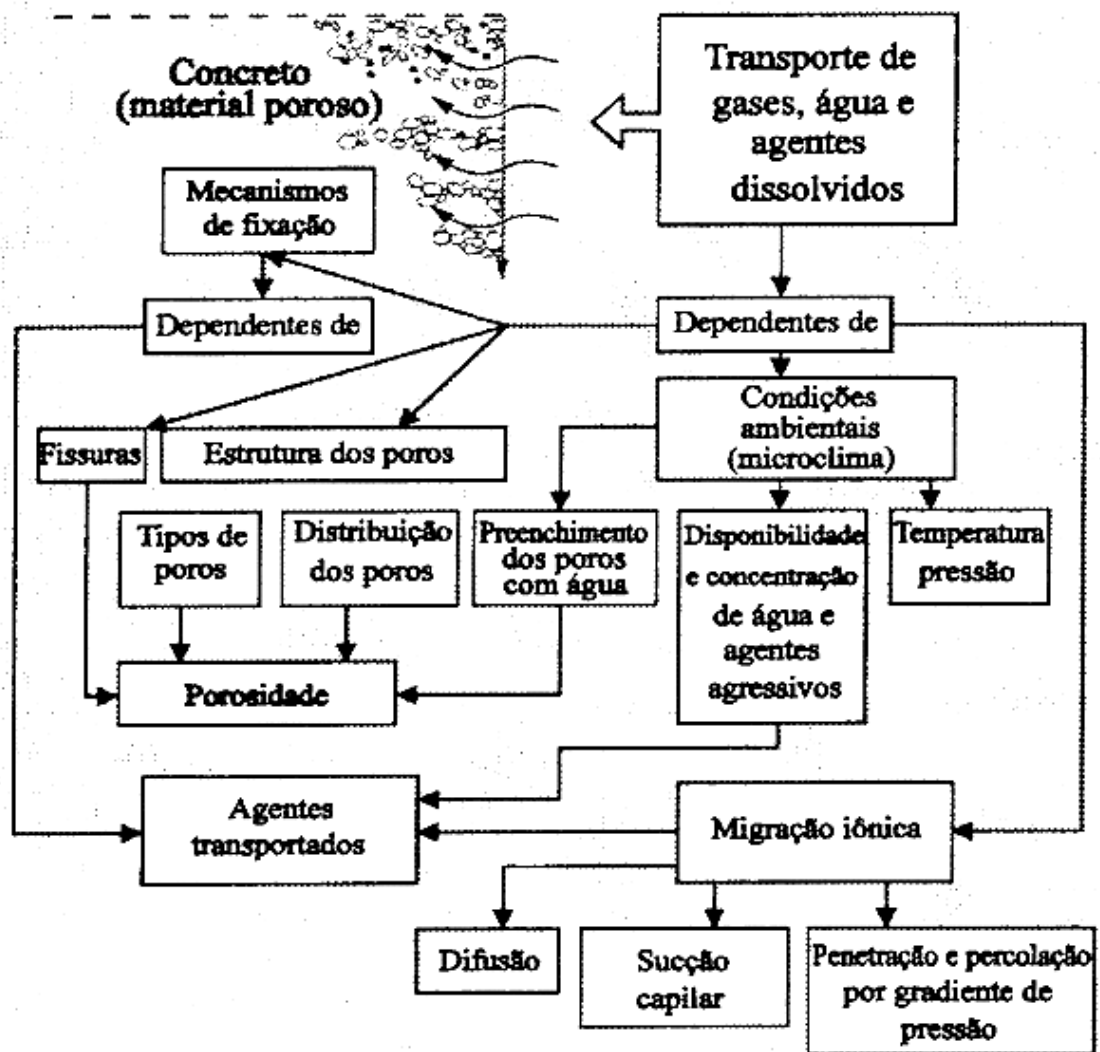


Figura 2.8 Fluxograma apresentando as influências nos mecanismos de transporte de massa do concreto [32].

2.2.5 Mecanismos de transporte no concreto

a) Absorção capilar

Absorção capilar é o mecanismo pelo qual os líquidos podem ser transportados no concreto através dos poros capilares devido à tensão superficial. Podem influenciar neste transporte as características do líquido (viscosidade, densidade e tensão superficial) e do concreto (estrutura de poros e energia superficial do sólido). Faz-se necessário, ainda, que os poros do

concreto estejam saturados, para que a absorção capilar ocorra, uma vez que o transporte se dá por diferença de tensão ^[32].

A absorção está sujeita principalmente aos diâmetros dos poros e suas interconexões, pois, quanto menor for o diâmetro, maior será a tensão capilar, possibilitando o ingresso de agentes nocivos que estão dissolvidos em água, como o caso dos íons cloreto ^[53]. Isto pode ser comprovado pela equação de Young (2.5):

$$(\gamma_{SL} + \gamma_{LG} \cdot \cos \theta - \gamma_{SG} = 0) \quad (2.5)$$

Sendo γ_{SL} , γ_{LG} , γ_{SG} a tensão superficial sólido-líquido, líquido-gás e sólido-gás, respectivamente e θ o ângulo de molhamento.

O diâmetro dos poros do concreto depende do grau de hidratação, relação água/cimento e a composição do cimento. A redução na relação água/cimento pode influenciar de duas formas: a) refinando a microestrutura, tornando-a mais compacta e reduzindo a absorção; ou b) diminuindo o diâmetro dos capilares e incrementando a absorção capilar (caso sejam intercomunicáveis) ^[31].

A absorvidade do material (S), pode ser obtida a partir de resultados experimentais (equação 2.6), onde A é um termo constante, i é o volume acumulado de água absorvida por unidade de área, e t é o tempo.

$$i = A + s.t^{1/2} \quad (2.6)$$

Em termos práticos, a absorvidade (ou coeficiente de absorção capilar) é obtida experimentalmente a partir do coeficiente angular da parte reta da curva de i (volume acumulado de água absorvida por unidade de área) em função a raiz quadrada do tempo, obtida no ensaio de absorção.

Assim, o coeficiente de absorção capilar representa a massa de água absorvida por metro quadrado de concreto em contato com a água, em função da raiz quadrada do tempo decorrido até atingir este ponto de absorção.

Numericamente, este valor corresponde ao coeficiente angular da reta proveniente do gráfico “absorção (kg/m²) x raiz do tempo (min^{0,5})” até que seja atingido o ponto de saturação, como pode ser visto na Figura 2.9.

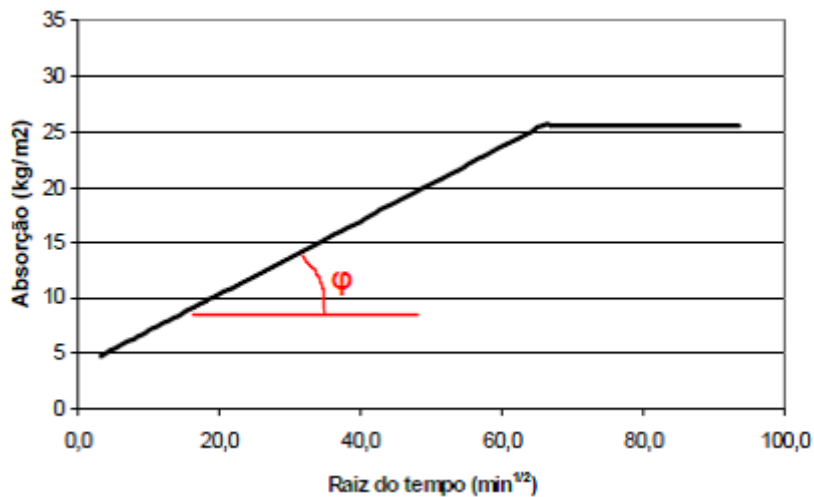


Figura 2.9 Curva de absorção capilar de água em função da raiz quadrada do tempo, segundo a NBR 9779:2012 para a determinação do coeficiente de absorção capilar ($Tg \phi$)^[54].

b) Difusão

A difusão é a transferência de massa por movimento aleatório de moléculas ou íons na solução dos poros das regiões com altas concentrações para regiões de baixas concentrações da substância que difunde ^[32].

Para que ocorra a entrada de cloretos no concreto por difusão, se faz necessário o preenchimento total dos poros com água, e não há necessidade de um fluxo contínuo ou movimentação de água, mas depende de um gradiente de concentração iônico entre a superfície e o interior do concreto ^[55].

Já o coeficiente de difusão (D) para os sólidos é uma propriedade característica do material e descreve a capacidade de transferência de uma substância específica, portanto, está associado à cinética da difusão. Para os concretos totalmente hidratados, D depende do tempo e, em alguns casos, da temperatura ^[32].

Quando o processo de difusão não é estacionário, o que normalmente ocorre nos casos reais, a equação pode ser deduzida a partir da equação 2.7 considerando o fluxo unidirecional. A equação, assim derivada, se constitui na segunda lei de difusão de Fick e descreve a mudança de concentração para um elemento com o tempo t.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -D \times \left[\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right] \quad (2.7)$$

Para os casos de difusão de cloretos, é possível considerar um coeficiente efetivo de difusão, determinado experimentalmente, que considera somente os íons livres. Foram desenvolvidas equações com base na capacidade de fixação e no coeficiente efetivo obtido pela composição dos coeficientes de difusão dos agregados e da pasta que compõem o concreto [56,57].

Para análises acerca da penetração de cloretos, assumindo que o concreto é homogêneo, e de que não ocorram reações entre os cloretos e o concreto, ou seja, que se trata de um processo unicamente de difusão, a solução da equação 2.7 pode ser representada pela equação 2.8 [36].

$$C = C_o \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D \times t}} \right) \right] \quad (2.8)$$

Em que:

C = concentração de cloretos na profundidade x no tempo t;

C₀ = concentração inicial de cloretos no concreto;

erf(z) = função erro de Gauss;

x = profundidade na qual se realiza a medição de cloretos;

D = coeficiente de difusão dos cloretos no concreto;

t = tempo de exposição.

c) *Migração Iônica*

A migração é um mecanismo de transporte que ocorre devido uma diferença de potencial elétrico, possibilitando a movimentação de substâncias que possuem algum tipo de carga elétrica. Este tipo de mecanismo passou a ser mais estudado devido ao processo de dessalinização e re-alkalinização, que começaram a ser aplicados no processo de recuperação de estruturas de concreto, criando assim um campo elétrico [58].

A migração iônica de cloreto é favorecida pelo campo elétrico originado pela pilha de corrosão eletroquímica. E a presença desses íons traz uma redução à resistividade elétrica e um aumento na condutividade do eletrólito, deslocando a reação a favor da corrosão [59].

A migração de íons cloro constitui-se em um processo eletrolítico comandado pela condutividade presente na solução dos poros, como, também, da concentração dos demais íons presentes na solução. Os íons que apresentam uma representatividade nesse processo são K^+ , Na^+ , Ca^{2+} e OH^- . Mediante este cenário, a condutividade dos íons K^+ e Na^+ é menor em relação a dos íons de cloro, e os íons de Ca^{2+} tem uma precipitação reduzida, pois, apresentam uma concentração menor na solução dos poros. Por outro lado, a condutividade dos íons OH^- é a maior dentre os íons presentes na solução. O percentual de concentração da hidroxila (OH^-) determina o pH da solução como, também, a sua condutividade. Sendo assim, quanto maior a concentração da hidroxila, maior será a corrente elétrica presente no sistema [26].

A determinação do coeficiente de difusão em condições normais requer um tempo excessivo, entretanto, o mecanismo de migração pode ser simulado de maneira acelerada para mensurar o coeficiente difusão de íons no concreto, especialmente dos cloretos. Para tanto, há a necessidade de acelerar a difusão de íons por um campo elétrico, de tal forma que o processo realmente se transforme em migração associada com difusão [32].

A determinação do coeficiente de difusão de íons no concreto, quando aplicado um campo elétrico, ou seja, com medida de migração, é baseada em uma equação geral para um processo eletrolítico. A equação geralmente

utilizada é chamada de Nernst-Planck conforme Equação 2.9, que apresenta fatores associados à difusão, migração e convecção.

$$-J_j(x) = D_j \frac{\partial C_j(x)}{\partial x} + \frac{z_j F}{RT} D_j C_j \frac{\partial E x}{\partial x} + C_j V_j x \quad (2.9)$$

Em que:

$J_j(x)$ = fluxo unidirecional do íon j (mol/cm².s);

D_j = coeficiente de difusão do íon j (cm²/s);

∂C = variação de concentração (mol/cm³);

∂x = variação de distância (cm);

Z_j = carga elétrica do íon J;

F = constante de Faraday (cal.volt⁻¹.eq⁻¹);

R = constante dos gases (cal.mol⁻¹.°K⁻¹);

T = temperatura absoluta (°K);

C_j = concentração inicial do íon J (mol/cm³);

∂E = variação de potencial (v);

V = velocidade artificial ou forçada do íon (cm/s).

A parcela da difusão pura é desprezível em comparação ao efeito de migração, o que é razoável para diferenças de potencial suficientemente altas (10 a 15 V) [54]. Assim, assumindo-se a situação onde não há convecção, isto é, não existem gradientes de pressão ou umidade, a equação (2.9) resume-se a.

$$J_j(x) = -\frac{z_j F}{RT} D_j C_j \frac{\partial E x}{\partial x} \quad (2.10)$$

Outros estudos utilizaram os ensaios de migração para o cálculo do coeficiente de difusão aparente (D_{AP}) ou não estacionário, utilizando-se o conceito de “*time lag*” em uma solução analítica que relaciona os resultados obtidos em ensaio de difusão natural e em ensaios acelerados de migração [37,54].

O “*time lag*” (τ) caracteriza o período de tempo em que a difusão se mantém no regime não estacionário e, no caso do transporte dos cloretos, é definido como o tempo em que estes íons levam para estabelecer um fluxo constante através do concreto em ensaios de migração ou difusão [37].

d) *Permeabilidade*

A permeabilidade é o processo de escoamento de um fluido por poros, através de um diferencial de pressão, e esse transporte depende do diâmetro dos poros, sua comunicação e seus possíveis caminhos [60].

Alguns autores ressaltam a importância da permeabilidade do concreto em seu processo de degradação, pois, através dela que é possível se controlar a taxa de deterioração, que está diretamente relacionada com o grau de hidratação e a relação água/cimento do concreto [19]. A permeabilidade se relaciona, também, com a entrada dos agentes agressores, fator que contribui para o processo de corrosão da armadura. A permeabilidade está ligada ao fator durabilidade do concreto, pois, os agentes ingressam através dos poros e, entre eles, estão os cloretos, que estão entre os maiores responsáveis do processo físico-químico da degradação do concreto.

Outro fator a ser levado em consideração é a porosidade, pois, se a mesma for alta, e houver uma maior rede de poros, a permeabilidade também será alta. Mas se essa rede for descontínua, trazendo uma ineficácia ao deslocamento do fluido, a permeabilidade será baixa, mesmo que a porosidade seja elevada. De modo simples, a permeabilidade é a chave para o estado de conservação do concreto, mediante aos ataques químicos do meio ambiente [60].

2.2.6 Degradação das Estruturas de Concreto Armado

A combinação das características do aço (elevada resistência à tração e flexão) e do concreto (elevada resistência à compressão axial) tem tornado o concreto armado um dos principais e mais populares materiais do mundo. No

entanto, a necessidade de conhecimento sobre o desempenho do concreto ao longo do tempo e o rigor dos impactos ambientais têm causado sérios problemas.

Existem diferentes causas de deterioração das estruturas de concreto, assim como corrosão das barras de reforço devido à carbonatação ou entrada de cloretos, ataque por sulfatos, reação álcali-agregado, dentre outros. O impacto econômico do problema da durabilidade conduz a uma pesquisa extensiva de duas décadas e tem iniciado os caminhos para a produção de melhores e mais duráveis concretos ou estruturas de concreto reforçadas. No presente trabalho, focou-se no estudo do processo corrosivo da armadura.

2.2.6.1 Corrosão nas armaduras

A corrosão na armadura do concreto se dá por um processo eletroquímico, que ocorre quando agentes oxidantes, como o oxigênio e o hidrogênio, entram em contato com a superfície do metal, passando a receber seus elétrons, levando a armadura a ter comportamento de uma pilha eletrolítica.

Os elétrons consumidos na reação de redução, que ocorre no cátodo, são fornecidos pela reação de oxidação do metal, que ocorre no ânodo, sendo estes transferidos para o cátodo através da armadura, que atua como um eletrodo (material no qual ocorre a transferência de elétrons), conforme exemplificado na Figura 2.10. A maioria dos metais é corroída de algum modo por efeito da água e da atmosfera ^[61].

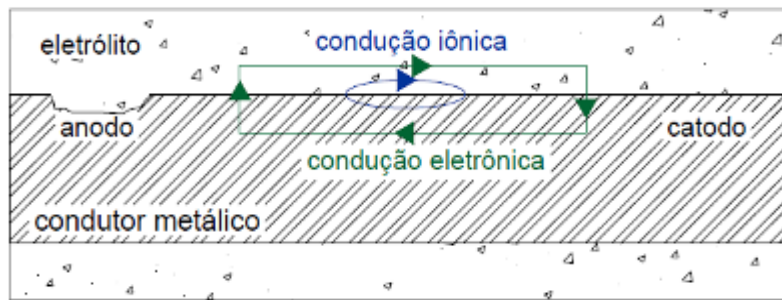


Figura 2.10 Formação de pilha, com o concreto funcionando como eletrólito, levando a corrosão da armadura metálica^[63].

O problema da corrosão metálica é bastante significativo: estima-se que cerca de 5% da receita de uma nação industrializada são gastos na prevenção da corrosão e na manutenção ou substituição de produtos perdidos ou contaminados como resultado de reações de corrosão^[62].

No concreto armado, se o concreto for aplicado sem os devidos cuidados, sua função de proteção dos vergalhões pode ser ineficiente, possibilitando ataques, à armadura metálica, de íons agressivos ou de substâncias ácidas existentes na atmosfera. Os principais agentes responsáveis pela corrosão são o dióxido de carbono (CO_2), responsável pela carbonatação, e os cloretos (Cl^-), que serão abordados nesse estudo.

As armaduras podem sofrer as seguintes formas de corrosão eletroquímica^[64]:

- corrosão uniforme: corrosão em toda a extensão da armadura quando esta fica exposta ao meio corrosivo;
- corrosão puntiforme ou por pite: os desgastes são localizados sob a forma de pequenas cavidades, também chamadas alvéolos;
- corrosão intragranular: é processada entre os grãos dos cristais do metal e quando os vergalhões sofrem, principalmente, tensões de tração, podem fissurar ou fraturar perdendo sua estabilidade;
- corrosão transgranular: que se realiza intragrãos da rede cristalina, podendo levar à fratura da estrutura, quando houver esforços mecânicos;

- fragilização pelo hidrogênio: corrosão originada pela ação do hidrogênio atômico na sua difusão pelos vergalhões da armadura, propiciando a sua fragilização e, em consequência, a fratura.

São extremamente graves as quatro últimas formas de corrosão quando existe ação conjunta de sollicitação mecânica e meio corrosivo (o que é bastante provável), pois ocasionam a corrosão sob tensão fraturante, possivelmente a mais grave, podendo provocar a ruptura da armadura do concreto (Figura 2.11), enquanto que, a menos prejudicial, é a uniforme, pois se apresenta distribuída em toda a extensão da barra de aço e, portanto, dificilmente traz consequências graves ^[54].

O mecanismo da corrosão da armadura é uma manifestação específica da corrosão eletroquímica em meio aquoso, se bem que o eletrólito confinado a uma rede de poros existentes no concreto possui resistividade elétrica bem mais elevada do que a verificada nos eletrólitos típicos ou comuns. Daí o mecanismo da corrosão do aço, no concreto, só se desenvolver em presença de água ou ambiente com umidade relativa elevada (U.R. > 60%). Não há corrosão em concretos secos (ausência de eletrólito) e tampouco em concreto totalmente saturado, devido não haver suficiente acesso de oxigênio ^[54].



Figura 2.11 Exemplo de ação conjunta de sollicitação mecânica e meio corrosivo levando a ruptura do poste de concreto ^[65].

A corrosão tem como consequência uma diminuição da seção de armadura e fissuração do concreto em direção paralela a esta. Eventualmente, podem surgir manchas avermelhadas produzidas pelos óxidos de ferro. As fissuras ocorrem porque os produtos da corrosão ocupam espaço maior que o aço original, provocando uma tensão no interior do concreto ^[65,66].

2.2.6.2 Condições para ocorrência da corrosão

A corrosão conduz à formação de óxidos e hidróxidos de ferro, produtos de corrosão avermelhados, pulverulentos e porosos (conhecidos por “ferrugem”) e só ocorrem se coexistirem as seguintes condições:

a) *Deve existir um eletrólito:* A água está sempre presente no concreto, e geralmente em quantidade suficiente para atuar como eletrólito, especialmente que há exposição à intempérie em climas úmidos. A umidade de equilíbrio nos poros do concreto normal (relação a/c 0,60), a 25°C, dependerá da umidade relativa do ambiente e estima-se que terá variações, conforme apresentado na Tabela 2.10. Observa-se que o volume de água no concreto é suficiente para considerá-lo como eletrólito, transportando os íons responsáveis pela reação de corrosão eletroquímica ^[31].

Tabela 2.10 Influência da umidade relativa (U.R) na umidade de equilíbrio do concreto e no volume de água presente no concreto ^[31].

U.R.(%)	Umidade de Equilíbrio (%)	Água (litros/m ³)
40	3	70
70	4	95
98	6	140

b) *Deve existir uma diferença de potencial:* Qualquer diferença de potencial que exista entre dois pontos da barra de aço, devido a diferenças de concentração salina, de umidade, de tensão no aço ou no concreto, de aeração

ou eventuais correntes de fuga, é capaz de desencadear pilhas, gerando corrosão eletroquímica. A corrosão pode ser generalizada, que ocorre em toda a superfície da barra, ou localizada, estando associada à despassivação pontual do aço devido à ação de cloretos ou fissuras. A corrosão localizada e sob tensão de tração são as mais graves, pois, a estrutura pode romper sem aviso, sem que haja prévia deformação da estrutura que alerte e possibilite a correção do problema a tempo ^[31].

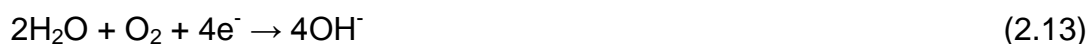
c) *Deve existir oxigênio*: É necessário que haja oxigênio para a formação da ferrugem (óxido/hidróxido de ferro), conforme a equação 2.11, além do eletrólito, representado pela umidade ^[31].



Nas zonas anódicas o ferro perde elétrons, ocasionando a dissolução do metal, ou seja, a oxidação do ferro, conforme a equação 2.12.

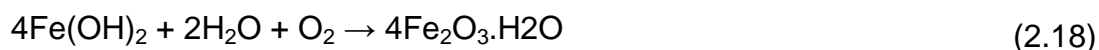


Nas zonas catódicas, em meios neutros ou alcalinos aerados, ocorre a redução do oxigênio, como apresentado na equação 2.13.



Na superfície da barra ou no eletrólito, ocorre a formação de ferrugem, como resultado de várias reações que ocorrem em etapas sucessivas, levando à formação de complexos intermediários, os quais são dependentes dos compostos presentes, das condições de exposição e da temperatura. A forma simplificada de cada reação é apresentada nas equações 2.14 a 2.18 ^[31].





Sendo o $\text{Fe}(\text{OH})_2$ (hidróxido ferroso) fracamente solúvel; o $\text{FeO}\cdot\text{H}_2\text{O}$ (óxido ferroso hidratado), o $\text{Fe}(\text{OH})_3$ (hidróxido férrico) e o $\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot\text{H}_2\text{O}$ (óxido férrico hidratado, goetita), compostos expansíveis ^[54].

d) *Podem existir agentes agressivos:* A corrosão pode ser acelerada por agentes agressivos contidos ou absorvidos pelo concreto. Entre eles, podem-se citar os íons sulfeto, cloreto e nitritos, o dióxido de carbono (CO_2), o gás sulfídrico (H_2S), o cátion amônio, os óxidos de enxofre, fuligem, etc. Os agentes agressivos não permitem a formação ou quebram a película já existente de passivação do aço, acelerando a corrosão e atuando como catalisadores ^[54].

2.2.6.3 Perda do cobrimento de concreto

A armadura está protegida fisicamente contra a corrosão, pois, o concreto, se bem executado, age como uma barreira física e, também, química, pois, a elevada alcalinidade da solução intersticial do concreto proporciona a formação da camada passivadora.

A perda desta barreira ocorre geralmente por meio da ação de agentes agressivos de origem externa, que atuam na estrutura do concreto, reduzindo o pH original ou atingindo a superfície da armadura, utilizando um dos mecanismos de transporte de massa já citados.

O estado de passivação pode até não ser alcançado em situações onde grande quantidade dos agentes agressivos são adicionados involuntariamente ao concreto durante as etapas de dosagem e processamento.

Quando o concreto apresenta uma microestrutura inadequada, ou quando não atua como uma cobertura eficiente, a corrosão invariavelmente se instala na armadura. Os produtos de corrosão, constituídos de óxidos e hidróxidos de ferro, podem ocupar um volume várias vezes superior ao volume original da barra de aço, ocasionando pressões expansivas internas. Pode-se observar na Figura 2.12 um comparativo entre os valores de volume relativo de alguns dos principais produtos expansivos de corrosão do aço, em função do volume do ferro metálico ^[29].

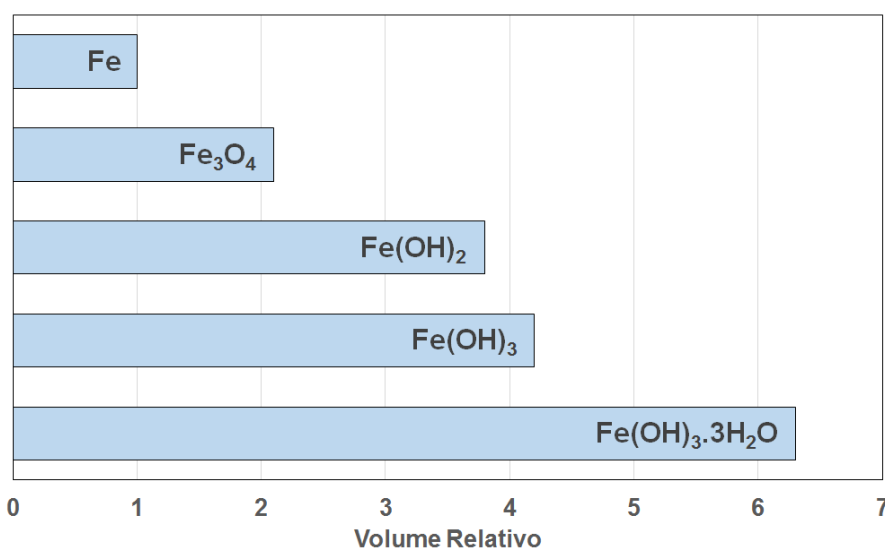


Figura 2.12 Volume relativo de alguns produtos expansivos da corrosão do aço em função do ferro ^[29].

Nas regiões em que não há um recobrimento adequado de concreto, a corrosão se desenvolve progressivamente, levando a formação de óxi-hidróxidos de ferro, que passam a ocupar volumes de 3 a 10 vezes superior ao volume original do aço da armadura, causando pressões de expansão superiores a 15 MPa. Como apresentado na Figura 2.13, essas tensões provocam, inicialmente, a fissuração do concreto na direção paralela à armadura corroída, favorecendo a penetração do CO₂ e agentes agressivos, bem como a carbonatação para, em seguida, levar à desagregação e à redução significativa da seção da armadura ^[31,54].

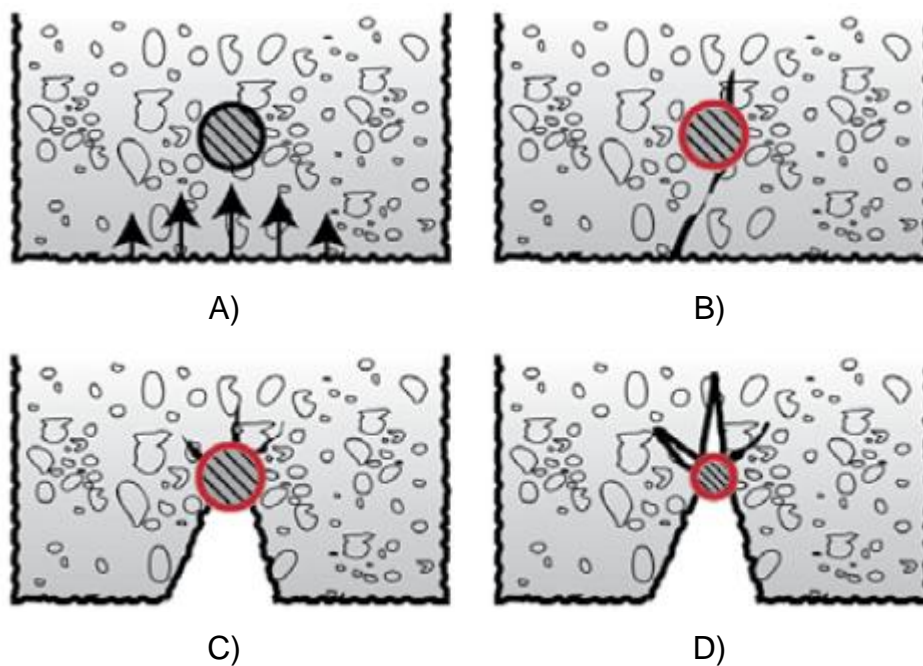


Figura 2.13 Evolução esquemática da deterioração da corrosão das armaduras.

(A) Penetração de agentes agressivos; (B) fissuração devido às forças de expansão dos produtos de corrosão; (C) lascamento do concreto e corrosão acentuada e; (D) Redução significativa da seção da armadura ^[31].

2.2.6.4 Passivação da Armadura no Concreto

O concreto protege a armadura não apenas quando impede a exposição do aço ao meio externo (proteção física) mas, também, por meio de proteção química, formando uma camada passivadora no metal por conta do elevado pH do concreto. A estabilidade e a formação desta película têm relação com a elevada alcalinidade da solução aquosa presente nos poros do concreto.

A alcalinidade desta solução se dá, em menor grau, pela presença do hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) (produto das reações de hidratação do cimento)

e, em maior grau, aos hidróxidos de sódio (NaOH) e de potássio (KOH). Isto gera na fase líquida do concreto valores de pH na faixa de 13 a 14 ^[67].

A película passivadora protetora do aço é gerada a partir de uma reação eletroquímica que resulta na formação de uma fina camada de óxidos, transparente e aderente ao aço. A composição precisa dessa película ainda é objeto de discussão. Embora haja algumas teorias, uma das mais aceitas prevê a formação de uma película composta de duas camadas: uma mais interna, composta principalmente por magnetita, e outra mais externa, composta por óxidos férricos ^[68]. Esta película apresenta elevada resistência ôhmica e, como consequência, as taxas de corrosão são desprezíveis, uma vez que impede a passagem de agentes agressivos, como oxigênio e umidade, à superfície do aço, além de dificultar a dissolução do ferro ^[67]. Além do elevado pH do concreto, outro fator que garante a ação de proteção exercida pela película passivadora é um adequado potencial eletroquímico. Esta situação pode ser melhor observada no diagrama de equilíbrio termodinâmico proposto por Pourbaix para o ferro, em meio aquoso, que mostra as condições de pH e potencial nas quais o ferro pode situar-se em três condições distintas: corrosão, passividade ou imunidade.

2.2.6.5 Diagrama de Pourbaix para o sistema Ferro-Água

De acordo com Diagrama de Pourbaix para o sistema Ferro-Água, apresentado na Figura 2.14a, a proteção do aço no concreto pode ser assegurada por:

- Elevação do seu potencial de corrosão em qualquer meio de $\text{pH} > 3$, de modo a estar na região de passividade (inibidores anódicos);
- Abaixamento de seu potencial de corrosão, com o fim de passar ao domínio da imunidade (proteção catódica) e;

- Manter o meio com pH acima de 10,5 e abaixo de 13, que é o meio natural proporcionado pelo concreto, desde que seja homogêneo e compacto.

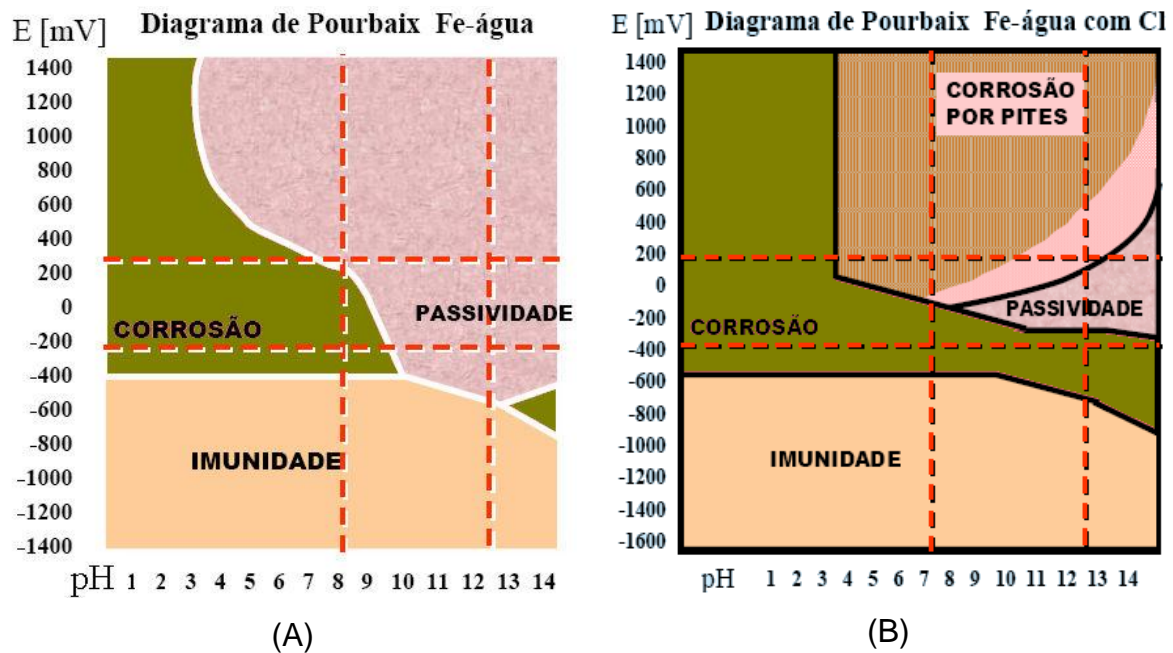


Figura 2.14 Diagrama de Pourbaix (A) do sistema Ferro-Água e (B) do sistema Ferro-Água com Cloretos.

O hidróxido de cálcio, presente na matriz de cimento, tem um pH da ordem de 12,6 (à temperatura ambiente), o que proporciona uma passivação do aço ^[66], juntamente com a ação dos hidróxidos de sódio (NaOH) e de potássio (KOH). A função do cobrimento de concreto é, portanto, proteger essa capa ou película protetora da armadura contra danos mecânicos e, ao mesmo tempo, manter sua estabilidade, visto que o hidróxido de cálcio presente no concreto reage com o gás carbônico da atmosfera, reduzindo para 9 o pH da massa de concreto, tornando possível a corrosão da armadura ^[30].

Os cloretos, vindos do exterior, podem alcançar a armadura de aço através da rede de poros presente no concreto, caso o artefato esteja, por exemplo, próximo a atmosfera marinha ou qualquer outra área com presença de cloretos. O teor de cloreto aumenta em função do tempo, e pode atacar toda

a superfície da armadura, podendo resultar em velocidades de corrosão intensas e perigosas ^[54].

A maneira como os íons cloretos interferem na corrosão pode ser observada por meio do diagrama de Pourbaix para o sistema ferro-água com Cl⁻ (Figura 2.14b). Comparando-se este diagrama com o apresentado na Figura 2.14a, observa-se o decréscimo da região de passividade provocado pela ação dos cloretos em comparação ao diagrama do sistema ferro-água. Além disso, este diagrama apresenta uma maior região de corrosão composta por uma região de corrosão por pite.

2.2.6.6 Monitoramento da corrosão das armaduras por potencial de corrosão

A medida do potencial de corrosão se dá pela medida da diferença de potencial entre um eletrodo de referência (em contato com a superfície do concreto) e o aço da armadura, como ilustrado na Figura 2.15.

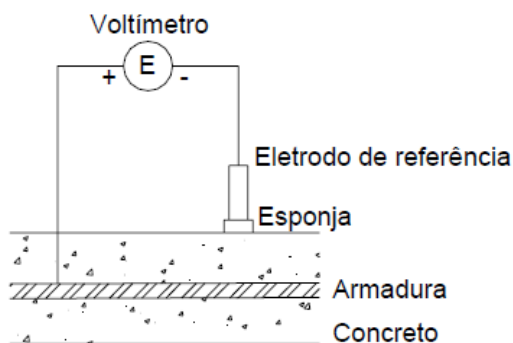


Figura 2.15 Representação esquemática de monitoramento da corrosão de armadura por potencial de corrosão ^[63].

A norma ASTM C876-09 (*Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*) determina os procedimentos deste ensaio, onde a probabilidade de ocorrer a corrosão é dada através dos valores de potencial de corrosão obtidos. A relação entre o potencial de corrosão e a condição de haver corrosão depende do eletrodo de referência utilizado, conforme apresentado na Tabela 2.11.

Há várias opções de eletrodos de referência, dependendo do tipo de material a ser analisado. O eletrodo de cobre/sulfato de cobre (Cu/CuSO₄), ou eletrodo de sulfato de cobre (ESC), consiste numa barra de cobre imersa numa solução saturada de sulfato de cobre. O eletrodo de calomelano saturado (ECS) é composto de mercúrio, coberto por uma pasta de Ag₂Cl₂, imerso em um eletrólito contendo íons cloro (normalmente KCl). Estes dois primeiros são utilizados com certa frequência em análises de concretos e argamassas. Outro exemplo é o eletrodo de prata revestido com cloreto de prata ^[63].

Tabela 2.11 Avaliação da corrosão por meio dos valores de potencial de corrosão ^[69].

Cobre/Sulfato de Cobre	Prata/Cloreto de Prata	Hidrogênio Padrão	Calomelano (ECS)	Probabilidade de corrosão
> -200 mV	> -106 mV	> +116 mV	> -126 mV	Baixa (<10%)
-200 mV a -350 mV	-106 mV a -256 mV	+116 mV a -34 mV	-126 mV a -274 mV	Intermediária
< -350 mV	< -256 mV	< -34 mV	< -274 mV	Alta (>90%)
< -500 mV	< -406 mV	< -184 mV	< -426 mV	Severa

Conforme já apresentado, os diagramas de Pourbaix relacionam pH e potencial e apresentam uma possibilidade para se prever as condições que resultarão em corrosão, imunidade ou possibilidade de passivação.

Para que seja possível a medida do potencial de corrosão, é necessária a criação de uma pilha eletroquímica ^[70], que consiste, basicamente, em:

- Anodo: eletrodo em que há oxidação (corrosão) e onde a corrente elétrica, na forma de íons metálicos positivos, entra no eletrólito (no concreto armado, a armadura);
- Eletrólito: Condutor (usualmente um líquido) contendo íons que transportam a corrente elétrica do anodo para o catodo. Neste caso, a umidade presente nos poros do concreto;

- Catodo: eletrodo onde a corrente elétrica sai do eletrólito ou o eletrodo no qual as cargas negativas (elétrons) provocam reações de redução. No caso será usado o eletrodo de calomelano saturado;
- Circuito Metálico: ligação metálica entre o anodo e o catodo por onde escoam os elétrons, no sentido anodo-catodo.

a) *Principais Vantagens da Técnica*

A técnica do potencial de corrosão pode ser utilizada na identificação de áreas potencialmente anódicas, com elevado risco de corrosão, possibilitando a delimitação de áreas comprometidas. Da mesma forma, pode-se, também, identificar as zonas com reduzida possibilidade de corrosão. Estas áreas anódicas podem ser observadas periodicamente e, por meio da comparação, mensurar a evolução do processo corrosivo [24].

Esta indicação da intensidade de corrosão pode ser conseguida por meio da avaliação dos gradientes de potencial, em regiões adjacentes da estrutura. Caso seja realizado um mapeamento de potenciais, é possível identificar zonas teoricamente comprometidas, antes mesmo de patologias se evidenciarem na superfície, permitindo o planejamento da manutenção da estrutura [53].

A despassivação pode ser detectada por esta técnica pelas variações nos valores de potencial, quando monitorados ao longo do tempo. Apresenta execução de medições relativamente fácil e rápida, além de exigir equipamentos simples e de valor reduzido e ser uma técnica não destrutiva [63].

b) *Principais Desvantagens da Técnica*

Uma vez que esta técnica não fornece dados quantitativos da taxa de corrosão, não é indicada para avaliar a cinética do processo, indicando apenas zonas prováveis de corrosão da armadura [70].

Além disso, caso o revestimento tenha espessura elevada ou heterogênea, as leituras de potencial podem apresentar desvio considerável. Apresenta, ainda, limitações caso o revestimento apresente revestimentos

(pintura, resinas, impermeabilizantes, etc.) ou camada superficial isolante (como camadas carbonatadas), por conta do incremento na resistividade elétrica do revestimento ^[70].

Os valores de potencial de corrosão podem se apresentar mais negativos, caso se tenha um aumento na umidade presente no concreto. Outro aspecto que pode distorcer as medidas é caso se tenha uma corrente de fuga na estrutura do concreto armado ^[24].

Por fim, por conta da grande variedade de parâmetros que podem influenciar as medidas de potencial em concreto armado, a análise dos resultados extraídos por esta técnica deve ser criteriosa e realizada por especialistas com experiência na área ^[69].

2.3 Outros fatores que influenciam a qualidade do concreto

2.3.1 Agregados

Os agregados representam a fase responsável pela estabilidade dimensional e módulo de elasticidade do concreto. As principais características do agregado que devem ser analisadas quando da aplicação em concretos são: massa específica, porosidade, textura, granulometria, resistência à tensão de fratura e resistência à abrasão ^[71].

Entretanto, é ainda importante o controle rigoroso quanto à dimensão máxima característica de partícula e distribuição granulométrica. A presença excessiva de finos no agregado, por exemplo, está associada à necessidade de uma quantidade maior de água de amassamento, alterando a relação a/c e, conseqüentemente, a propriedade final do produto ^[71].

A forma das partículas e a textura superficial da brita, responsáveis pelas ligações entre a pasta e o agregado, são características importantes, pois influenciam na trabalhabilidade e na compactação. Quanto mais áspera a superfície, maior é o intertravamento mecânico entre o agregado e a matriz de cimento. Assim, agregados provenientes de rocha britada, em geral, produzem melhor aderência do que pedregulho ou seixo ^[71].

Com relação à forma dos grãos, partículas chatas e alongadas têm uma tendência maior de acumular água, fenômeno conhecido com exsudação interna, tornando a zona de transição mais porosa e propensa à fissuração. Além disso, as partículas angulosas exigem mais água de amassamento, por possuírem comparativamente maior área superficial para um mesmo volume [63].

2.3.2 Aditivos Superplastificantes

Os aditivos superplastificantes atuam como redutores de água para a manutenção da trabalhabilidade (mistura, lançamento, adensamento e acabamento) para um mesmo consumo de água e ainda reduzem a segregação dos concretos, ocasionando um aumento de resistência mecânica e de durabilidade.

Os aditivos superplastificantes são capazes de reduzir o conteúdo de água de três a quatro vezes em relação aos aditivos plastificantes, sem que haja retardamento no tempo de pega [19].

Os aditivos superplastificantes podem ser divididos em quatro grupos; i) aditivos sulfonados de policondensado de naftaleno e formaldeído, usualmente denominados de naftaleno (NS); ii) sulfonados de policondensado de melamina e formaldeído, usualmente denominado de melamina (MS); iii) lignossulfonados modificados (LS) e iv) policarboxilatos (PC) [72].

Mais recentemente foram lançados no mercado os aditivos de terceira geração, à base de policarboxilato, conhecidos como aditivo superplastificante de alta eficiência. Conferem aumento na fluidez do concreto, permitindo a produção de concretos fluidos e auto-adensáveis e reduzindo bastante a quantidade de água das misturas, o que ocasiona a produção de concretos de elevada resistência e durabilidade [73].

O efeito do aditivo superplastificante se dá diretamente sobre as partículas de cimento, sendo caracterizado pela ação defloculante ou dispersante. As partículas de cimento Portland têm uma tendência para flocular quando misturadas com a água. Essa tendência é resultado de forças

eletrostáticas e forças de Van de Waals entre partículas, que induzem à formação de uma rede aberta de canais entre as partículas, que pode aprisionar parte da água, ficando indisponível para hidratação da superfície das partículas e para fluidificação da mesma ^[74]. Os aditivos atuam no sentido de propiciar que as partículas de cimento apresentem carga elétrica semelhante, causando, conseqüentemente, a sua repulsão (Figura 2.16).

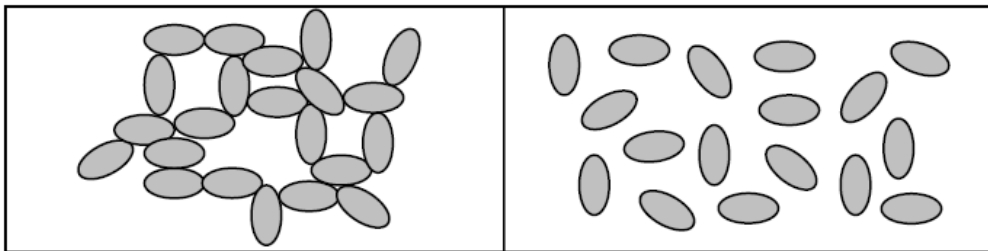


Figura 2.16 Efeito da defloculação nas partículas de cimento devido a presença de cargas elétricas semelhantes ^[63].

Os principais mecanismos de ação dos aditivos à base de policarboxilato são a dispersão das partículas de cimento pela repulsão eletrostática e o efeito estérico, por conta das longas cadeias laterais, incrementando ainda mais a capacidade de dispersão das partículas de cimento ^[63]. A Figura 2.17 ilustra o mecanismo de repulsão dos aditivos superplastificantes.

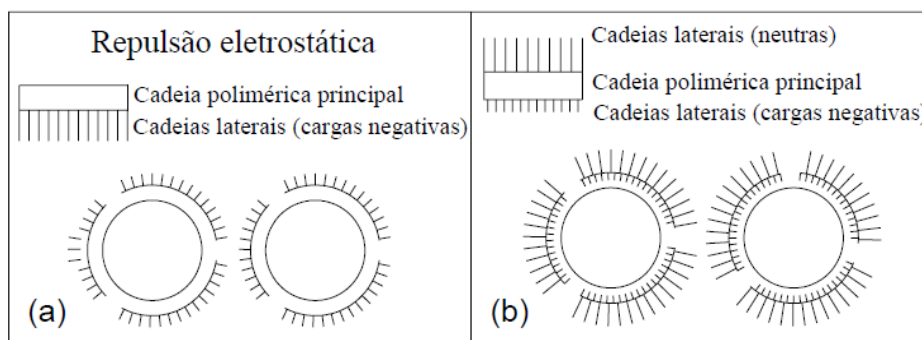


Figura 2.17 Mecanismo de repulsão dos aditivos superplastificantes: a) a ação dos aditivos melamina e naftaleno e b) ação dos aditivos policarboxilatos ^[63].

A adsorção do aditivo nas partículas do cimento amplia as forças eletrostáticas repulsivas, gerando uma dupla camada elétrica e aumentando o

potencial superficial. As forças repulsivas estéricas acontecem por conta da interação das camadas de adsorção dos aditivos e é considerado o principal fator na determinação da fluidez da pasta [75].

Há estudos sobre a hidratação do cimento diante dos superfluidificantes que mostram que os vários componentes do cimento adsorvem os aditivos de forma irreversível e apresentam retardamento no processo de hidratação [65]. No cimento, os componentes C_4AF e C_3A adsorvem o aditivo em maior quantidade e de forma mais rápida, disponibilizando um teor reduzido de aditivo na fase aquosa, para retardar a hidratação do C_3S [76].

As interações do cimento com aditivo são influenciadas pela finura e composição do cimento, bem como pela temperatura ambiente. Quanto à composição, destaca-se a importância dos teores de C_3A , SO_3 e álcalis, que controlam a evolução da formação de etringita. A reação entre o sulfato de cálcio e a fase C_3A do clínquer, que conduz à formação de produtos aciculares, é retardada e os produtos da reação são menores, com partículas em forma cúbica. Para o cimento CPV ARI-RS, que possui baixo teor de C_3A , pode-se ter uma excessiva adsorção de superplastificante no sistema em processo de hidratação, quando utilizado em altos teores. Isso, por sua vez, pode ser relacionado com a resistência à compressão mais baixa, visto que este nível de adsorção retarda a hidratação dos grãos de alita e belita (formas impuras do C_3S e C_2S , respectivamente) [77].

A escolha do superplastificante é importante, pois, nem todos os tipos e marcas reagem da mesma forma com um determinado cimento. Deve-se estudar a compatibilidade de marca específica de superplastificante diretamente através de testes reológicos com uma amostra da pasta ou do concreto a ser utilizado.

2.3.3 Aerossol Marinho

A ação da água do mar é nociva à durabilidade do concreto, por aumentar a possibilidade de corrosão da armadura, como também na alteração

direta no concreto causando processos químicos e físicos através dos cloretos, sulfatos, erosão superficial, entre outros.

A água do mar apresenta composição química variável tendo em média uma concentração de 3,5% de sais dissolvidos, com a presença de cloretos de sódio e magnésio, na forma de cristais e dissolvidos em água, conforme apresentado na Tabela 2.12. Adicionalmente, a presença de sulfatos pode contribuir para a agressividade dos componentes da hidratação do cimento.

Tabela 2.12 Concentração média dos principais íons presentes na água do mar^[78].

Íons	Concentração média
Sulfato (SO_4^{2-})	2.800 mg/L
Cloreto (Cl^-)	20.000 mg/L
Magnésio (Mg^{2+})	1.400 mg/L
Sódio (Na^+)	11.000 mg/L

O pH encontrado na água do mar varia em torno de 7,5 a 8,4, tendo um valor médio de CO_2 dissolvido de 8,2 mg/l. Mas, esses valores podem ser alterados de acordo com a região, com a proximidade de grandes centros urbanos, indústrias e fontes isoladas, como o acréscimo de concentração de CO_2 dissolvido tornando a água do mar mais agressiva ao concreto, principalmente se o pH estiver abaixo de 7,5^[78].

A redução do pH possibilita que os agentes agressivos entrem em contato com a armadura, rompendo a película passivadora do aço, facilitando, assim, a sua corrosão. Com o avanço do processo corrosivo, ocorre a degradação da estrutura do concreto, pois a armadura se expande, criando tensões internas, possibilitando o processo de fissuração e desagregação da estrutura de concreto, fazendo com que a mesma perca a sua eficiência.

O termo aerossol está associado ao conjunto formado pelo ar mais as partículas que são transportadas, de forma coloidal, pelo ar. Há distintos tipos de aerossóis (marinho, rural, ártico e urbano), pois, depende de seu local de exposição e o tipo de partícula em suspensão. O aerossol marinho é formado a

partir da evaporação direta da água ou devido à agitação da superfície marinha mediante a ação do vento, favorecendo o surgimento de bolhas, que se rompem, liberando gotículas. Após a formação do aerossol, o mesmo entra em equilíbrio com o meio, possibilitando o surgimento de cristais salinos ou soluções salinas, mediante as condições do meio de temperatura e umidade relativa [79].

A zona mais crítica para uma estrutura de concreto exposta à ação da água do mar é a compreendida entre a maré baixa e alta, pois, a mesma está susceptível, ao mesmo tempo, aos ataques químicos e físicos. O ataque físico é proveniente da evaporação da água, criando-se uma nuvem carregada de sais com posterior cristalização desses sais nos poros da estrutura, como, também, a ação da força da maré exercida na estrutura, possibilitando o seu desgaste por erosão (Figura 2.18) [78].

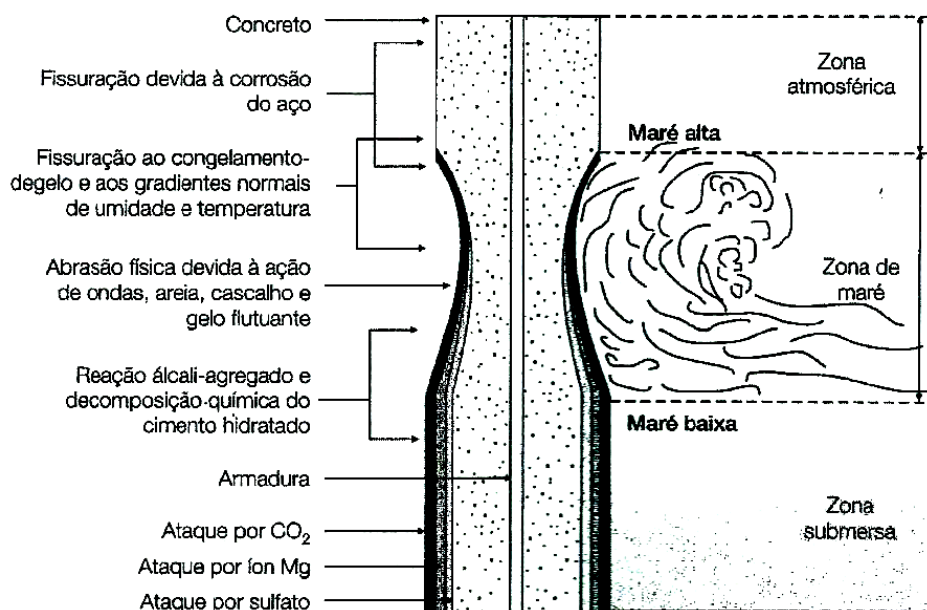


Figura 2.18 Representação esquemática de uma estrutura de concreto exposto à água do mar [19].

O concreto que se encontra na região acima da maré alta está mais propício à corrosão, uma vez que essa zona passa pelo ciclo de molhagem e secagem, como também à alteração de temperatura e uma relação direta com a taxa de oxigênio, possibilitando, com isso, a fissuração e desagregação do

concreto. Os ataques químicos que ocorrem nessa região são oriundos da reação álcalis-agregado e a atuação dos íons dissolvidos na estrutura do concreto. O concreto que está abaixo da região de maré baixa, está propício aos ataques químicos, uma vez que nessa zona não há presença de oxigênio suficiente, e nem alteração drástica da temperatura que favoreça a corrosão da armadura ^[19].

A deterioração do concreto presente no ambiente marinho ocorre em virtude da combinação de vários fatores como a interação química dos componentes da água e do concreto, a relação álcalis-agregado, ação do clima e tempo, erosão da superfície devido à energia das ondas e as partículas suspensas de cloretos (salmoura) presentes no ambiente que irão penetrar nos poros presentes do concreto, possibilitando a corrosão da armadura ^[80].

2.4 Resíduo proveniente do beneficiamento da bauxita (lama vermelha)

2.4.1 Processo Produtivo do Alumínio

A obtenção do alumínio é feita a partir da bauxita, um minério cuja produção mundial em 2013 foi de cerca de 260 milhões de toneladas. Ocupando a 3ª posição no ranking mundial, em 2013, o Brasil produziu aproximadamente 33 milhões de toneladas de bauxita. Possui também a sexta maior reserva mundial de bauxita, cujo potencial é da ordem de 700 milhões de toneladas, concentrada principalmente na região Norte do país. Mais de 90% da produção mundial de bauxita é utilizada na obtenção de alumina, visando principalmente a redução ao alumínio metálico (85%). O processo de obtenção de alumínio primário divide-se em três etapas: Mineração, Refinaria e Redução ^[81,82,83].

Uma vez que o alumínio não é encontrado diretamente em estado metálico na crosta terrestre, sua obtenção se inicia pela extração e beneficiamento do minério de bauxita. Em seguida, o refino transforma a bauxita em alumina calcinada. O método mais utilizado é o processo Bayer, que gera como principal resíduo a lama vermelha.

A última etapa é a redução, processo de transformação da alumina em alumínio metálico. Basicamente, são necessárias cerca de cinco toneladas de bauxita para se produzir duas toneladas de alumina e duas toneladas de alumina para produzir uma tonelada de alumínio pelo processo de Redução. Isto significa que a produção mundial de bauxita, que é de cerca de 160 milhões de toneladas, gera aproximadamente 32 milhões de toneladas de alumínio e 65 milhões de toneladas de resíduo sem destinação final.

Estes valores são uma estimativa, visto que a quantidade de resíduo gerado por tonelada de alumínio produzido varia bastante, a depender do tipo de bauxita utilizada, variando desde 0,3 toneladas para bauxitas de alto grau a 2,5 toneladas para a bauxita de baixo grau. As propriedades físicas e químicas dependem primariamente da bauxita utilizada, além da forma em que ela é processada ^[84].

2.4.2 Composição da Lama Vermelha

A bauxita é composta principalmente das formas monohidratadas e trihidratadas de alumina em proporções variadas. As principais impurezas são os óxidos de ferro, sílica e titânio, além de traços de zinco, fósforo, níquel e vanádio. Devido à alcalinidade do resíduo, que é imposta ao licor durante o processo, este é quimicamente estável e não tóxico. A tabela 2.13 mostra a larga faixa de variação da composição química que pode ser encontrada na lama vermelha, dependendo da origem do minério de bauxita. Pode-se observar que a lama vermelha é constituída por uma mistura de óxidos sendo Fe_2O_3 , Al_2O_3 , SiO_2 , TiO_2 e Na_2O os componentes majoritários.

Tabela 2.13 Principais compostos químicos presentes na lama vermelha de diferentes fontes ^[156].

Composto	Pará	Austrália	Guiné	Jamaica	Turquia	Espanha
Fe_2O_3	31,2	34,0	48,5	51,5	35,0	31,8
Al_2O_3	20,8	25,4	26,6	15,0	20,2	20,1
SiO_2	14,4	17,0	5,5	1,7	13,5	6,1

TiO ₂	4,6	4,9	2,8	6,7	4,0	22,6
Na ₂ O	9,9	2,7	-	7,0	9,4	4,7
K ₂ O	0,2	-	-	-	0,4	0,1
MgO	3,9	1,9	0,9	-	0,3	0,2
CaO	2,5	3,7	1,2	7,0	4,3	4,8

A alta concentração de compostos ferrosos dá ao resíduo sua cor vermelha típica e, conseqüentemente, seu nome (lama vermelha). O grande volume de lama vermelha produzida e seu caráter alcalino (pH \approx 13) representa um importante problema ambiental nas áreas onde as indústrias geradoras estão instaladas ^[85]. Na cidade de São Luís está localizada uma planta de produção de alumínio, com produção média anual de 3 milhões de toneladas de alumina, e 400 mil toneladas de alumínio ^[86].

2.4.3 Lama Vermelha como Adição ao Concreto Armado

As zeólitas são aluminossilicatos cristalinos formados por uma rede tridimensional de tetraedros de AlO₄ e SiO₄ ligados entre si por átomos de oxigênio. Devido às suas propriedades físicas e químicas são amplamente utilizadas como peneiras moleculares, trocadores iônicos, catalisadores e, principalmente, adsorventes. Um exemplo de zeólita é a sodalita, que pode ser descrita pela fórmula geral M₈[ABO₄]₆X₂, onde M é um cátion monovalente, como Na⁺. A e B são espécies capazes de formar tetraedros (Al e Si) e X pode ser uma variedade de ânions. A estrutura está baseada em uma cadeia octaédrica truncada formada pela união de átomos de Si e Al ligados tridimensionalmente (Figura 2.19). Sodalitas que possuem ânions hidróxido para estabilizar cargas estruturais são denominadas de hidroxisodalitas, Na₆(AlSiO₄)₆.8H₂O ^[161].

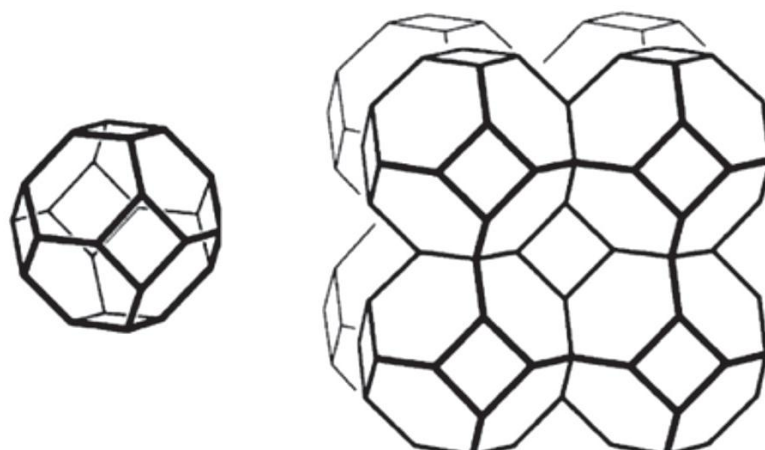


Figura 2.19 Representação esquemática da cadeia octaédrica truncada (à esquerda) e da estrutura tridimensional da sodalita (à direita).

As sodalitas estão presentes na lama vermelha, dando a ela capacidade de absorção de metais pesados. A utilização da lama vermelha com adição no concreto armado possibilita a formação de compostos pela reação com os íons cloro, formando cloroaluminatos de sódio, podendo ainda atuar na fixação de cloretos, não os deixando disponíveis para iniciar o processo de corrosão ^[87,88].

Considerando os aspectos previamente discutidos sobre o Diagrama de Pourbaix, se no concreto armado for mantido um pH elevado, haverá a formação de um filme passivador que poderá proteger o aço do fenômeno da corrosão ao longo do tempo ^[89]. Assim, a lama vermelha, que apresenta um pH semelhante ao do concreto (12,5), pode ser considerada um bom candidato a inibidor da ação dos cloretos devido à sua comprovada atividade redox (de oxidação e redução) e propriedades complexas que reduzem a taxa Cl^-/OH^- na interface metal – concreto ^[87,88].

Aliado a este fato, o resíduo da bauxita é extremamente fino (mais fino que o cimento) e pode densificar as zonas de transição pasta-agregado e concreto-armadura, produzindo uma microestrutura mais densa, que pode ser mais impermeável à ação dos agressores ^[90,91]. A presença de lama vermelha se apresenta também como boa opção para diminuição no nível de interconectividade entre os poros capilares do concreto, o que pode reduzir o fluxo de íons e, conseqüentemente, diminuir os coeficientes de difusão de cloretos livres ^[85,90].

2.4.4 Toxicidade da Lama Vermelha

Não há consenso na literatura com relação à toxicidade da lama vermelha. Há relatórios de agências ambientais ^[157] que não a classificam como um rejeito perigoso. Porém, há estudos que relatam os riscos ao meio ambiente associados a lama vermelha, em função de sua elevada alcalinidade e capacidade de troca iônica ^[158,159].

Há estudos ^[54] que mostram que ao submeter amostras de concreto, contendo lama vermelha como adição, a ensaios de solubilização e lixiviação, ocorre uma grande redução dos teores dos elementos lixiviados. O resumo dos resultados obtidos na caracterização da lama vermelha, segundo a NBR 10004/2004 é mostrado na Tabela 2.14.

De acordo com Ribeiro ^[54], estes resultados apontam que a lama vermelha pode ser considerada como “resíduo não-perigoso não inerte”, e sua periculosidade está associada, principalmente, à presença de alumínio, fluoretos e sódio, com valores acima dos limites estabelecidos pela NBR 10004. Tal comportamento pode ser explicado pelo uso de soda cáustica no tratamento do minério de bauxita, por meio de processo Bayer.

Tabela 2.14 Solubilização e lixiviação do resíduo de bauxita (VMP: valor máximo permitido, nd: não detectado, #: ausência de limite na norma, x: não solicitado pela norma) ^[54].

Parâmetros	Solubilizado		Lixiviado		Amostra Bruta	
	Resultado (mg/L)	VMP (mg/L)	Resultado (mg/L)	VMP (mg/L)	Resultado (mg/L)	VMP (mg/L)
Alumínio	41,8	0,2	X	#	79,77	#
Arsênio	0,082	0,010	Nd	1,0	nd	1000
Bário	nd	0,7	Nd	70,0	nd	#
Chumbo	nd	0,010	Nd	1,0	nd	1000
Cloretos	54,6	250,0	X	#	x	#
Cromo	nd	0,050	Nd	5,0	nd	#
Fenóis	0,014	0,010	X	#	nd	10

Ferro	nd	0,3	X	#	128,07	#
Fluoretos	78,0	1,5	2,26	150,0	x	#
Nitratos	0,2	10,0	x	#	x	#
Prata	nd	0,05	nd	5,0	x	#
Selênio	0,019	0,010	nd	1,0	nd	100
Sódio	1665	200	1510	#	59,98	#
Sulfatos	43,0	250,0	x	#	x	#

De qualquer forma, pode-se considerar a lama vermelha como um passivo ambiental importante para a indústria de beneficiamento de alumínio, devido aos custos associados à disposição e ao manejo, e aos riscos de contaminação do meio ambiente, os quais representam considerável parte dos valores associados à produção de alumínio e alumina ^[160].

2.5 Sílica Ativa

A aplicação da sílica ativa em concretos iniciou-se na busca por soluções para os problemas que os rejeitos industriais causavam ao meio ambiente. Sem valor econômico, mas de excelente qualidade pozolânica, as primeiras pesquisas se iniciaram na década de 1950 ^[92]. Nos dias de hoje, a produção mundial de sílica ativa é de cerca de 1 milhão de toneladas por ano, sendo a Noruega e os Estados Unidos os maiores produtores. Além da aplicação em concretos, a sílica ativa está sendo aplicada também em refratários, fertilizantes, como filer para vulcanização de borracha e plásticos, em cimento para poços petrolíferos e cosméticos ^[93,94].

No Brasil, a sílica foi pela primeira vez utilizada na confecção de um elemento estrutural em 1985, na confecção de pilar para a Companhia de Desenvolvimento Habitacional do Estado de São Paulo – CDHU ^[95].

2.5.1 Produção

A sílica ativa é um subproduto da fabricação de silício metálico ou de ligas de ferro-silício a partir de quartzo de elevada pureza e carvão, em forno elétrico de eletrodos de arco submerso. Esse subproduto é um dióxido de silício amorfo (SiO_2), a qual é gerada como um gás dentro dos fornos elétricos em arco durante a redução de quartzo puro. O SiO que se desprende na forma de gás se oxida e condensa em um material composto de partículas esféricas extremamente pequenas, com aspecto vítreo e muito reativas.

Nos processos de fabricação de ligas Fe-Si, a matéria-prima não apresenta a mesma qualidade daquela utilizada na produção de silício metálico, podendo conter quantidades variadas de SiO_2 e devendo, portanto, ser analisada quanto à sua potencialidade para uso em concretos. Parte dessa sílica poderá ser cristalina e conter carbono, o que afeta diretamente as propriedades físicas e químicas do material.

Os principais fatores associados à qualidade da sílica ativa são granulometria, área específica e a pozolanicidade, função da sua característica amorfa. A sílica ativa deve ser vítrea (teor de SiO_2 maior de 85%) e possuir área específica extremamente alta, que deve estar entre 13 e 25 m^2/g , sendo 20 m^2/g o valor típico, medido por adsorção de nitrogênio (BET). Isso resultaria em um diâmetro médio de 0,15 μm , considerando uma partícula esférica. As sílicas cristalinas podem gerar a silicose, altamente prejudicial à saúde.

2.5.2 Propriedades Físicas

O tamanho das partículas de sílica ativa varia de 0,01 μm a 1 μm , e o método comumente utilizado para medir o tamanho das partículas é o método de granulometria a laser, porém, o que realmente é medido é o tamanho do aglomerado e não o tamanho individual das partículas. O método para propiciar a desaglomeração das partículas é o banho ultrasônico e a extensão da desaglomeração depende da energia aplicada; no entanto, a técnica não serve para medir o tamanho da partícula^[96]. A sua área específica superficial apresenta um valor de aproximadamente 20 m^2/g , quando medida por

adsorção de nitrogênio (BET). Já o cimento Portland comum, em torno de $0,4\text{m}^2/\text{g}$. Quanto maior a área específica da sílica ativa, maior a quantidade de água para envolver totalmente os grãos.

A massa específica da sílica ativa varia entre $2,1\text{ g/cm}^3$ e $2,65\text{ g/cm}^3$, dependendo do processo de fabricação do material e sua massa unitária assume valores entre $0,2\text{ g/cm}^3$ e $0,7\text{ g/cm}^3$.

2.5.3 Efeitos da Sílica Ativa

Em compostos cimentícios, a sílica ativa atua de duas maneiras: ação química (pozolânica) e física (efeito fíler). Na hidratação do cimento, os principais compostos formados são o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e o hidróxido de cálcio (CH). Por meio de reação pozolânica com CH, a sílica ativa presente no concreto possibilita a produção de uma quantidade adicional de C-S-H. Esta porção de C-S-H apresenta melhor capacidade de adesão quando comparada àquela produzida normalmente pela hidratação do cimento. Como consequência, tem-se o aumento da resistência química e à compressão do material.

A alteração da microestrutura, principalmente na Zona de Transição Interfacial (ZTI), com produção de C-S-H adicional, produzido pela reação sílica ativa, deixa o concreto mais resistente ao ataque de agentes agressivos.

Outra função da sílica ativa é atuar como fíler, pois, uma vez que estas adições são normalmente cerca de 50 a 100 vezes menores que uma partícula de cimento, ela poderá preencher vazios criados pela água livre na matriz. Esta função, conhecida como empacotamento, refina a microestrutura do concreto, criando uma estrutura porosa muito mais densa ^[77].

Na Figura 2.20 é apresentado um esquema do efeito da sílica ativa na Zona de Transição Interfacial, entre o agregado e a matriz. As Figuras 2.20(a) e 2.20(b) correspondem ao concreto sem sílica, formando uma região menos densa na interface. Já as Figuras 2.20(c) e 2.20(d) mostram o concreto com sílica ativa, com intensa formação de C-S-H, reduzindo a porosidade na ZTI.

Na Figura 2.20(a) é observado grande espaço preenchido pela água em torno do agregado, devido à exsudação e ao empacotamento deficiente dos grãos de cimento na interface. Na Figura 2.20(b) mostra a Zona de Transição em estágio mais avançado, com o preenchimento do hidróxido de cálcio e silicato de cálcio hidratado. Nota-se, ainda, a presença de espaços vazios, alguns dos quais preenchidos com materiais aciculares, provavelmente etringita (Aft).

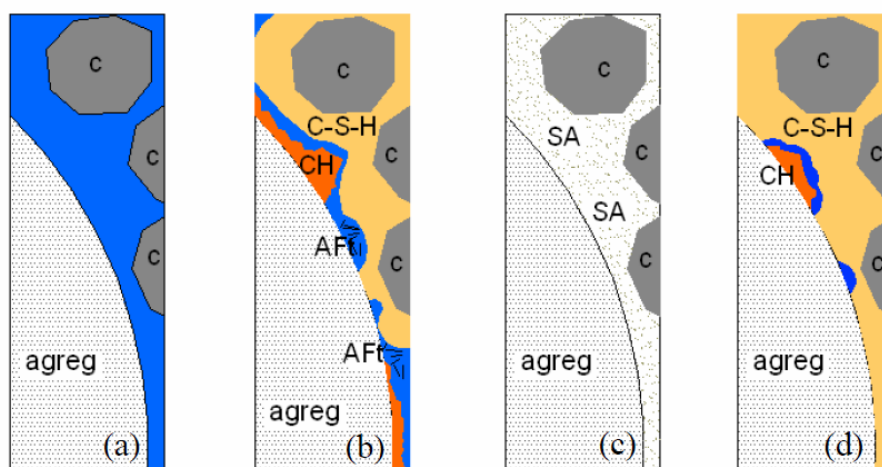


Figura 2.20 Atuação da sílica ativa na Zona de Transição Interfacial (agregado – pasta) ^[97].

Na Figura 2.20(c) se observa que o mesmo espaço ocupado pela água na Figura 2.20(a) é preenchido por partículas de sílica ativa. E, em comparação com a Figura 2.20(b), a Figura 2.20(d) mostra a zona de transição menos porosa, em um estágio também mais avançado.

Devido à redução do número e tamanho dos capilares que poderiam exercer influência na contaminação e deterioração do concreto, a sílica ativa contribui não apenas para incrementar as propriedades mecânicas, mas também para torná-lo mais resistente à agressividade ambiental.

Assim, a utilização da sílica ativa é indicada para estruturas de concreto armado, especialmente em meios de alta agressividade, uma vez que proporciona maior proteção contra o ataque por sais e águas salinas. Ao

minimizar os efeitos destes agentes agressores, tem-se uma redução nos custos com manutenção das peças de concreto armado.

2.6 Normatização e critérios para produção de postes de concreto armado e protendido para redes de distribuição de energia elétrica.

A primeira norma exclusiva para postes de concreto armado é a extinta ABNT NBR 6134:1980 (“Postes e cruzetas de concreto armado”) ^[98] que tinha como objetivo apenas estabelecer as condições exigíveis no recebimento de postes e seus acessórios de concreto armado destinados a suportar linhas aéreas de transmissão e distribuição de energia elétrica e de comunicação. Ela foi cancelada em meados da década de 80, sendo revisada, dividida e substituída nos anos seguintes por outras 3 normas: ABNT NBR 8451 (“Especificação de postes de concreto”), 8452 (“Padronização de postes de concreto”) e 8453 (“Cruzetas de concreto para rede elétrica”).

A ABNT NBR 8452 possui apenas duas versões (1984 ^[99] e 1998 ^[100]), e trata da padronização dos postes de concreto armado, principalmente das características, tais como: comprimento nominal, resistência nominal, momento fletor, massa e dimensões. Apresenta ainda as maneiras que o poste pode ser identificado. Ela foi substituída em 2011 pelo grande pacote de normas 8451.

A ABNT NBR 8451, com o título “Postes de concreto armado para redes de distribuição de energia elétrica – Especificação”, tem sua primeira versão publicada em 1985 ^[101], sendo substituída em 1998 ^[102]. Tinha como objetivo fixar as condições exigíveis para a fabricação e o recebimento de postes de concreto armado. Para tanto, apresentava requisitos específicos quanto à fabricação, elasticidade, resistência à ruptura, concentração de armadura e absorção de água. Adicionalmente, prescrevia as condições de inspeção, e aceitação e rejeição das peças no momento do recebimento.

A ABNT NBR 8451, a partir de 2011, foi publicada como um conjunto de seis normas ^[103-108] e estabelece os requisitos para a fabricação, ensaios, recebimento, manuseio, armazenagem e transporte de postes de concreto armado e protendido, de seção circular, quadrada, retangular ou duplo T,

destinados ao suporte de redes aéreas urbanas e rurais de distribuição de energia elétrica, ornamentais e de iluminação e ramais de ligação de até 1 kV.

2.6.1 ABNT NBR 8451 - Parte 1: Requisitos ^[103].

2.6.1.1 Requisitos Gerais

Os postes devem apresentar a identificação gravada diretamente no concreto de forma legível e indelével ou com chapa metálica resistente à corrosão fixada no concreto.

Na identificação, devem ser apresentadas algumas informações como: o comprimento nominal em metros (m), a carga nominal em decanewtons (daN), o nome do fabricante, a data de fabricação, o número de série sequencial por tipo de poste, o sinal demarcatório indicando a posição do centro de gravidade (um “X” inscrito em um círculo), o ponto de marcação do engastamento; o ponto de referência (a uma distância de 3 metros da base) e a agressividade ambiental (somente para as classes III ou IV).

Com relação ao acabamento, a norma preconiza que os postes devem apresentar superfícies externas suficientemente lisas, sem apresentar ninhos de concretagem, armadura aparente, fendas ou fraturas (exceto pequenas fissuras capilares, não orientadas segundo o comprimento do poste, inerentes ao próprio material), não sendo permitida pintura (exceto para identificar a condição de liberação das peças) nem cobertura superficial com o objetivo de cobrir ninhos de concretagem ou fissuras.

Manuseio, armazenagem e transporte dos postes são assuntos tratados em um Anexo específico da norma. É apresentada uma lista de equipamentos permitidos para o manuseio das peças. As cintas poliméricas para elevação de carga têm como diferencial a redução nas chances de lascamentos e riscos na superfície da peça. De maneira errônea, esta elevação por vezes é feita utilizando cabo de aço, podendo causar ao poste um dano irreparável (ou cujo reparo seja de custo elevado). A Figura 2.21 apresenta três exemplos de poste

com um mesmo padrão de lascamento ou disgregação, na região do centro de gravidade da peça, ocasionado, provavelmente, por problemas na movimentação do poste no momento da instalação.

Já as garras pantográficas (apresentadas na Figura 2.22) são os equipamentos mais indicados, podendo transportar até mais de um poste por vez. Na Figura 2.23, observa-se um desenho esquemático de balancins, que são muito utilizados para a movimentação de postes na posição horizontal. São recomendados para postes de comprimento elevado, pois possibilitam que a suspensão da peça se dê em dois pontos afastados, reduzindo a concentração de esforços.



Figura 2.21 Arrancamento de parte da cobertura de concreto do poste, na região do centro de gravidade, provavelmente ocasionado por erros na movimentação da peça.



Figura 2.22 Exemplos de garras pantográficas para manuseio de postes de concreto ^[103].

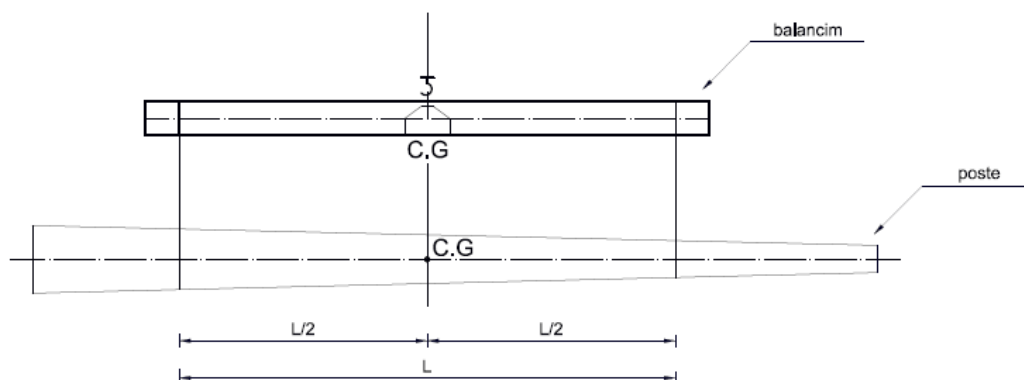


Figura 2.23 Desenho esquemático do uso de balancim para movimentação de postes.

O comprimento do engastamento (e) é a distância entre a base e a seção do poste onde ocorre o afloramento do solo ou fundação. Ou seja, representa o comprimento do poste que ficará sob o solo. O comprimento do engastamento deve ser calculado pela equação 2.14.

$$e = 0,1 L + 0,6 \quad (2.14)$$

, em que L é o comprimento do poste e todas as medidas são utilizadas em metros. Assim, caso o poste tenha 11 metros de comprimento nominal, por exemplo, deve apresentar um comprimento de engastamento de 1,7 metro.

É importante ressaltar que a norma preconiza, com relação à vida útil de projeto, que os postes devem alcançar, no mínimo, 35 anos a partir da data de fabricação. Caso algum poste apresente falhas nos 5 (cinco) primeiros anos de vida, este deve ser repostado pelo fornecedor sem ônus para o comprador.

Admite-se um percentual de falhas de 1% a cada 5 (cinco) anos subsequentes, totalizando 6% no fim do período de 35 anos.

2.6.1.2 Requisitos Específicos

São apresentadas especificações quantos aos materiais utilizados. Quanto ao concreto, a sua dosagem e o seu controle tecnológico devem seguir a NBR 12655:2006 (“Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento”). A resistência característica do concreto (f_{ck}) deve atender no mínimo à classe de agressividade ambiental II. Isto significa dizer que serão aceitos traços com relação água/cimento de, no máximo, 0,60. Cabe ao comprador informar se o produto será utilizado em condições de exposição mais agressivas (classes III ou IV).

A norma define com durabilidade do poste de concreto a sua capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração; isto é, o poste de concreto durável deve conservar a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao meio ambiente pelo período de vida útil estabelecido (35 anos).

É usada a norma ABNT NBR 12655:2006 (“Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento”) como referência no que diz respeito à correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto, condições especiais de exposição, exposição a soluções contendo sulfatos e valor máximo da concentração de íons cloreto no concreto endurecido. Estes parâmetros foram discutidos previamente neste estudo.

A cobertura deve ter a espessura mínima de 15 mm, em qualquer parte das armaduras longitudinal e transversal. Para postes destinados ao uso em classes de agressividade ambiental III e IV, o cobrimento da armadura deve ser de, no mínimo, 25 mm e deve ser prevista proteção dos furos com cobrimento mínimo de 5 mm.

A cura deve ser iniciada imediatamente após a concretagem do poste, podendo ser realizada com o auxílio de coberturas de material polimérico colocadas sobre as formas, até o momento da desforma, quando deve ser iniciada a cura definitiva. A norma apresenta como possibilidades as curas térmica e química. Porém, usa-se mais comumente a cura com água, devido a facilidade de execução, além de favorecer a dissipação do calor na superfície do concreto, por conta da hidratação do cimento. O estabelecimento do período de duração da cura está intimamente ligado ao tipo de cimento utilizado na fabricação do concreto, devendo ter duração mínima de 3 dias.

2.6.1.3 Inspeção

Para o recebimento de um lote de postes, deve-se proceder a: verificação do controle da qualidade, inspeção geral e ensaios mecânicos. A verificação do controle de qualidade visa garantir que as matérias-primas para fabricação do poste (cimento, agregado, água e armaduras) estejam conforme as normas específicas. A inspeção geral verifica o acabamento, dimensões, retilineidade, furação e identificação.

Os ensaios mecânicos devem ser realizados nos postes duplo T simétricos e retangulares tanto na direção de maior como na de menor inércia. Quando o poste for assimétrico, ele deve ser ensaiado mecanicamente apenas na direção e sentido de maior inércia.

Os ensaios podem ser divididos em 5 tipos:

- Ensaios do momento fletor (M_A) no plano de aplicação da carga nominal e ensaio da carga vertical;
- Elasticidade;
- Carga de ruptura;
- Cobrimento, espaçamento e afastamento da armadura;
- Absorção de água.

São determinados os Níveis de Qualidade Aceitáveis (NQA), que representam a máxima porcentagem defeituosa (ou máximo número de

defeitos por 100 unidades) que, para fins de inspeção por amostragem, pode ser considerada satisfatória como média de um processo. Os critérios de aceitação e grau de defeito para a inspeção geral e para todos os ensaios mecânicos são descritos de forma bem objetiva pela norma.

2.6.2 ABNT NBR 8451 - Parte 2: Padronização de postes para redes de distribuição de energia elétrica ^[104].

A parte 2 da ABNT NBR 8451 estabelece a padronização das dimensões e dos formatos dos postes para redes de distribuição de energia elétrica. Os postes são divididos em quatro grandes grupos, de acordo com o formato de sua seção: circular, duplo T, quadrada e retangular. Para os dois primeiros tipos, as medidas são padronizadas, para os dois últimos apenas de caráter orientativo.

O Anexo A da norma apresenta tabelas com as características de cada tipo de poste. Como exemplo, a Figura 2.24 apresenta um recorte da norma, com as características padronizadas dos postes de concreto de seção duplo T. Os desenhos dos postes de seção circular e de seção duplo T são apresentados no Anexo B da norma.

Comprimento nominal		Carga nominal	Momento fletor no plano de aplicação C_n e, b		Força adicional no plano de aplicação C_n e		Massa aproximada d	Dimensões										
Item	$L \pm 0,05$ m		Tipo	daN		daN.m		kg	mm									
		C_n		M_A		F_A			Face A		Face B		$L \pm 20^*$	$J \pm 20^*$	$e \pm 15$	$T \pm 20$	$M \pm 15$	
		Face A		Face B	Face A	Face B	Face A		Face B	Topo	Base	Topo						Base
$a \pm 5$	$A \pm 5$	$b \pm 5$	$B \pm 5$															
01	9,00	D	75	150	150	225	32	75	470	120	264	100	190	75	1 000	1 500	3 025	3 000
02			100	200	200	300	43	99	470									
03		B	150	300	300	400	64	156	750	140	302	110	290					
04			200	400	300	400	99	226	750									
05			300	600	400	600	156	339	750									
06		B-1,5	500	1 000	600	900	269	578	1 028	182	434	140	320					
07	10,00	D	75	150	150	225	34	78	550	120	280	100	200	975	1 100	1 600	3 025	3 000
08			150	300	300	400	69	162	900									
09		B	200	400	300	400	104	232	900	140	420	110	310					
10			300	600	400	600	162	348	900									
11		B-1,5	500	1 000	600	900	278	592	1 150	182	462	140	340					
12	10,50	D	75	150	150	225	35	79	600	120	288	100	205	1 475	1 150	1 650	3 025	3 000
13			150	300	300	400	71	164	980									
14		B	300	600	400	600	164	351	980	140	434	110	320					
15			B-1,5	500	1 000	600	900	281	597									
16		B-4,5	1 000	2 000	600	900	631	1 297	2 500	266	580	200	410					
17	11,00	D	100	200	200	300	48	107	680	120	296	100	210	1 875	1 200	1 700	4 525	4 500
18			150	300	300	400	72	167	1 050									
19		B	200	400	300	400	107	237	1 050	140	448	110	330					
20			300	600	400	600	167	355	1 050									
21		B-1,5	500	1 000	600	900	285	602	1 450	182	490	140	360					

Figura 2.24 Recorte da Tabela A.2 do Anexo A da norma ABNT NBR 8451-2, apresentando as características padronizadas dos postes de concreto de seção duplo T ^[104].

2.6.3 ABNT NBR 8451 - Parte 3: Ensaios mecânicos e inspeção ^[105].

Esta Parte da ABNT NBR 8451 prescreve os métodos de inspeção e os ensaios para a determinação da elasticidade, do momento fletor, da carga vertical, da carga de ruptura e do cobrimento da armadura de postes de concreto armado e protendido, de seções circular, quadrada, retangular ou duplo T. Esta determinação se dá por meio dos ensaios de flexão e ruptura,

que devem ser realizados em sequência, para evitar que um ensaio afete o resultado do outro.

Para realização do ensaio de verificação do momento fletor (M_A), o poste inicialmente é engastado em uma bancada de ensaios, com comprimento de engastamento calculado conforme equação 2.14, previamente apresentada. Um braço rígido, com comprimento (B) igual a 1,0 metro, é instalado a uma distância (d) igual a 100 mm do topo. Simultaneamente, são aplicadas, de forma lenta e cuidadosa, as cargas F_A (na direção do braço) e F (paralela ao eixo do poste), conforme a Figura 2.25. O comprimento nominal (L) é a distância entre o topo e a base do poste, já a altura do poste (H) é dada pelo comprimento nominal (L) menos o comprimento do engastamento (e), enquanto a altura útil do poste (h) é dada pela diferença entre a altura do poste (H) e a distância (d) do topo ao plano de aplicação da carga nominal.

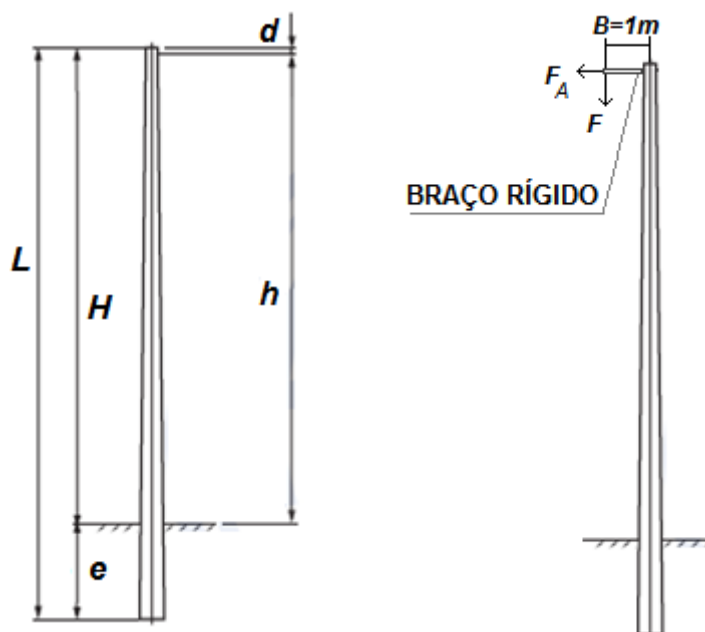


Figura 2.25 Medidas do poste e indicação das forças a serem aplicadas no braço rígido para o ensaio de verificação do momento fletor.

Mantidas as duas cargas por aproximadamente 3 minutos, verifica-se a existência de fissuras, com auxílio do fissurômetro de lâminas. Retira-se a carga aplicada lentamente até que nenhuma carga esteja registrada no

dinamômetro. Verifica-se, então, a existência de fissuras permanentes na região tracionada do poste após o ensaio.

Para o ensaio de elasticidade, mantêm-se o poste na bancada e verifica-se o engastamento, aplicando a carga nominal ao poste por 1 min, à distância d do topo. Decorrido pelo menos 1 min de repouso, se estabelece o ponto de referência para as subseqüentes medidas das flechas na seção a 50 mm do topo.

Em seguida, aplica-se de modo contínuo e crescente o valor da carga nominal e a mantém por 3 min. A flecha nominal deve ser medida após este intervalo de tempo. Verifica-se, também, neste intervalo de tempo, a existência de fissuras com auxílio do fissurômetro de lâminas. A Figura 2.26 mostra a flecha do poste durante um ensaio de elasticidade.



Figura 2.26 Poste flexionado durante ensaio de elasticidade.

A seguir, eleva-se a carga até o limite elástico (140% do valor da carga nominal), mantendo nesse valor por 3 min. Retira-se a carga lentamente e, após 3 min, é medida a flecha residual, que corresponde ao deslocamento do ponto de referência marcado na seção do poste a 50 mm do topo.

Após o ensaio de elasticidade, realiza-se o ensaio de ruptura, carregando novamente o poste de modo contínuo e crescente até a sua ruptura. Como alternativa ao ensaio de ruptura, tem-se o ensaio de carga vertical, que visa analisar o comportamento do topo do poste submetido a carga vertical F , no limite elástico (140% do valor de F) e na aplicação da carga de ruptura (200% do valor de F).

Para postes duplo T, submetidos a um esforço de tração igual à carga nominal, as flechas não podem ser superiores a: 3,5% do comprimento nominal, quando a tração for aplicada na direção de maior inércia; ou 5% do comprimento nominal, quando a tração for aplicada na direção de menor inércia.

Já a flecha residual, medida após a retirada da carga de limite elástico (140% da carga nominal), em postes duplo T, não pode ser superior a: 0,35% do comprimento nominal, quando a tração for aplicada na direção de maior inércia; ou 0,5% do comprimento nominal, quando a tração for aplicada na direção de menor inércia.

Para a verificação do cobrimento em postes que foram levados a ruptura, pode-se realizar o processo manual, com auxílio de martelo de aço, ou o processo instrumental, utilizando equipamento eletrônico detector de armaduras.

2.6.4 ABNT NBR 8451 - Parte 4: Determinação da absorção de água ^[106].

Esta parte da ABNT NBR 8451 estabelece o método de ensaio de absorção de água em postes de concreto. Os corpos de prova, com dimensões lineares de (60 × 100 × 60) mm, são extraídos com o auxílio da máquina de corte, a partir de postes usados no ensaio de ruptura.

Após permanecerem imersos em água por 24 h, os corpos de prova são colocados em uma bancada, retira-se a água superficial e se determina a massa. Repete-se este procedimento de imersão e pesagem a cada 2 h, até a constância da massa.

Finalmente, leva-se os corpos de prova para secagem em estufa por 24h, realizando medições sucessivas de massa a cada 2 h até alcançar valores constantes. O cálculo da absorção de água é dado pela equação 2.15.

$$i = \left(\frac{M_{sat} - M_a}{M_s - M_a} - 1 \right) \times 100 \quad (2.15)$$

, sendo i é o índice de absorção de água; M_{sat} é a massa na condição saturada com superfície seca; M_s é a massa seca e M_a é a massa do aço (que deve ser calculada caso a amostra apresente fragmentos da armadura).

Os postes devem atender aos teores de absorção de água, segundo as classes de agressividade ambiental e conforme a Tabela 2.15.

Tabela 2.15 Limite médio e individual do índice de absorção de água dos corpos de prova que compõem uma amostra, em função da classe de agressividade ambiental ^[106].

Classe de Agressividade Ambiental (CAA)	Resultado dos corpos de prova que compõem a amostra	
	Média (%)	Individual (%)
II	≤ 5,5	≤ 7,0
III	≤ 5,0	≤ 6,5
IV	≤ 4,0	≤ 5,5

2.6.5 ABNT NBR 8451 - Parte 5: Postes de concreto para entrada de serviço até 1 kV ^[107].

A parte 5 da ABNT NBR 8451 funciona como um índice, direcionando o leitor onde encontrar as informações, nas quatro partes anteriores, sobre fabricação, ensaios, recebimento, manuseio, armazenagem, transporte e instalação de postes de concreto armado e protendido.

Esta parte de subdivide em requisitos gerais, requisitos específicos, inspeção e ensaios, e aceitação e rejeição.

2.6.6 ABNT NBR 8451 - Parte 6: Postes de concreto armado e protendido para linhas de transmissão e subestações de energia elétrica – Requisitos, padronização e ensaios complementares ^[108].

Nas 5 partes anteriores da ABNT NBR 8451, o foco foi postes destinados ao suporte de redes urbanas de distribuição de energia que, em geral, apresentam comprimento nominal na faixa de 11 a 13 metros, podendo chegar até 20 m em alguns casos.

Já a parte 6 é focada em postes destinados ao suporte de redes aéreas de transmissão e subestações de energia elétrica. Trata de requisitos para a fabricação, padronização, ensaios, recebimento, manuseio, armazenagem e transporte destes postes. Seu comprimento nominal pode chegar até 35 m. Desta forma, apresentam algumas especificidades que se diferenciam do que já foi apresentado nos tópicos anteriores. Entretanto, em muito se assemelham no que diz respeito aos materiais que o compõem e à sua durabilidade.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste item serão descritos os materiais e os métodos de análise utilizados na etapa experimental do trabalho, que abrange desde a caracterização dos insumos e a definição dos traços, até o ensaio dos corpos de prova de concreto e a avaliação do desempenho dos materiais em campo.

3.1 Materiais

Os materiais utilizados neste trabalho foram matérias primas disponíveis pelos fornecedores na região de São Luís - MA. Os principais materiais foram: cimento Portland CII-E, sílica ativa, resíduo proveniente da extração da bauxita (lama vermelha), aditivo superplastificante, agregados (miúdo e graúdo) e armadura de aço (CA-50, 6,3 mm), além de outros materiais que se fizerem necessários para a realização do trabalho.

Os materiais utilizados na confecção dos concretos destinados a ensaios e análises em laboratório tiveram como origem os mesmos fornecedores do fabricante de artefatos pré-moldados de concreto armado. Já a lama vermelha foi doada pelo Consórcio de Alumínio do Maranhão (ALUMAR), localizado na cidade de São Luís do Maranhão.

3.1.1 Cimento Portland

Para a realização dos estudos, foi utilizado o CP II-E 32 (cimento Portland composto com adição de escória, com resistência característica mínima de 32 MPa aos 28 dias), uma vez que é produzido em São Luís e é de uso comum pelos fabricantes de artefatos pré-fabricados de concreto armado.

3.1.2 Agregados

O agregado miúdo utilizado na confecção das amostras será o mesmo já utilizado na produção de postes. Trata-se de uma areia natural de rio, proveniente do Estado do Maranhão.

Como agregado graúdo, foram utilizadas britas de graduação 4,75/12,5 e 9,5/25, também originárias do Estado do Maranhão, de origem granítica.

3.1.3 Armadura de Aço

Para a confecção de corpos de prova de concreto armado, destinados a ensaios eletroquímicos, foram utilizados vergalhões da classe CA-50 (aço-carbono laminado a quente para concreto armado, com resistência característica à tração de 550 MPa), com diâmetro nominal de 6,3 mm.

3.1.4 Lama Vermelha

O resíduo de bauxita utilizado foi doado pela ALUMAR (São Luís – MA) e foi recebido como um material fluido, com aspecto muito semelhante a barbotina (Figura 3.1a). Após alguns dias, o material apresentou intensa sedimentação, o que possibilitou a separação do líquido de uma fase mais plástica (Figura 3.1b).

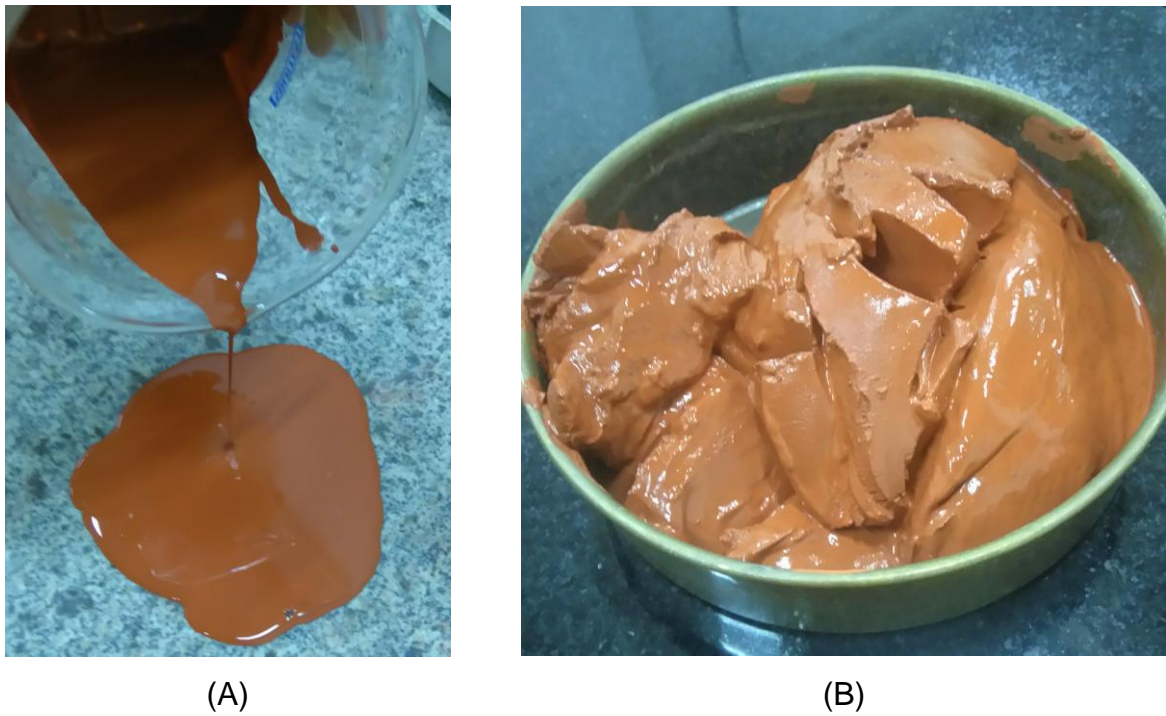


Figura 3.1 A lama vermelha como recebida, com elevada fluidez (a); e após a sedimentação e separação da parte líquida, com comportamento plástico (b).

A lama vermelha foi levada a estufa a 100°C e, após evaporação da fase líquida, foi desaglomerado com uso espátula, em duas etapas (Figuras 3.2a e 3.2b). Em seguida, obteve-se um pó fino (Figura 3.2c) por meio de uma desaglomeração utilizando almofariz elétrico (moinho almoxariz/pistilo) com câmara, modelo MA890, da marca Marconi.

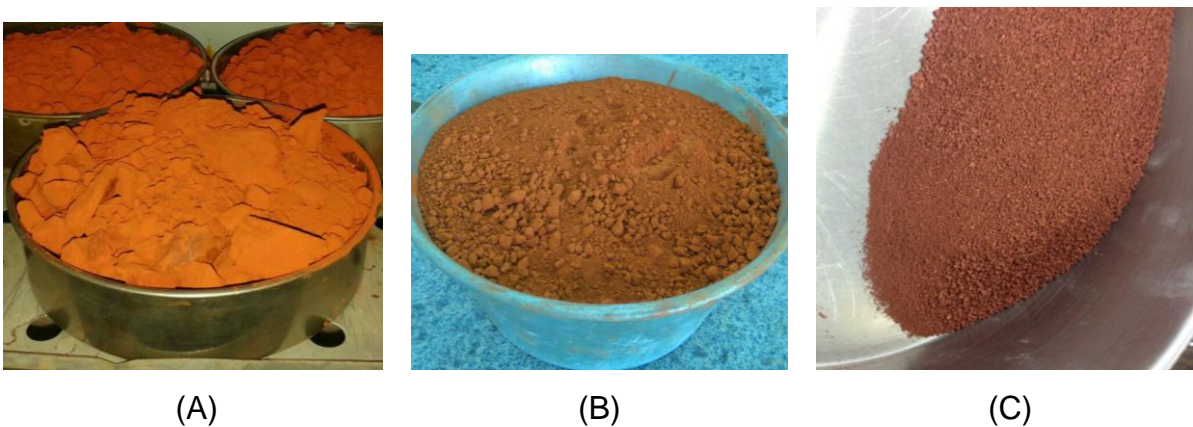


Figura 3.2 (A) Lama vermelha após primeira etapa de secagem e desaglomeração com espátula; (B) Mistura de pó e grãos obtidos após

segunda etapa de secagem e desaglomeração com espátula; (C) Pó fino após desaglomeração com almofariz elétrico.

3.1.5 Sílica Ativa

A sílica ativa a ser utilizada provém do mesmo fornecedor do fabricante de postes (Elkem Microsilica 920D), e suas características físicas e químicas foram disponibilizadas pelo fornecedor.

3.2 Métodos

3.2.1 Caracterização dos Materiais

O cimento foi submetido a análises físicas e químicas, conforme apresentado na Tabela 3.1.

Quanto à areia, foi feita uma análise da umidade contida na amostra, afim de se fazer a correção do teor de água, fazendo com que a relação água/cimento não fosse alterada.

Tabela 3.1 Análises físicas e químicas a serem realizadas no cimento.

Análise	Norma	Título
Finura na peneira #200	NBR 11579/12 ^[109]	Cimento Portland – Determinação da finura por peneira 75 µm (n° 200).
Tempo início e fim de pega	NBR NM 65/03 ^[110]	Cimento Portland – Determinação do tempo de pega
Massa específica	NBR NM 23/01 ^[111]	Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação de massa específica
Área específica	NBR NM 76/98 ^[112]	Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine)
Perda ao fogo	NBR NM 18/12 ^[113]	Cimento Portland - Análise química - Determinação de perda ao fogo
Resistência a compressão	NBR NM 7215/96 ^[114]	Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão
Consistência normal	NBR NM 43/03 ^[115]	Cimento Portland - Determinação da pasta de consistência normal
Resíduo insolúvel	NBR NM 15/12 ^[116]	Cimento Portland - Análise química - Determinação de resíduo insolúvel
Anidrido sulfúrico	NBR NM 20/12 ^[117]	Cimento Portland e suas matérias primas - Análise química - Determinação de dióxido de carbono por gasometria
Óxido de magnésio	NBR NM 21/12 ^[118]	Cimento Portland - Análise química - Método optativo para a determinação de dióxido de silício, óxido de alumínio, óxido férrico, óxido de cálcio e óxido de magnésio

Para a análise da umidade, pesou-se 100g de areia in natura, em temperatura ambiente ($25 \pm 5^{\circ}\text{C}$); a areia foi levada a estufa, a uma temperatura de $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ por 24 horas.

Após 24 horas foi realizada nova pesagem; a diferença entre o peso Inicial (in natura) e peso final (seco), será a quantidade de água presente no agregado, de acordo com a equação (3.1):

$$(\%Umidade) = \left[\frac{(Peso_{Inicial}) - (Peso_{Final})}{(Peso_{Inicial})} \right] \times (100) \quad (3.1)$$

A Tabela 3.2 indica as análises físicas realizadas no agregado miúdo para fins de sua caracterização.

Tabela 3.2 Análises físicas de caracterização do agregado miúdo.

Análise	Norma	Título
Análise granulométrica, módulo de finura e diâmetro máximo	NBR NM 248/03 ^[119]	Agregados – Determinação da composição granulométrica
Massa unitária solta	NBR NM 45/06 ^[120]	Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios
Massa específica	NBR NM 52/09 ^[121]	Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente
Absorção de água	NBR NM 30/01 ^[122]	Agregado miúdo – Determinação da absorção de água

As análises às quais os agregados graúdos foram submetidos são informadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Análises a serem realizadas nos agregados graúdos.

Análise	Referência	Título
Análise granulométrica, módulo de finura e diâmetro máximo	NBR NM 248/03 ^[119]	Agregados – Determinação da composição granulométrica
Massa unitária solta	NBR NM 45/06 ^[120]	Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios
Absorção de água, massa específica SSS e massa específica seca	NBR NM 53/09 ^[123]	Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água

A limpeza das barras de aço foi realizada de acordo com a ASTM G1-03:2011 (“Standard Practice for Preparing, Cleaning and evaluating Corrosion Test Specimens”) ^[124]. Inicialmente, fez-se a imersão das barras em solução de ácido clorídrico e água 1:1 com 3,5g/l de hexametilenotetramina (Figura 3.3). Ainda imersas na solução, as peças foram levadas ao ultra-som por 15 minutos. Em seguida, ocorreu a lavagem das barras em água corrente e água deionizada com posterior secagem. Ao final, as barras permaneceram em estufa até o momento da moldagem do corpo de prova (Figura 3.4).



Figura 3.3 Barras de aço imersas em solução de ácido clorídrico e água, com hexametilenotetramina.



Figura 3.4 Comparação visual entre as barras antes (superior) e depois (inferior) das etapas de limpeza e secagem.

3.2.2 Definição dos traços e moldagem dos corpos de prova

A definição dos traços, da relação água/cimento, consumo de cimento e abatimento foi realizada objetivando-se reproduzir os concretos comumente produzidos pela maioria das fábricas de artefatos pré-moldados de concreto armado. Entretanto, foram avaliadas propostas de melhorias na composição do concreto através do Método IBRACON de dosagem racional de concreto.

Optou-se por fixar o valor de abatimento (*slump*) dos concretos em (50 ± 10) mm, de forma que, para que essa característica fosse atendida, a quantidade de água adicionada fosse diferente para cada traço, buscando-se, entretanto, relações *a/c* menores ou iguais a 0,4. Este valor de abatimento foi

escolhido, pois, tem se apresentado como adequado para aplicação por vibração na fabricação de postes. Assim, o teor de água de cada traço fora definido apenas após o ensaio de abatimento e é apresentado ao final deste tópico.

Foi definida, inicialmente, a confecção de três tipos de traços, para comparação dos resultados. O primeiro traço é o mesmo realizado pelo fabricante de postes (TRF), com as condições e controles praticados normalmente na produção. O segundo traço é o planejado pelo fabricante (TPF), porém produzido em laboratório, com um controle tecnológico adequado. O terceiro traço será planejado e realizado em laboratório (TL), e envolve a utilização do aditivo plastificante, para diminuição da porosidade do concreto.

Em seguida, a partir das melhores condições encontradas com o TL, foram definidos outros 2 traços: com sílica ativa (TSA) e com lama vermelha (TLV), onde estas adições substituíram em 10% a massa de cimento.

a) Traço Planejado pelo Fabricante (TPF)

As medidas indicadas pelo fabricante dificultaram as definições do traço em laboratório, pois, não havia correlação entre as unidades de medida e os elementos contidos no traço.

A partir dos valores informados em volume (carrinho de mão e padiola), estimou-se a massa de cada material para 1m³ de concreto, chegando a proporção 1 : 2,68 : 2,93 (cimento : areia : brita), denominado como TPF (Traço Planejado pelo Fabricante).

b) Traço Realizado pelo Fabricante (TRF)

Considerando a falta de controle nas medidas de água, areia e brita, e as constantes adições de cimento durante o preparo do concreto que não são documentadas, pode-se afirmar que o Traço Realizado pelo Fabricante (TRF) difere consideravelmente do TPF.

Para estimar o traço que é verdadeiramente é utilizado (TRF), fez-se a utilização de dois métodos: i) cálculo por meio de parâmetros de dosagem racional e, ii) pesagem de algumas amostras de matéria-prima antes do processamento do concreto.

O fabricante sinalizou que objetivava uma resistência de 25 MPa (f_{ck}) aos 28 dias. A NBR 12655:2006 (“Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento”) ^[48] e o método dos Parâmetros da Dosagem Racional do Concreto estabelecem que quando o preparo ocorrer com o cimento medido em massa e os agregados e a água em volume, e pela agressividade do ambiente do qual a estrutura será submetida, o desvio padrão (Sd) utilizado será de 7,0 MPa. Assim a resistência prevista aos 28 dias (f_{c28}) é de 36,55 MPa, calculada por meio da equação 3.2.

$$f_{c28} = f_{ck} + 1,65.Sd \quad (3.2)$$

O abatimento (*slump*) fornecido é de 50 ± 10 mm, a massa específica do cimento, areia e da brita são respectivamente 3050 kg/m^3 , 2690 kg/m^3 e 2710 kg/m^3 . A areia utilizada apresenta um módulo de finura (MF) de 2,6 e o agregado graúdo apresenta uma dimensão máxima característica de 25mm.

O máximo valor da relação água/cimento, é estabelecido pela norma NBR 12655:2006 (“Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento”) ^[48], descrito na Tabela 3.4, o que não pôde ser comprovado na prática, pois não há um controle efetivo do teor de água na produção do concreto na fábrica.

Tabela 3.4 Requisitos para o concreto armado, em condições especiais de exposição ^[48].

Condições de Exposição	Máxima relação água/cimento	Mínimo valor de f_{ck} (MPa)
Necessidade de concreto de baixa permeabilidade à água	0,50	35
Exposição a processos de congelamento e descongelamento	0,45	40

Exposição a cloretos provenientes de água salgada, água do mar	0,40	45
--	------	----

Com os valores de dimensão máxima de agregado (25 mm) e de abatimento *slump* (40 a 60 mm), pode-se encontrar o consumo de água (C_w), utilizando a Tabela 3.5, chegando ao valor de C_w igual a 180 kg/m³. Utilizando a Equação 3.3, então, calcula-se o consumo de cimento, alcançando o valor de 450 kg/m³.

Tabela 3.5 Consumo aproximado de água a partir dos valores de abatimento e dimensão máxima do agregado^[125].

Abatimento (mm)	Dimensão máxima do agregado (mm)			
	9,5	19,0	25,0	32,0
40 a 60	215	185	180	175
60 a 80	220	190	185	180
80 a 100	225	195	190	185

$$C = \frac{C_w}{a/c} \quad (\text{Equação 3.3})$$

sendo:

C – Consumo de Cimento;

C_w – Consumo de água;

a/c – relação água/cimento.

O volume aparente compactado de agregado graúdo seco por m³ de concreto (V_{AP}) foi obtido a partir da Tabela 3.6, correlacionando os valores de Módulo de Finura (MF) e diâmetro máximo de partícula (D_{MAX}), resultado em V_{AP} igual a 0,715.

O cálculo consumo de agregado graúdo se dá através da multiplicação do volume aparente compactado de agregado graúdo seco ($V_{AP} = 0,715$) pela massa unitária do agregado graúdo compactado (1490 kg/m³), com o valor de 1065 kg/m³.

Tabela 3.6 Volume do agregado graúdo por m³ de concreto, em função do diâmetro máximo de partícula (D_{MAX}) e do módulo de finura (MF)^[125].

D_{MAX} (mm) \ MF	9,5	19,0	25,0	32,0
2,2	0,605	0,730	0,755	0,780
2,4	0,585	0,710	0,735	0,760
2,6	0,565	0,690	0,715	0,740
2,8	0,545	0,670	0,695	0,720
3,0	0,525	0,650	0,675	0,700
3,2	0,505	0,630	0,655	0,680
3,4	0,485	0,610	0,635	0,660

Com os valores do consumo de cimento e do consumo de brita, obteve-se o consumo da areia (V_A), subtraindo de 1,0m³, os volumes do cimento, da brita e da água, utilizando a Equação 3.4. Assim, encontrou-se o valor de 760 kg/m³.

$$V_A = 1 - \left(\frac{C}{P_C} + \frac{C_B}{P_B} + \frac{C_W}{P_W} \right) \quad (\text{Equação 3.4})$$

Logo, o Traço Realizado pelo Fabricante (TRF) deve ser semelhante a 1 : 1,7 : 2,3 (cimento : areia : brita). Entretanto, o Traço Planejado pelo Fabricante (TPF) é 1 : 2,68 : 2,93 (cimento : areia : brita), resultando em uma resistência próxima de concreto de 22,8 MPa. Uma vez que TPF possui menor teor de cimento que TRF, é natural que menor seja a resistência mecânica esperada. Esta diferença evidencia a falta de controle tecnológico e a discrepância entre o que é “planejado” e o que é “realizado”.

Dentre outros motivos, esta diferença acontece pela indefinição das unidades de medidas usadas pelo fabricante de postes e dos acessórios e equipamentos utilizados para medição das matérias primas (Figura 3.5), o que pode gerar erro na confecção do concreto.



Figura 3.5 (a) Carro de Mão utilizado para dosar agregados, (b) tanque utilizado para controle de água.

c) Traço Definido em Laboratório (TL)

O Traço de Laboratório 1 (TL1) se baseou no TPF (1 : 2,68 : 2,93), para garantir o menor teor de cimento, quando comparado ao TRF. No TL1, fez-se uso de um aditivo plastificante multifuncional (MC Bauchemie) para que se obtivesse uma redução no teor de água. Foi utilizado 0,5% de aditivo em função do peso do cimento, valor definido a partir de testes realizados previamente e que se enquadra aos valores sugeridos na ficha técnica do material.

No TL2 e no TL3, fez-se uso de um superplastificante da linha Glenium, fornecido pela BASF, utilizando o teor de 0,4%, em relação à massa de cimento, buscando menores valores de relação a/c. Como TL2 ($A/C=0,30$) apresentou abatimento de 17 cm, o TL3 teve a relação a/c reduzida para 0,25, alcançando abatimento de 6 cm (Tabela 3.7).

Os traços com sílica ativa (TSA) e com lama vermelha (TLV) também foram baseados no TPF, usando teor adequado de água ($a/agl < 0,40$) e de aditivo superplastificante (baseado na sugestão do fornecedor e na área superficial dos aglomerantes), a fim de atingir a fluidez desejada ($5,0 \pm 1,0$ cm).

A Tabela 3.7 apresenta o tipo e os teor de aditivo de cada traço analisado quanto a resistência a compressão. Adicionalmente, são apresentados a relação a/c e o resultado do abatimento.

Tabela 3.7 Informações sobre os aditivos utilizados nos traços submetidos ao ensaio de compressão.

Traço	a/c	Tipo de Aditivo	Teor de Aditivo (%) [*]	Abatimento (cm)
TRF	0,48	-	-	6
TPF	0,40	-	-	4
TL1	0,40	Plastificante multifuncional	0,5	5
TL2	0,30	Superplastificante	0,4	17
TL3	0,25	Superplastificante	0,4	6
TSA	0,36	Superplastificante	0,5	6
TLV	0,34	Superplastificante	0,5	6

^{*}Em função da massa de aglomerante

A moldagem dos corpos de prova, independente do traço, utilizados para ensaios mecânicos e físicos foi baseada nas recomendações da norma NBR 5738:2003 (“Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova”) ^[126], sendo o adensamento da mistura realizado por intermédio de mesa vibratória, durante aproximadamente 60 segundos.

Após a moldagem, os moldes foram cobertos com filme de PVC transparente, conforme Figura 3.6, e mantidos a temperatura ambiente por 24 horas, ao término das quais os corpos de prova foram desmoldados, identificados e transportados até o tanque de cura, onde permaneceram em cura por uma quantidade determinada de dias, dependendo do lote e do ensaio.



Figura 3.6 Filme de PVC transparente utilizado para vedar os moldes após a moldagem dos corpos de prova.

3.2.3 Caracterização do Concreto

a) Resistência à Compressão Axial

A metodologia para determinação da resistência à compressão seguiu as orientações da NBR 5739:2007 (“Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos”) ^[127]. Os corpos de prova cilíndricos de 10x20 cm foram submetidos à ruptura aos 7, 14 e 28 dias, após a moldagem. Também foram rompidos corpos de prova submetidos ao envelhecimento por imersão parcial em solução salina.

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios mecânicos foi uma prensa elétrica com indicador gráfico microprocessado, com suporte de carga de 200 toneladas-força da Solotest (Figura 3.7).



Figura 3.7 Ensaio de resistência a compressão axial.

Para cada traço confeccionado foram ensaiados três corpos de prova em cada idade, onde a tensão de ruptura correspondente é dada pelo valor médio dos resultados.

b) Porosidade Aparente e Densidade real

A porosidade aparente dos concretos foi obtida por meio do método de imersão de Arquimedes. Neste procedimento, os corpos de prova permanecem imersos em água por 24 horas. Após este período, são mensurados os valores de peso úmido e peso imerso para a determinação da porosidade aparente, utilizando a equação 3.5.

$$P_{AP} = \frac{P_U - P_S}{P_U - P_I} \times 100 \quad (3.5)$$

sendo P_U , P_S e P_I aos valores de peso úmido, peso seco e peso imerso, respectivamente ^[20].

As medidas de densidade real foram feitas por picnometria de hélio, utilizando o Accupyc 1330, da Micromeritics.

c) Distribuição de Tamanho de Poros

O método de porosimetria de mercúrio para a determinação da distribuição de tamanhos médios de poros abertos em sólidos porosos baseia-se na não molhabilidade destes sólidos pelo mercúrio, devido a um balanço de suas energias superficiais. Em decorrência deste fato, torna-se necessário aplicar pressão para forçar a entrada de mercúrio no interior dos poros do material, que devem ser previamente submetidos a vácuo para a retirada do ar existente. O raio do poro pode, então, ser relacionado à pressão necessária para preenchê-lo. Neste caso, o raio de intrusão (R_I) é calculado a partir da pressão aplicada (P_{AP}), supondo o poro cilíndrico, pela equação de Washburn (equação 3.6).

$$R_I = \frac{-2\gamma_{LV} \times \cos(\omega)}{P_{AP}} \quad (3.6)$$

Sendo γ_{LV} a energia de interface mercúrio-ar e ω o ângulo de contato entre o mercúrio e a amostra.

A porosidade total é calculada utilizando os valores de volume total de mercúrio, peso da amostra e densidade real da amostra, por meio da equação 3.7.

$$PorosidadeTotal = \frac{V_{Hg}^{total}}{V_{Hg}^{total} + \left(\frac{P_{amostra}}{Dreal_{amostra}} \right)} \quad (3.7)$$

Neste estudo, o equipamento utilizado para avaliar a distribuição de tamanho de poros por intrusão de mercúrio foi o porosímetro da *American Instrument Company* (Range 0-5000. Psi).

Foram utilizadas duas amostras para cada traço analisado. As amostras utilizadas tinham cerca de 1 cm de comprimento, foram selecionadas a partir dos corpos de prova submetidos ao ensaio de compressão. Foram selecionadas amostras sem defeitos aparentes e sem presença de agregados graúdos.

d) Absorção de Água por Capilaridade

Para a avaliação da absorção de água por capilaridade, os corpos de prova de concreto foram moldados seguindo o procedimento indicado pela NBR 5738:2003 (“Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova”) ^[126]. Utilizaram-se três corpos de prova por composição, com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

Após a desmoldagem, os corpos de prova ficaram imersos por 28 dias, em seguida foram secos em estufa por 24 horas e, então, resfriados em ambiente de laboratório.

Os corpos de prova foram posicionados sobre suportes, dentro de um recipiente com água. O nível da água deve permanecer constante e igual a (5 ± 1) mm da base inferior do recipiente. Durante o ensaio, determina-se a massa dos corpos de prova com intervalos de tempo normalizados (3h, 6h, 24h, 48h e 72h), conforme descrito na NBR 9779:2012 (“Argamassa e concreto endurecido - Determinação da absorção da água por capilaridade”) ^[128].

Assim, é possível mensurar o coeficiente de absorção capilar, que representa a massa de água absorvida por metro quadrado de concreto em contato com a água, em função da raiz quadrada do tempo decorrido até atingir este ponto de absorção. Numericamente, este valor corresponde ao coeficiente angular da reta proveniente do gráfico “absorção (kg/m^2) x raiz do tempo ($\text{min}^{0,5}$)” até que seja atingido o ponto de saturação, como pode ser visto na Figura 3.8.

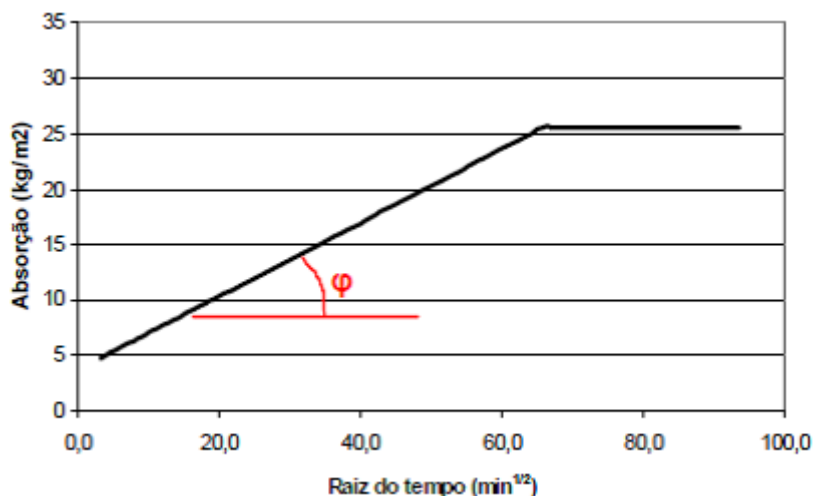


Figura 3.8 Curva de absorção capilar de água em função da raiz quadrada do tempo, segundo a NBR 9779:2012 para a determinação do coeficiente de absorção capilar ($Tg \phi$).

e) Envelhecimento Acelerado em Solução Salina

Corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro foram submetidos ao envelhecimento acelerado, por meio de imersão parcial em solução aquosa de 3% de cloreto de sódio (NaCl). Foram comparados três traços: TRF (Traço Realizado pelo Fabricante), TLV (Traço com Lama Vermelha) e TSA (Traço com Sílica ativa).

Foram utilizados três corpos de prova por composição, para cada idade. Após 28 dias de cura, eles foram secos em estufa por 24 horas e, em seguida, resfriados à temperatura ambiente. Foram, então, levados a solução salina, tendo três quartos ($\frac{3}{4}$) de sua altura imersa na solução. As amostras permaneceram nestas condições por períodos de 28, 60, 90 e 120 dias, e então levados à ruptura por compressão axial.

Para a solução, a concentração de 3% de NaCl foi adotada por ser um valor próximo ao apresentado pela água do mar. A concentração da solução de imersão foi medida antes da realização dos ensaios de compressão. Além disso, esta solução foi trocada por uma nova com a mesma concentração semanalmente.

f) Análise Microestrutural (MEV)

Para a análise por microscopia eletrônica de varredura (MEV), foram extraídas amostras de concreto dos corpos de prova submetidos ao ensaio de resistência à compressão axial. As amostras foram inspecionadas e foram selecionadas áreas que apresentaram alterações macroscópicas. Estas foram então limpas por meio de jatos de ar, cortadas com serra de disco diamantado, para finalmente serem metalizadas e observadas em sua superfície de fratura.

Foi utilizado um MEV modelo Inspect S50, fabricado pela FEI, operado a tensão de 5,0 kV, com sistema de EDS (*“Energy Dispersive Spectroscopy”*) acoplado, que possibilitou a análise qualitativa dos elementos químicos.

g) Análise de Fases (Difração de Raio-X)

Dentre as várias técnicas de caracterização de materiais, a técnica de difração de raios X é a mais indicada na determinação das fases cristalinas presentes em materiais cerâmicos. Isto é possível porque na maior parte dos sólidos (cristais), os átomos se ordenam em planos cristalinos separados entre si por distâncias da mesma ordem de grandeza dos comprimentos de onda dos raios X. Ao incidir um feixe de raios X em um cristal, o mesmo interage com os átomos presentes, originando o fenômeno de difração. A difração de raios X ocorre segundo a Lei de Bragg (Equação 3.8), a qual estabelece a relação entre o ângulo de difração e a distância entre os planos que a originaram (característicos para cada fase cristalina):

$$n\lambda = 2d \sin\theta \quad (3.8)$$

sendo:

n: número inteiro correspondendo à ordem de difração

λ : comprimento de onda característico do feixe

d: distância interplanar

θ : ângulo de incidência.

Obtêm-se, então, informações referentes às distâncias interplanares dos planos cristalográficos e à intensidade da reflexão, possibilitando a caracterização da fase sólida ordenada reticularmente.

Esta técnica foi empregada na caracterização da lama vermelha, utilizando-se um difratômetro de raios-X modelo X'Pert PRO (MPD PW 3040/60) da PANalytical, com geometria Theta/Theta e com um detector Pixel 1 D, radiação monocromática $K\alpha$ ($\lambda = 1,540598 \text{ \AA}$) do tubo de cobre. Os registros foram coletados nas seguintes condições: voltagem (40kV) e corrente (30mA); no intervalo angular $35\text{-}100^\circ$ (2θ) com um passo de $0,02626^\circ$ (2θ) e um tempo de contagem de 40 s. Para a identificação das fases cristalinas utilizou-se o software HighScore Plus versão 3.0 e a base de dados PDF 2-ICDD versão 2.4 para identificação de fases.

3.2.4 Ensaio de Migração de Cloretos

O ensaio de migração de cloretos permite mensurar a capacidade do concreto em proteger a armadura dos agentes agressivos. Neste ensaio estão envolvidos os quatro mecanismos principais de transporte destes agentes agressivos: absorção capilar, difusão, migração iônica e permeabilidade. A absorção capilar teve menor importância neste caso, pois, o experimento foi realizado de forma acelerada, por meio de uma corrente elétrica.

As amostras a serem utilizadas nos ensaios de migração de cloretos foram discos com 40 mm de espessura, extraídos do interior de corpos de prova cilíndricos (50 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento), com o objetivo de reduzir os efeitos das heterogeneidades de moldagem.

Para a execução de ensaio, foram utilizadas células de PVC constituídas por um flange de 100 mm, um "T" rosqueável, com uma tampa superior para realizações de medidas e uma lateral, contendo o eletrodo, devidamente selada para evitar a perda das soluções. Os corpos de prova foram colocados na interface das duas células, sendo também colados com adesivo à base de silicone e auxílio de um par de abraçadeiras. Assim, a troca iônica entre as

células ocorre somente através da área exposta da superfície do corpo de prova. O esquema do ensaio e sua realização são apresentados na Figura 3.9.

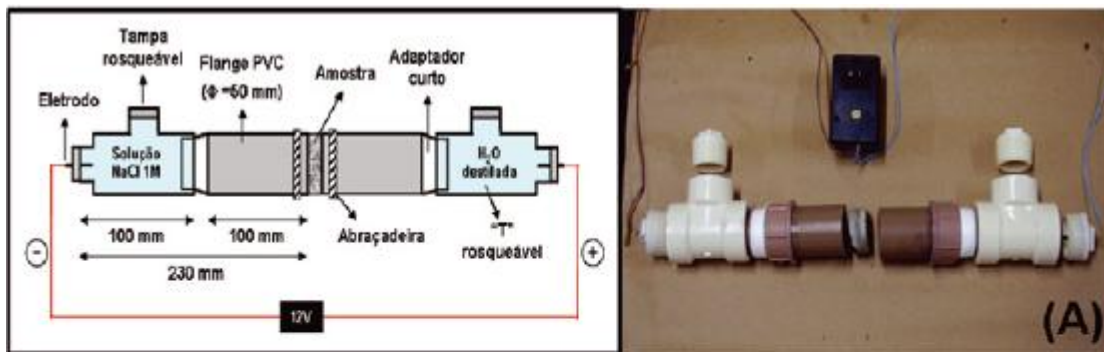


Figura 3.9 Esquema do aparato para realização do ensaio de migração de cloretos. (A) Montagem e colocação da amostra^[54].

A partir de uma fonte de tensão controlada, 12 Volts foram aplicados ao sistema através de eletrodos localizados em suas extremidades, conectados a fios de cobre. A condutividade elétrica da solução presente na célula anódica, inicialmente sem cloretos, foi mensurada todos os dias, ao longo de todo o período do ensaio. Assim, foi avaliada a evolução da condutividade elétrica da solução utilizando o Condutímetro Digital Portátil (tipo caneta). Em seguida, foi possível estimar a concentração de cloretos por meio da relação obtida experimentalmente entre a condutividade elétrica e a concentração de íons cloro (Cl⁻).

Foram realizadas, durante o ensaio, medidas do “*time lag*”, devido a sua importância para determinar o coeficiente de difusão não-estacionária. Após este período, se inicia a difusão em estado estacionário, com o fluxo de íons cloro se tornando constante.

O cálculo do coeficiente de difusão no estado estacionário (ou coeficiente de difusão efetivo), a partir de ensaios de migração, é efetuado através da equação de Nerst-Plank modificada (3.8):

$$D_s = \frac{J_{Cl} \cdot R \cdot T \cdot l}{z \cdot F \cdot C_{Cl} \cdot \gamma \cdot \Delta\Phi} \quad (3.8)$$

Sendo:

D_S = coeficiente de difusão no estado estacionário (cm^2/s);

J_{Cl} = fluxo de íons ($\text{mol}/(\text{s}\cdot\text{cm}^2)$);

R = constante de gases ($1,9872 \text{ cal}/(\text{mol}\cdot\text{K})$);

T = temperatura (K);

l = espessura do corpo de prova (cm);

z = valência dos íons (para cloretos = 1);

F = constante de Faraday ($23063 \text{ cal}/(\text{volt}\cdot\text{eq})$);

C_{Cl} = concentração de íons cloretos na célula catódica (mol/cm^3);

γ = coeficiente de atividade da solução da célula catódica (0,657 para o Cl^-);

$\Delta\Phi$ = média da tensão que efetivamente atravessa o corpo de prova durante o estado estacionário (V).

Para o cálculo do fluxo dos íons cloreto (J_{Cl}), utiliza-se o valor da inclinação da parte linear do gráfico de concentração de cloretos na célula anódica versus tempo, obtido a partir do ensaio de migração. A equação (3.9) mostra como se efetua o cálculo.

$$J_{\text{Cl}} = \frac{V}{A} \cdot \frac{dC}{dt} \quad (3.9)$$

Sendo:

A = área da seção do corpo de prova exposta (cm^2);

V = volume da célula catódica, com cloretos (cm^3);

dC/dt = inclinação da parte linear do gráfico de concentração de cloretos versus tempo.

Já para o cálculo do coeficiente de difusão no estado não-estacionário é necessário converter os resultados obtidos a valores equivalentes aos obtidos em ensaios de difusão natural. O tempo que os íons cloro levariam para alcançar, durante o ensaio de difusão natural, a mesma profundidade alcançada durante o ensaio de migração, pode ser calculado pela equação (3.10) ^[36,37].

$$D_{NS} = \frac{2 \cdot l^2}{\tau \cdot v^2} \cdot \left[v \cdot \coth \frac{v}{2} - 2 \right] \quad (3.10)$$

Sendo:

τ = “time-lag” do ensaio de migração (s);

$$v = \frac{z \cdot e \cdot \Delta\Phi}{k \cdot T}$$

k = constante de Boltzmann ($1,38 \cdot 10^{-23}$ J/K);

T = temperatura (K);

e = carga do elétron ($1,6 \cdot 10^{-19}$ C)

z = valência dos íons (para cloretos = 1);

$\Delta\Phi$ = média da tensão que efetivamente atravessa o corpo de prova durante o estado não-estacionário (V).

3.2.5 Avaliação do Potencial de Corrosão das armaduras

Para as medidas do potencial de corrosão das armaduras foram moldados corpos de prova prismáticos ($50 \times 70 \times 90$ mm³) contendo barras de aço conforme Figura 3.10, que foram submetidos a ensaio acelerado de corrosão pela ação de cloretos.

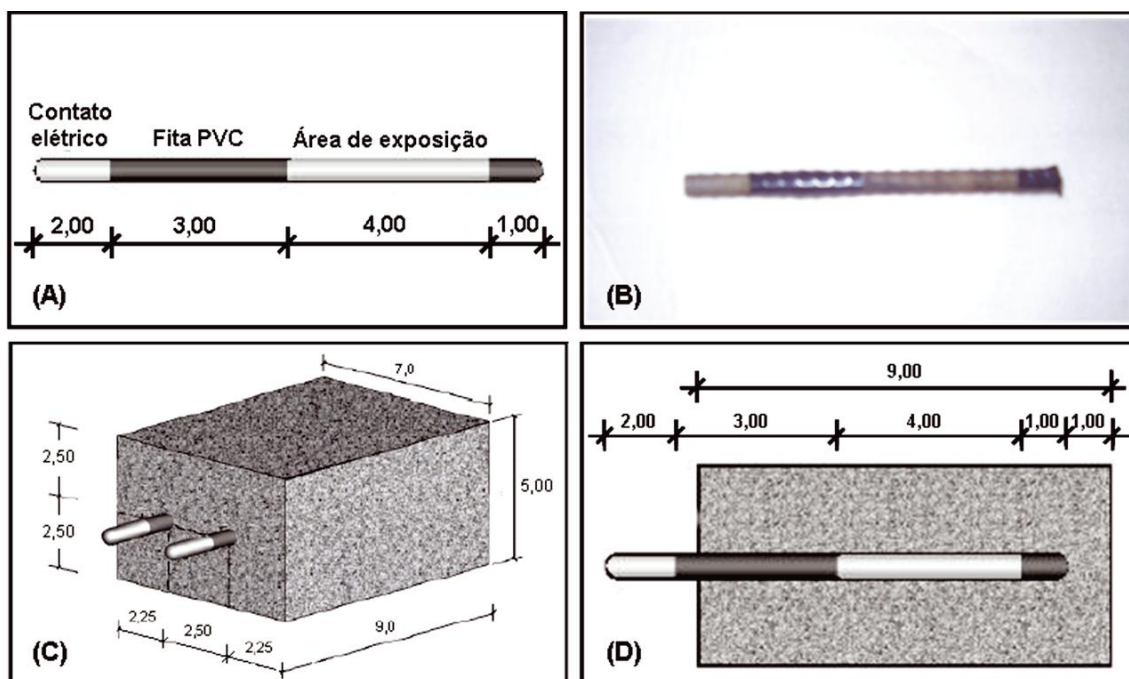


Figura 3.10 Corpos de prova para medida de potencial de corrosão. (A) e (B) Esquema de delimitação da área de exposição da barra; (C) e (D) Posicionamento da barra no corpo de prova ^[54].

As barras foram pesadas em uma balança analítica com precisão de 0,01g. Em seguida, fez-se a delimitação com fita isolante da área na barra a ser exposta ao ataque do agente agressivo (cerca de 15,83 cm²). Com auxílio de garras, as barras foram posicionadas de forma que a área exposta estivesse localizada na região central dos corpos de prova (Figura 3.10d).

Os corpos de prova contendo barras metálicas para a avaliação do potencial de corrosão foram moldados em duas camadas, em molde de madeira compensada plastificada, com adensamento realizado por meio de mesa de vibração (Figura 3.11).



Figura 3.11 Moldagem de corpos de prova com barras metálicas para avaliação do potencial de corrosão.

Os corpos de prova foram desmoldados 24 horas após a moldagem. Em seguida, foram conectados os fios de cobre na extremidade superior das barras (Figura 3.12a) e cobertos com fita isolante (Figura 3.12b). Aplicou-se resina epóxi na face superior dos corpos de prova (Figura 3.12c) para garantir a delimitação da superfície de exposição do concreto e proteger as barras.

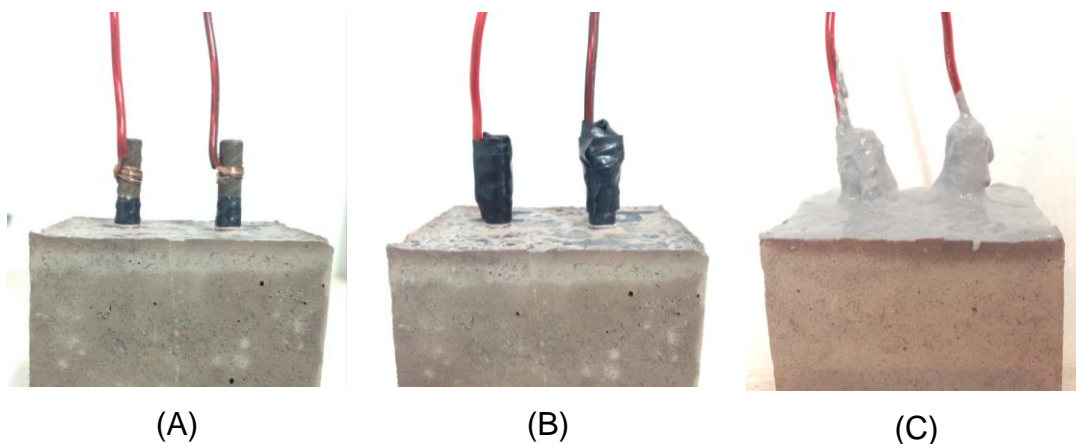


Figura 3.12 (A) Conexão de fio de cobre na extremidade da barra de aço do corpo de prova; (B) aplicação de fita isolante e; (C) aplicação de resina epóxi.

Os corpos de prova foram, então, submetidos a um período de sete dias de cura imersos em água, conforme apresentado na Figura 3.13. Após este período, ficaram expostos em ambiente de laboratório. Foram submetidos aos ensaios de potencial de corrosão ao completarem 60 dias, após moldagem.

Valor semelhante a este já foi utilizado em outros trabalhos ^[54] e visa garantir que as reações de hidratação já tenham acontecido em sua grande maioria.

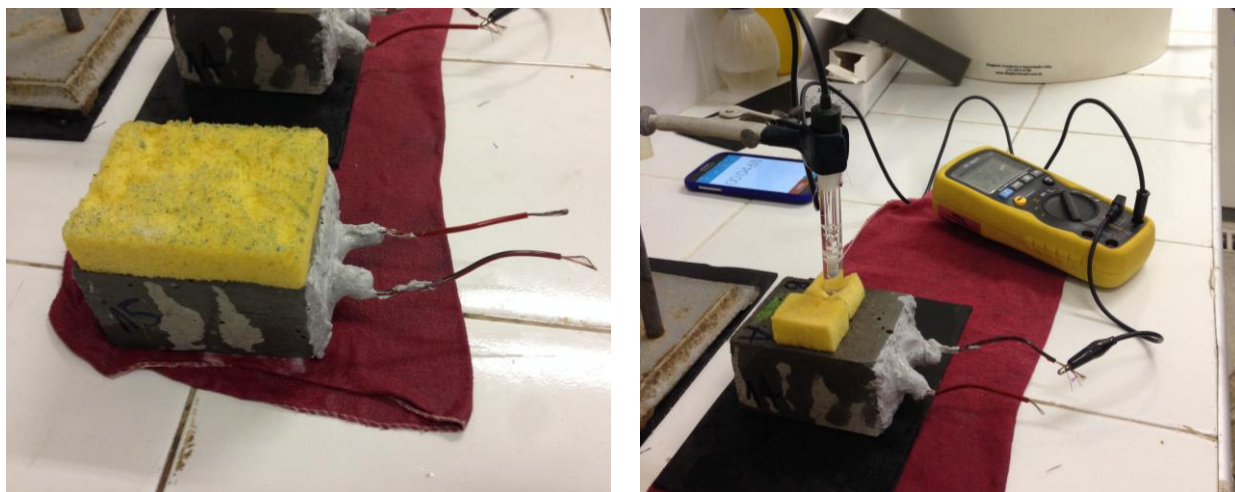


Figura 3.13 Corpos de prova para ensaio de potencial de corrosão, submetidos à cura imersa em água.

Foram utilizadas duas técnicas: método de envelhecimento por ciclos e método de envelhecimento por névoa salina. Para a medida do potencial de corrosão em amostras submetidas a estas técnicas, a célula eletroquímica utilizada para as medidas do potencial de corrosão foi composta pelo eletrodo de trabalho, a barra de aço do corpo de prova prismático e o eletrodo de calomelano saturado, utilizado como eletrodo de referência.

Os corpos de prova foram posicionados durante um minuto sob uma esponja molhada (Figura 3.14a), visando a pré-umidificação da face de leitura, antes da realização das medidas, como preconiza a ASTM C876-09 (“*Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*”) ^[129]. Em seguida, conforme apresentado na Figura 3.14b, uma esponja umedecida foi colocada sobre o corpo de prova, visando o contato com o eletrodo de referência. Este eletrodo foi posicionado sobre a barra a ser analisada, no centro da área de exposição da mesma. A solução utilizada para

umedecer as esponjas é composta de cinco mililitros (5 mL) de detergente neutro para um litro de água potável.



(A)

(B)

Figura 3.14 (A) Pré-umidificação do corpo de provas antes da realização da medida de potencial de corrosão; (B) Realização da medição do potencial de corrosão, posicionando o eletrodo de calomelano no centro da barra, utilizando uma esponja umedecida para facilitar o contato.

3.2.5.1 Método de Envelhecimento por Ciclos

Neste método, os corpos de prova foram submetidos a semi-ciclos de imersão parcial em solução com 3% de cloreto de sódio (NaCl) com duração de dois dias e posteriores semi-ciclos de secagem com duração de 5 dias. Durante o semi-ciclo de imersão parcial, o nível da solução de imersão foi mantido em uma altura correspondente à metade da área exposta da barra. Nesta condição, o ingresso de cloretos ocorre inicialmente por absorção capilar, já que os corpos de prova estão inicialmente secos, e por difusão após a saturação dos poros, e é acelerado devido à evaporação da água através da parte exposta do concreto. Em um material poroso, há uma relação entre a força de sucção capilar e o grau de saturação. Assim, quando existe uma região exposta e seca, as forças de sucção são maiores e resultam em um movimento da água no interior do concreto mais rápido ^[54].

A concentração de 3% de NaCl foi adotada por ser uma concentração próxima à apresentada pela água do mar. A concentração da solução de imersão foi medida antes de iniciar cada semi-ciclo de umedecimento e ajustada sempre que necessário. Além disso, esta solução foi trocada por uma nova com a mesma concentração a cada quatro ciclos. Ao final de cada semi-ciclo foram medidos o potencial de corrosão (E_{corr}) e a massa dos corpos de prova.

Por meio dos resultados de potencial de corrosão (E_{corr}), pode-se prever a duração do período de iniciação da corrosão do metal. Considerando que o referencial utilizado foi o eletrodo de calomelano, no momento que o valor do potencial for inferior a $-0,274$ V, significa que a probabilidade de corrosão é superior a 90% (Tabela 2.11 apresenta detalhes). Desta forma, definiu-se que o ensaio seria finalizado no momento em que 2 ciclos completos e consecutivos apresentassem valores de potencial abaixo do valor crítico ($E_{\text{corr}} < -0,274$ V).

3.2.5.2 Método de Envelhecimento por Névoa Salina (*salt spray*)

No método de envelhecimento por névoa salina, a exposição dos corpos de prova foi feita em uma câmara de ensaio conhecida como “Salt Spray”, que borrifa solução aquosa em forma de névoa salina com concentração fixa de NaCl (5%), a uma pressão (70 KPa) e temperatura (55°C), constantes ^[130,131]. Neste ensaio foi utilizada uma câmara salt spray modelo SS600e, da marca Equilam (Figura 3.15).

Os corpos de prova foram retirados da câmara a cada 10 dias, tiveram seus valores de potencial de corrosão medidos e recolocados no equipamento, repetindo-se este procedimento até o fim do ensaio. Definiu-se como 40 dias o período de realização do ensaio, baseando-se nos resultados de outros estudos que fizeram uso desta técnica ^[54].

Por meio da análise dos resultados obtidos de potencial de corrosão (E_{cor}) em ambas as técnicas, é possível observar se a barra estará em estado ativo ($E_{\text{cor}} < -0,274$ V) ou passivo ($E_{\text{cor}} > -0,124$ V) de corrosão, utilizando

como referência o eletrodo de calomelano saturado, conforme apresentado na Tabela 2.11.

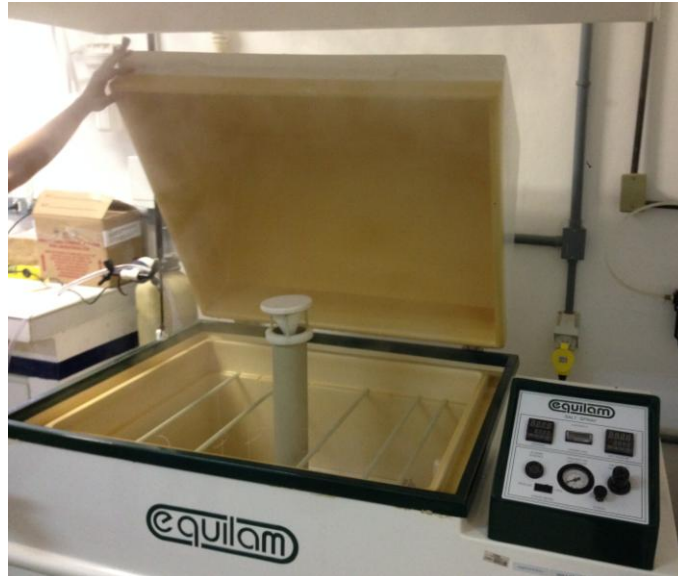


Figura 3.15 Câmara para realização de ensaios de envelhecimento por névoa salina (*salt spray*).

Após a finalização dos ensaios, as barras foram extraídas dos corpos de prova, limpas e pesadas para observar a perda de massa e comparar com o valor verificado antes do início do ensaio. Assim, a taxa de corrosão (TC) foi calculada, de acordo com a Equação 3.8.

$$TC = (K.W) / (A.T.D) \quad (3.8)$$

Sendo,

K = constante ($K = 8,76 \cdot 10^7$, para TC em mm/ano);

W = perda de massa (g);

A = área de exposição (cm^2);

T = tempo de exposição (h);

D = densidade (para o aço CA-50, $D = 7,85 \text{ g/cm}^3$);

A = área exposta da barra (aproximadamente, 16 cm^2);

T = tempo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Caracterização dos Materiais

4.1.1 Cimento Portland

As Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam, respectivamente, os resultados de análise química, de análise física e de resistência à compressão axial do cimento Portland utilizado neste trabalho (CP II-E 32). Observa-se que todos os valores atenderam o que preconiza a norma.

Tabela 3.8 Análise química do cimento CP II-E 32.

Ensaio	Resultado	Limite^[16]
Perda ao fogo	5,83	≤ 6,5%
Óxido de magnésio	2,08	≤ 6,5%
Anidrido sulfúrico	2,37	≤ 4,0%
Resíduo insolúvel	2,07	≤ 2,5%

Tabela 3.9 Análise física do cimento CP II-E 32.

Ensaio	Resultado	Limite^[16]
Finura na peneira #75	0,8%	≤ 12%
Massa específica	3,05 g/cm ³	Não aplicável
Área específica – Blaine	4524 cm ² /g	≥ 2600 cm ² /g
Consistência normal	26,6%	Não aplicável
Tempo de início de pega	02:00	≥ 1h
Tempo de fim de pega	03:15	≤ 10h

Tabela 3.10 Resistência à compressão axial do cimento CP II-E 32.

Idade	Média	Limite ^[16]
1	14,8 MPa	Não aplicável
3	25,2 MPa	≥ 10 MPa
7	30,2 MPa	≥ 20 MPa
28	38,2 MPa	≥ 32 MPa

4.1.2. Areia

Na Figura 4.1 é apresentada a distribuição granulométrica da areia, que compara a curva de distribuição granulométrica da areia com os limites superior e inferior, das zonas ótima e utilizável. Ao avaliá-la com base na norma NBR 7211:2009 (“Agregados para concreto – Especificação”) ^[132], pode-se afirmar que a mesma se enquadra, em sua maior parte, dentro da zona ótima.

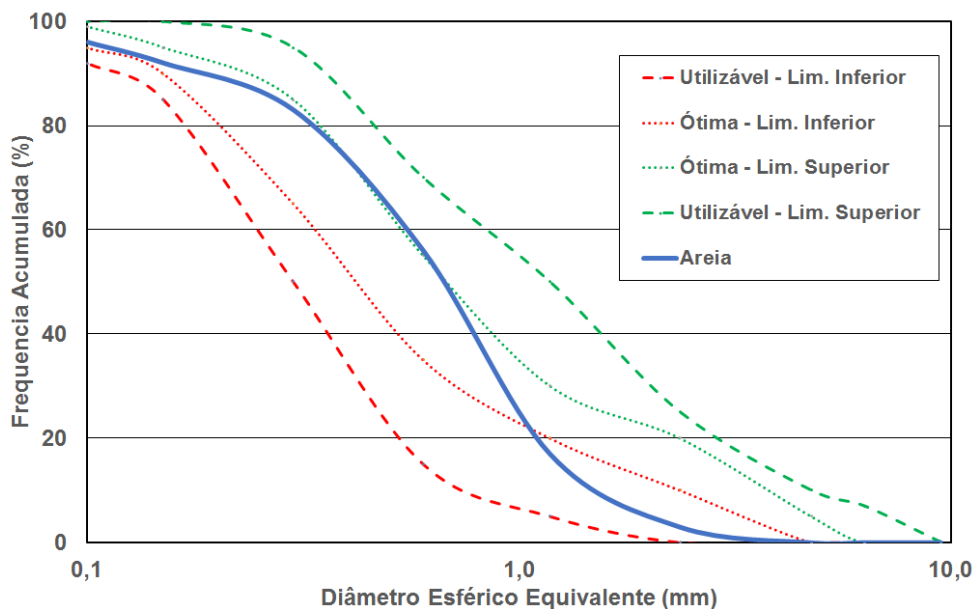


Figura 3.16 Distribuição granulométrica do agregado miúdo analisado, e indicação dos limites superior e inferior, das zonas ótima e utilizável.

Com base nos resultados de caracterização granulométrica, observa-se um módulo de finura igual a 2,6 e dimensão máxima característica igual a 2,4

mm. Os demais resultados de caracterização física da areia são apresentados na Tabela 4.4.

Conforme se observa na Tabela 4.4, a porcentagem de materiais pulverulentos presentes na amostra de areia foi 6,14%, valor superior ao limite máximo aceitável. De acordo com a norma ^[70], o agregado miúdo utilizado em concreto submetido a desgaste superficial pode apresentar, no máximo, 3,0% de material pulverulento. Para concretos protegidos do desgaste superficial, 5,0% é a quantidade máxima relativa à massa do agregado miúdo. Quanto ao módulo de finura, o material se encontra na zona ótima (intervalo entre 2,2 e 2,9). Os valores de massa específica, massa unitária e dimensão máxima característica estão dentro do esperado para este tipo de agregado miúdo.

Tabela 3.11 Resultados dos ensaios de caracterização da areia.

Parâmetro	Amostra
Materiais Pulverulentos (%)	6,14
Massa específica (g/cm ³)	2,69
Massa Unitária (g/cm ³)	1,599
Dimensão máxima característica (mm)	2,4
Módulo de finura	2,6

4.1.3 Brita

As curvas das distribuições granulométricas dos agregados graúdos utilizados são apresentadas na Figura 4.2.

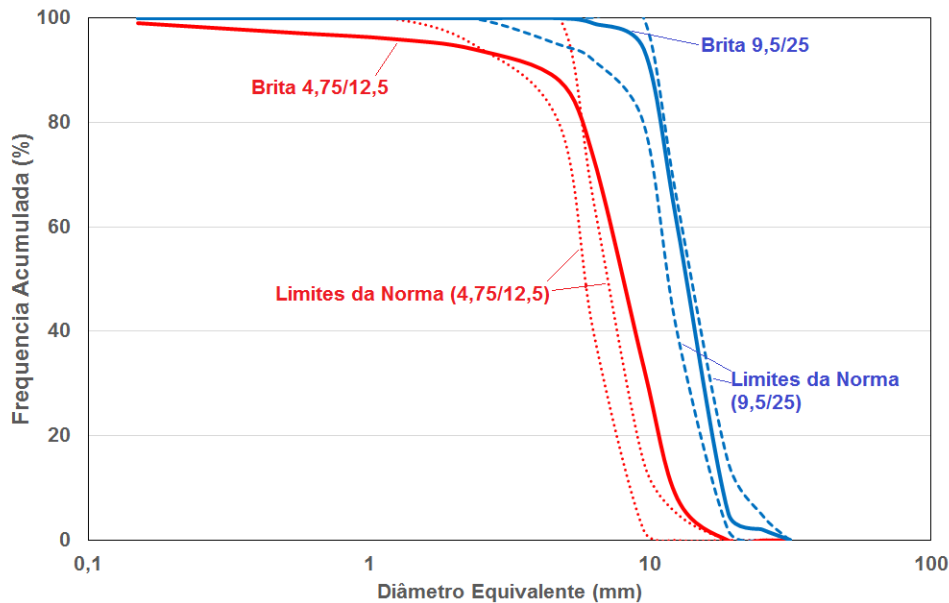


Figura 3.17 Distribuição granulométrica dos dois tipos de agregado graúdo analisados, e indicação dos limites superior e inferior das zonas granulométricas 4,75/12,5 e 9,5/25.

A brita da classe 9,5/25 está de acordo com a norma ^[70], em todas as peneiras. Já a brita da classe 4,75/12,5 apresentou valores intermediários entre as zonas granulométricas 4,75/12,5 e 9,5/25. A brita da classe 9,5/25 utilizada apresentou massa específica igual a 2,71 g/cm³, massa unitária compactada igual a 1,49 g/cm³ e dimensão máxima característica igual a 25,0 mm.

4.1.4 Lama Vermelha

A amostra de lama vermelha foi seca em estufa, desaglomerada em almofariz elétrico e selecionada pela passagem na peneira de 75 μ m. O pó resultante foi caracterizado quanto à área superficial específica e a massa específica, iguais a 29,5 m²/g e 2,91 g/cm³, respectivamente. Estes valores estão na mesma ordem de grandeza de outros estudos na área ^[54].

A Figura 4.3 apresenta o difratograma de raio x da lama vermelha utilizada neste estudo. Os minerais identificados na amostra foram gibsita (Al(OH)₃), hematita (Fe₂O₃), Sodalita (Na₈(Al₆Si₆O₂₄)), anatásio (TiO₂) e óxido de silício (SiO₂).

O ruído de fundo pode indicar a presença de material amorfo, associado a fases silicatadas do tipo zeólitas, conhecidas como produtos de dessilicação (DSP), reportadas na literatura [154-156].

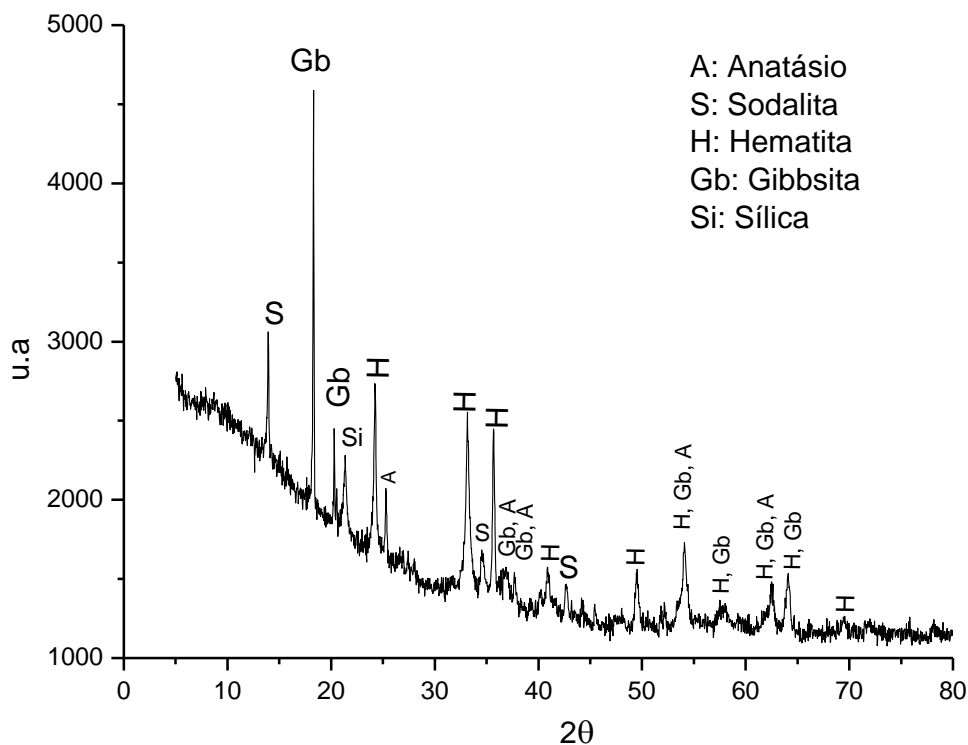


Figura 3.18 Difratoograma de raios X da lama vermelha.

4.2 Caracterização do Concreto

4.2.1 Resistência à compressão axial

a) Controle de Qualidade do concreto produzido em fábrica

No período de janeiro a março de 2013, fez-se o acompanhamento do concreto produzido diariamente na fábrica de postes, coletando 2 amostras por dia e realizando o ensaio de compressão axial em corpos de prova com 100mm de diâmetro. Os ensaios foram realizados após 7 dias de cura. A Figura 4.4 apresenta a média dos resultados diários de resistência mecânica.

Neste período, os resultados apresentaram um valor médio de 24,98 MPa, porém, com uma variação entre 16 a 32 MPa, evidenciando elevado descontrole nas propriedades do concreto utilizado na fabricação dos postes.

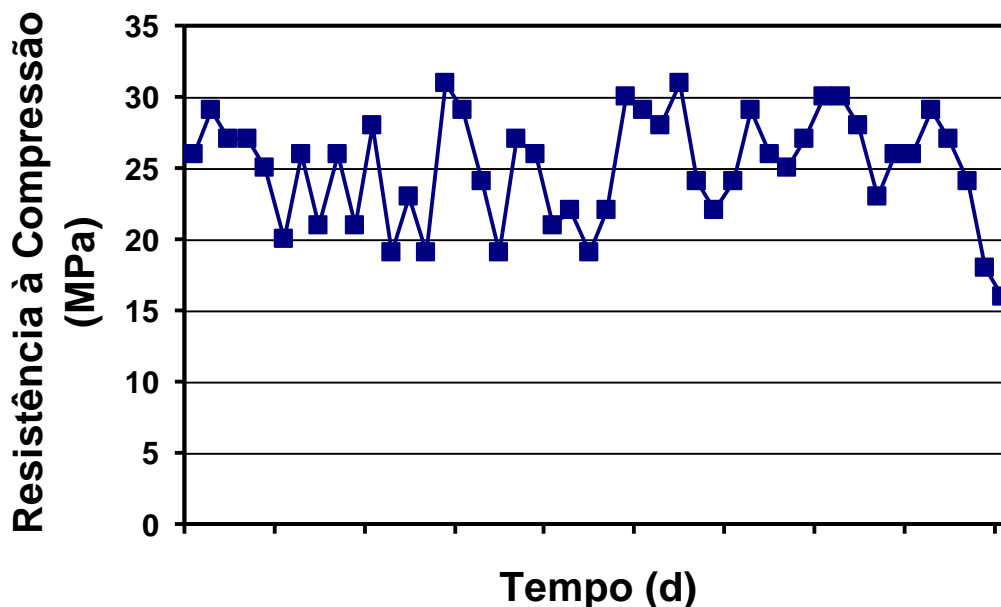


Figura 3.19 Controle de qualidade do concreto utilizado a cada dia na fábrica de postes por meio de ensaios de compressão axial, após 7 dias de cura.

b) Comparação entre os traços

A Figura 4.5 apresenta um comparativo dos resultados do ensaio de compressão axial dos traços TRF, TPF e TL1. Para o TRF, a média de 26,88 MPa para 7 dias está bastante próxima ao valor encontrado no controle de qualidade (média de 24,98 MPa). Para 28 dias, o resultado de 35,24 MPa se aproxima do valor de 36,55 MPa, desejado para esta aplicação. O TPF, por possuir menor teor de cimento, apresentou inferior resultado de resistência mecânica. Outro aspecto contrário ao TPF é sua reduzida fluidez, que dificulta o empacotamento, permitindo a presença de defeitos. TL1, apesar de possuir o mesmo traço de TPF, apresentou resultado superior (e semelhante ao TRF) por conta do menor teor de água (a/c igual a 0,40).

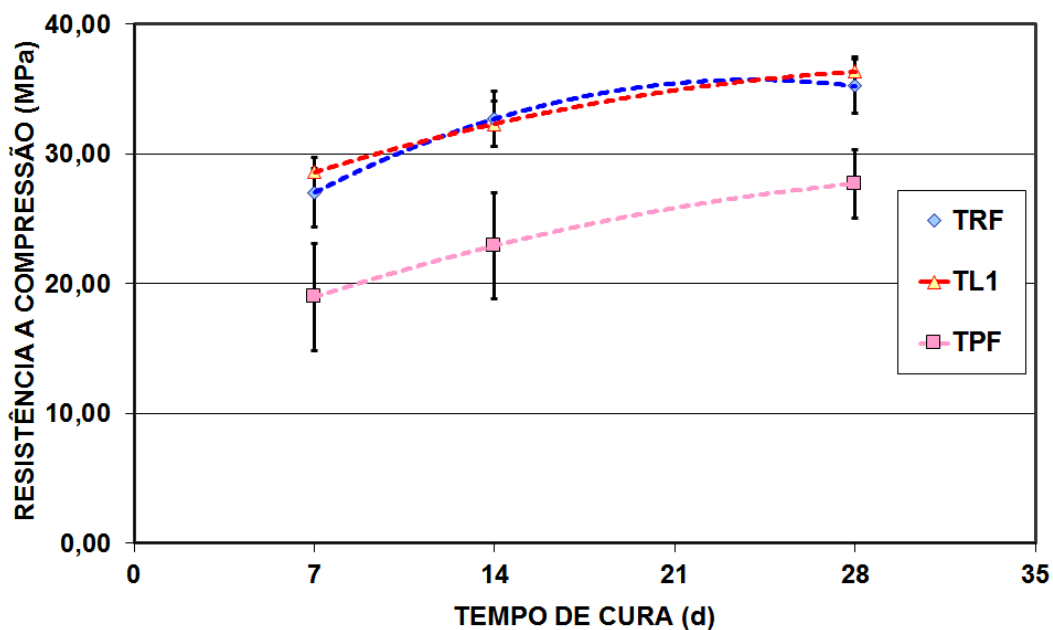


Figura 3.20 Resistência à compressão axial em função do tempo de cura dos traços TRF, TPF e TL1.

Nos corpos de prova do TRF, observou-se a predominância de trincas intergranulares (Figura 4.6a), ou seja, o caminho de menor energia a ser percorrido pela trinca em propagação é a interface argamassa-agregado, contornado o agregado, destacando-o da argamassa (Figura 4.7). Tal comportamento geralmente está associado a um concreto com zona de transição interfacial de baixa densidade, o que provavelmente foi causado pelo maior teor de água deste traço. Na Figura 4.6b, observa-se a formação preferencial das trincas nos defeitos de moldagem do TPF, por conta da baixa fluidez do material. Isto também pode explicar o maior desvio padrão nos resultados deste traço.

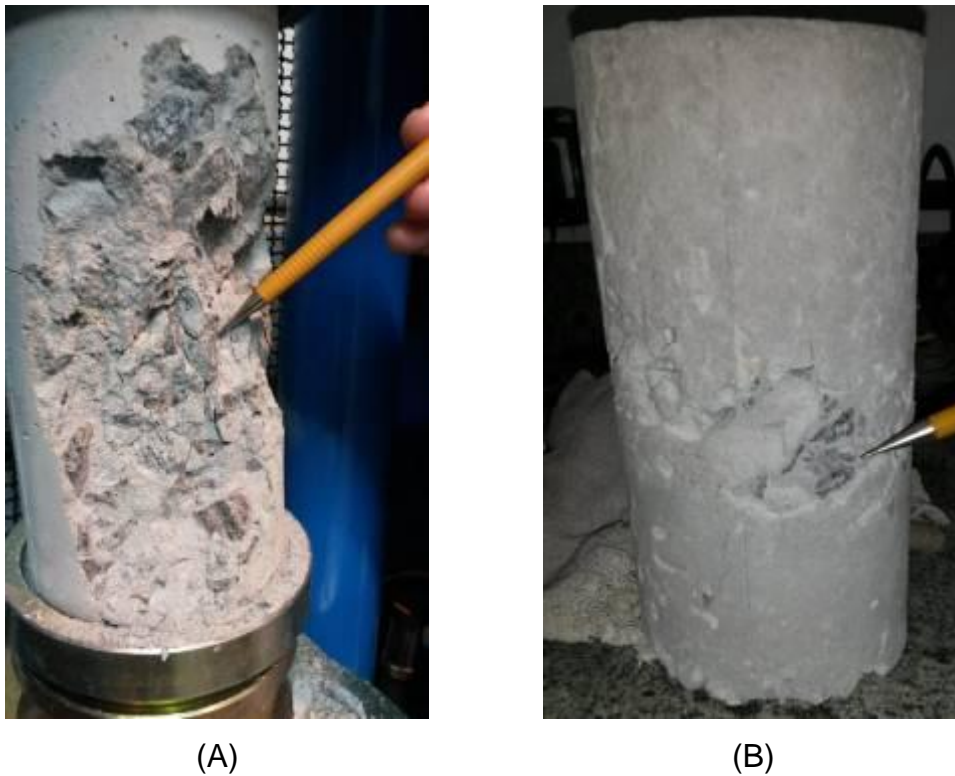


Figura 3.21 Corpos de prova após ensaio de resistência a compressão. (A) TRF exibindo trincas intergranulares. (B) TPF com trincas preferencialmente nos defeitos de moldagem.

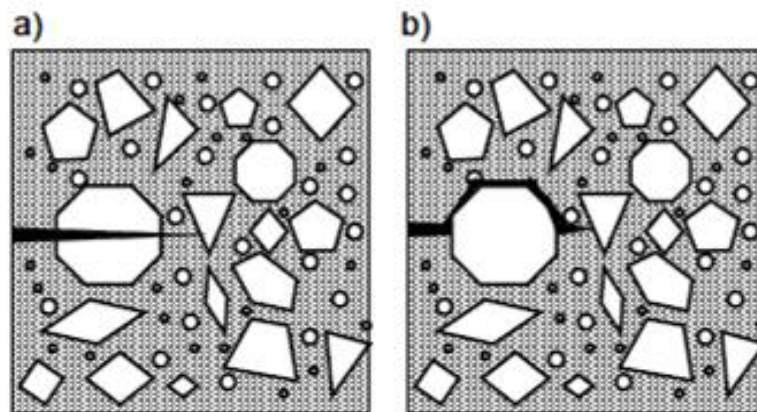


Figura 3.22 a) Fratura transgranular na qual a trinca, em propagação, atravessa o agregado. b) Fratura intergranular, na qual a trinca em propagação contorna o agregado, destacando-o da matriz ^[133].

A comparação entre a resistência à compressão do TRF, do TL2 e do TL3 são apresentadas na Figura 4.8, onde ambos os traços de laboratório apresentaram melhores resultados que o traço realizado na fábrica, apesar de TRF possuir maior teor de cimento.

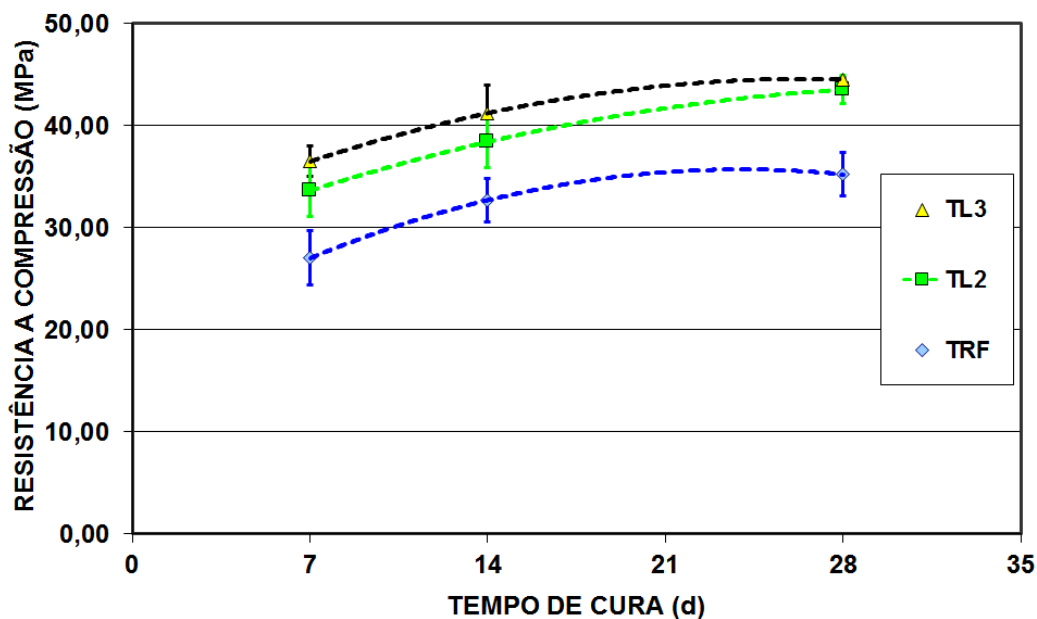


Figura 3.23 Resistência a compressão em função do tempo de cura dos traços TRF, TL2 e TL3.

Os corpos de prova do TL3, após ensaio de compressão axial, apresentaram trincas transgranulares (Figura 4.9), muito provavelmente devido ao incremento na densidade da zona de transição interfacial (ZTI), resultado da menor relação a/c .

A Figura 4.10 apresenta um comparativo entre TRF, TL3, TSA e TLV. A presença de sílica ativa no TSA foi a provável responsável pelo incremento na resistência à compressão, superando 50 MPa.

Quando a sílica ativa é adicionada ao concreto, ela reage quimicamente com o CH para produzir uma quantidade adicional de C-S-H, aumentando a resistência à compressão do material, devido a uma alteração da microestrutura, principalmente na Zona de Transição Interfacial (ZTI). Adicionalmente, há o efeito fíler, devido ao tamanho reduzido das partículas de sílica ativa. Assim, ela poderá preencher vazios criados pela água livre na matriz, refinando a microestrutura do concreto, criando uma estrutura porosa muito mais densa ^[42].



Figura 3.24 Corpo de prova do Traço de Laboratório 3 (TL3) apresentando fratura transgranular após ensaio de compressão axial.

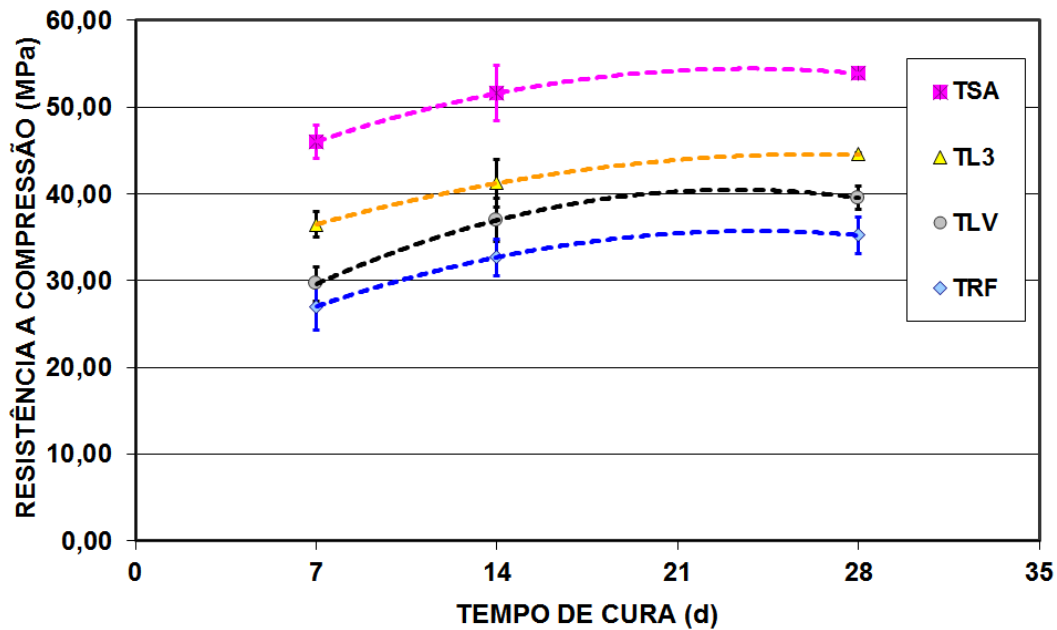


Figura 3.25 Resistência a compressão em função do tempo de cura dos traços TRF, TL3, TLV e TSA.

Considerando que o TLV necessitou de maior quantidade de água em comparação ao traço TL3, para alcançar a fluidez adequada, era de se esperar que apresentasse resultados inferiores de resistência à compressão. Outros

trabalhos [54,134,135,136] também mostram uma redução nas propriedades mecânicas após a substituição parcial do aglomerante por lama vermelha.

4.2.2 Porosidade Aparente, Distribuição de Tamanho de Poros e Densidade

De maneira geral e de acordo com os estudos de Abrams [137] e com a Teoria de Griffith da fratura frágil [62], a redução na porosidade em materiais cerâmicos (tais como o concreto) tem como consequência direta o incremento na resistência mecânica. A relação entre a porosidade aparente, resistência mecânica após 28 dias de cura e a relação a/c, dos distintos traços avaliados neste estudo, é apresentada na Figura 4.11.

Para os traços desenvolvidos em laboratório (TL1, TL2 e TL3), fica evidente a relação diretamente proporcional entre o fator a/c e a porosidade. O TSA apresenta comportamento diferente e, por conta da presença da sílica ativa, a porosidade foi reduzida, com um consequente aumento na resistência à compressão, porém, a elevada área superficial desta adição exigiu uma relação a/c mais alta para que se alcançasse a fluidez desejada.

Quanto maior o valor da relação água/cimento, maior será a presença de água para amassamento. Porém, ao alcançar o estado endurecido, a perda parcial desta água resulta em vazios na estrutura, que compõem a porosidade aparente do material. Assim, em geral, tem-se a redução na resistência mecânica ao elevar a relação a/c, por conta do aumento da porosidade. Isto é válido para os resultados da Figura 4.11.

Considerando que o valor adequado de resistência a compressão para esta aplicação é de 36,55 MPa, todos os traços desenvolvidos em laboratório superaram este valor, sem aumentar o teor de aglomerante no traço. Outro aspecto positivo é que os traços desenvolvidos em laboratório apresentaram também os resultados mais interessantes quanto à porosidade. Entretanto, deve-se reforçar a ideia de que a durabilidade do concreto está associada a muitos outros parâmetros, além da resistência mecânica e porosidade.

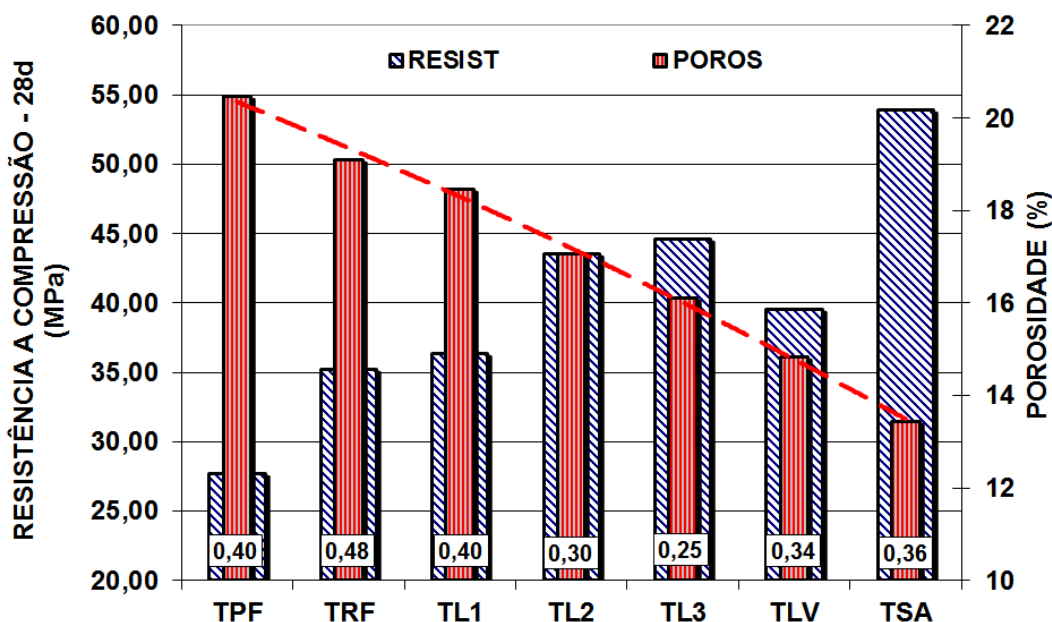


Figura 3.26 Relação entre porosidade aparente e resistência a compressão a 28 dias dos corpos de prova elaborados com os distintos traços do estudo.

A Figura 4.11 retrata os aspectos do tetraedro da Ciência e Engenharia de Materiais. A cada traço desenvolvido, aspectos do processamento e da composição eram melhorados, resultando em uma microestrutura mais desenvolvida, incrementando as propriedades do material.

Amostras do Traço Realizado em Fábrica (TRF) e do Traço com Sílica Ativa (TSA) foram submetidas ao ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, conforme apresentado nas Figuras 4.12 e 4.13, respectivamente.

Estes traços apresentaram semelhança quanto à faixa em que se encontram 80% dos poros: 0,044 - 1,750 μm , para o TRF; e entre 0,034 - 1,310 μm , para o TSA. Entretanto, TRF possui uma distribuição de tamanho de poros bimodal, com um grupo de mesoporos entre 0,04 e 0,06 μm , e outro grupo de poros maiores entre 1,10 e 1,70 μm . Esse primeiro grupo de poros menores (na faixa de 10^{-8}m de diâmetro) pode contribuir para o transporte de massa pelos processos de difusão gasosa e de difusão e migração iônicas. Enquanto que o segundo grupo de poros maiores, com diâmetro na faixa de 10^{-6}m , pode ser responsável pelo transporte por capilaridade, permeabilidade, difusão e migração iônica ^[142].

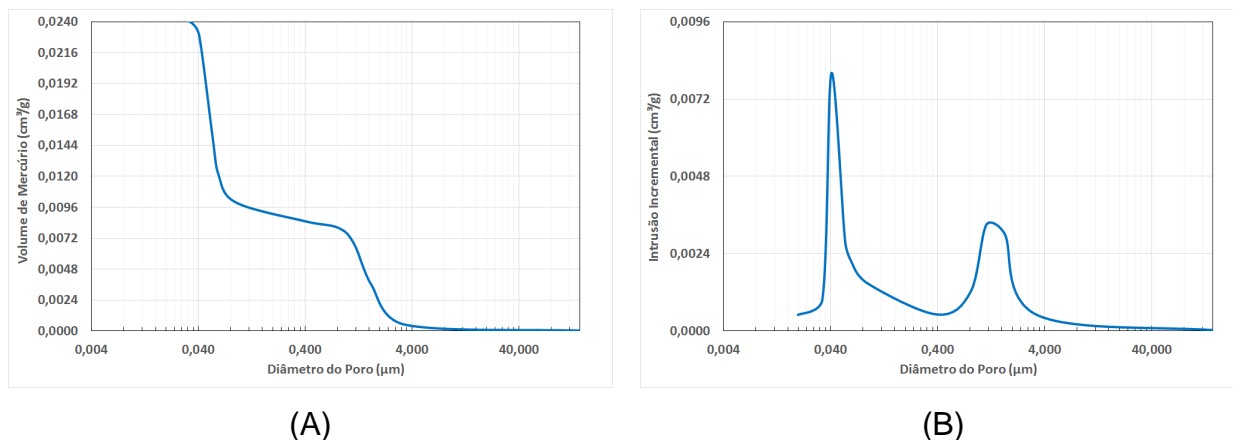


Figura 3.27 Curva de volume intrudido de mercúrio em função do diâmetro do poro (A) e curva de intrusão incremental em função do diâmetro do poro (B), obtidas por meio de ensaios de porosimetria de intrusão de mercúrio para amostra de concreto TRF.

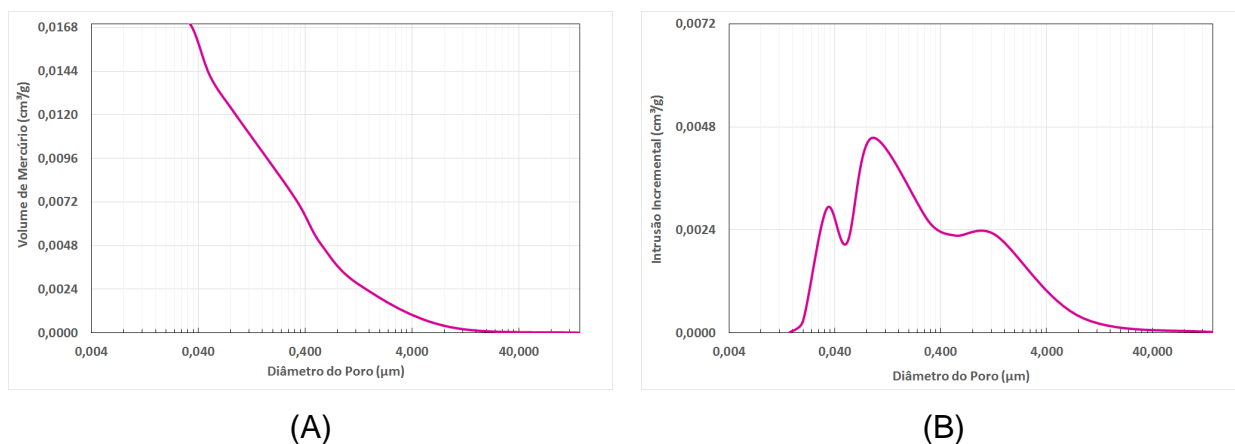


Figura 3.28 Curva de volume intrudido de mercúrio em função do diâmetro do poro (A) e curva de intrusão incremental em função do diâmetro do poro (B), obtidas por meio de ensaios de porosimetria de intrusão de mercúrio para amostra de concreto TSA.

Já TSA apresentou uma distribuição homogênea de poros entre 0,03 e 1,30 μm . Os distintos picos que surgem na curva incremental da amostra TSA (Figura 4.13b) provavelmente correspondam à pressão requerida para romper alguns bloqueios formados por produtos de hidratação, que podem isolar o interior de um poro ^[143].

A sílica ativa presente no traço TSA pode levar a ações químicas (reações pozolânica) e físicas (efeito *filler*). Por meio de reação pozolânica com CH, a sílica ativa possibilita a produção de uma quantidade adicional de C-S-H. Como consequência, altera a microestrutura, principalmente na Zona de Transição Interfacial (ZTI). Como *filler*, ela poderá preencher vazios criados pela água livre na matriz, melhorando o empacotamento, refinando a microestrutura do concreto, criando uma estrutura porosa muito mais densa [77]. Assim, a medida que acontece o processo de hidratação, poros maiores são convertidos em poros menores, devido ao seu gradual preenchimento com os produtos de hidratação, tais como etringita, portlandita, C-S-H, dentre outros [143].

Isto também foi evidenciado na medida de densidade real, medida por picnometria a gás hélio, onde o concreto TRF apresentou o valor de 2,56g/cm³, enquanto o concreto TSA resultou em 2,71 g/cm³. O traço com sílica ativa apresentou menor valor de porosidade (4,32%) quando comparado ao traço TRF (5,85%). A Tabela 4.5 compara os resultados obtidos para os 2 traços, quanto à densidade e porosidade.

Tabela 3.12 Resumo das análises de porosimetria por intrusão de mercúrio e picnometria a gás hélio do concreto elaborado com os traços TRF e TSA

Traço	80% dos Poros	Densidade (g/cm ³)	Porosidade (%)
TRF	0,044 - 1,750 µm	2,56	5,85
TSA	0,043 - 1,940 µm	2,71	4,32

4.2.3 Análise Microestrutural

Os resultados de porosimetria por intrusão de mercúrio do TRF, apresentados no item anterior mostraram uma distribuição bimodal do tamanho de poros (Figura 4.12b). Por meio da microscopia eletrônica de varredura foi possível reforçar esta observação, observando-se macroporos (Figura 4.14a) e regiões com presença de muitos poros com dimensões reduzidas (Figura 4.14b).

Na Figura 4.14b, pode-se observar uma região com partículas mais aglomeradas no canto inferior direito da imagem, e regiões com maior presença de poros no centro da imagem.

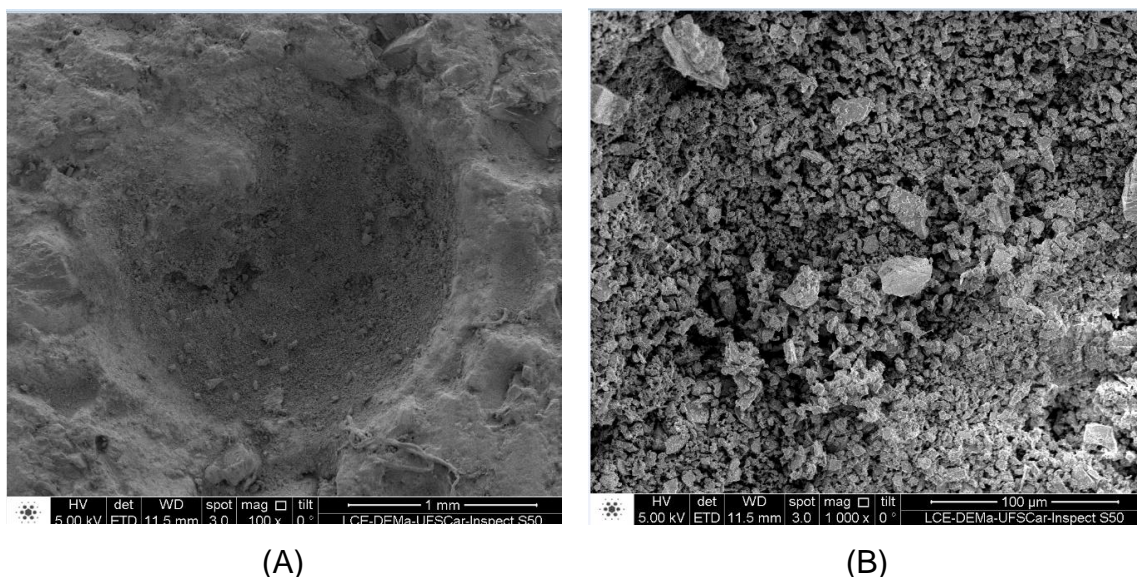


Figura 3.29 Micrografia evidenciando (A) a presença de macroporos no traço TRF e (B) a presença de uma distribuição bimodal de poros no traço TRF.

Esta tendência a aglomeração é característica das partículas do cimento, devido aos distintos tipos de interação com as partículas polares da água (forças de van der Waals e forças eletrostáticas, por exemplo). A formação de aglomerados implica na retenção de certa quantidade da água de mistura e, com isso, na geração de uma rede aberta de canais entre as partículas, que pode reter parte da água. Esta, então, se tornando indisponível, para fluidificar a mistura e hidratar a superfície das partículas de cimento.

Os aglomerados formados influenciam na reologia do concreto no estado fresco, e isto pode ser evidenciado, neste caso, pela necessidade de utilização de um maior valor de relação a/c para o traço TRF, a fim de se alcançar fluidez semelhante aos demais traços. Além disso, ficou evidente ainda a influência no empacotamento e, conseqüentemente, na microestrutura do material. Com isso, o Traço Realizado pela Fábrica de postes gera produtos com maior incidência de defeitos e com microestruturas heterogêneas.

As micrografias apresentadas na Figura 4.15 mostram algumas áreas em que o material se apresenta bem empacotado e com boa aderência entre matriz e agregado.

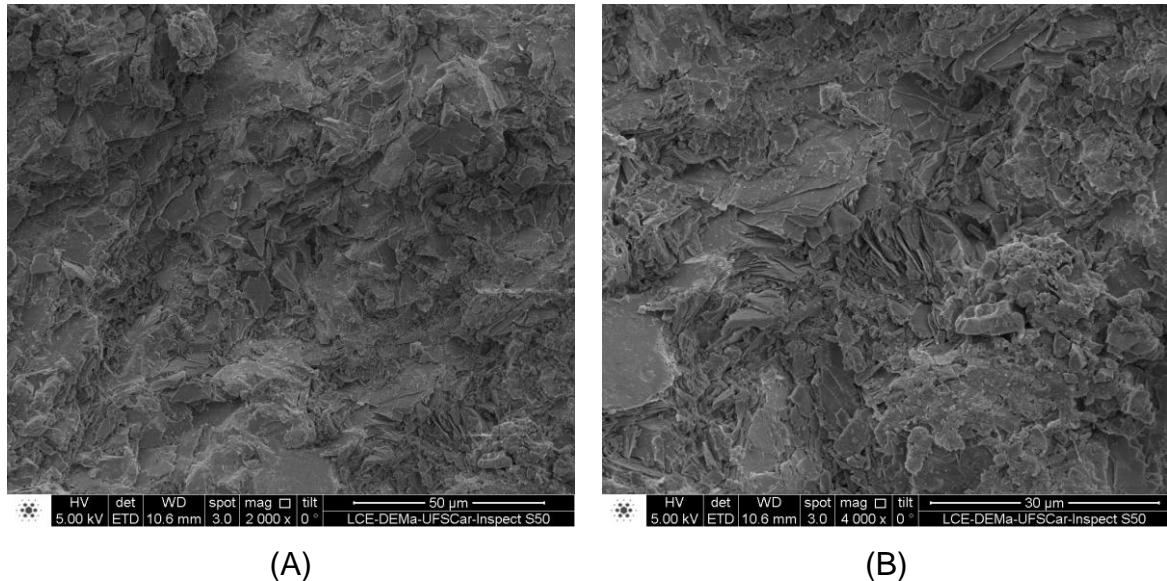
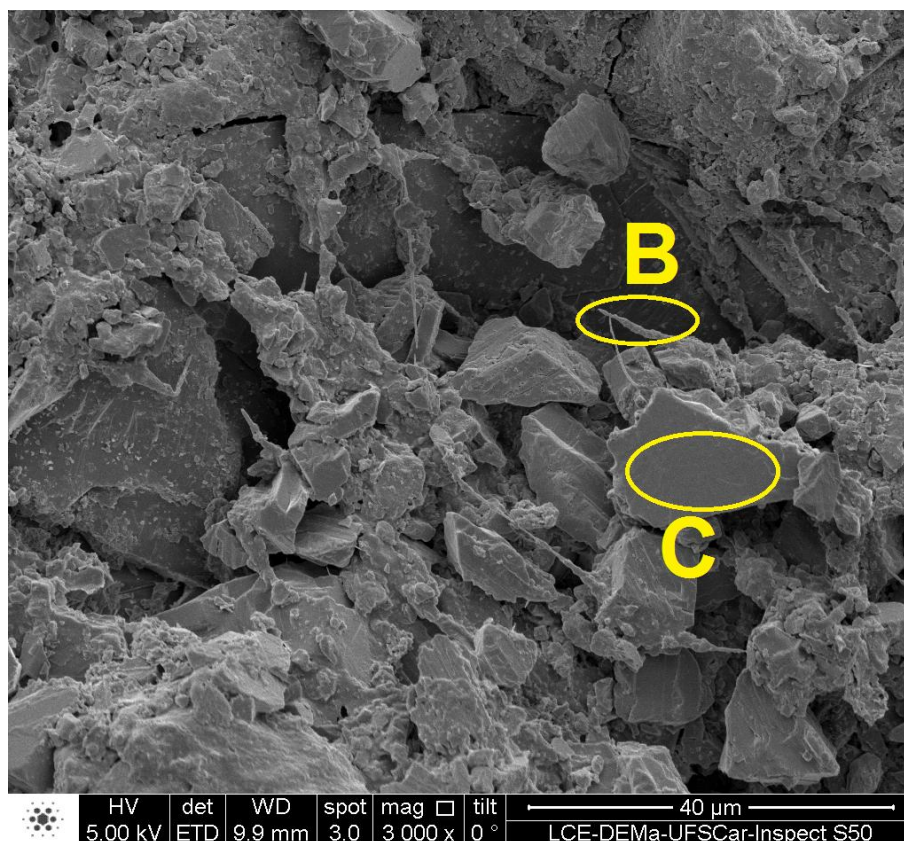


Figura 3.30 Micrografias da superfície de fratura de amostra de concreto, confeccionado com o traço TRF.

Na Figura 4.16a, observa-se uma micrografia da superfície de fratura de amostra do concreto elaborado com o traço TSA, com a presença de agulhas já desfeitas em várias regiões da amostra. As Figuras 4.16b e 4.16c apresentam os espectros por EDS, respectivamente, das regiões “B” e “C”, indicadas na Figura 4.16a. A região “B” provavelmente representa uma agulha de etringita, com um pico bastante pronunciado de Cálcio e picos secundários de Oxigênio, Carbono e Silício. Já na região “C”, o pico que se destaca é o Silício, com picos secundários de Cálcio e Oxigênio, o que pode representar cristais de quartzo. Os picos de Ouro surgem, pois, este material foi usado para revestir as amostras analisadas.

Foram encontradas agulhas desfeitas (provavelmente de etringita) em algumas regiões da amostra (Figura 4.17). Uma vez que este traço possui 10% de sílica ativa, a tendência de acúmulo de água ao redor do agregado,

deixando esta região mais porosa, deve ter sido reduzida. Portanto, haviam poucos espaços vazios na ZTI, ocasionando uma formação dispersa e menos intensa da etringita.



(A)

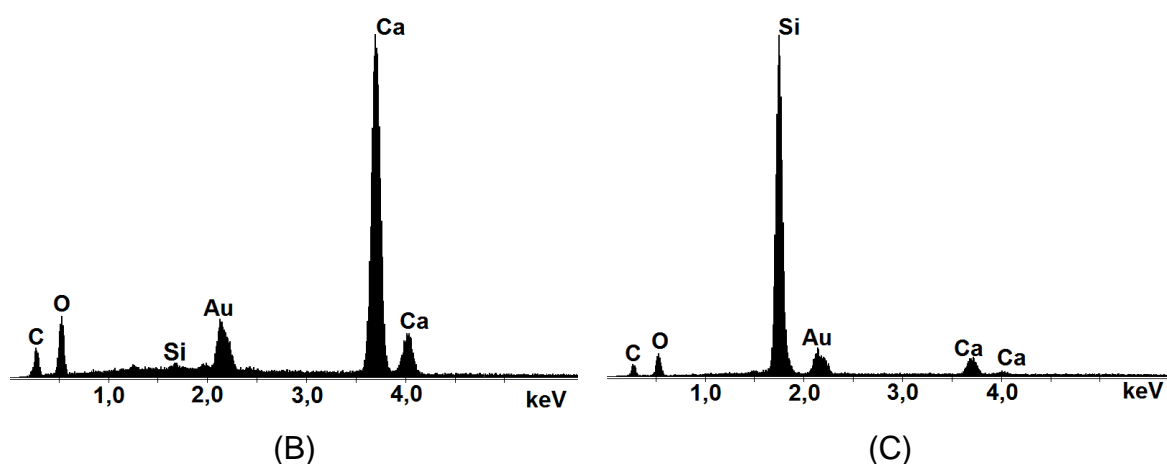


Figura 3.31 (A) Micrografia de amostra do concreto de traço TSA, apresentando agulhas desfeitas em várias regiões da amostra, espectros obtidos por EDS (B) do ponto “B”, rico em cálcio e (C) do ponto “C”, rico em silício.

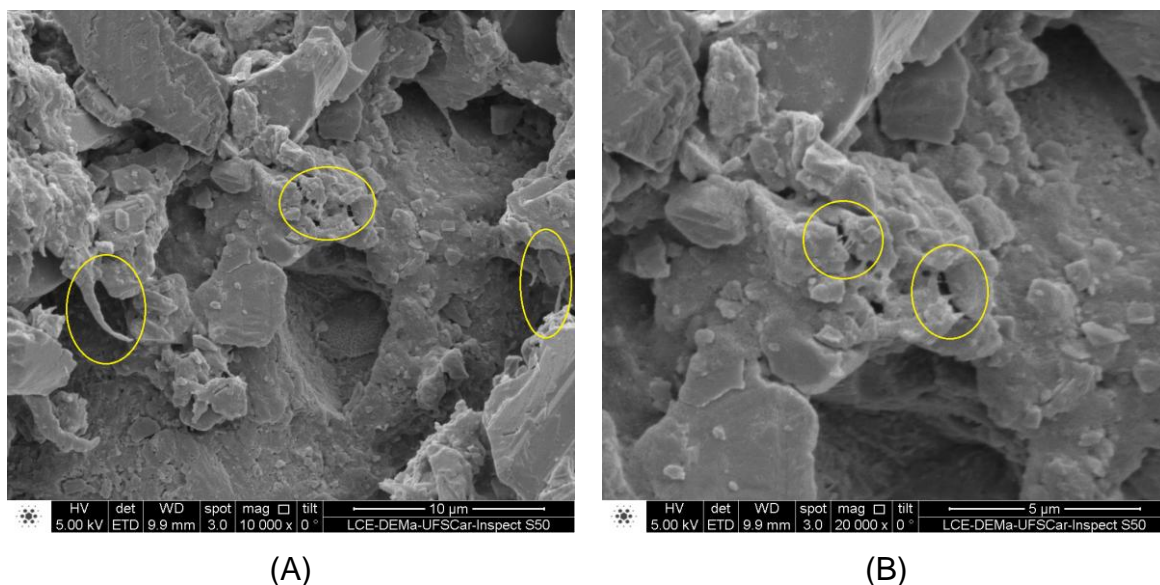


Figura 3.32 Micrografias de amostras de concreto, confeccionadas com o traço TSA, apresentando agulhas defeitas em várias regiões da amostra.

Adicionalmente, os corpos de prova ao serem submetidos a microscopia eletrônica de varredura já tinham idade bastante avançada, em torno de 90 dias. Há estudos ^[140,141] que preveem a redução da etringita formada pela hidratação do cimento Portland em função do tempo, conforme apresentado na Figura 4.18. Chega-se a calcular que, para pastas com um ano de vida, a diminuição da fase etringita pode chegar a 80%. Desta forma, entende-se que o atraso na realização das análises microestruturais pode ser uma das causas de as agulhas já estarem se desfazendo nas amostras.

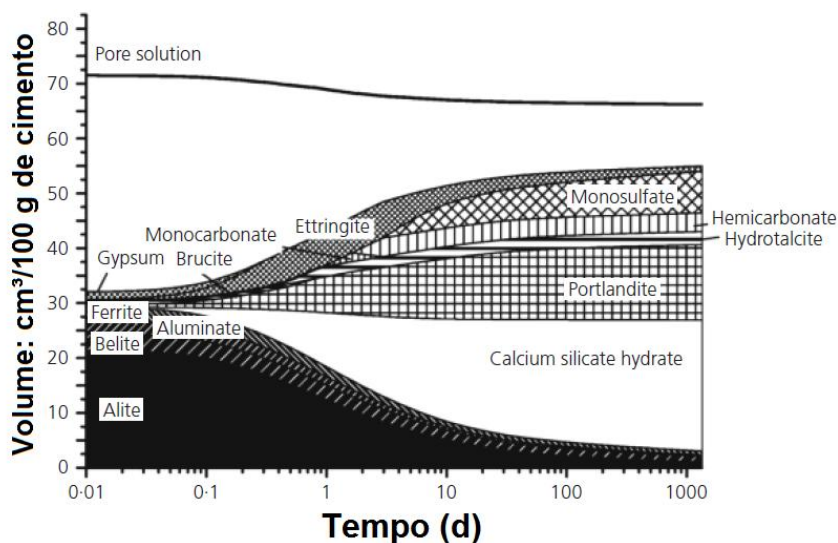


Figura 3.33 Volume das fases geradas durante a hidratação do cimento Portland em função do tempo ^[141].

4.2.4 Absorção de água por capilaridade

A Figura 4.19 mostra os valores de absorção de água por capilaridade dos corpos de prova de concreto com traços TRF, TSA e TLV. As partículas mais finas de lama vermelha e sílica ativa tendem a diminuir a quantidade relativa de poros capilares. Conseqüentemente, os traços TSA e TLV apresentaram valores de sucção capilar na ordem de 0,222 e 0,204 $\text{kg/m}^2 \cdot \text{min}^{0,5}$. No entanto, de maneira similar ao discutido quanto à porosidade, as amostras do Traço Realizado em Fábrica (TRF) apresentaram valores mais elevados de absorção capilar (0,385 $\text{kg/m}^2 \cdot \text{min}^{0,5}$). O maior percentual de porosidade do TRF deve resultar na maior presença de poros capilares e/ou incrementar a conexão entre os poros existentes.

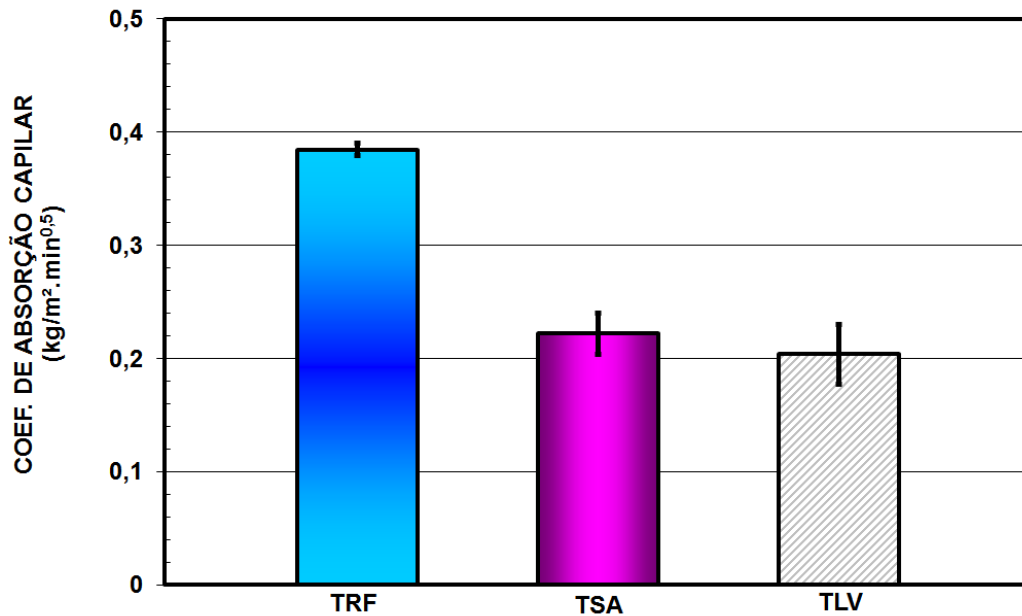


Figura 3.34 Coeficientes de absorção capilar dos 3 traços analisados (28 dias).

4.2.5 Evolução da resistência mecânica do concreto após envelhecimento em solução salina

A Figura 4.20 apresenta os resultados de compressão axial após o envelhecimento dos corpos de prova, em idades distintas. Os concretos de traços TLV e TRF apresentaram incremento na resistência à compressão até 60 e 90 dias, respectivamente, com redução considerável em idades posteriores. O percentual na redução da resistência mecânica dos traços é apresentado ao lado de cada curva.

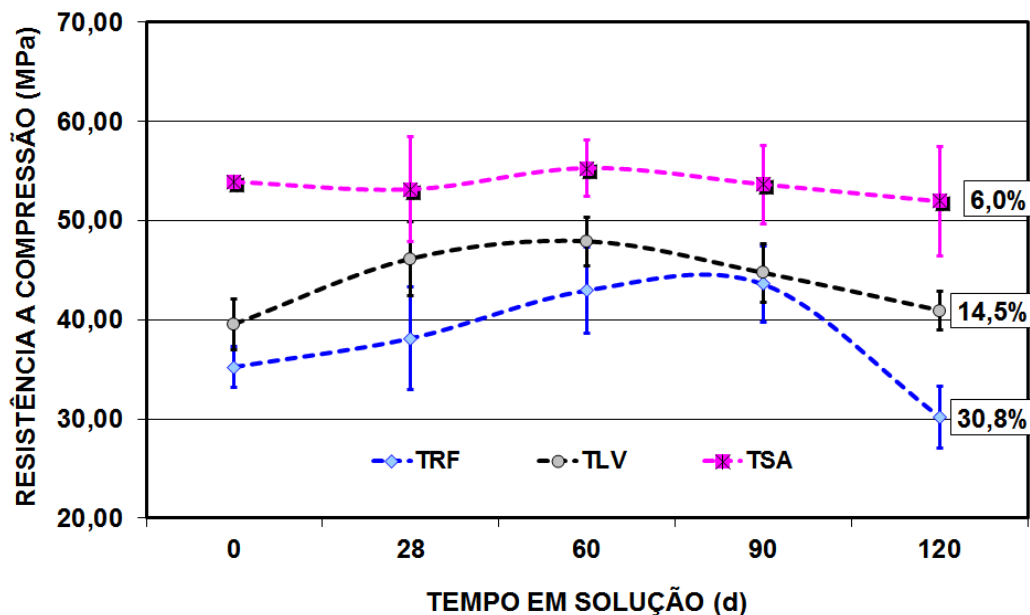


Figura 3.35 Resistência à compressão axial após ensaio de envelhecimento em solução salina, em idades distintas e indicação da variação percentual na resistência de cada traço.

Já o traço com sílica ativa apresentou comportamento diferente dos demais, praticamente sem grandes variações em função do tempo em solução, provavelmente devido à microestrutura mais refinada, gerada pela presença da sílica ativa ao longo do período prévio de cura de 28 dias. Assim, ao longo do ensaio de envelhecimento, o TSA apresentou uma redução de apenas 6,0% na resistência mecânica.

O concreto com traço TRF, que possui maior relação a/c e maior porosidade, apresentou a maior variação, com redução de 30,8% na resistência mecânica. De acordo com Bassuoni ^[139], a redução da relação água/aglomerante irá permitir a formação de uma ZTI mais densa e também reduzir a porcentagem de poros e suas conexões. Como consequência, tem-se o incremento da resistência do concreto aos ataques de agentes presentes no sal, por meio da redução da penetração de íons e, conseqüentemente, da extensão da deterioração.

Porém, mesmo imerso em solução salina, esperava-se incremento na resistência mecânica dos materiais analisados, em especial, os traços com

adição mineral. A resistência mecânica deveria aumentar com o tempo, devido as reações de hidratação dos materiais cimentícios. No caso do concreto contendo material pozolânico, este aumento deveria ser ainda mais pronunciado em idades tardias.

Ao se analisar as imagens dos corpos de prova imersos em solução salina (Figura 4.21), observa-se a presença de manchas esbranquiçadas na superfície dos mesmos. No local onde os corpos de prova permaneceram durante o ensaio (Figura 4.22) havia forte presença de precipitados. Tais evidencias podem indicar a ocorrência de eflorescência nos corpos de prova.

As eflorescências constituem uma patologia frequente em produtos cerâmicos como o concreto. Sua origem está em parte associada à porosidade intrínseca e à natureza e distribuição de sais existentes no concreto, tornando-os aptos migrarem à superfície. Quando a cristalização se dá no interior do material (subflorescências), nos poros e rede capilar, podem ser produzidos esforços mecânicos consideráveis.

Este comportamento também foi observado em estudos de Duan ^[138], que observou que corpos de prova de concreto sujeitos a envelhecimento em solução salina têm, nos primeiros dias de ensaio, o tamanho médio de poro reduzido devido a reações dos íons do sal com os produtos de hidratação do cimento, o que pode explicar o aumento da resistência mecânica de TRF e TLV. Entretanto, a idades mais avançadas, tais reações expansivas levam à tensão interna e à formação de microtrincas, levando à redução na resistência mecânica.



Figura 3.36 Corpos de prova após ensaio de envelhecimento em solução salina, com manchas esbranquiçadas, indicando possibilidade de eflorescência.



Figura 3.37 Intensa presença de precipitados na solução ao final do ensaio de envelhecimento em solução salina: (A) TSA e (B) TLV.

Vale mencionar que quanto menor o diâmetro dos poros capilares, maior as pressões capilares, e, conseqüentemente, maior a profundidade de concreto atingida pela água absorvida. Por outro lado, quanto maior o diâmetro dos capilares, menor a profundidade, porém, maior a quantidade total de água absorvida. Na realidade, estas regras só se confirmam parcialmente, pois, mais importante que o diâmetro, é saber se os capilares são intercomunicáveis. Em geral, concretos de reduzida relação água/cimento têm capilares de menor

diâmetro e ao mesmo tempo esses capilares são muito menos intercomunicáveis. Assim, concretos de capilares de menor diâmetro absorvem menor quantidade de água e, contrariamente ao esperado, também apresentam a menor profundidade de penetração de água ^[31].

4.3 Corrosibilidade do Concreto

4.3.1 Potencial de Corrosão

a) Amostras submetidas ao envelhecimento acelerado por ciclos

Os corpos de prova utilizados e os resultados do ensaio de potencial de corrosão por meio do método de envelhecimento por ciclos, em função da idade, são apresentados na Figura 4.23 e 4.24, respectivamente.



Figura 3.38 Corpos de prova submetidos ao envelhecimento acelerado por ciclos, utilizados nas medições de potencial de corrosão.

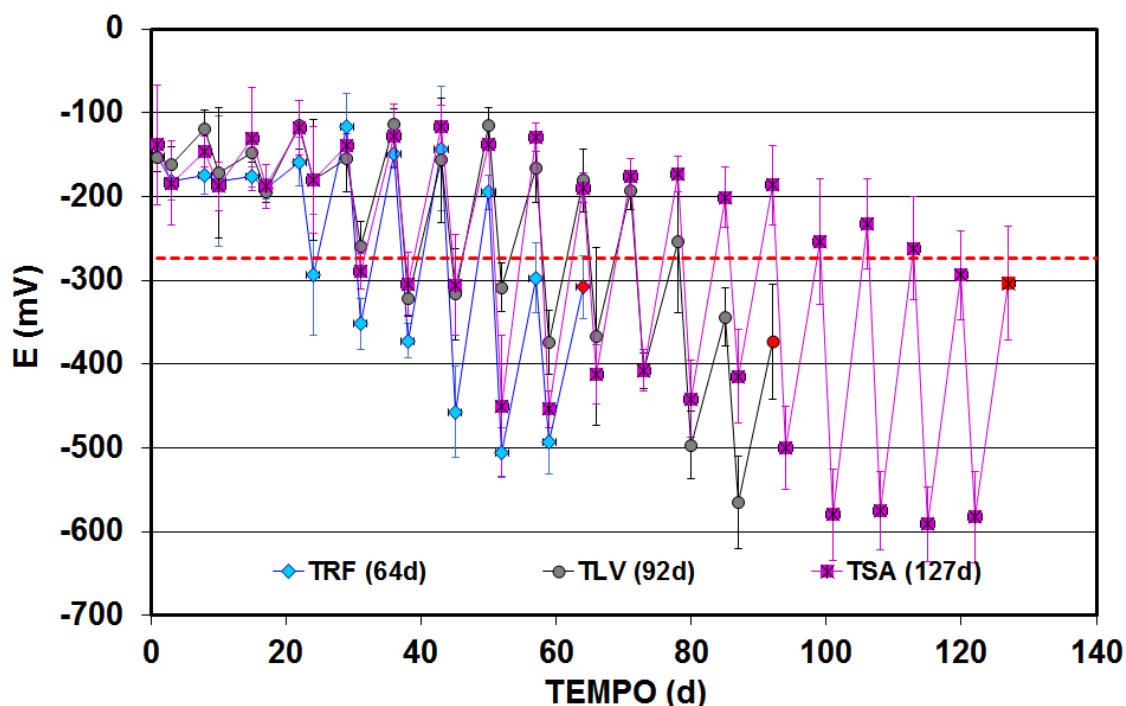


Figura 3.39 Medições de potencial de corrosão das armaduras inseridas no concreto confeccionado com os três traços analisados pelo método de envelhecimento por ciclos, em função da idade.

Os ciclos de secagem e umedecimento iniciaram 60 dias após a moldagem, e os testes cessaram quando se atingiu o “potencial de insegurança” (-274 mV, linha tracejada no gráfico) em duas medidas consecutivas na amostra seca. O gráfico apresenta a média de seis medidas para cada traço.

Este ensaio apresenta um gráfico bem típico, com valores mais negativos quando o potencial é medido após o ciclo de umedecimento, e valores menos negativos após o ciclo de secagem. Após o ciclo de secagem, há a redução da presença do eletrólito, levando ao aumento na concentração das substâncias dissolvidas e, conseqüentemente, incremento no potencial de equilíbrio.

Distintos estudos ^[54,76] confirmam esta relação inversamente proporcional entre o potencial de corrosão e o teor de umidade do concreto, ou seja, o aumento do teor de umidade implica no aumento (em módulo) do potencial de corrosão medido nas barras e, conseqüentemente, em uma maior probabilidade de ocorrência de corrosão.

Observa-se na Figura 4.24 que o traço TLV apresentou a menor amplitude entre as medidas do potencial de corrosão após os ciclos de secagem e umedecimento. A presença das partículas de lama vermelha de tamanho reduzido muito provavelmente foi responsável pela redução na porcentagem de poros capilares, diminuindo a absorção da solução rica em NaCl (nos ciclos de umedecimento) e a saída da solução (durante a secagem).

Comportamento semelhante era esperado no traço TSA, devido a presença das partículas pequenas de sílica ativa e ao coeficiente de absorção reduzido, porém os resultados apresentaram amplitude superior aos demais traços. O parâmetro que provavelmente teve maior importância aqui foi o diâmetro dos poros (mensurados por porosimetria de intrusão de mercúrio). Conforme mencionado previamente, um material com o diâmetro dos poros capilares reduzido, como é o caso do TSA, apresentará maiores valores de pressão capilar, e, conseqüentemente, maior será a profundidade do concreto atingida pela água absorvida ^[31]. Isto possivelmente explique a amplitude dos resultados de potencial de corrosão do traço com sílica ativa, quando submetido a ciclos de molhagem e secagem.

O traço TSA foi responsável por alcançar o maior período até a despassivação (127 dias até que o “potencial de insegurança” se repetisse em dois ciclos de secagem). O traço TLV alcançou 92 dias e TRF não superou os 64 dias. A presença da sílica ativa e da lama vermelha no concreto incrementou consideravelmente a capacidade de as barras de aço resistirem à despassivação.

Estes resultados representam apenas o início do processo corrosivo. A fim de calcular a taxa de corrosão das barras de aço, todos os corpos de prova dos três traços continuaram sendo submetidos aos ciclos de secagem e umedecimento até completarem 127 dias (idade máxima alcançada pelo traço TSA). A taxa de corrosão média de cada traço foi calculada utilizando a equação 3.8, e os resultados são apresentados na Figura 4.25.

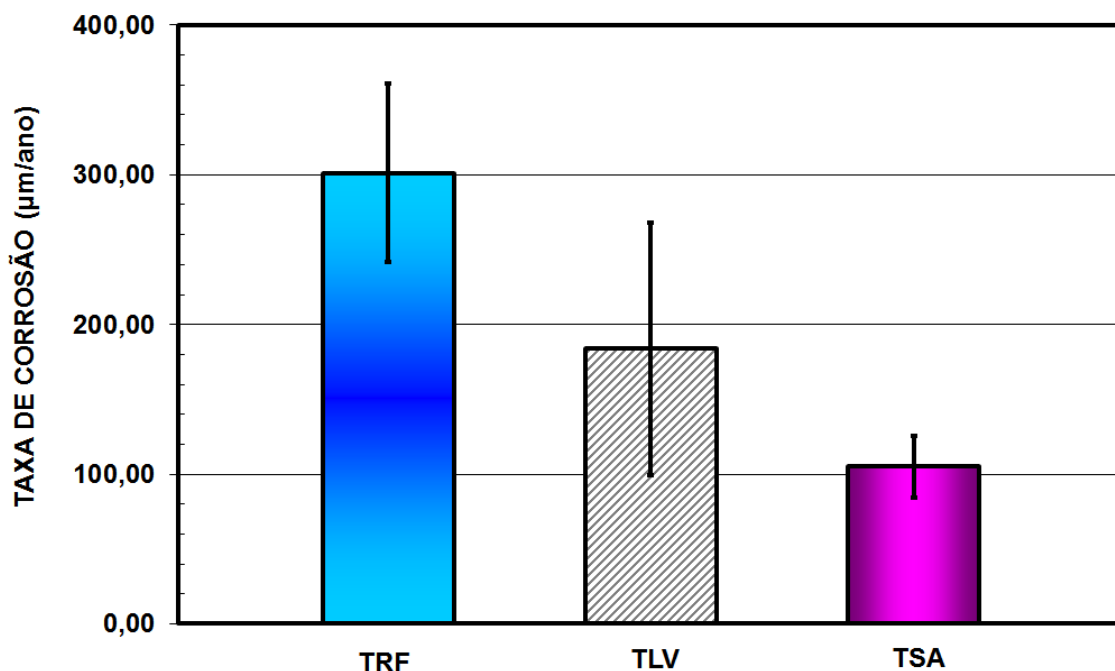


Figura 3.40 Valor médio da taxa de corrosão das barras de aço (armaduras) inseridas nos corpos de prova submetidos ao ensaio de envelhecimento por ciclos, dos três traços analisados.

As armaduras inseridas nos corpos de prova elaborados com o Traço Realizado na Fábrica (TRF) apresentaram o maior valor médio de taxa de corrosão (301,2 µm/ano). Assim, evidencia-se não apenas sua menor capacidade de evitar a despassivação (início do processo corrosivo), mas, também, uma maior cinética de reação de corrosão, isto é, maior taxa.

Nos ensaios realizados com armaduras inseridas nos corpos de prova elaborados com o concreto do traço TSA, o resultado de taxa de corrosão alcançado foi 105,1 µm/ano, sendo o menor valor entre os traços analisados. Assim, o traço com sílica ativa alcançou os valores mais favoráveis no ensaio de potencial de corrosão por ciclos (Figura 4.24) e no resultado da taxa de corrosão (Figura 4.25). O traço com lama vermelha alcançou resultados intermediários, mas, também superiores aos das amostras com confeccionadas com o Traço Realizado na Fábrica (TRF).

A presença da sílica ativa no concreto leva à redução do diâmetro dos poros e, principalmente, da conectividade dos poros, por meio do efeito *filler* e por meio de ação química, incrementando a formação de fases hidratadas. A

sílica ativa pode ter alterado não apenas a interface argamassa-agregado, mas também interface concreto-armadura, refinando a microestrutura na região, resultando em baixos valores de potencial de corrosão.

No traço TLV, possivelmente, não se alcançou valores de potencial de corrosão tão interessantes quanto ao TSA devido a presença de poros mais largos que, em geral, estão presentes em concreto com lama vermelha [37,144]. Isto pode ter intensificado o transporte de massa através do concreto. Porém, o traço com lama vermelha se apresenta como uma opção tecnicamente adequada, visando a proteção do aço do concreto armado, considerando os menores valores de potencial de oxidação quando comparados ao traço utilizado atualmente na fabricação de postes.

A taxa de corrosão é reduzida pela presença de lama vermelha não apenas pelo aumento do pH na região interfacial concreto-aço, o que dificulta o rompimento da camada passivadora [85], mas também por conta de suas fases mineralógicas como os aluminossilicatos de sódio, conhecidos como sodalites, que são responsáveis por reduzir o fluxo de íons cloro, fixando-os com a formação cloroaluminatos de sódio [35].

O potencial de corrosão é uma avaliação qualitativa da probabilidade de ocorrência da corrosão, sem quantificar a velocidade (cinética) do processo. Entretanto, há trabalhos [80,81] que demonstram que, na maioria dos casos, a avaliação da duração da fase de iniciação da corrosão por meio de tal parâmetro eletroquímico coincide com as avaliações feitas utilizando parâmetros eletroquímicos mais precisos [79].

Vale ressaltar que isto não quer dizer que traços com maior capacidade de evitar despassivação das barras sempre alcançarão os menores resultados de taxa de corrosão, como já comprovado por outros autores [54,79].

b) Amostras submetidas ao envelhecimento por Névoa Salina

A Figura 4.26 mostra a disposição dos corpos de prova das três composições distintas (TRF, TSA e TLV) dentro da câmara *salt spray*, onde os

corpos de prova foram envelhecidos para posterior realização dos ensaios de potencial de corrosão.



Figura 3.41 Disposição dos corpos de prova em câmara de envelhecimento *salt spray*.

As medições de potencial de corrosão das amostras submetidas ao envelhecimento por névoa salina, em função da idade, são apresentadas na Figura 4.27. Observa-se que os resultados mais favoráveis foram obtidos nas armaduras inseridas nos corpos de prova contendo sílica ativa (TSA) e lama vermelha (TLV), corroborando com os resultados obtidos nas amostras submetidas a ciclos de secagem e umedecimento. As barras inseridas em concreto com traço TRF apresentaram os valores mais negativos de potencial de corrosão, isto é, maior tendência à corrosão.

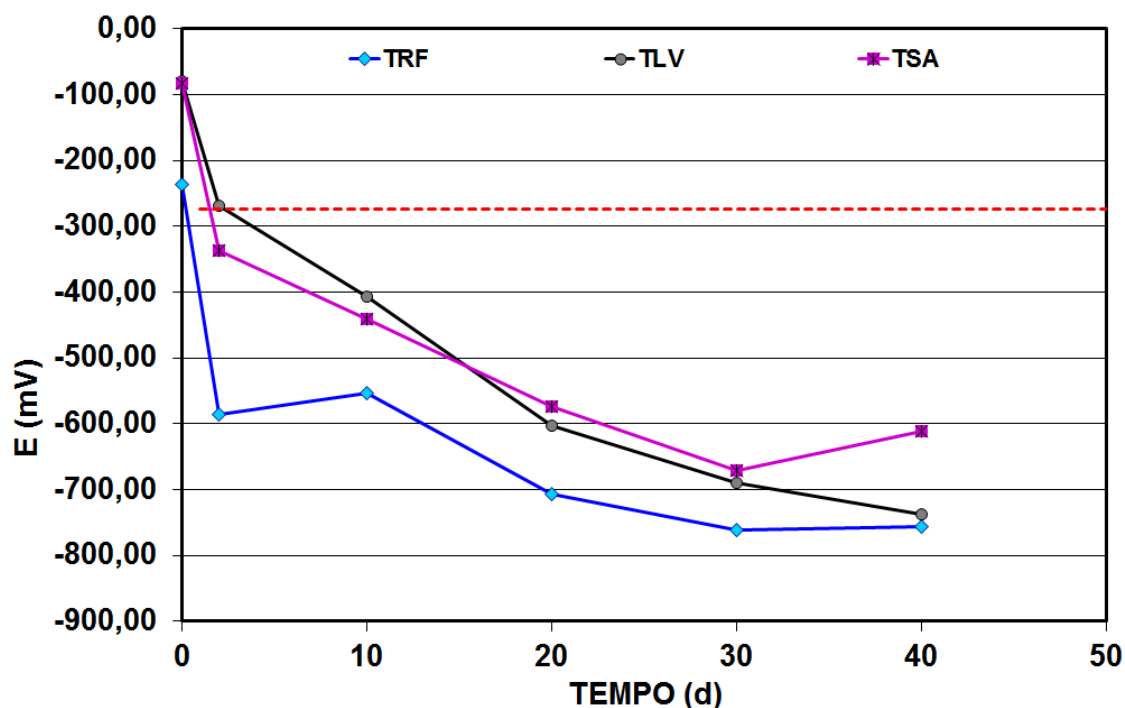


Figura 3.42 Medições de potencial de corrosão das barras de aço (armaduras) inseridas no concreto confeccionado com os três traços analisados pelo método de envelhecimento em câmara de névoa salina, em função da idade.

Com 40 dias de ensaio, diferentemente do esperado, observa-se mudança na inclinação da curva TSA. Muito provavelmente isso se deve à excessiva corrosão dos fios de cobre dos corpos de prova deste traço, dificultando (ou impossibilitando) as medições de maneira correta em algumas amostras.

Assim, determinou-se a taxa de corrosão das armaduras inseridas em concretos confeccionados com os três traços e, como pode ser visto na Figura 4.28, o comportamento foi muito semelhante ao observado no método de “envelhecimento por ciclos”.

Ao se comparar os dois ensaios, pode-se afirmar que há confiabilidade e reprodutibilidade no uso da técnica de potencial de corrosão. Entretanto, os valores da taxa de corrosão se diferenciam por uma ordem de grandeza (300 $\mu\text{m}/\text{ano}$ contra 30 $\mu\text{m}/\text{ano}$, aproximadamente) em comparação aos obtidos em corpos de prova envelhecidos em ciclos de secagem e umedecimento, evidenciando quão agressivo é o método de “envelhecimento por ciclos”

quando comparado ao método de “envelhecimento por névoa salina”. Situação semelhante foi relatada por Ribeiro ^[54].

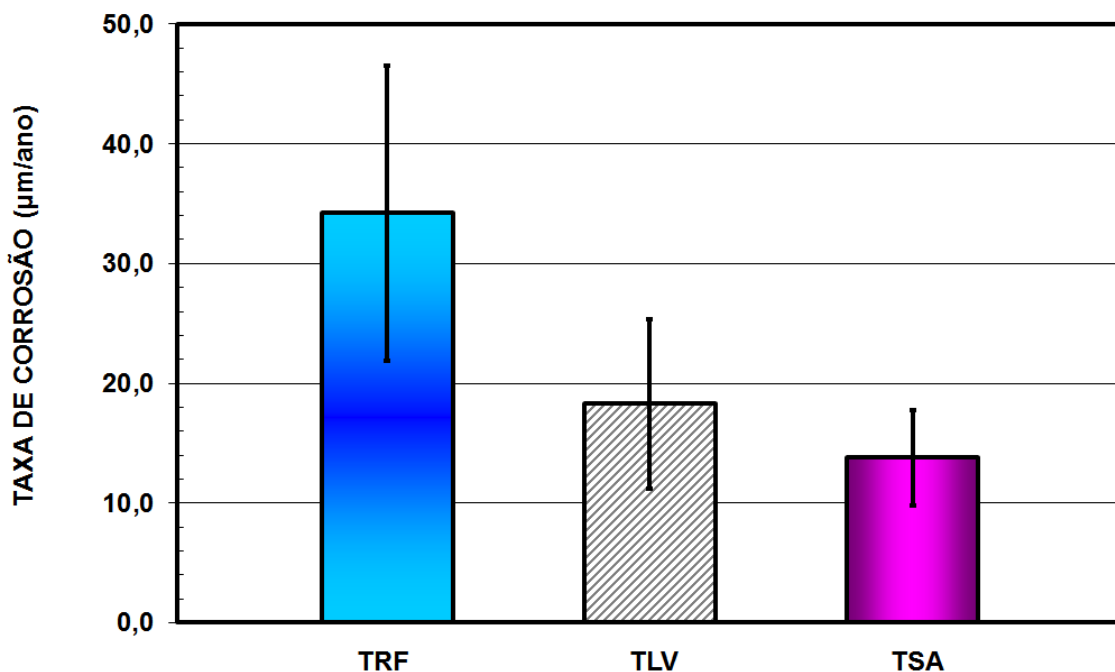


Figura 3.43 Taxa de corrosão das barras de aço (armaduras) inseridas nos concretos confeccionados com os três traços analisados, envelhecidos por névoa salina.

4.3.2 Migração de Cloretos

A evolução da concentração de cloretos da solução presente na célula anódica durante ensaios de migração de cloretos é ilustrada na Figura 4.29. Os dados apresentados são a média dos resultados obtidos em três amostras de cada traço. A tensão elétrica aplicada força os íons cloro (Cl^-) a migrarem em direção ao polo positivo do sistema. Com o passar do tempo, é incrementada a concentração destes íons na câmara anódica.

Os traços analisados apresentaram, de maneira similar, uma convergência bem definida de migração de cloretos através região de transição interfacial (agregado-argamassa). A Figura 4.30 compara um corpo de prova

antes e depois do ensaio de migração de cloretos, evidenciando a mudança visual da zona de transição.

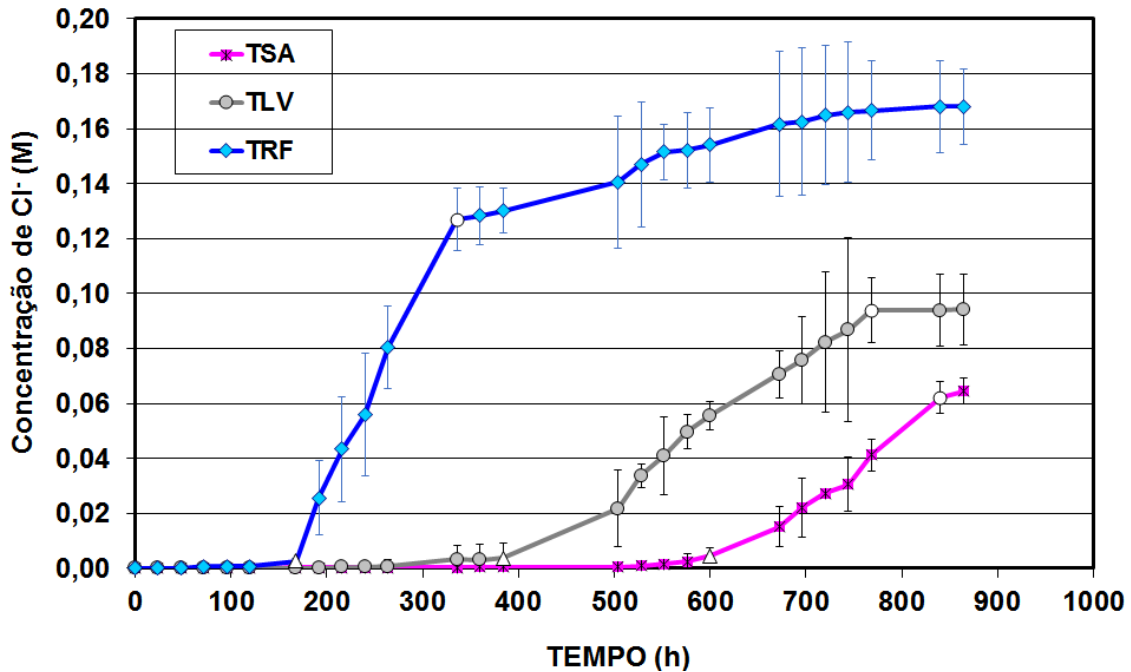


Figura 3.44 Evolução da concentração de cloretos da solução presente na célula anódica durante ensaios de migração de cloretos (Δ = início do estado estacionário e \circ = final do estado estacionário).



Figura 3.45 Comparação de um corpo de prova antes (esquerda) e depois (direita) de ser submetido ao ensaio de migração de cloretos, evidenciando a mudança da zona de transição.

O estágio não estacionário D_{NS} é um período de transporte iônico dependente do tempo e da profundidade de penetração, e leva em conta a reação dos íons cloro com as fases formadas a partir do cimento. Já o estado estacionário, D_S , se refere ao período de transporte iônico em uma taxa constante, quando a fixação do cloreto, por adsorção ou reagindo com as fases do cimento não ocorre mais ^[82,142].

É necessário um certo período de tempo para que o fluido contendo íons cloro permeie todo o corpo de prova, alcance a câmara anódica, estabelecendo um fluxo constante através do concreto. Este período é denominado “*time lag*” (τ), e caracteriza o período em que a difusão se mantém no regime não estacionário ^[142]. É obtido a partir da interseção entre o prolongamento da reta que representa o estado estacionário e o eixo do tempo (abscissa), conforme a Figura 4.31.

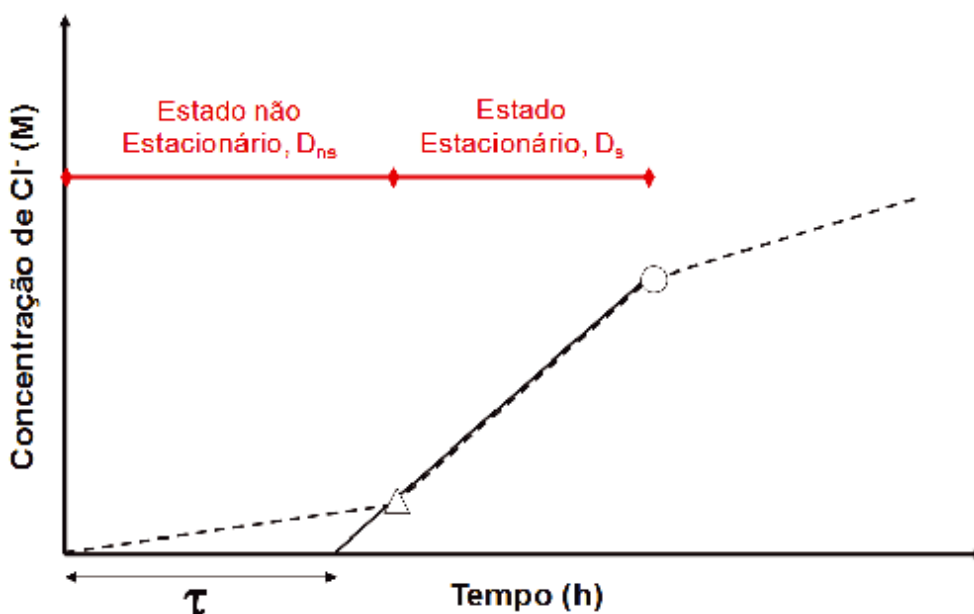


Figura 3.46 Resultado-padrão do ensaio de migração de cloretos para determinação do “*time lag*” (τ), início (Δ) e fim (O) do estado estacionário ^[83].

A Figura 4.32 apresenta os valores médios de “*time lag*” obtidos para amostras de concreto confeccionados com os três traços analisados. O traço com sílica ativa apresentou o maior valor, na ordem de 581 horas. Ou seja, a sua microestrutura é a que gera maiores dificuldades para a passagem dos

íons cloretos através da amostra. Os traços TLV e TRF necessitaram de 368 e 164 horas, respectivamente.

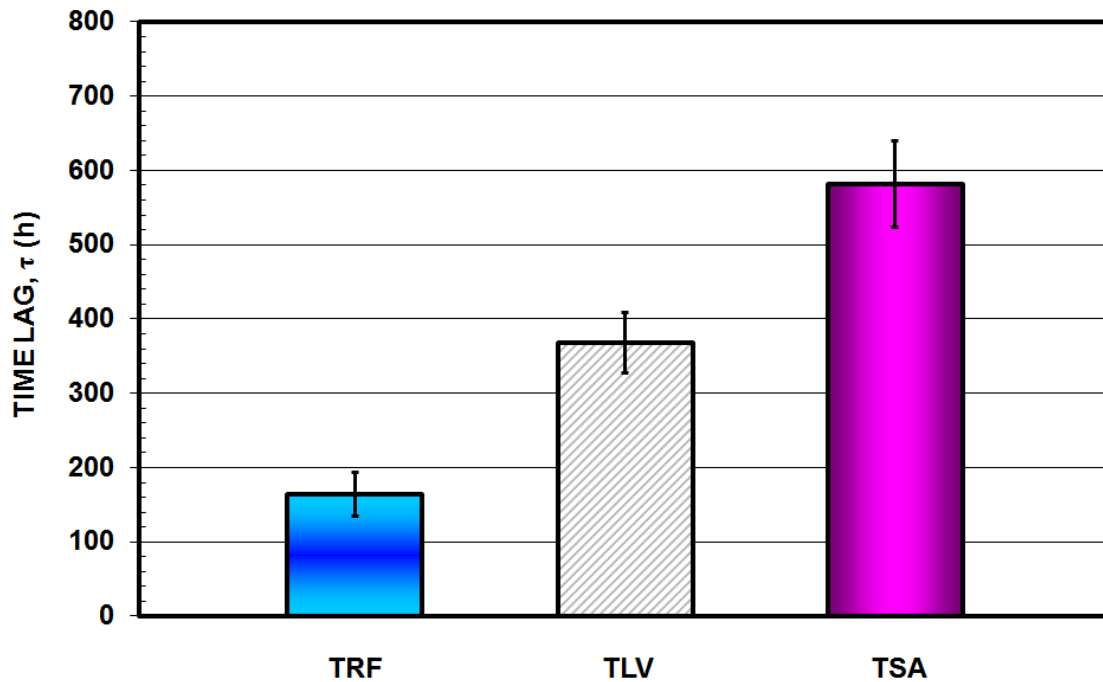


Figura 3.47 Valores de “*time lag*” (τ) dos três traços analisados, obtidos a partir do ensaio de migração de cloretos.

O fluxo de íons (J) representa a velocidade de transporte de íons cloro no interior do concreto, e tem como força motriz um componente químico, dado pela diferença de concentração das soluções, e outro de origem elétrica, por conta da diferença de potencial elétrico ^[55]. Seu cálculo é feito a partir do cálculo do coeficiente angular da reta que caracteriza o regime estacionário.

Apesar da grande superioridade nos resultados obtidos para o “*time lag*” em amostras de concreto contendo sílica ativa, a análise de fluxo de íons (J) apresentou resultados muito semelhantes entre o traço com lama vermelha (TLV) e o traço com sílica ativa (TSA), iguais a $1,86 \times 10^{-9}$ e $1,90 \times 10^{-9}$ mol/s.cm², respectivamente, conforme apresentado na Figura 4.33. Outros estudos ^[54,79] já apresentaram evidências que materiais cimentícios suplementares (MCS), tais como lama vermelha e sílica ativa, reduzem consideravelmente a mobilidade dos íons cloreto no concreto. O concreto

confeccionado com Traço Realizado pelo Fabricante (TRF), principalmente devido à elevada relação a/c, alcançou os resultados menos favoráveis quanto ao “*time lag*” (menor) e ao fluxo de íons (maior).

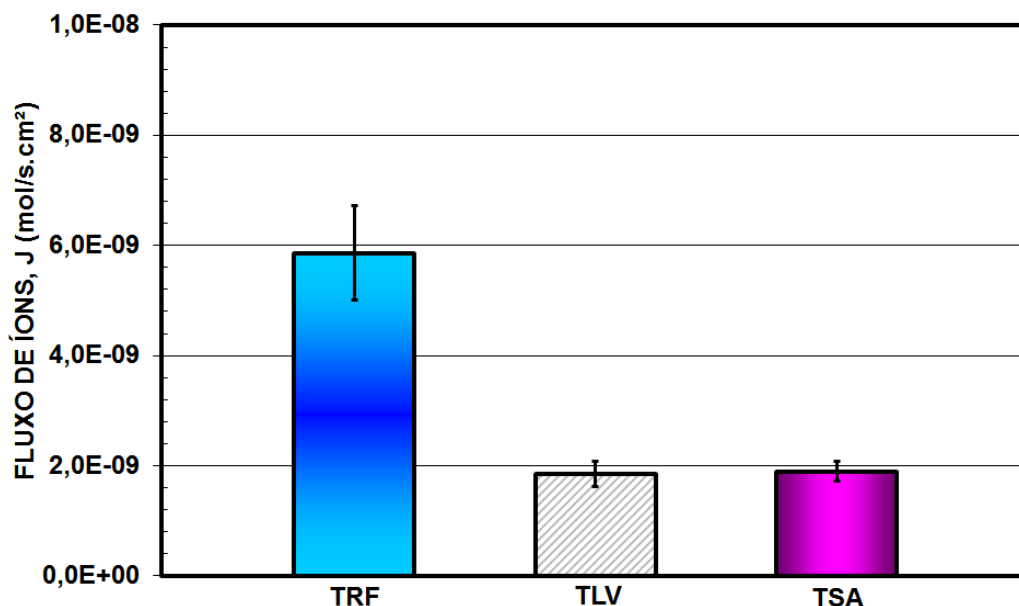


Figura 3.48 Fluxo de íons cloro mensurado a partir do ensaio de migração de cloretos em amostras de concreto com diferentes composições.

Na Figura 4.34, onde são apresentados os resultados dos coeficientes de difusão em estado estacionário e não estacionário, calculados a partir das equações 3.8 e 3.10, observa-se que TSA e TLV apresentaram os menores valores.

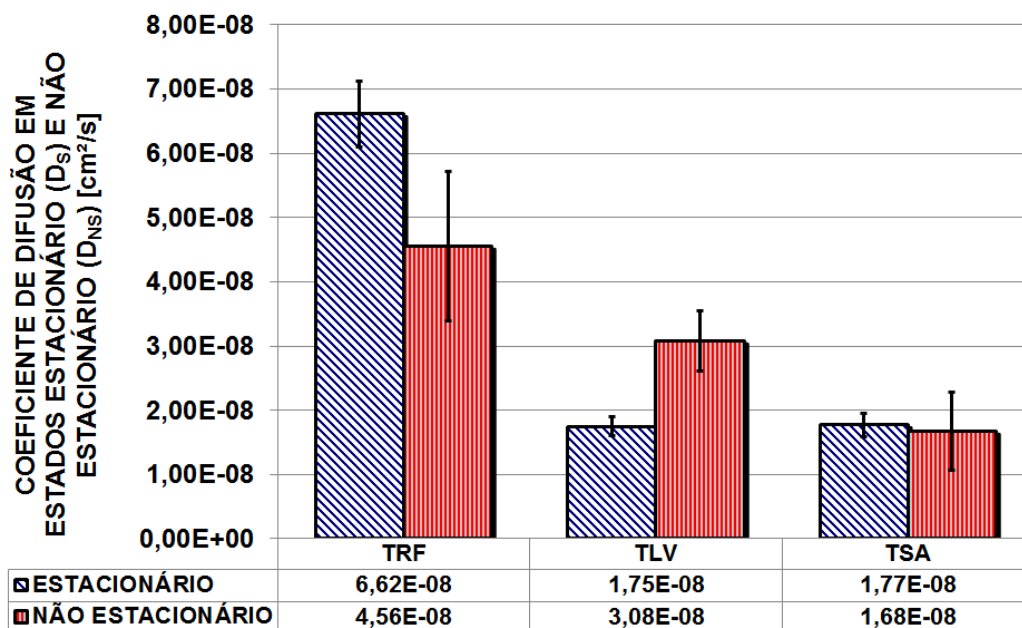


Figura 3.49 Valores dos coeficientes de difusão em estado estacionário e não estacionário dos três traços de concreto analisados, obtidos por meio do ensaio de migração de cloretos.

Para o estado estacionário, os traços com lama vermelha e com sílica ativa alcançaram resultados de coeficiente de difusão (D_S) semelhantes ($1,75 \times 10^{-8}$ e $1,77 \times 10^{-8}$ cm^2/s , respectivamente). No entanto, para o estado não estacionário (D_{NS}), TLV e TSA obtiveram resultados muito diferentes ($3,08 \times 10^{-8}$ e $1,68 \times 10^{-8}$ cm^2/s , respectivamente). Já o concreto utilizado pela fábrica de postes (TRF) apresentou resultados superiores, tanto para D_{NS} quanto para D_S .

Na difusão de cloretos em concreto, o estado não estacionário da difusão diz respeito ao período em que a movimentação de íons através do concreto se dá simultaneamente à sua fixação às fases do cimento. Já o estado estacionário representa o período em que o fluxo de íons se dá, prioritariamente, a uma taxa constante [82].

Vale ressaltar que o cloreto pode se ligar aos produtos de hidratação do aglomerante do concreto, ou pode permanecer como um íon livre na solução presente nos poros. Assim, a habilidade do concreto em resistir à penetração de cloretos depende, entre outras coisas, da sua capacidade de fixar íons cloro [145,146].

A fase C-S-H é conhecida por sua habilidade em fixar o cloreto, tanto por adsorção quanto por aprisionamento entre suas camadas, devido a sua elevada área superficial. Há estudos que afirmam que a capacidade de fixação dos íons cloro está diretamente ligada à quantidade de C-S-H formado na amostra ^[147]. Outros autores citam a importância das fases aluminoferrita de cálcio, aluminato de cálcio e monossulfato (AFm) na fixação de cloretos pelo cimento ^[148,149].

O traço com sílica ativa provavelmente foi capaz de formar maior porcentagem da fase C-S-H que os outros traços. Esta porção adicional de C-S-H, resultante da reação pozolânica da sílica ativa com a fase CH, apresenta melhor capacidade de adesão, incrementando a fixação de íons cloreto no estado não estacionário, resultando em menor valor de D_{NS} , comparado com os demais traços. Observa-se, ainda, que, para o traço com sílica ativa, os valores de coeficiente de difusão não estacionário ($D_{NS} = 1,68 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$) e estacionário ($D_S = 1,77 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$) foram muito próximos, o que está de acordo com trabalhos semelhantes utilizando esta adição ^[37].

Por outro lado, a menor relação água/cimento do traço com lama vermelha pode ter sido o parâmetro responsável pelo reduzido valor do coeficiente de difusão no estado estacionário. O menor teor de água resulta em menor quantidade de vazios e de caminhos condutivos contínuos na estrutura do concreto, reduzindo a passagem de corrente elétrica e, conseqüentemente, a difusão ^[51]. Além disso, o transporte de massa é influenciado pelo diâmetro dos poros, sua tortuosidade e o fato de serem ou não intercomunicáveis, variáveis que podem ser influenciadas pela relação água/cimento ^[150].

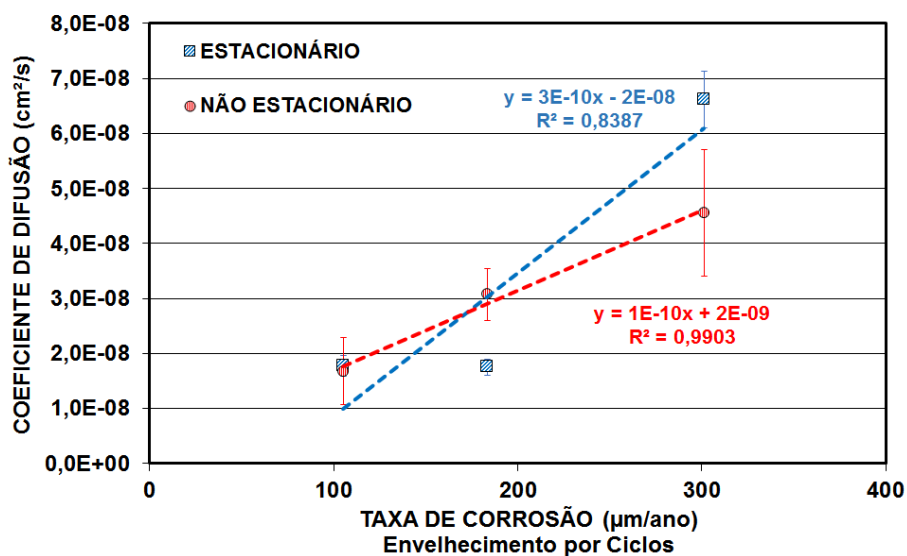
Alguns trabalhos ^[35,54] analisaram a migração de cloretos em concretos utilizando lama vermelha, onde os valores de D_{NS} (quando ocorrem reações de íons cloro com as fases hidratadas do cimento) foram superiores aos valores de D_S . Este comportamento se repetiu neste estudo e com valores na mesma ordem de grandeza. É possível que a substituição de lama vermelha por uma porcentagem de cimento tenha reduzido a capacidade de formação da fase C-S-H, uma das responsáveis pela fixação de íons cloro, resultando no valor de D_{NS} maior que D_S .

4.4 Correlação entre os parâmetros

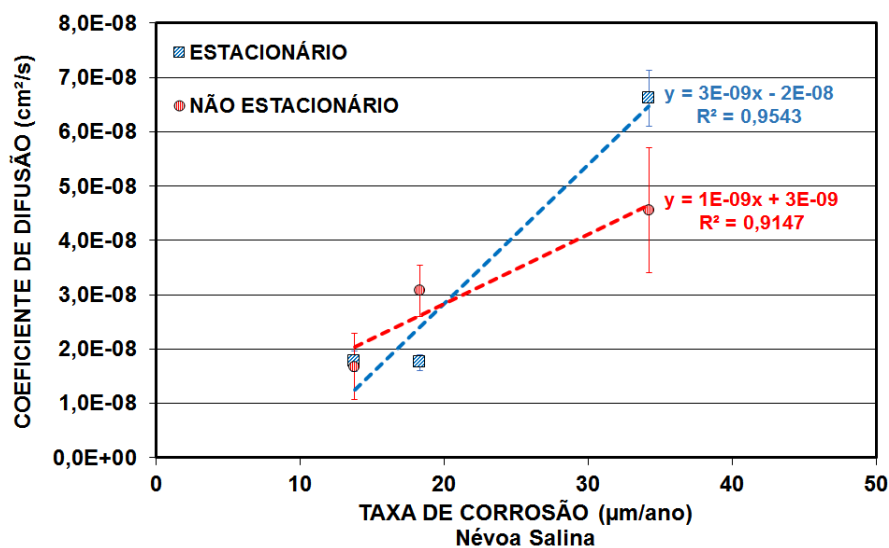
4.4.1 Coeficientes de Difusão e Taxa de Corrosão

É possível, ainda, traçar uma relação entre os valores de coeficiente de difusão (estacionário e não estacionário) e os resultados de taxa de corrosão obtidos por meio da técnica de potencial de corrosão (Figura 4.35). Como era de se esperar, tem-se uma relação diretamente proporcional entre estas duas variáveis, tanto para os valores de taxa de corrosão coletados pelo método de envelhecimento por ciclos (Figura 4.35a), quanto para o método de envelhecimento por névoa salina (Figura 4.35b).

O coeficiente de correlação (R^2) para estas curvas variou entre 0,8387 e 0,9903, indicando uma correlação aceitável entre dados alcançados por métodos e técnicas distintos utilizados neste trabalho, para avaliação da corrosão. Isto dá consistência ao argumento apresentado que os traços com lama vermelha (TLV) e sílica ativa (TSA) são tecnicamente mais adequados para o uso em postes de concreto expostos ao spray marinho, do que o traço atualmente utilizado.



(A)



(B)

Figura 3.50 Correlação entre os coeficientes de difusão (estacionário e não estacionário) e as taxas de corrosão obtidas por meio da técnica de potencial de corrosão pelos métodos de envelhecimento (A) por ciclos e, (B) por névoa salina.

4.4.2 Coeficientes de Difusão e Vida Útil Estimada

O valor dos coeficientes de difusão não é uma medida que permite fácil entendimento das vantagens ocasionadas por um traço de concreto com microestrutura mais adequada à aplicação em postes. A Figura 4.36 apresenta

resultados que facilitam a interpretação dos resultados de coeficiente de difusão. Este gráfico apresenta uma comparação entre os três traços analisados, por meio da relação entre a profundidade de penetração do cloreto e a vida útil estimada. Vale ressaltar que a vida útil, neste caso, é considerada como o tempo até que os cloretos atinjam a armadura em fluxo constante, para uma dada espessura de revestimento, possibilitando, a partir deste momento, o início do processo corrosivo.

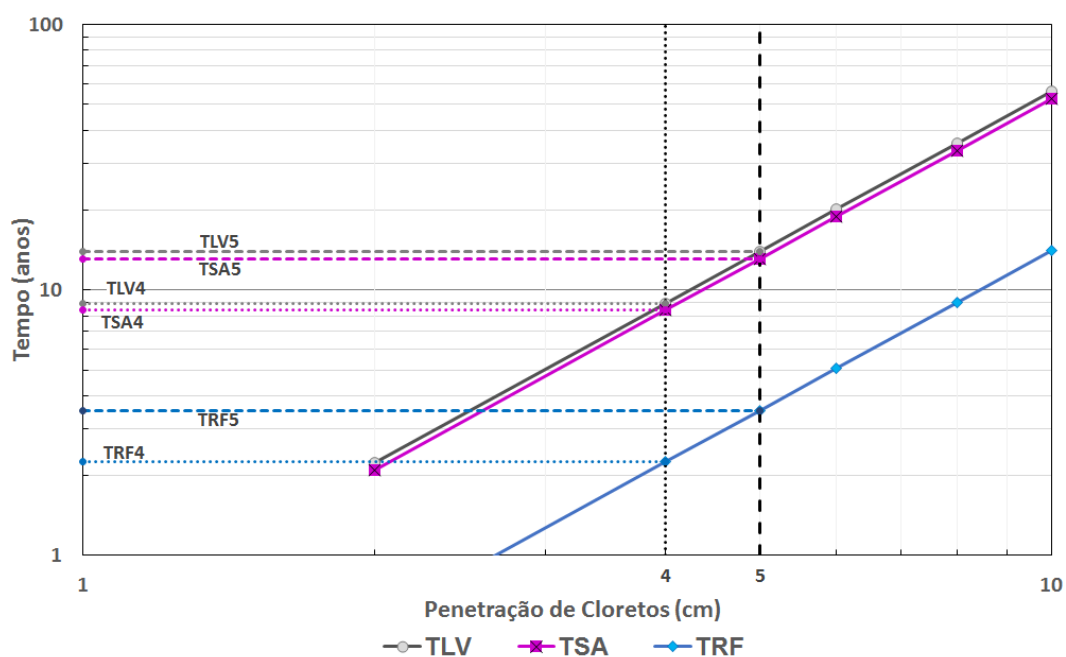


Figura 3.51 Relação entre o tempo de vida útil e a penetração de cloretos (profundidade em que a concentração de íons cloreto atinge 0,4%).

Para a plotagem do gráfico apresentado na Figura 4.36, a Segunda Lei de Fick da Difusão foi utilizada (Equações 4.1 e 4.2):

$$(PC) = 2 \cdot (z) \sqrt{D_s \cdot t} \quad (4.1)$$

$$\operatorname{erf}(z) = 1 - \frac{C_{cl} - C_o}{C_s - C_o} \quad (4.2)$$

Onde D_s é o coeficiente de difusão estacionário (cm^2/ano), t é a vida útil em anos, $\operatorname{erf}(z)$ é a função erro de Gauss e PC (penetração de cloretos) é a

profundidade na qual a concentração de cloreto alcançará o valor limite para a despassivação da armadura (cm); em função da massa de cimento, são determinados: a concentração inicial de cloreto (C_0), a concentração de cloretos na superfície (C_S), e a concentração de cloreto em função da profundidade e do tempo (C_{Cl}).

Baseado em outros estudos recentes ^[32,54], foram determinados alguns parâmetros: $C_S = 1,8\%$ e $C_{Cl} = C_{Des} = 0,4\%$, onde C_{Des} é o limite da concentração de cloretos para despassivação da armadura metálica.

Os valores destacados na Figura 4.36 são melhor apresentados na Figura 4.37, mostrando que, caso a cobertura de concreto da armadura tivesse a espessura de 4 cm (valor mínimo determinado pela NBR 6118:2014 (“Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”) ^[41] para classe de agressividade ambiental III), a peça feita com o traço TRF teria vida útil de apenas 2,25 anos.

Os traços com lama vermelha e sílica ativa alcançaram valores superiores a 8 anos. Caso fosse adotada um cobrimento com espessura de 5 cm (valor indicado para classe de agressividade ambiental IV), os traços TLV e TSA obtiveram valores de vida útil de aproximadamente 13 anos, o Traço Realizado pela Fábrica, por sua vez, apenas 3 anos e meio. A Figura 4.37 apresenta estes resultados de maneira mais clara.

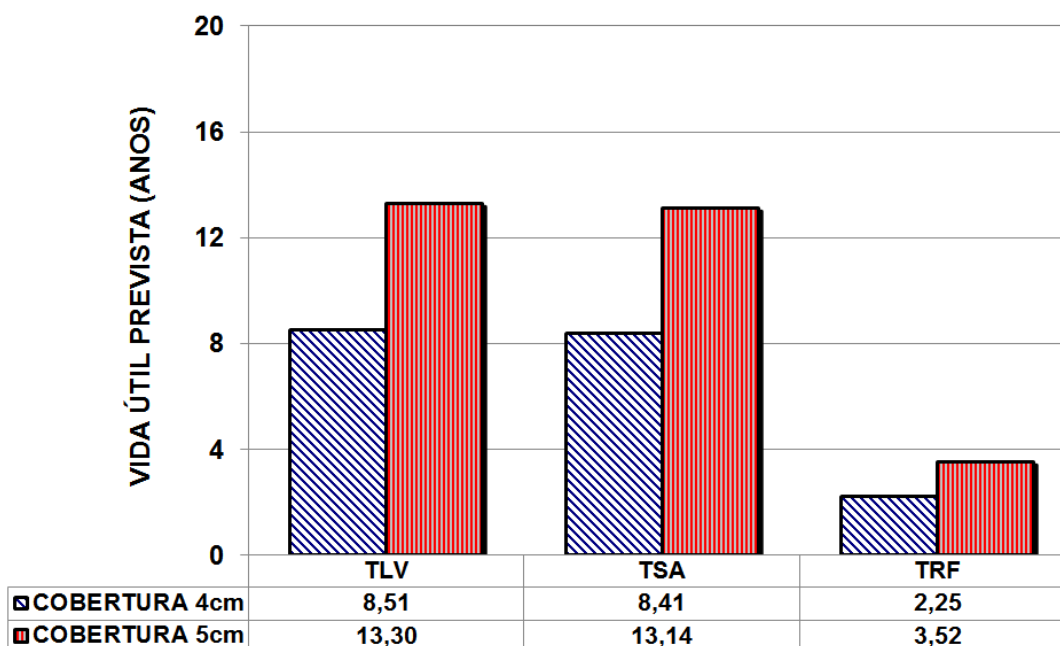


Figura 3.52 Estimativa de vida útil dos três traços analisados neste estudo, a partir do ensaio de migração de cloretos, para coberturas com espessura de 4 e 5 cm.

Esta avaliação se aplica às condições estabelecidas para os ensaios realizados neste estudo (corpos de prova saturados e expostos a solução salina). É importante destacar que há outros fatores que devem ser considerados no intuito de refinar as estimativas de vida útil quando existem condições de não-saturação. Há estudos que afirmam a necessidade de se considerar a influência da quantidade de água evaporável no cálculo do coeficiente de difusão do cloreto ^[151].

4.4.3 Coeficiente de Absorção Capilar e Vida Útil Estimada

Outra correlação que pode ser obtida é entre o coeficiente de absorção capilar e a vida útil, para o cobrimento com 4 e 5 cm, conforme apresentado na Figura 4.38. Dentre os materiais analisados, quanto maior a capacidade de absorção, menor a perspectiva de vida útil da peça. O coeficiente de correlação (R^2) foi de 0,9939, reforçando a importância da absorção capilar na durabilidade das peças de concreto armado.

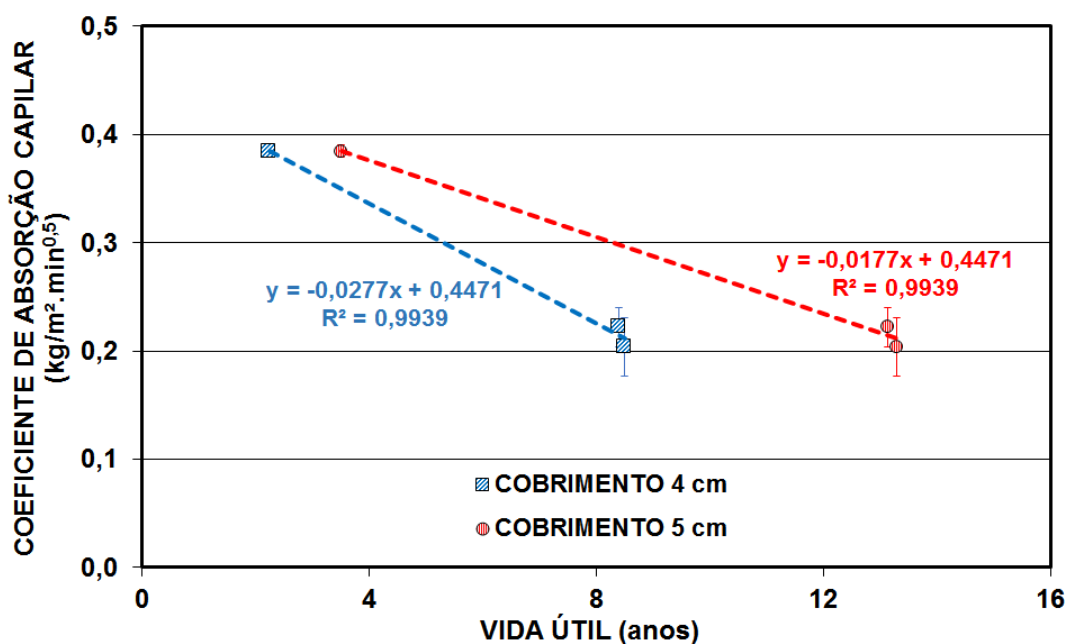


Figura 3.53 Relação entre coeficiente de absorção capilar e estimativa de vida útil, em anos, para cobrimento com 4 e 5 cm.

4.4.4 Vida Útil Estimada e Vida Útil de Projeto

Os traços com lama vermelha e sílica ativa alcançaram valores superiores a 8 anos. Caso fosse adotada um cobrimento com espessura de 5 cm (valor indicado para classe de agressividade ambiental IV), os traços TLV e TSA obtiveram valores de vida útil de aproximadamente 13 anos, o Traço Realizado pela Fábrica, por sua vez, apenas 3 anos e meio.

O pacote de normas NBR 8451:2011, que estabelece os requisitos para a fabricação, ensaios, recebimento, manuseio, armazenagem e transporte de postes de concreto armado, afirma que os postes devem alcançar, no mínimo, 35 anos de vida útil, não se admitindo falhas nos 5 primeiros anos de vida. O maior valor encontrado neste estudo foi 13 anos, bem aquém do que apresenta a norma. Entretanto, há quatro condições iniciais do estudo que foram definidas, por conta das limitações do fabricante de postes local, que podem ter influenciado negativamente os resultados: teor de cimento, tipo de cimento, tipo de areia e ajustes no traço baseado na distribuição granulométrica.

O teor de cimento utilizado nos traços com sílica ativa e lama vermelha nunca foi superior ao Traço Realizado na Fábrica. Incrementos no teor de cimento iriam levar a um melhor empacotamento da microestrutura, dificultando o transporte de agentes agressivos, dificultando a despassivação da armadura, possibilitando que maiores valores de vida útil fossem alcançados.

Há estudos que mostram que concretos utilizando cimento do tipo RS (resistente a sulfato) apresentam menores valores de coeficiente de difusão quando comparados a outros tipos de cimento ^[152]. Porém, neste trabalho optou-se por cimento fabricado na região (cimento Portland composto com adição de escória - CP IIE 32).

Adicionalmente, utilizou-se agregado miúdo do mesmo fornecedor do fabricante de postes, ainda que a porcentagem de materiais pulverulentos fosse superior ao indicado por norma. Estas partículas de tamanho reduzido e elevada área superficial, quando presentes no concreto, exigem maior teor de água para que se alcance a mesma fluidez. Como já dito, o aumento no teor de água atua negativamente no concreto, quanto ao seu papel na proteção da armadura.

Ajustes no traço do concreto poderiam ser realizados a partir de modelos matemáticos de distribuição de tamanho de partículas (Alfred e Andreasen, por exemplo). O conceito principal é que o empacotamento denso de partículas 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 ^[153]. Tendo as curvas de distribuição granulométrica das materiais primas utilizadas na fabricação de postes, seria possível selecionar os tamanhos adequados de partículas, realizar o proporcionamento entre as quantidades desses tamanhos, resultando em materiais mais densos.

Apesar das dificuldades em se retratar as condições de agressividade encontradas na região litorânea de São Luís por meio de ensaios de laboratório, os valores encontrados nas estimativas de vida útil para o concreto atualmente utilizado na fabricação de postes (2,25 e 3,52 anos, para cobrimento de 4 e 5 cm, respectivamente) não estão distantes da realidade.

A Figura 4.39 apresenta as fotos de um poste fabricado em 2011 (ou seja, idade de 4,5 anos) instalado na Praia de Panaquatira, em São Luís (MA). Por conta da corrosão excessiva e queda do revestimento, houve necessidade de se abandonar o poste, uma vez que havia o risco de este não suportar o peso e as tensões dos cabos de distribuição de energia.



(A)

(B)

Figura 3.54 Poste instalado na Praia de Panaquatira em São Luís (MA) apresentando severos sinais de patologia. (A) Indicação de fabricação em 2011. (B) Arrancamento de parte do revestimento, expondo a armadura, próximo a base do poste.

A Figura 4.40 apresenta um poste instalado na mesma praia, porém indicando 2015 como ano de fabricação (idade de aproximadamente 6 meses). A Figura 4.40(B) mostra um espaçador de armadura exposto na superfície da peça, evidenciando o descumprimento da espessura de revestimento. As Figuras 4.40c e 4.40d mostram manchas avermelhadas na superfície dos postes, causadas pela migração de solução com produtos da corrosão da armadura metálica.



Figura 3.55 Poste recém instalado na Praia de Panaquatira em São Luís (MA). (A) Indicação de fabricação em 2015. (B) Espaçador da armadura exposto. (C) Manchas avermelhadas produzidas pelo óxido de ferro, originário da corrosão da armadura. (D) Aproximação da foto anterior, mostrando a solução com produtos da corrosão migrando pelos poros superficiais.

Desta forma, pode-se afirmar que os resultados aqui apresentados são valorosos para a análise e desenvolvimento de traços de concreto com uma microestrutura mais adequada para as exigências encontradas atualmente

pelos postes de distribuição de energia instalados na região litorânea de São Luís. Não menos importante é dizer que o resíduo proveniente de beneficiamento de bauxita (lama vermelha) e sílica ativa se apresentam como adições tecnicamente interessantes para a fabricação de peças pré-moldadas

5 CONCLUSÕES

A partir dos resultados apresentados neste estudo, pode-se concluir que:

- Dentre os traços analisados, ficou bem evidente a relação entre a redução na porosidade do material e o aumento na resistência a compressão;
- A presença de sílica ativa no traço resultou em uma microestrutura mais bem empacotada, com distribuição de tamanho de poros mais homogênea, reduzindo a porosidade e incrementando a densidade do concreto;
- A absorção por capilaridade apresentou boa correlação com as estimativas de vida útil, apresentando resultados semelhantes para os traços com sílica ativa e com lama vermelha;
- O potencial de corrosão e o coeficiente de difusão não estacionário do concreto foi reduzido de forma considerável com a presença de lama vermelha, e de maneira ainda mais intensa quando a adição utilizada foi a sílica ativa;
- O traço realizado pela fábrica de postes apresentou os resultados menos interessantes, no que diz respeito a durabilidade, dentre os analisados;
- A lama vermelha e a sílica ativa são potenciais candidatos a substituição parcial do cimento para fabricação de concreto utilizado em postes de regiões litorâneas;
- A adição de lama vermelha ao concreto resultou na redução da migração de cloretos, não apenas pela presença de partículas de menor tamanho, refinando a microestrutura, mas também pela ação das sodalitas, reagindo com os íons cloro, levando a formação de cloroaluminatos;
- Para se incrementar a vida útil dos postes submetidos a ação de névoa salina, há a necessidade de se considerar muitos outros parâmetros do concreto além da resistência mecânica, tais como qualidade da matéria-prima, composição química, porosidade, absorção de água, migração de cloretos, resistividade e potencial de corrosão.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Fabricar postes utilizando concreto com adições de sílica ativa e microsilica para avaliar seu desempenho em campo, por meio da resistividade do concreto;
- Realizar ensaios de resistência a flexão e absorção de água a partir dos procedimentos específicos do pacote de normas NBR 8451:2011 (“Parte 3: Ensaio mecânico e inspeção” e “Parte 4: Determinação da absorção de água”, respectivamente);
- Analisar as oportunidades de melhoria dos procedimentos de fabricação, transporte e instalação dos postes;
- Desenvolver procedimento de manutenção corretiva de postes que sofrem lascamento ou desagregação.

7 REFERÊNCIAS

[1] KOPSCH, W.; PADARATZ, I.J. Durabilidade de estruturas de concreto armado em ambiente marinho – estudo de caso. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 43., 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2001. p.III-026. CD-ROM.

[2] JOUKOSKI, A.; PORTELLA, K.F.; GARCIA, C.M.; SALES, A.; CANTÃO, M.P.; BARON, O.; AZEVEDO, V.A.L. Desempenho elétrico de concreto armado com cimento Portland composto com pozolana, CII-Z 32, em função do envelhecimento por íons cloreto. Parte I, estudo da corrosão da armadura. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43., 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2001. p.III-020. CD-ROM.

[3] ARANHA, P.M.S. **Contribuição ao estudo das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região amazônica.** Dissertação de Mestrado em Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1994.

[4] ANDRADE, J.J.O. **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.

[5] NINCE, A.A.; CLÍMACO, J.C.T.S. **Levantamento de dados sobre deterioração de estruturação na região centro-oeste do Brasil.** In: International Congresso n High-Performance Concrete and Performance and Quality of Concrete Structures (1996: Florianópolis). Proceedings... Florianópolis: UFSC, p.414-424, 1996.

[6] CARMONA FILHO, A.; MAREGA, A. Retrospectiva da patologia no Brasil: Estudo estatístico. In: Jornadas en Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales. **COLLOQUIA 88**. Madrid, CEDEX, IET, 1988. p.100-23.

[7] DAL MOLIN, D. C. C. **Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 1988. 220 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.

[8] ANDRADE, J.J.O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.

[9] IBGE. **Censo Demográfico 2010**. Disponível em: <<http://www.censo2010.ibge.gov.br>>. Acesso em: 03 de junho de 2013.

[10] PEREIRA, A.P., VIANA, J.P., SANTOS, V.A.A. Utilização de resíduos industriais como adição em concreto de postes visando a inibição da corrosão eletroquímica: aspectos fundamentais e levantamento de campo. In: ENCONTRO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA DA UNDB, 6., 2013, São Luis. CD-ROM.

[11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DO CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento portland**. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p. (BT-106)

[12] TAYLOR, H.F.W. **Cement Chemistry**. 2nd Edition. Thomas Telford Edition, 1997.

[13] ARRUDA, S.M. Influência da adição de resíduos de tinturarias têxteis na fabricação do clínquer de cimento Portland. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

[14] TAVARES, L.M.M. Fratura por impacto e moabilidade de clínqueres de cimento Portland. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CERÂMICA, 43., 1999, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: ABCeram, 1999.

[15] KIAHARA, Y., CENTURIONE, S.L. **O cimento Portland**. In: ISAIA G. C. (ed). Concreto: Ensino, Pesquisa e realizações. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto, 2005, v.1, p. 295-322.

[16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11578: Cimento Portland composto – Especificação**. Rio de Janeiro, 1991.

[17] SILVA, F.G., LIBORIO, J.B.L. A importância da seleção de materiais para concretos de elementos estruturais submetidos à ação de cloretos. In: Encontro Nacional de Pesquisa Projeto Produção em Concreto Pré-moldado, 2005, São Carlos. **Anais...** São Carlos: USP, 2005.

[18] CASTRO, A.L., LIBORIO, J.B.L., PANDOLFELLI, V.C. **A influência do tipo de cimento no desempenho de concretos avançados formulados a partir do método de dosagem computacional**. Cerâmica. 2011, vol. 57, p. 10-21.

[19] MEHTA, P. K. & MONTEIRO, P. J. M. **Concreto - Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

[20] SANTOS, V.A.A. **Resistência à erosão em concretos refratários**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos, 2007.

[21] ROMANO, F.S. **Estudo do ingresso de cloretos em concretos localizados no litoral norte do Rio Grande do Sul**. 2009, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

[22] FREIRE, K.R.R. Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto. 2005, Dissertação (Mestrado em Engenharia e Ciências dos Materiais) – Universidade Federal do Paraná, 2005.

[23] SIEBEERT, O. W. **Application of the rapid-scan potentiodynamic polarization technique for corrosion studies**. Electrochemical techniques. Houston, National Association of Corrosion Engineers, 1986. p 81-92. In: FREIRE, K.R.R. Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto. 2005, Dissertação (Mestrado em Engenharia e Ciências dos Materiais) – Universidade Federal do Paraná, 2005.

[24] JOUKOSKI, A. **Estudo do desempenho de concretos para artefatos de redes de distribuição de energia elétrica destinadas a ambientes litorâneos**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais e Processos) – Universidade Federal do Paraná, 2003.

[25] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Corrosion of Metals in Concrete: reported by ACI Committee 222. In: **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 1991.

[26] DAL RI, M. **Efeitos da adição de cal hidratada em concretos com altos teores de adição mineral na penetração de cloretos e na solução aquosa dos poros do concreto**. 2002. 111f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2002.

[27] RIBEIRO, D.V. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. In: _____ . **Corrosão em estruturas de concreto armado**: teoria, controle e métodos de análise. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. Cap.3, 37-50p.

[28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

[29] TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Swedish Cement and Concrete. Research Institute, Stockholm, 1982.

[30] GENTIL, V. **Corrosão**. 4^a ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. 2003.

[31] HELENE, P. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Tese de Livre docência, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1993. 231 p.

[32] MEDEIROS, M.H.F., ANDRADE, J.J.O., HELENE, P. **Durabilidade e Vida útil das estruturas de concreto**. In: ISAIA G. C. (ed). Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto, 2011, v.1, p. 773-808.

[33] HELENE, P. **A Nova ABNT NBR 6118 e a Vida Útil das Estruturas de Concreto**. In: Seminário de Patologia das Construções, 2, 2004, Porto Alegre. Proceedings... Porto Alegre: Novos Materiais e Tecnologias Emergentes, LEME, UFRGS, 2004. v. 1. p. 1-30

[34] RIBEIRO, D.V., SILVA, A.M.S., LABRINCHA, J.A., MORELLI, M.R. **Estudo de Eventuais Patologias Associadas ao Uso da Lama Vermelha em Argamassas Colantes e de Revestimento**. Cerâmica Industrial, 16 (1) Janeiro/Fevereiro, 2011.

[35] RIBEIRO,D.V.; LABRINCHA,J.A.; MORELLI,M.R. **Chloride diffusivity in red mud-ordinary portland cement concrete determined by migration tests**. Materials Research 2011;14:227–234.

[36] CASTELLOTE, M.; ANDRADE, C.; ALONSO, C. **Measurement of the steady and non-steady-state chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber**.

Comparison with natural diffusion tests. *Cement and Concrete Research*, v.31, n. 10, p. 1411–1420, 2001.

[37] SANTOS, L. **Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto**. 161p. Dissertação (Mestrado em estruturas), Departamento de Estruturas, Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

[38] POSSAN, E. **Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. Porto Alegre: UFRGS, 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004, 148p.

[39] ANDRADE, J.J.O. **Vida útil das estruturas de concreto**. In: ISAIA G. C. (ed). *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto, 2005, v.2, p. 923-951.

[40] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

[41] _____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

[42] _____. **NBR 5737**: Cimentos Portland resistentes a sulfatos. Rio de Janeiro, 1992.

[43] _____. **NBR 15577-1**: Agregados - Reatividade álcali-agregado. Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. Rio de Janeiro, 2008.

[44] _____. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

- [45] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 318-08**: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Michigan, EUA, 2008.
- [46] PEREIRA, V.C.O., MONTEIRO, E.C.B., ALMEIDA, K.S. **Influence of cement type in reinforcement corrosion of mortars under action of chlorides**. Construction and Building Materials 40 (2013) 710–718.
- [47] TANESI, J., SILVA, M.G., GOMES, V. **Guidelines for the development of concrete performance-based specifications in Brazil**. IBRACON Structures and Materials Journal, v.5, n.2, 2012.
- [48] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
- [49] COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON (CEB) e FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE (FIP). **CEB-FIP Model Code 1990**. Design Code. Lausanne: CEB, p. 437, 1993.
- [50] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.
- [51] SONG, G. **Equivalent circuit model for AC electrochemical impedance spectroscopy of concrete**. Cement and Concrete Research, v.30, n 11, p.1723-1730, 2000.
- [52] AITCIN, P.C. **The durability characteristics of high performance concrete: a review**. Cement & Concrete Composites 25 (2003) 409–420.

[53] CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto:** Inspeção e Técnicas Eletroquímicas. São Paulo: Pini, 1997, 237p.

[54] RIBEIRO, D.V. **Influência da adição da lama vermelha nas propriedades e na corrosibilidade do concreto armado.** 2010. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade Federal de São Carlos, 2010.

[55] TANG, L. **Concentration dependence of diffusion and migration of chloride ions.** Part 1. Theoretical considerations. Cement and Concrete Research, USA: Pergamon, v.29, p. 1463-1468, 1999.

[56] XI, Y., WILLAM, K., FRANGOPOL, D.M., ABABNEH, A.N., KONG, J.S., NOGUEIRA, C.L. **Accelerated testing and modeling of concrete durability subjected to coupled environmental and mechanical loading.** Long Term Durability of Structural Materials, 2001, Pages 45-56.

[57] KONG, J.S., ABABNEH, A.N., FRANGOPOL, D.M., XI, Y. **Reliability analysis of chloride penetration in saturated concrete.** Probabilistic Engineering Mechanics, v.17, n.3, July 2002, Pages 305-315.

[58] HISADA, H.; NAGATAKI, S.; OTSUKI, N. **Evaluation of mineral admixture on the viewpoint of chloride ion migration through mortar.** Cement & Concrete Composites, Great Britain: Elsevier Science, v.21, p. 443-448, 1999

[59] MISSAU, F. **Penetração de cloretos de concretos contendo diferentes teores de cinza de casca de arroz.** 2004. 129f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004.

[60] NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1997. 828p.

[61] SOUSA, C.A.C. Princípios da corrosão eletroquímica. In: RIBEIRO, D.V. **Corrosão em estruturas de concreto armado**: teoria, controle e métodos de análise. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. Cap.2, 13-35 p.

[62] CALLISTER Jr, W. **Ciência e engenharia dos materiais: Uma introdução**. Editora LTC, Rio de Janeiro, 2002, 587 p.

[63] SILVA, F.G. **Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos**. 2006. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade de São Paulo, 2006.

[64] VIRTANEN, S. **Electrochemical Theory – Corrosion**. Encyclopedia of Electrochemical Power Sources, p. 56–63, 2009.

[65] SANTOS, J.S.A.; SANTOS, E.W.F.; SALVATI, M.E.P. Estudo sobre o estado de conservação dos postes de energia elétrica do município de Aracajú: Levantamento de falhas apresentadas no concreto. In: Semana Nacional da Ciência e Tecnologia, 2012, Aracajú. **Anais...** Aracajú: IFS, 2012.

[66] SILVA, F. G.; LIBORIO, J. B. L. **A Study of Steel Bar Reinforcement Corrosion in Concretes with SF and SRH Using Electrochemical Impedance Spectroscopy**. Materials Research, São Carlos, v. 9, n. 2, p. 209-215, 2006.

[67] FIGUEIREDO, E.P.; MEIRA, G. **Corrosão das armaduras das estruturas de concreto**. Boletim técnico 06, ALCONPAT. México, 2013.

[68] ANGST, U. **Chloride induced reinforcement corrosion in concrete**. 2011. Thesis (PhD – Structural Engineering) – Norwegian University of Science and Technology, 2011.

[69] BROOMFIELD, P.J. **Corrosion of Steel in Concrete**: Understanding, Investigation and Repair. 2nd Edition: Taylor & Francis London 2007.

[70] RIBEIRO, D.V.; CUNHA, M.P.T. Técnicas de avaliação e monitoramento da corrosão em estruturas de concreto armado. In: RIBEIRO, D.V. **Corrosão em estruturas de concreto armado**: teoria, controle e métodos de análise. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. Cap.8, 171-221p.

[71] SBRIGHI NETO, C. **Agregados para concreto**. In: ISAIA, G.C. (Ed.). Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v.1. p. 323-343.

[72] MELO, K.A.; MARTINS, V.C.; REPETTE, L.W. **Estudo de compatibilidade entre cimento e aditivo redutor de água**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 9, n. 1, p. 45-56, jan./mar. 2009.

[73] CASTRO, A.L.; PANDOLFELLI, V.C. **Revisão: Conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil**. Cerâmica 55 (2009) 18-32.

[74] CYR, M.; LEGRAND, C.; MOURET, M. **Study of the shear thickening effect of superplasticizers on the rheological behaviour of cement pastes containing or not mineral additives**. Cement and Concrete Research, 30, n. 9, 1477–1483, 2000.

[75] UCHIKAWA, H.; HANEHARA, S.; SAWAKI, D. **The Role of Steric Repulsive Force in the Dispersion of Cement Particles in Fresh Paste Prepared With Organic Admixture**. Cement and Concrete Research, v. 27, p. 37-50, 1997.

[76] RAMACHANDRAN, V.S. **Concrete admixture handbook** – properties, science and technology. Noye Publications. N. Jersey, 1985. In: SILVA, F.G. **Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos**. 2006.

Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade de São Paulo, 2006.

[77] MELO, A.B. **Influência da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento Portland.** Tese (Doutorado) – Interunidades em Ciência e Engenharia dos Materiais IFSC – IQSC – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

[78] ALMEIDA, F.C.R.; SALES, A. Efeitos da ação do meio ambiente sobre as estruturas de concreto. In: RIBEIRO, D.V. **Corrosão em estruturas de concreto armado:** teoria, controle e métodos de análise. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. Cap.4, 51-73p.

[79] MEIRA, G. R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado.** Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, 2004.

[80] ODRIUZOLA, M.A., GUTIERREZ, P.A. **Permeabilidad a los cloruros del hormigón armado situado em ambiente marino submergido.** Revista Ingeniería de Construcción. 2007, vol. 22, 15-22.

[81] ABAL – Associação Brasileira do Alumínio. “O alumínio: alumínio primário”. Disponível em: <www.abal.org.br/aluminio/producao/alupri.asp>. Acesso em: 03 de junho de 2013.

[82] PASCOAL, C.; PANDOLFELLI, V.C. “Refractory bauxites: chemical composition, phases and properties - Part I”. Cerâmica, Abr./Mai/Jun. 2000, vol. 46, n. 298, p. 76-82.

[83] DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL. Sumário Mineral 2014. Alumínio. Disponível em: <<http://www.dnpm.gov.br/dnpm/sumarios/aluminio-sumario-mineral-2014>>.

Acesso em: abr.2016.

[84] WORLD ALUMINIUM. “Bauxite Residue”. Disponível em: <www.world-aluminium.org/environmen/challenges/residue.html>. Acesso em: jun.2013.

[85] CABEZA, et al. **Red mud as a corrosion inhibitor for reinforced concrete**. The Journal of Corrosion Science and Engineering, v. 6, n. 32, p. 1-4, 2003.

[86] SANTOS, V. A. A. ; GONSALEZ, E. ; NASCIMENTO, A. ; OLIVEIRA, R. ; PEREIRA, R. ; SOUSA, P. **Ferramentas de lean manufacturing na oficina de manutenção de hastes da Alumar com foco na redução de custos e no aumento de produtividade**. In: IV CONGRESSO INTERNACIONAL DO ALUMÍNIO, 2010, SAO PAULO: ABAL, 2010. p. 37.

[87] CHVEDOV, D.; OSTAP, S.; LE, T. **Surface properties of red mud particles from potentiometric titration**. Colloids Surf. A., 2001, 182, 1-3.

[88] LOPEZ, E.; SOTO,B.; ARIAS M.; et al. **Adsorbent properties of red mud and its use for wastewater treatment**. Water Research, 1998, v. 32, n. 4, 1314-1322.

[89] RIBEIRO,D.V.; LABRINCHA,J.A.; MORELLI,M.R. **Potential use of natural red mud as pozzolan for Portland cement**. Materials Research 2011;14:60–66.

[90] RIBEIRO, D.V.; LABRINCHA, J.A.; MORELLI, M.R. **Use of Red Mud as Addition for Portland Cement Mortars**. Journal of Materials Science and Engineering, v. 4, n. 8, p. 1-9, 2010.

- [91] PONTIKESA, Y.; ANGELOPOULOS, G.N. **Bauxite residue in cement and cementitious applications: Current status and a possible way forward – Review**. Resources, Conservation and Recycling 2013; 73:53-63.
- [92] SELLEVOLD, E.; NIELSEN, T. **Condensed silica fume in concrete, a world review**. Supplementary Cementing Materials for Concrete, CANMET, Canadian Government Publishing Centre. p.214, 1987.
- [93] REGO, J.H.S. **Viabilidade técnica da utilização da cinza de casca de arroz produzida sem controle de temperatura como adição mineral ao cimento**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2001.
- [94] ODA, G.A. **Estudo da atividade pozolânica da sílica de casca de arroz em matrizes de cimento Portland**. Dissertação (Mestrado) - Interunidades em Ciência e Engenharia dos Materiais IFSC – IQSC – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- [95] CASTRO, A.L. **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia dos concretos de alto desempenho**. Tese (Doutorado) - Interunidades em Ciência e Engenharia dos Materiais IFSC – IQSC – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- [96] SILVA, I.J. **Contribuição ao estudo dos concretos de elevado desempenho: propriedades mecânicas, durabilidade e microestrutura**. Tese (Doutorado) – Interunidades em Ciência e Engenharia dos Materiais IFSC – IQSC – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- [97] ALMEIDA, I.R. Superplastificantes, microssílica e durabilidade dos concretos. **Revista Techne**, n.24, Set/Out, p.30-33, 1996.

[98] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6134**: Postes e cruzetas de concreto armado. Rio de Janeiro, 1980.

[99] _____. **NBR 8452**: Padronização de postes de concreto. Rio de Janeiro, 1984.

[100] _____. **NBR 8452**: Padronização de postes de concreto. Rio de Janeiro, 1998.

[101] _____. **NBR 8451**: Postes de concreto armado para redes de distribuição de energia elétrica – Especificação. Rio de Janeiro, 1985.

[102] _____. **NBR 8452**: Postes de concreto armado para redes de distribuição de energia elétrica – Especificação. Rio de Janeiro, 1998.

[103] _____. **NBR 8451 – Parte 1**: Requisitos. Rio de Janeiro, 2011.

[104] _____. **NBR 8451 – Parte 2**: Padronização de postes para redes de distribuição de energia elétrica. Rio de Janeiro, 2011.

[105] _____. **NBR 8451 – Parte 3**: Ensaio mecânicos e inspeção. Rio de Janeiro, 2011.

[106] _____. **NBR 8451 – Parte 4**: Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2011.

[107] _____. **NBR 8451 – Parte 5**: Postes de concreto para entrada de serviço até 1 kV. Rio de Janeiro, 2011.

[108] _____. **NBR 8451 – Parte 6**: Postes de concreto armado e protendido para linhas de transmissão e subestações de energia elétrica – Requisitos, padronização e ensaios complementares. Rio de Janeiro, 2011.

[109] _____. **NBR 11579**: Cimento Portland – Determinação da finura por peneira 75 µm (n° 200). Rio de Janeiro, 2012.

[110] _____. **NBR NM 65**: Cimento Portland – Determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro, 2003.

[111] _____. **NBR NM 23**: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação de massa específica. Rio de Janeiro, 2001.

[112] _____. **NBR NM 76**: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine). Rio de Janeiro, 1998.

[113] _____. **NBR NM 18**: Cimento Portland - Análise química - Determinação de perda ao fogo. Rio de Janeiro, 2012.

[114] _____. **NBR NM 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

[115] _____. **NBR NM 43**: Cimento Portland - Determinação da pasta de consistência normal. Rio de Janeiro, 2003.

[116] _____. **NBR NM 15**: Cimento Portland - Análise química - Determinação de resíduo insolúvel. Rio de Janeiro, 2012.

[117] _____. **NBR NM 20**: Cimento Portland e suas matérias primas - Análise química - Determinação de dióxido de carbono por gasometria. Rio de Janeiro, 2012.

[118] _____. **NBR NM 21**: Cimento Portland - Análise química - Método optativo para a determinação de dióxido de silício, óxido de alumínio, óxido férrico, óxido de cálcio e óxido de magnésio. Rio de Janeiro, 2012.

[119] _____. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

[120] _____. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

[121] _____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

[122] _____. **NBR NM 30**: Agregado miúdo – Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2001.

[123] _____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

[124] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Practice for Preparing, Cleaning and evaluating Corrosion Test Specimens. **ASTM G1-03**. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2011.

[125] RODRIGUES, P.P.F.. Parâmetros de dosagem racional do concreto. In: 34ª Reunião de Técnicos da Indústria do Cimento. 1983. Anais.

[126] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

[127] _____. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

[128] _____. **NBR 9779**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por capilaridade, Rio de Janeiro, 2012.

[129] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Method for Half Cell Potential of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. **ASTM C876-09** In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2009.

[130] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8094**: Material metálico revestido e não revestido - Corrosão por exposição à névoa salina - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1983.

[131] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Practice for Operating Salt Spray (Fog) Apparatus. **ASTM B-117** In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2011.

[132] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

[133] MIYAJI, D.Y. **Concretos refratários contendo agregados eutéticos eletrofundidos: energia de fratura e resistência ao dano por choque térmico**. 2012. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade Federal de São Carlos, 2012.

[134] LIU,R.; POON, C. **Utilization of red mud derived from bauxite in self-compacting concrete**. Journal of Cleaner Production, 112 (2016) 384-391.

[135] SENFF, L.; MODOLO; R.C.E.; SILVA, A.S.; FERREIRA, V.M.; HOTZA, D. **Influence of red mud addition on rheological behavior and hardened properties of mortars**. Construction and Building Materials, 65 (2014) 84–91.

[136] GORDON, J.N.; PINNOCKH, W.R.; MOOREH, M.M. **A Preliminary Investigation of Strength Development in Jamaican Red Mud Composites.** Cement and Concrete Composites, 18 (1996) 371-379.

[137] TUTIKIAN, B.; HELENE, P. **Dosagem dos concretos de cimento Portland.** In: ISAIA, G. C., ed. Concreto: Ciência e Tecnologia. 1. ed. São Paulo, IBRACON, 2011. v. 1, cap. 12, p. 415-51.

[138] DUAN, P.; ZHOU, W.; CHUNJIE, Y. **Investigation of pore structure and ZTI of concrete blended with mineral admixtures in a seawater environment.** Magazine of Concrete Research, 2015, 67(15), 812–820.
<http://dx.doi.org/10.1680/mac.14.00282>

[139] BASSUONI, M.T.; RAHMAN, M.M. **Response of concrete to accelerated physical salt attack exposure.** Cement and Concrete Research, v.79, 2016, 395-408.

[140] GALAN, I.; GLASSER, F. **Chloride in cement.** Advances in Cement Research, 2015, 27(2), 63–97.

[141] LOTHENBACH, B.; LE SAOUT, G.; GALLUCCI, E.; SCRIVENER, K. **Influence of limestone on the hydration of Portland cements.** Cement and Concrete Research 38 (2008) 848–860.

[142] RIBEIRO, D.V. Estrutura dos poros e mecanismos de transporte no concreto. In: _____. **Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise.** Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. Cap.5, 75-85p.

[143] KONTOLEONTOS, F.; TSAKIRIDIS, A.; MARINOS, A.; KATSIOTIS, N.; KALOUIDAS, V.; KATSIOTI, M. **Dry-grinded Ultrafine Cements Hydration:**

Physicochemical and Microstructural Characterization. *Materials Research*, 2013; 16(2): 404-416.

[144] LOURENÇO, M.Z.; SOUZA, C.A.C. Métodos de proteção e aumento da durabilidade do concreto. In: RIBEIRO, D.V. **Corrosão em estruturas de concreto armado**: teoria, controle e métodos de análise. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. Cap.7, 119-170p.

[145] YUAN, Q.; SHI, C.; SCHUTTER, G.; AUDENAERT, K.; DENG, D. **Chloride binding of cement based materials subjected to external chloride environment** - a review. *Constr. Build. Mater.* 23, pp. 1–13, 2009

[146] BADOGIANNIS, E.; AGGELI, E.; PAPADAKIS, V.G.; TSIVILIS, S. **Evaluation of chloride-penetration resistance of metakaolin concrete by means of a diffusion e Binding model and of the k-value concept**. *Cement and Concrete Composites* 63 (2015) 1-7.

[147] BEAUDOIN, J.J.; RAMACHANDRAN, V.S.; FELDMAN, R.F. **Interaction of chloride and C-S-H**. *Cement and Concrete Research*, V. 20, pp. 875-883, 1990.

[148] SURYAVANSHO, A.K.; SCANTLEBURY, J.D.; LYON, S.B. **Mechanism of Friedels salt formation in cements rich in tricalcium aluminate**. *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 5, pp. 717-727, 1996.

[149] DE WEERDT, K.; COLOMBO, A.; COPPOLA, H.; JUSTNES, H.; GEIKER, M.R. **Impact of the associated cation on chloride binding of Portland cement paste**. *Cement and Concrete Research* 68 (2015) 196–202.

[150] VAN NOORT, R.; HUNGER, M.; SPIESZ, P. **Long-term chloride migration coefficient in slag cement-based concrete and resistivity as an**

alternative test method. Construction and Building Materials 115 (2016) 746–759.

[151] HAN, S.H. **Influence of diffusion coefficient on chloride ion penetration of concrete structure.** Construction and Building Materials 21 (2007) 370–378.

[152] MEDEIROS JR, R.A.; LIMA, M.G. **Correlação entre o coeficiente de difusão e a corrente elétrica durante ensaio multiregime de migração de cloretos.** Revista Eletrônica de Engenharia Civil v.9, n.3, 2014, 41-52.

[153] ORTEGA, F.S.; PILEGGI, R.G.; SEPULVEDA, 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 43 (1997) 183-189.

[154] PALMER, S.J., FROST R. L., NGUYEN T. **Hydrotalcites and their role in coordination of anions in Bayer liquors: Anion binding in layered double hydroxides.** Coordination Chemistry Reviews, v. 253, n. 1-2, pp. 250-267, 2009.