



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Christian Alexandre Feitosa de Souza

**PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO
POR INFLUÊNCIA DO AMBIENTE MARÍTIMO:
ESTUDO DE CASO**

Dissertação de Mestrado Reabilitação de Edifícios, na área de pesquisa estrutural, orientada pelo Professor Doutor Anísio Andrade e pelo Professor Doutor Paulo Providência e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Setembro de 2019

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Christian Alexandre Feitosa de Souza

PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO POR INFLUÊNCIA DO AMBIENTE MARÍTIMO: ESTUDO DE CASO

**PATHOLOGIES IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES INFLUENCED BY THE MARITIME
ENVIRONMENT: CASE STUDY**

Dissertação de Mestrado em Reabilitação de Edifícios, na área de pesquisa estrutural,
orientada pelo Professor Doutor Paulo Providência e pelo Professor Doutor Anísio Andrade.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Setembro de 2019



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

Só quem viveu esta experiência sabe o quão é enriquecedor cursar o mestrado e viver em Coimbra, o quanto amadurecemos e aprendemos, não só conhecimento aprendido em sala de aula como também o aprendizado de vida, olhando-a de uma forma totalmente diferente, ampliando os horizontes, conhecendo várias pessoas, cada uma com uma forma diferente de te ensinar algo. Lógico que é uma jornada dura, ir para um país diferente do meu, longe da família, momentos de saudade, tristeza, ansiedade, angústia, desapontamentos, incertezas, inseguranças, dificuldades que só quem viveu sabe, porém é nessas horas que temos mais a agradecer e ficar felizes pelas conquistas realizadas, dizer obrigado a oportunidade única que tive, às pessoas especiais que foram fundamentais na conclusão do mestrado e no dia a dia, a todo aprendizado, e todos os momentos felizes. Desta forma, passo a fazer os seguintes agradecimentos do fundo do meu coração:

A Deus, que permitiu que tudo isso acontecesse ao longo de minha vida e não somente nesses anos como mestrando, que em todos os instantes da vida é o maior mestre que alguém pode conhecer, o qual me acompanhou em todos momentos de dificuldade, deu-me forças e me mostrou o caminho a seguir.

À minha avó Cici, que infelizmente no meio do caminho desta jornada faleceu, porém continuou comigo no meu coração, olhando-me lá de cima e com nosso menino Jesus me abençoou e me motivou a terminar.

Aos meus pais, Laercio Antonio de Souza e Alexandra Mara de Aquino Feitosa Souza, que me deram essa oportunidade de realizar este sonho de cursar um mestrado fora do país e que nunca me abandonaram no percurso, pelo contrário, seguiram lado a lado, absorvendo parte das minhas angústias e ansiedades e felizes comigo a cada passo dado.

Ao meu irmão Cauã Alexandre Feitosa de Souza, que como sempre segue sendo o meu combustível para perpetuamente seguir em frente.

Aos meus demais familiares que, apesar da distância, estiveram permanentemente ao meu lado, em especial aos meus avôs Francimar Feitosa e Cosme Souza, e minha vó Nilma Souza.

Aos meus orientadores Anísio Andrade e Paulo Providência, que me orientaram e me guiaram durante a dissertação, e aos demais professores do departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra que me enriqueceram com o conhecimento passado durante o curso.

Aos meus amigos de Coimbra, em especial aos irmãos e irmãs que fiz aqui: Fernanda Justo, Rafael Firpo, Gabriel Junior, Helen Dantas, Paulo Vitor, Gabriel Alberti, Simone Mano, Ricardo Leão, e aos demais amigos que não foram citados aqui, porém foram fundamentais também neste caminho.

Aos meus amigos do Brasil que sempre acreditaram em mim.

Aos funcionários da Universidade de Coimbra, em especial aos da Biblioteca Geral, do departamento de Engenharia Civil, e aos do Bar da Faculdade de Letras, que pela paciência e presteza tornaram os meus dias mais agradáveis e fáceis.

A todos, rendo meus sinceros agradecimentos!

RESUMO

Atualmente é notável a elevada crescente das degradações causadas em estruturas de betão armado inseridas no ambiente marítimo, decorrente de vários fatores influenciadores, principalmente as elevadas humidades relativas e altas concentrações de agentes agressivos, que geram grandes danos, tanto estruturais quanto financeiros e sociais. Desta forma, este trabalho insere-se no tema das patologias em estrutura de betão armado por influência do ambiente marítimo, exemplificando-o com um estudo de caso. Primeiramente, procedeu-se a caracterização tanto do ambiente marítimo quanto do betão armado, analisando todos fatores importantes na classificação do ambiente e o que torna tão agressivo o meio marítimo, como também a composição do betão (incluindo as adições), da sua estrutura porosa e como se desenvolvem os mecanismo de transporte, a modo de introduzir e referenciar tais tópicos, mostrando durante o trabalho a importância deste capítulo ao referido tema. No capítulo seguinte, foi possível desenvolver a forma na qual sucede as degradações do betão armado neste meio de grande agressividade, subdividindo os mecanismos de deterioração em três tipos, dando maior importância à degradação química, especificamente à corrosão das armaduras, sendo ela a principal forma de ataque às estruturas de betão armado nestas situações. Por fim, a fim de exemplificar todo trabalho desenvolvido e analisar de forma crítica os reais efeitos deste meio em estruturas de betão armado, foi efetuado um estudo de caso do projeto executivo de engenharia para recuperação e reforço do complexo de pontes do Igapó. No estudo de caso ficou claro a importância de medidas na conceção do projeto, e de manutenção e reabilitação que aumentem a durabilidade das estruturas inseridas no ambiente marítimo, diminuindo assim os danos estruturais, financeiros e sociais causados, uma vez que nas inspeções realizadas na ponte são notáveis os enormes danos estruturais causados pelos mecanismos de deterioração, comprometendo assim a segurança da estrutura.

Palavras-chave: Betão Armado; Ambiente Marítimo; Patologias; Corrosão das Armaduras; Complexo de Pontes de Igapó.

ABSTRACT

Nowadays, there is a significant increase in the degradation caused in reinforced concrete structures in the marine environment, due to several influencing factors, mainly high relative humidity and high concentrations of aggressive agents, which cause great damages, structural, financial and social. Thus the present work fits in the theme of pathologies in reinforced concrete structure influenced by the maritime environment, exemplifying it with a case study. First we proceeded to characterize both the maritime environment and the reinforced, analyzing all important factors in the classification of the environment and what makes the maritime environment as well as the composition of the concrete (including the additions) so aggressive, its porous structure and how transport mechanisms are developed in order to introduce and reference such topics, showing the importance of this chapter for this topic. In the following chapter it was possible to develop the form in which the degradation of reinforced concrete occurs in this highly aggressive environment, subdividing the deterioration mechanisms into three types, giving greater importance to chemical degradation, specifically to corrosion of reinforcement, it being the main form of attack on reinforced concrete structures in these situations. Finally, in order to exemplify all the work developed and critically analyze the real effects of this environment on reinforced concrete structures, a case study of the executive engineering project for the recovery and reinforcement of the Igapó bridge complex was carried out. This case study made clear the importance of measures in the project design, and maintenance and also rehabilitation that increases the durability of the structures inserted in the maritime environment, thus reducing the structural, financial and social damages caused once the inspections carried out on the bridge there were noticeable enormous structural damage caused by the deterioration mechanisms, thus compromising the safety of the structure.

Keywords: Reinforced Concrete; Maritime Environment; Pathologies; Corrosion of Reinforcement; Igapó Bridges Complex.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	CARACTERIZAÇÃO DO AMBIENTE E DOS MATERIAIS.....	3
2.1	Caracterização do Meio Marítimo	3
2.1.1	Agressividade Ambiental	3
2.1.2	Ambiente Marinho	5
2.2	Caracterização dos Materiais.....	8
2.2.1	O material Betão.....	8
2.2.2	Mecanismo de transporte, porosidade e permeabilidade do betão....	12
3	MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO.....	18
3.1	Degradação Física.....	18
3.2	Degradação Biológica.....	23
3.3	Degradação Química	23
3.3.1	Ataque pelos sulfatos	24
3.3.2	Ataque pelos ácidos.....	26
3.3.3	Ataque pelos sais de amónio e magnésio	27
3.3.4	Ataque por águas puras	28
3.3.5	Reações álcali-agregado	28
3.4	Corrosão das Armaduras	32
3.4.1	Mecanismo da corrosão e aspectos gerais.....	32
3.4.2	Corrosão por ação da carbonatação.....	39
3.4.3	Corrosão por ação dos cloretos	45
3.4.4	Ação sinérgica dos cloretos e carbonatação.....	51
3.4.5	Principais parâmetros e velocidade de corrosão	52
4	ESTUDO DE CASO DO PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA RECUPERAÇÃO E REFORÇO DO COMPLEXO DE PONTES DE IGAPÓ NA BR-101/RN	59
4.1	Caracterização do Complexo de Pontes	59

4.1.1	Mapa de situação	59
4.1.2	Histórico da ponte	60
4.1.3	Descrição da Ponte	61
4.1.4	Caracterização ambiental	61
4.2	Vistoria Técnica.....	63
4.2.1	Vistoria meso e superestrutura	63
4.2.2	Inspeção subaquática e dos blocos	69
4.3	Projeto de Recuperação e Reforço da Ponte.....	71
4.3.1	Recuperação dos pilares	71
4.3.2	Aparelhos de apoio.....	72
4.3.3	Recuperação das vigas	72
4.3.4	Drenagem deficiente do tabuleiro	72
4.3.5	Juntas de Dilatações	72
4.3.6	Recuperação dos blocos	73
4.3.7	Recuperação das estacas.....	73
4.3.8	Recuperação dos encontros	73
4.4	Análise de Estratégias, Princípios e Técnicas Projetadas.....	74
4.5	Situação Atual	74
5	CONCLUSÃO	79
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	82

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Influência das zonas climáticas na performance de estruturas marítimas (Mehta, 1991). 1 – Pequenas fissuras. 2 – Algumas fissuras. 3 – Fissuras moderadas. 4 – Fissuras severas. 5 – Fissuras severas e fragmentação.....	3
Figura 2.2 – Influência da temperatura na agressividade ambiental relativa ao cobrimento (CEB, 1992).....	4
Figura 2.3 – Influência dos agentes agressivos no risco de corrosão do aço em relação a humidade. (CEB, 1992).....	5
Figura 2.4 – Condição de exposição e mecanismos de deterioração num ambiente marítimo (Miranda, 2006).	7
Figura 2.5 – Variação do risco de corrosão da armadura em cada zona microclimática (CEB, 1992).....	8
Figura 2.6 – Panorama do transporte no betão (CEB, 1992).....	13
Figura 2.7 – Influência da estrutura porosa na permeabilidade (Costa, 1997).....	14
Figura 2.8 – Modelo simplificado de poros mostrando fenómenos de ligação (CEB, 1992).....	16
Figura 2.9 – Relação entre a permeabilidade e a porosidade capilar da pasta de cimento (Powers, 1958).....	17
Figura 2.10 – Relação entre a permeabilidade e a relação água/cimento para pastas de cimentos maduras (93 % de cimento hidratado) (Powers et al, 1994).	17
Figura 3.1 – Fissuras precoces no betão (Miranda, 2006).....	18
Figura 3.2 – Formação de fissuras por assentamento plástico do betão (Souza & Ripper, 1998).....	19
Figura 3.3 – Exemplo de fissuração por movimentação de fôrmas e escoramentos (Souza & Ripper, 1998).....	20
Figura 3.4 – Fissuras associadas aos esforços dominantes (Miranda, 2006).	21
Figura 3.5 – Fissuras ocasionadas pelo diferencial de temperatura, decorrente do calor de hidratação do betão (CEB, 1992).	21
Figura 3.6 – Efeito do ataque dos sulfatos (CEB, 1992).	24
Figura 3.7 – Ataque dos ácidos no betão (CEB, 1992).	26
Figura 3.8 – Efeito da reação álcali-sílica (CEB, 1992).....	29
Figura 3.9 – Efeito do teor em álcalis na expansão do betão no decorrer do tempo (Sibbick & Page, 1992) apud (Bertoline, L. et al, 2013).	31
Figura 3.10 – Modelo de Tuutti para vida útil da estrutura deteriorada por corrosão da armadura.(Tuutti, 1982) adaptado por (Bertoline, L. et al, 2013).....	33
Figura 3.11 – Mecanismo de despassivação das armaduras (Santos, 2014).	34
Figura 3.12 – Modelo simplificado da corrosão do aço no betão (Costa & Appleton, 1999).....	35

Figura 3.13 – Volume relativo dos produtos da corrosão. (Rostam, 1993).....	37
Figura 3.14 – Representação esquemática da fendilhação, destacamento e delaminação do betão por efeito da corrosão dos varões. (Providência & Costa, 2017).....	37
Figura 3.15 – Diagrama representando ciclos de "cracking-corrosion-cracking" no betão (Mehta & Gerwick, 1982).	38
Figura 3.16 – Efeitos estruturais da corrosão das armaduras (CEB, 1992).....	39
Figura 3.17 – Mecanismo de carbonatação do betão. (Tuutti, 1982)	40
Figura 3.18 – Zonas envolvidas no mecanismo da carbonatação e variação do pH no longo da profundidade. (Masuda & Tanano, 1993) apud (Costa & Appleton, 1999)).	41
Figura 3.19 – Efeito da razão água-cimento, temperatura e adições na profundidade de carbonatação (adaptado de (Soroka, 1993) apud (Santos, 2014)).	43
Figura 3.20 – Esquema representativo da corrosão localizada da armadura (Bertoline, L. et al, 2013).	46
Figura 3.21 – Efeito das condições de exposição e da qualidade do betão no teor crítico de cloretos (Kropp, 1995) apud (Costa, 1997).	47
Figura 3.22 – Exemplificação da penetração de cloretos numa estrutura marítima em função de diferentes altitudes – Cimento Portland Normal; razão água-cimento = 0,5; C3A= 10% (Santos, 2014).....	50
Figura 3.23 – Efeito da carbonatação na concentração de cloretos livres e no teor crítico de cloretos (Zhu et al, 2016).....	52
Figura 3.24 – Influência da humidade no coeficiente de difusão do oxigénio (Tuutti, 1982) apud (Costa, 1997).....	54
Figura 3.25 – Efeito da humidade na condutividade, penetração de oxigénio e velocidade de corrosão (Tuutti, 1982) apud (Costa, 1997).....	55
Figura 3.26 – Influência da temperatura na velocidade de corrosão (Tuutti, 1982) apud (Costa, 1997).	55
Figura 3.27 – Influência do processo de cura na permeabilidade. (CEB, 1992).....	56
Figura 3.28 – Relação entre a espessura do recobrimento e o período de iniciação da corrosão.	57
Figura 3.29 – Influência da espessura e qualidade do betão na humidade relativa ao nível das armaduras (adaptado de (Costa & Appleton, 1999)).....	57
Figura 3.30 – Velocidade de corrosão registradas em laboratório em diversas condições de exposição. (Andrade & Alonso, 1996)	58
Figura 4.1 – Mapa de Situação do complexo de Pontes de Igapó (Maia Melo Engenharia , 2012).....	59
Figura 4.2 – Ponte Costa e Silva em outubro de 1970 (autor desconhecido, retirada de (Neto, 2013)).	60
Figura 4.3 – Vista aérea do complexo de Pontes de Igapó (Google).	60

Figura 4.4 – Pilar 8 com corrosão das armaduras (Maia Melo Engenharia , 2012)......	63
Figura 4.5 – Detalhe do aparelho de apoio da ponte nova (Maia Melo Engenharia , 2012).	64
Figura 4.6 – Detalhe do aparelho de apoio da obra antiga (Maia Melo Engenharia , 2012).	65
Figura 4.7 - (a) Dreno posicionado sobre o talão inferior da viga; (b) Junta longitudinal com problemas de vedação (Maia Melo Engenharia , 2012).	65
Figura 4.8 – Vigas de betão protendido - Betão desagregado com armadura exposta e oxidada (DNIT, 2018).	67
Figura 4.9 - (a) Infiltração causada por deficiência na junta de dilatação; (b) Fissuração transversal no pavimento da ponte (Maia Melo Engenharia , 2012).	68
Figura 4.10 - (a) Fissuras no encontro E1; (b) Detalhe da fissura com 2,5 mm (Maia Melo Engenharia , 2012).	69
Figura 4.11 – Furo por corrosão na estaca 1 do bloco 6 ^a (Maia Melo Engenharia , 2012).	70
Figura 4.12 – Furo por corrosão na estaca 12 do bloco 6 ^a (Maia Melo Engenharia , 2012).	70
Figura 4.13 – Ataque biológico nos blocos de fundações (DNIT 2018).	71
Figura 4.14 – Deterioração no lado direito da estrutura; (a) Estaca de betão armado desconfinada; (b), (c) e (d) Pilares de betão armado com corrosão avançada (DNIT, 2018).	76
Figura 4.15 – Deterioração do lado esquerdo da estrutura. Corrosão avançada nas vigas de betão protendido (DNIT, 2018).	77
Figura 4.16 – Início da obra de reabilitação. (Marinho, 2019).	78

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Influência da humidade relativa nos processos de degradação do betão (CEB, 1992).....	4
Quadro 2.2 – Composição média da água do oceano Atlântico. (Rilem, 1985).	6
Quadro 2.3 – Composição da matéria-prima do clínquer (Coutinho, 1988).	9
Quadro 2.4 – Quadro relativo aos principais composto do cimento (Coutinho, 1988)....	9
Quadro 2.5 – Características dos componentes do clínquer Portland (Costa, 1997).....	10
Quadro 3.1 – Ação dos ácidos no betão ((ACI 201.2R, 1992), apud (Costa & Appleton, 1999)).	27
Quadro 3.2 – Fatores influenciadores na profundidade e velocidade de carbonatação.(adaptado de (Figueredo, 2005) apud (Polito, 2006))	42
Quadro 3.3 – Velocidade de corrosão tomando como parâmetro a resistividade. (Langford & Broomfield, 1987)	53
Quadro 3.4 – Velocidade de corrosão tomando como parâmetro a resistividade. (Rodríguez et al, 1995)	53
Quadro 4.1 – Valores extremos e médios das variáveis climáticas de Natal (adaptado de (Santo & Silva, 2016).	62
Quadro 4.2 – Valores mínimos e máximos dos parâmetros físico-químico da água do mar, durante janeiro e setembro do ano de 2002, nas praias do Meio e Areia Preta em Natal (adaptado de (Cardonha; al et, 2005)).....	62

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

Equação 3.1 – Formação de gesso.....	25
Equação 3.2 – Formação da etringite	25
Equação 3.3 – Decomposição do C-S-H	25
Equação 3.4 – Reações Álcali-Sílica.....	29
Equação 3.5 – Dissolução do Fe (reação anódica):.....	35
Equação 3.6 – Redução do oxigênio (reação catódica):.....	36
Equação 3.7 – Reações anódicas secundárias:	36
Equação 3.8 – Reações da carbonatação.	40
Equação 3.9 – Estimativa da profundidade de carbonatação.	42
Equação 3.10 – Reações de formação do cloreto de ferro e hidróxido de ferro.....	46

SIMBOLOGIA

$\mu\text{A}/\text{cm}^2$ – Milha ampere por centímetro ao quadrado
 $2\text{CaO}.\text{SiO}_2$ – Silicato Bicálcico
 $3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$ – Aluminato Tricálcico
 $3\text{CaO}.\text{SiO}_2$ – Silicato Tricálcico
 $4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$ – Ferro-Aluminato Tretacálcico
a/c – Relação água/cimento
 Al_2O_3 – Alumina
 C_2S – Silicato Bicálcico
 C_3A – Aluminato Tricálcico
 C_3S – Silicato Tricálcico
 C_4AF – Ferro-Aluminato Tretacálcico
 Ca^{2+} – Íon de cálcio
 CaCO_3 – Carbonato de cálcio
cal/g – Caloria por grama
 CaO – Cal
 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – Hidróxido de cálcio
 CaSO_4 – Sulfato de cálcio
 Cl^- – Íon de cloreto
 CO_2 – Dióxido de carbono
Fe – Ferro
 Fe^{2+} – Iões de Ferro
 Fe_2O_3 – Óxido de ferro
 g/cm^3 – Grama por centímetro ao cubo
 H_2S – Ácido sulfídrico
 $\text{K}\Omega$ – Kiloohm
 K_2O – Óxido de potássio
 K_2SO_4 – Sulfato de potássio
 K^+ – Íon de potássio
KCl – Cloreto de potássio
 kg/m^3 – Quilograma por metro ao cubo
KOH – Hidróxido de potássio
m – Metro
 Mg^{2+} – Íon de magnésio
 MgCl_2 – Cloreto de magnésio
 $\text{Mg}(\text{OH})_2$ – Hidróxido de magnésio
 MgSO_4 – Sulfato de magnésio

m/s – Metro por segundo

Na_2O – Óxido de sódio

Na^+ – Íon de sódio

NaCl – Cloreto de sódio

NH_4^+ – Amónio

NaOH – Hidróxido de sódio

OH^- – Iões de hidróxido

pH – Potência de hidrogênio

PRP – Precipitação acumulada

SiO_2 – Sílica

SO_4^{2-} – Íon de sulfato

Tar – Temperatura do ar

UR – Humidade relativa

ABREVIATURAS

APE – Advanced Pile Encapsulation

CSH – Calcium Silicate Hydrates

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte

END – Ensaio Não Destrutivo

JEENE – Juntas Elásticas Expansivas Nucleadas

NBR – Norma Brasileira de Regulamentação

NP – Norma Portuguesa

OAE – Obra de Arte Espacial

1 INTRODUÇÃO

Desde a sua invenção no século XIX pelo francês Joseph-Louis Lambot, e com uma forte intensificação a partir do primeiro quarto do século XX, o betão¹ armado vem sendo utilizado para diferentes tipos de estruturas. Os desenvolvimentos tecnológicos relativos aos materiais, métodos construtivos e equipamento de construção, possibilitaram a utilização deste material compósito em larga escala na construção civil, acompanhando as demandas da sociedade, sendo esse material atualmente empregado em ambientes muito diversos.

Um requisito fundamental de qualquer estrutura é a sua durabilidade – isto é, a sua aptidão para desempenhar as funções para que foi concebida durante o período de vida definido no projeto, sem custos de manutenção ou de reparação imprevistos (Appleton, 2013). No entanto, a experiência tem mostrado que, em resultado de deficiências de projeto, execução e/ou exploração, as estruturas de betão armado apresentam por vezes uma deterioração precoce, o que pode obrigar a obras de reparação mais ou menos profundas ou mesmo à sua substituição, com elevados encargos económicos e sociais.

Os casos de deterioração precoce são particularmente frequentes e notórios nas estruturas de betão armado em ambiente marítimo, em virtude da sua elevada agressividade. Este é um problema com significativa expressão em países como Portugal e o Brasil, com extensas e densamente ocupadas orlas costeiras. A elevada agressividade do meio marítimo se deve aos inúmeros fatores influenciadores, que promovem uma deterioração rápida da estrutura quando comparada a outros ambientes, sendo os principais fatores a humidade e os agentes agressivos do meio, principalmente os cloretos.

Um conhecimento sistemático e integrado da influência do meio marítimo nas estruturas de betão armado, assim como das estratégias e métodos para a sua avaliação e, se necessário, reabilitação, revela-se fundamental para todos os envolvidos no projeto, execução ou exploração dessas estruturas. A dissertação proposta no presente trabalho assenta, fundamentalmente, numa pesquisa e revisão bibliográficas aprofundadas e pretende ser uma modesta contribuição para a sistematização e disseminação do estado atual dos conhecimentos neste domínio complexo, multidisciplinar e em franca evolução. Adicionalmente, pretende-se ilustrar as matérias expostas com um caso de estudo prático.

O segundo capítulo aborda fundamentalmente a caracterização do ambiente em estudo, como também do material e suas propriedades, para que desta forma possa analisar o funcionamento dos mecanismos de deterioração em um ambiente de grande agressividade e o

¹ Betão é concreto em Portugal.

comportamento do betão armado quando exposto a estes mecanismos nestas situações. Seu primeiro tópico foca no meio ambiente, fatores influenciadores e classificação da agressividade de determinado ambiente, dando importância às características do ambiente marítimo, o qual é base deste estudo. Já o segundo se alicerça nas propriedades do material, abordando sua fabricação, composição e tipos de cimento, bem como suas propriedades de porosidade, permeabilidade e mecanismos de transporte desenvolvidos no interior do betão.

O terceiro capítulo está fundamentado nos mecanismos propriamente ditos, na forma de ocorrência, principais fatores que o influencia, possíveis medidas para prevenção e aumento da durabilidade e análise das interações e eventuais efeitos sinérgicos entre diferentes mecanismos que atuem simultaneamente. Os mecanismos de deterioração podem ser divididos em três tipos a serem mostrados neste trabalho: deterioração física, deterioração biológica e deterioração química, contudo, em função da sua grande importância no meio marítimo, o principal mecanismo a ser estudado será a corrosão das armaduras, dando eventual foco à corrosão por cloretos, uma vez que neste meio é o agente agressivo que provoca maiores deteriorações e com maior ocorrência, quando se fala de betão armado.

Por fim, esta dissertação traz um estudo de caso a modo de exemplificar todo conteúdo desenvolvido e analisar de forma crítica. O estudo de caso em questão é o Projeto Executivo para recuperação e reforço do complexo de pontes de Igapó na BR-101/RN desenvolvido pela empresa Maia Melo Engenharia. O estudo de caso se baseia essencialmente na situação da ponte por meio das inspeções realizadas, dos mecanismos de ocorrência e efeitos do meio marítimo na ponte, abordando também em segundo plano o projeto de reabilitação e a situação atual da ponte.

2 CARACTERIZAÇÃO DO AMBIENTE E DOS MATERIAIS

2.1 Caracterização do Meio Marítimo

2.1.1 Agressividade Ambiental

Para definir as várias classes de exposição e a agressividade de cada ambiente é preciso levar em conta inúmeros fatores como temperatura, humidade e as substâncias quimicamente agressivas.

A temperatura muitas vezes, não dada tanta importância no processo de definição de agressividade, tem um papel significativo na degradação no betão armado. (Mehta, 1991), citando Idorn, afirma que nos climas temperados o calor é só por si um fator de agravamento, em razão de constituir uma fonte de energia que acelera tanto o início como a progressão dos mecanismos de deterioração. Temperaturas mais altas aumentam a velocidade das reações químicas, já que facilitam a mobilidade e a penetração de iões e moléculas no interior do betão. De acordo com o *Comité Euro-International du Béton* (CEB, 1992), o aumento da temperatura em 10 °C causa uma duplicação da taxa de reação e da velocidade das reações químicas, a exceção desse aumento é as reações provocadas por sulfato, o qual diminui com o aumento da temperatura. A Figura 2.2 demonstra a influência da temperatura na agressividade ambiental² em relação ao cobrimento, sendo ela diretamente proporcional.

A Figura 2.1 simula a degradação do betão com o tempo em várias situações climáticas.

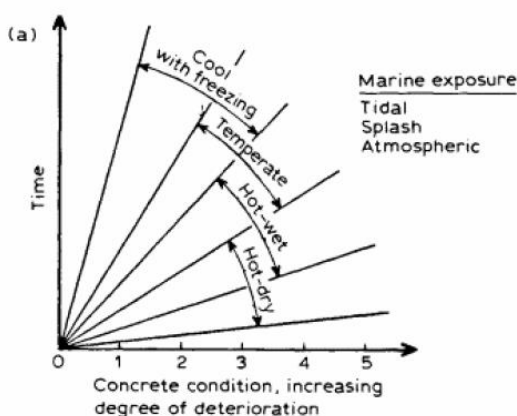


Figura 2.1 – Influência das zonas climáticas na performance de estruturas marítimas (Mehta, 1991). 1 – Pequenas fissuras. 2 – Algumas fissuras. 3 – Fissuras moderadas. 4 – Fissuras severas. 5 – Fissuras severas e fragmentação.

² A escala é definida de tal forma que a agressividade é diretamente proporcional à cobertura necessária para produzir um risco uniforme de danificar.

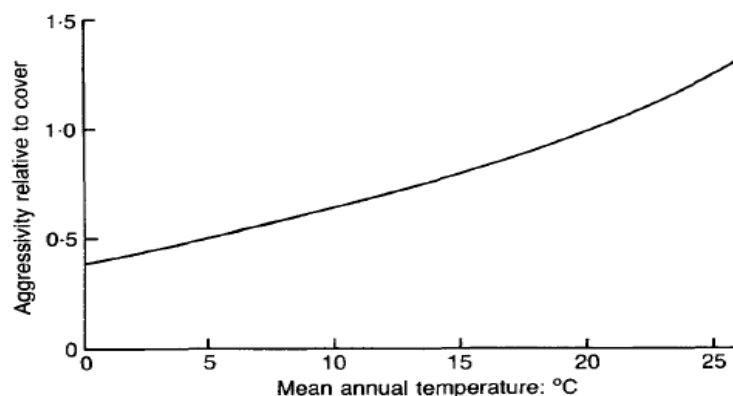


Figura 2.2 – Influência da temperatura na agressividade ambiental relativa ao cobrimento (CEB, 1992).

Outro grande fator na agressividade é a humidade do ambiente, já que a água é fundamental nos processos de deterioração do betão armado. A humidade relativa ocasiona uma variação de humidade no interior do betão, fazendo com que esta tenda a ter a humidade maior que no exterior por causa da sua porosidade, uma vez que, de forma geral, o processo de absorção da água pelo betão é mais rápido que o processo de descarte da água. O Quadro 2.1 mostra o efeito da humidade relativa nos processos de degradação.

Quadro 2.1 – Influência da humidade relativa nos processos de degradação do betão (CEB, 1992).

Umidade relativa	Processo de degradação				
	Carbonatação	Corrosão do aço		Gelo/desgelo	Ataque Químico
		em Betão carbonatado	em Betão com cloretos		
Muito Baixa (<45%)	1	0	0	0	0
Baixa (45-65%)	3	1	1	0	0
Média (65-85%)	2	3	3	0	0
Alta (85-98%)	1	2	3	2	1
Ambiente saturado (>95%)	0	1	1	3	3

0-Risco insignificante; 1 – Baixo risco; 2 – Risco médio; 3 – Risco alto.

A presença de agentes agressivos no meio é mais um dos itens que definem se um determinado meio é mais ou menos agressivo. No caso do betão armado, os três principais provocadores de danos são: o dióxido de carbono, o qual provoca a carbonatação; os cloretos, que causam a remoção de toda película passiva, promovendo a corrosão desta; e os ácidos, os quais agem dissolvendo os produtos de hidratação do cimento, os sulfatos e os álcalis.

Na Figura 2.3, o (CEB, 1992) apresenta como exemplo em termos brutos o risco aumentado de danos causados pela corrosão quando o ambiente é contaminado em comparação com o risco

em ambientes normais, dando ênfase à humidade que, como dito anteriormente, é imprescindível para ocorrência da corrosão.

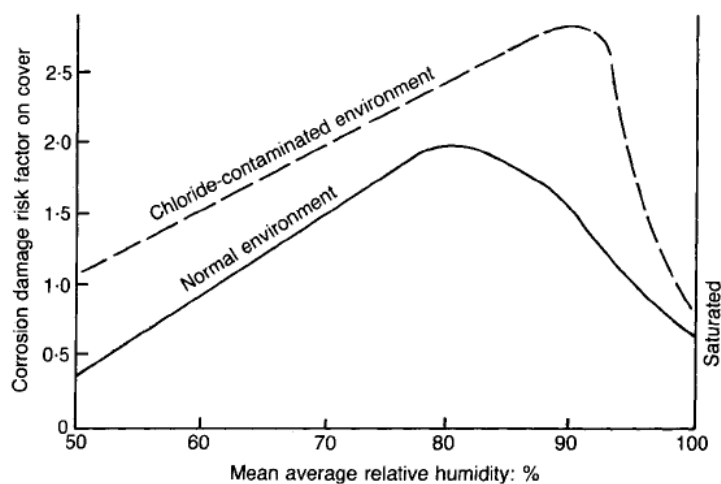


Figura 2.3 – Influência dos agentes agressivos no risco de corrosão do aço em relação a humidade. (CEB, 1992).

Tanto as normas brasileiras quanto as normas portuguesas classificam a agressividade do ambiente por meio de classes de exposição e agressividade, a serem consideradas na conceção do projeto de uma estrutura. A Norma Portuguesa (NP EN 1992-1-1, 2010), apontada no Anexo A, abrange um leque muito maior de classes do que a Norma Brasileira (ABNT NBR 6118, 2014), apontada no Anexo B.

2.1.2 Ambiente Marinho

Com uma elevada concentração de sais, humidades elevadas, efeito das marés e dos organismos presentes no mar, a atmosfera marinha se torna o meio de enorme agressividade, degradando o betão e corroendo o aço por meio de ações químicas, físicas e biológicas. Tais fatores influenciam de forma extremamente significativa na durabilidade da estrutura. De acordo com (Helene, 1986), pode-se dizer que a velocidade de corrosão em atmosfera marinha pode ser da ordem de 30 a 40 vezes superior à que ocorre em atmosfera rural.

A água do mar contém inúmeros sais em grandes quantidades, por exemplo: cloreto de sódio (NaCl), cloreto de magnésio (MgCl_2), sulfato de magnésio (MgSO_4), sulfato de cálcio (CaSO_4), cloreto de potássio (KCl), sulfato de potássio (K_2SO_4), além de conter oxigénio e dióxido de carbono dissolvido. De modo geral, em exceção a pequenos mares, a composição da água do mar é bastante uniforme, como apresentado no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Composição média da água do oceano Atlântico. (Rilem, 1985).

Composição média da água do oceano Atlântico (% dos diferentes iões)		
	Atlântico Norte	Atlântico Sul
Cl ⁻	17,8	20,5
SO ₄ ²⁻	2,5	2,9
Ca ²⁺	0,4	0,4
Mg ²⁺	1,5	1,3
Na ⁺	11,0	11,4
K ⁺	0,3	0,5

Quimicamente falando, os cloretos são os principais “vilões” na corrosão da armadura, já para o betão propriamente dito, os sais de magnésio têm maior poder na degradação dos produtos hidratados da pasta de cimento. Assim como na atmosfera, na água do mar existem gases dissolvidos que podem agravar mais ainda a agressividade da água, como o oxigénio e o dióxido de carbono, que apesar de estarem em baixa quantidade em relação à atmosfera, tem influência no processo de corrosão e carbonatação nas áreas submersas respetivamente.

Voltado para a parte biológica, de acordo com (Costa, 1997), algumas bactérias anaeróbicas produzem ácido sulfídrico (H_2S), que pode ser transformado em ácido sulfúrico por bactérias aeróbicas, tendo por consequência a forte redução do pH da água e a destruição da pasta de cimento.

Junto de todo ataque químico e biológicos, o efeito das marés e rebentações provocam, além do ataque físico, exposições das zonas estruturais aos ciclos de molhagem e secagem que unindo com a variação de temperatura da atmosfera e da água formam zonas sensíveis à degradação química. Zonas costeiras próximas do mar, porém sem contato com a água do mar também sofrem com a ação agressiva do mar, pois o vento transporta e expõe essas zonas aos borrifos criados pela rebentação das ondas, diminuindo a durabilidade dessas estruturas.

Dentro do ambiente marinho existe uma série de microambientes com características e agressividade diversificadas e que influenciam o tipo de mecanismo de deterioração predominante (Mehta, 1991).

A Figura 2.4 distingue os tipos de zonas microclimáticas, cada tipo de característica e agressividade diferente.

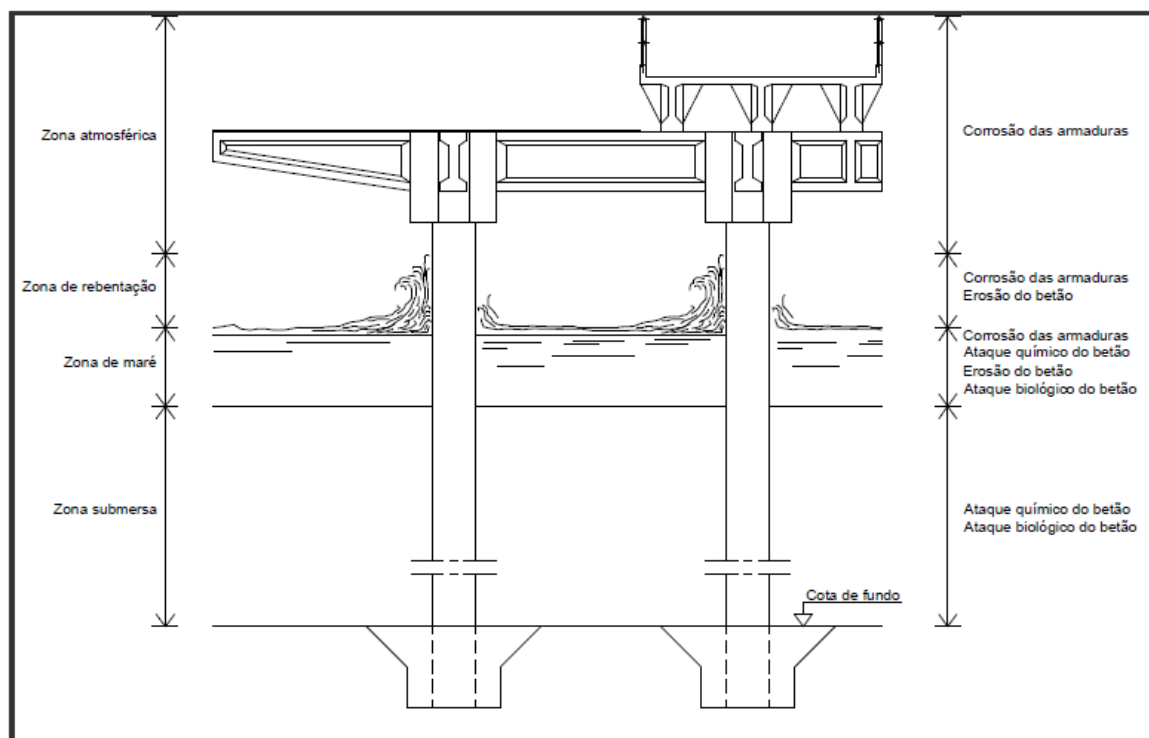


Figura 2.4 – Condição de exposição e mecanismos de deterioração num ambiente marítimo (Miranda, 2006).

Na zona atmosférica, a estrutura não se encontra em contato direto com a água, entretanto, com os borrifos provocados pela ação das ondas e, carregadas pelo vento, expõe a estrutura às ações dos sais, sobretudo o cloreto, que adicionados a grande humidade relativa do ar provocam corrosão da armadura. Outro processo de deterioração presente nessa zona é a carbonatação, não sendo diretamente relacionada ao efeito agressivo do mar, contudo, influi diretamente na atuação dos cloretos, seja pela abertura de fissuras, facilitando a penetração do cloreto, ou pela liberação de cloretos livres que anteriormente estavam fixos quimicamente no betão, desse jeito, agindo de forma conjunta para corrosão do aço³.

Na zona de rebentação há a corrosão da armadura de forma parecida com a que ocorre na zona atmosférica, tendo como diferença seu agravamento pelo aumento da humidade provocado pelo processo de molhagem e secagem do betão, e a erosão deste provocado pelas ondas. Esse tipo de microambiente gera as condições ideais para o aumento de forma significativa da corrosão da armadura, tornando a zona mais vulnerável (Figura 2.4).

³ Os cloretos no betão podem se encontrar em três formas distintas: quimicamente ligados, fisicamente adsorvidos à superfície dos poros e sob a forma livre na solução dos poros. A carbonatação do betão, além de conduzir a um abaixamento do pH, liberta uma parte dos cloretos fixos quimicamente, desta maneira, contribuindo para um prejudicial aumento da concentração de iões Cl^- livres (Tuutti, 1982).

A zona de maré igualmente à zona de rebentação passa pelo processo de molhagem e secagem devido ao efeito das marés. Tal efeito faz com que a estrutura nesta zona passe uma parte do dia submersa e outra parte em exposição à atmosfera. Durante o tempo que passa submersa, o betão se encontra saturado diminuindo a agressividade da corrosão em relação a zona anterior (Figura 2.4), mas, em contraponto a isso, passa a ter o ataque químico e o ataque biológico danificando principalmente o betão.

Por último, apresenta-se a zona submersa que pelo material se encontrar sempre saturado, sem a presença significativa do oxigénio e dióxido de carbono impedindo a corrosão e a carbonatação, processos que necessitam da presença desses gases, sofrendo apenas o ataque químico e biológico, diminuindo de forma significativa a degradação da estrutura uma vez que no meio marinho a principal forma de degradação é a corrosão da armadura (Figura 2.4).

A Figura 2.5 apresenta a variação do risco de corrosão da armadura em cada zona microclimática.

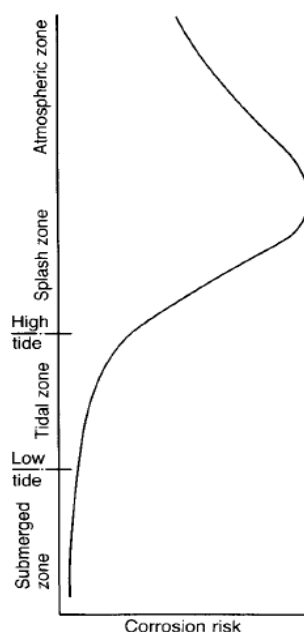


Figura 2.5 – Variação do risco de corrosão da armadura em cada zona microclimática (CEB, 1992).

2.2 Caracterização dos Materiais

2.2.1 O material Betão

O betão é um material formado pela mistura de cimento, agregados grossos e finos e água, com ou sem incorporação de adjuvantes e adições, que desenvolve as suas propriedades por hidratação de cimento (NP EN 206, 2017).

A durabilidade do betão depende da composição e da qualidade dos materiais a serem utilizados, assim como todo processo de colocação, compactação e cura. A falha em algum desses processos podem ocasionar em um betão de baixa qualidade e mais suscetível às degradações do meio ambiente.

O principal elemento do betão é o cimento, que quando misturado com a água endurece fornecendo propriedades fundamentais para o material, fazendo com que este seja tão comumente usado nos dias atuais.

O processo de fabricação do cimento consiste essencialmente em moer as matérias primas, misturando-as em certas proporções e queimando em um grande forno a uma temperatura que chega até 1450 °C, temperatura em que o material se funde parcialmente em pedaços de tamanhos variados conhecidos como clínqueres. O clínquer é resfriado e moído em um pó fino com um pouco de cálcio hidratado adicionado (Neville, 2004).

Clínquer tem como matéria prima o calcário (carbonato de cálcio), argila (silicatos de alumínio) e outras substâncias ricas em sílica, alumina ou ferro moídas (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 – Composição da matéria-prima do clínquer (Coutinho, 1988).

Principais componentes da matéria-prima	Quantidade percentual
CaO (Cal)	60 a 68%
SiO ₂ (Sílica)	17 a 25%
Al ₂ O ₃ (Alumina)	2 a 9%
Fe ₂ O ₃ (Óxido de Ferro)	0,5 a 6%

Os principais compostos do clínquer no cimento e percentagens habitualmente usadas no cimento Portland, cujas proporções são obtidas por meio da análise química, são mostrados no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Quadro relativo aos principais composto do cimento (Coutinho, 1988).

Compostos	Notações Químicas dos Cimentos	Notações Químicas Condensadas	Percentagens comumente usadas
Silicato Tricálcico	3CaO. SiO ₂	C ₃ S	20 a 65%
Silicato Bicálcico	2CaO. SiO ₂	C ₂ S	10 a 55%
Aluminato Tricálcico	3CaO. Al ₂ O ₃	C ₃ A	0 a 15%
Ferro-Aluminato Tretacálcico	4CaO. Al ₂ O ₃ . Fe ₂ O ₃	C ₄ AF	5 a 15%

A várias propriedades do cimento, como a resistência a compressão, calor de hidratação, resistência química, permeabilidade, porosidade, dentre várias outras, tem como fator importante a composição química do clínquer, quantidade relativa dos silicatos e dos aluminatos que se formam, interferindo diretamente na durabilidade. Sendo fundamental em

obras que incluídas em meios muito agressivos ou que tenha como requisito a durabilidade, uma das formas de fazer uma estimativa dos componentes principais é calculando pela utilização do método proposto por Bogue⁴.

(Costa, 1997) estipula as proporções médias dos principais componentes do clínquer e as características do seu comportamento durante e após a hidratação (Quadro 2.5).

Quadro 2.5 – Características dos componentes do clínquer Portland (Costa, 1997).

Componentes do clínquer		C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
Proporções médias		60%	20%	8%	12%
Velocidade de hidratação		Elevada	Moderada	Muito elevada	Elevada
Calor de hidratação	Quantidade	Elevada (120 cal/g)	Pequena (60 cal/g)	Muito elevada (100 cal/g)	Moderada (100 cal/g)
	Desenvolvimento	Rápido	Lento	Rápido	Lento
Desenvolvimento da resistência mecânica		Rápido e prolongado	Lento e muito prolongado	Muito rápido e de curta duração	Lento e pouco significativos
Resistência ao ataque químico		Pequena	Moderada	Muito pequena	Grande

O cimento em contato com a água pode reagir de duas formas: na primeira ocorre uma adição direta de algumas moléculas de água, sendo essa uma verdadeira reação de hidratação, a segunda forma de reação é com hidrólise da água. É conveniente e usual, no entanto, aplicar o mesmo termo de hidratação para as duas formas. Ao interagir com a água o cimento endurece, originando novos compostos hidratados que cristalizam com hábito acicular, emaranhando-se e colando uns aos outros, formando um sólido resistente.

Tanto o silicato bicálcico quanto o silicato tricálcico, quando passa pelo processo de hidratação, originam uma família de silicatos de cálcio hidratados e hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$). Esses silicatos hidratados, geralmente designados por *Calcium Silicate Hydrates* (CSH), apresentam uma estrutura fibrosa e ocupam entre 50 e 60% do volume sólido da pasta de cimento hidratado (Costa, 1997).

⁴ As porcentagens de silicato tricálcico, silicato bicálcico, aluminato tricálcico e aluminoferrato calculam-se a partir da seguinte fórmula, referindo os símbolos químicos às percentagens dos óxidos na totalidade do cimento e não aos seus pesos moleculares:

$$C_3S = 4,07XC_{aO} - 7,60XS_{iO_2} - 6,72XAl_2O_3 - 1,43XFe_2O_3 - 2,85XSO_3$$

$$C_2S = 2,87XS_{iO_2} - 0,754X3CaO.SiO_2$$

$$C_3A = 2,65XAl_2O_3 - 1,69XFe_2O_3$$

$$C_4AF = 3,04XFe_2O_3$$

Comparativamente o silicato tricálcico produz três vezes mais o hidróxido de cálcio em relação ao silicato bicálcico, em certo ponto, como por exemplo no ataque químico do betão, a elevada concentração do hidróxido de cálcio é prejudicial ao material, em razão deste composto ser muito vulnerável ao ataque das substâncias agressivas e potencia as reações destrutivas devido ao ataque de sulfatos e às reações expansivas entre os álcalis e a sílica reativa dos inertes. Em contrapartida, o hidróxido de cálcio cria um ambiente de alta alcalinidade no betão, chegando o pH na ordem dos 13, protege a armadura contra corrosão, pela formação de uma camada de óxido, e cria uma película passiva. A presença deste hidróxido de cálcio tem também um efeito retardador na progressão da carbonatação do betão e a um aumento do teor crítico de cloretos, valor a partir do qual se dá a destruição da película passiva (Teles, 2005).

A reação da água com o aluminato tricálcico, na presença de uma solução sobressaturada de hidróxido de cálcio, acarreta a liberação do aluminato de cálcio hidratado. Como a tal reação ocorre de maneira rápida, adiciona-se ao cimento uma pequena quantidade de sulfato de cálcio (gesso), que retarda a presa e combina-se com o aluminato de cálcio formando etringite, sulfoaluminato de cálcio hidratado, envolvendo e protegendo da ação da água no aluminato de cálcio não hidratado. Com todo o sulfato de cálcio consumido, o sulfoaluminato de cálcio hidratado se torna instável e é gradualmente transformado em monossulfato de cálcio hidratado.

A concentração de C_3A e C_4AF no material é importante para definição da resistência química do betão aos sulfatos. Com uma elevada concentração de C_3A , a etringite é transformada em monossulfato, este composto quando sujeito ao ataque de sulfatos é convertido outra vez em etringite, sendo a reação acompanhada por uma expansão, causando fendilhação dando abertura para o ataque de cloretos na armadura. Já o aluminoferrato tretacálcico reagindo com a água liberta aluminato tricálcico e ferrato monocálcico. Este, consoante (Coutinho, 1988), reagindo com o hidróxido de cálcio libertado em reações anteriores, transforma-se em ferrato tricálcico, que forma soluções sólidas com o aluminato tricálcico hidratado, que protege o betão da ação do ião sulfato, ou seja, para betões mais resistentes ao ataque do sulfato deve conter uma proporção razoável de C_4AF .

No quesito de ataque do íon de cloreto, a presença do C_3A fixa estes iões agressivos, deixando de estarem livres, protegendo e retardando a corrosão armadura.

Existem duas formas para se obter um cimento com uma determinada característica mais acentuada que as demais: uma alterando a composição da matéria prima do clínquer, porém esse processo de alteração é bem limitado, visto que todos componentes são necessários para compor a matéria prima; outra forma, mais comumente usada atualmente, devido às limitações da anterior, são adições e adjuvantes ao cimento.

O principal objetivo das adições é melhorar alguma propriedade ou alcançar alguma propriedade especial, por meio da adição de materiais que originam ou desempenham tal função desejada. As duas principais adições são as pozolanas e escórias, e para ((Coutinho, 1988); (Neville, 2004); (Teles M. , 2003), apud (Miranda, 2006)), as adições, ou substituições, pelas pozolanas, modificam o equilíbrio químico no interior do cimento, promovendo a fixação do hidróxido de cálcio, combinando-se com ele e originando silicatos e aluminatos de cálcio da mesma família dos resultantes da hidratação do cimento, com as mesmas propriedades ligantes, mas que, para manter a sua estabilidade, não necessitam de uma concentração tão elevada de hidróxido de cálcio, contribuindo assim para uma diminuição do pH do betão. Para um pH desta ordem de grandeza, as reações expansivas não são possíveis, o calor de hidratação diminui e o cimento apresenta resistências químicas muito superiores à do cimento Portland e resistências mecânicas a longo prazo. Já a adição de escória é obtida pela combinação da ganga dos minérios de ferro com fundentes apropriados e cinzas do carvão utilizado na combustão. Essas adições, quando utilizadas em quantidade e qualidade adequadas, conduzem as características finais semelhantes às obtidas com as pozolanas e resistências químicas, por vezes, ainda superiores, embora as resistências mecânicas possam não ser tão elevadas (Miranda, 2006).

Tanto na NBR quanto na NP, há uma gama de cimentos com ou sem aditivos, cada um com características e propriedades diferentes. Segundo a Norma Portuguesa (NP EN 197-1, 2012), existem cinco tipos de cimentos (Anexo C), já na NBR existem oito tipos (Anexo D) divididos em cinco normas: (ABNT NBR – 5732, 1991); (ABNT NBR 11578, 1991); (ABNT NBR 5735, 1991); (ABNT NBR 5736, 1991); e (ABNT NBR 5733, 1991).

2.2.2 Mecanismo de transporte, porosidade e permeabilidade do betão

Sob a ação de meios ambientes com alta agressividade, um fator determinante na durabilidade do betão armado é a resistência deste material à penetração de substâncias que causam deterioração tanto no betão quanto na armadura. Muitos fatores influenciam na facilidade ou dificuldade do transporte dessas substâncias nocivas, mas o principal fator é a dimensão e continuidade da estrutura porosa do betão, pela grande influência nos mecanismos de transporte de gases e líquidos para o interior da estrutura.

O esquema a seguir demonstra o panorama dos transportes de gases, líquidos e agentes dissolvidos, dos mecanismos de transporte e do que eles dependem.

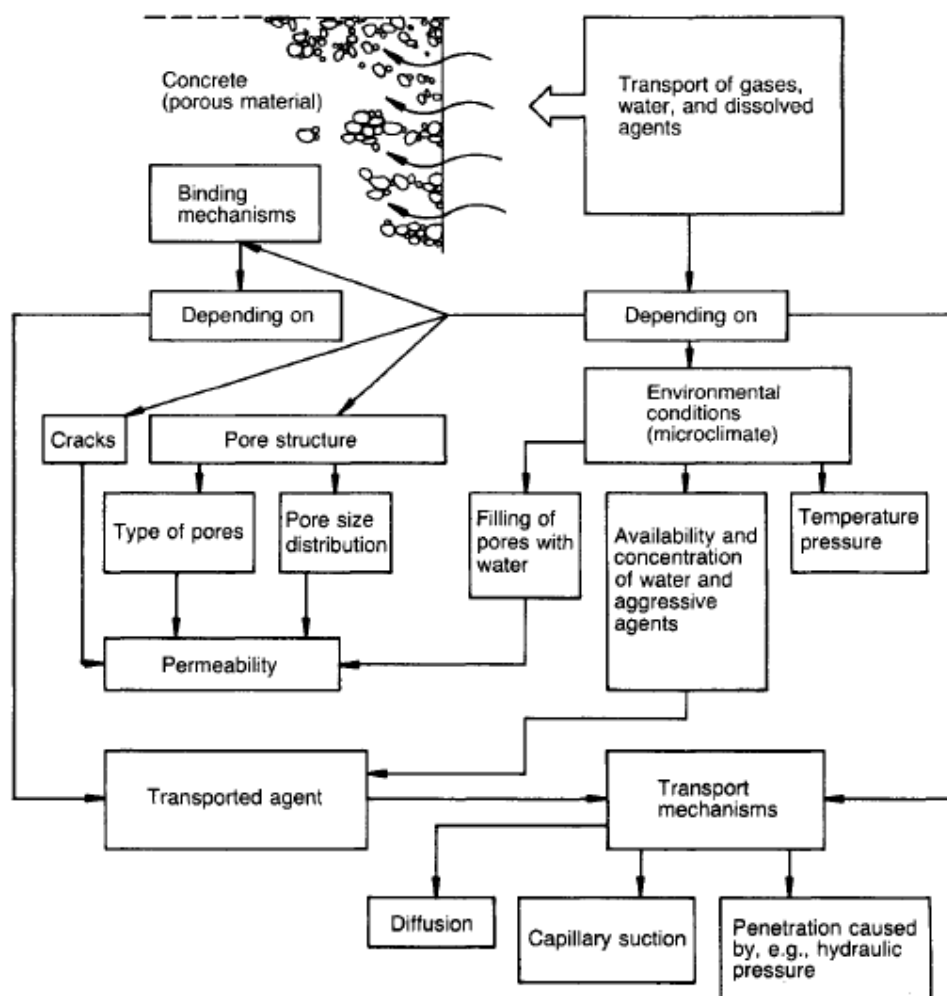


Figura 2.6 – Panorama do transporte no betão (CEB, 1992).

Como mostrado na Figura 2.6, existem três tipos de mecanismo de transporte, difusão e capilaridade quando não existe pressão hidráulica e penetração pela diferença de pressão na presença de pressão hidráulica.

O processo de capilaridade é a penetração de fluidos no interior do betão por origem da tensão superficial que atua nos seus poros, ou seja, é a capacidade que os materiais porosos têm de captar líquidos acima do nível que apresenta a superfície líquida em contato com eles.

A difusão é o processo pelo qual um fluido pode atravessar o betão por causa de um gradiente de concentração. Gases como dióxido de carbono e oxigénio se difundem devido às reações químicas nas paredes dos poros, causando uma diminuição da concentração no interior dos poros. Já a difusão da água ou vapor de água ocorre sempre que acontece alteração de humidade do ambiente ou em processos de molhagem e secagem do betão, trazendo ou não substâncias dissolvidas, por exemplo, cloretos, sulfatos e carbonatos.

A penetração pela diferença de pressão (permeação) é a facilidade com a qual os líquidos ou gases podem se movimentar através do betão provocados pela pressão hidráulica.

A estrutura porosa é de grande importância para resistência do material à penetração de fluidos no interior da estrutura. O betão por ser um material muito heterogêneo constitui uma microestrutura porosa que abrange um grande intervalo de dimensões, variando entre poucos nanómetros até vazios com alguns milímetros, cobrindo uma gama que varia em seis ordens de grandeza.

Apesar da porosidade ter grande importância na permeabilidade do material, um material poroso não necessariamente será permeável. A Figura 2.7 ilustra esse aspecto, salientando o fato de não ser a porosidade total que influencia a permeabilidade, mas sim a dimensão e continuidade da estrutura porosa (Costa, 1997).

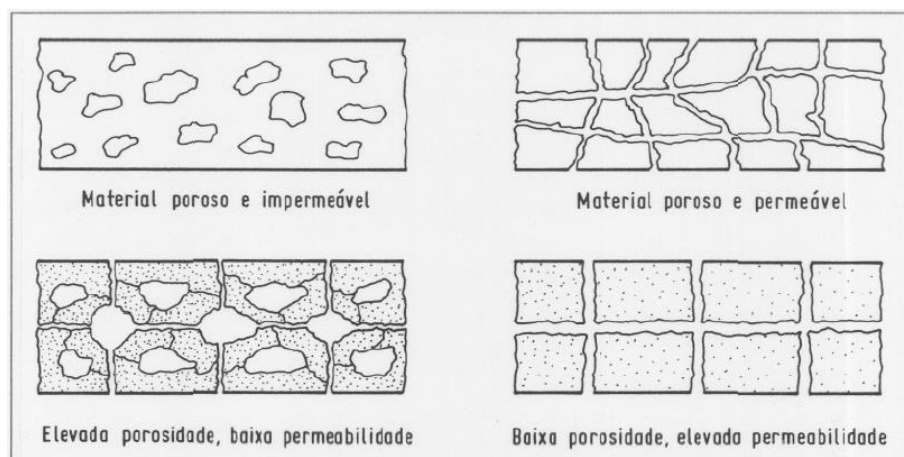


Figura 2.7 – Influência da estrutura porosa na permeabilidade (Costa, 1997).

(Costa, 1997), citando (Haynes, 1980), demonstra a classificação da estrutura porosa do betão em conformidade com a origem e dimensões dos poros:

- Vazios ou macroporos. Decorrentes da fabricação, colocação do betão, chegando ao ar no interior do betão ser da ordem de 1% a 5% do volume total com dimensões na ordem de milímetros.
- Poros capilares. Procedentes do espaço originalmente ocupado pela água da amassadura que não foi consumida nas reações de hidratação das partículas de cimento. O diâmetro desses poros varia entre 8×10^{-9} e 13×10^{-6} m, e podem ocupar a ordem de 10% até 50% do volume total da pasta de cimento, dependendo da razão água/cimento e do grau de hidratação.

- Poros de gel. São constituídos pelos espaços intersticiais entre as partículas de gel dos silicatos hidratados. Com diâmetro dos poros entre 1×10^{-9} e 8×10^{-9} m, eles ocupam cerca de 28% do volume total do gel, independente da relação água/cimento.
- Vazios nos inertes. Os inertes podem ter porosidade entre 0 e 20%, mais frequentemente entre 0,5 e 5%. A dimensão dos poros é maior que nas pastas de cimento, porquanto a permeabilidade dos inertes é semelhante a de pastas com porosidades entre 30% e 53%.

Dado as dimensões da ordem dos nanômetros dos poros de gel, a sua importância na durabilidade é considerada insignificante, com permeabilidade da ordem de $7 \times 10^{-16} \text{ m/s}$, segundo (Costa, 1997). Quanto aos vazios, macroporos e poros capilares, devido as suas dimensões e os mecanismos de transporte, têm uma importância maior na durabilidade. Apesar de também conter poros nos inertes, a permeabilidade do betão é predominantemente controlada pela porosidade da pasta de cimento⁵.

Além da porosidade decorrente do material, do processo de fabricação e colocação do betão, as fissuras e defeitos encontrados na estrutura com o decorrer do tempo têm uma gravidade enorme para a permeabilidade e durabilidade da estrutura, acelerando o processo de degradação.

Sólidos com superfície porosa contêm um excedente de energia superficial originada pela falta de componentes de ligação às moléculas adjacentes. Na pasta de cimento, essa energia faz com que as moléculas de vapor de água dentro dos poros se absorvam na superfície do poro, com a espessura dependendo do grau de humidade dentro dos poros (Figura 2.8).

Conforme (CEB, 1992), devido à razão entre a área de superfície e o volume dos poros aumentar com a diminuição do raio dos poros, a quantidade de água absorvida relativa ao volume dos poros também aumentará até que, a um certo valor limite do raio do poro⁶, os poros com raios menores sejam completamente preenchidos com água. Este processo é chamado de condensação capilar.

⁵ Os trabalhos de (Haynes, 1980), e (Zhang & Gjorv, 1991), verificaram, ao ensaiarem betões com inertes leves, que a permeabilidade à água depende mais da porosidade da pasta de cimento do que da porosidade dos inertes. No entanto, (Gjorv, Tan, & Zhang, 1994), ao ensaiarem betões de alta resistência com inertes leves relativamente à penetração de cloretos, constataram que, apesar de obterem coeficientes de difusão muito baixos, a difusibilidade dos betões duplicava quando a densidade dos inertes passava de 1,44 para 1,07 g/cm³. Isto pode indicar que a influência da porosidade dos inertes na resistência à penetração agressiva depende do tipo de substância e do mecanismo de transporte associado (Costa, 1997).

⁶ O valor limite do raio do poro depende principalmente do teor de água do ar no poro que, todo o resto sendo constante, é proporcional à humidade do ar ao redor do betão (Figura 2.8(b)). (CEB, 1992).

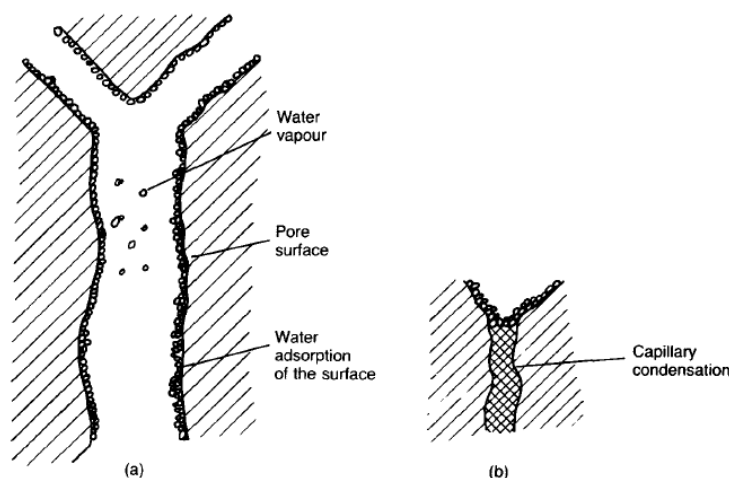


Figura 2.8 – Modelo simplificado de poros mostrando fenômenos de ligação (CEB, 1992).

Em humidade muito elevada, tanto os poros capilares quanto os macroporos serão preenchidos com água, dificultando a difusão dos gases, conseqüentemente diminuindo a permeabilidade do betão relativo à entrada de gases, como dióxido de carbono e oxigénio, justificando assim em ambientes saturados a diminuição do risco de carbonatação e de corrosão da armadura (Quadro 2.1), uma vez que, para os processos ocorram, é necessária a presença dos dois gases citados anteriormente, respectivamente, para cada reação.

Como relatado anteriormente a permeabilidade estar ligada diretamente à pasta de cimento e sua composição porosa. O efeito da porosidade capilar na água da pasta de cimento é muito acentuado (Costa, 1997). Os resultados obtidos por (Powers, 1958), mostram que a permeabilidade cresce exponencialmente com a porosidade capilar (Figura 2.9).

Como a porosidade capilar é governada pela relação água/cimento e pelo grau de hidratação, igual à permeabilidade da pasta de cimento, principalmente, dependente desses parâmetros. A Figura 2.10 mostra que, para um determinado grau de hidratação, a permeabilidade é menor para pastas de relação água/cimento menores, especialmente abaixo da relação a/c próxima de 0,6, na qual os poros se tornam segmentados ou descontínuos (Neville, 2004).

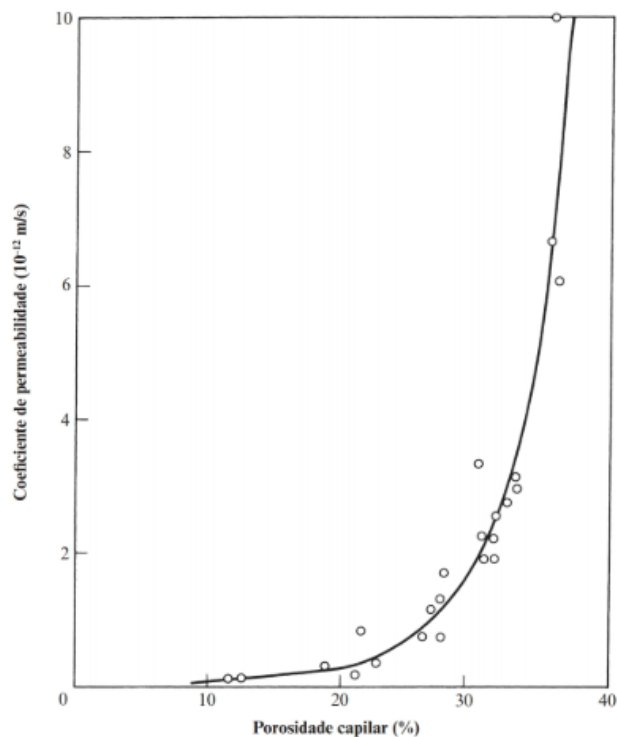


Figura 2.9 – Relação entre a permeabilidade e a porosidade capilar da pasta de cimento (Powers, 1958).

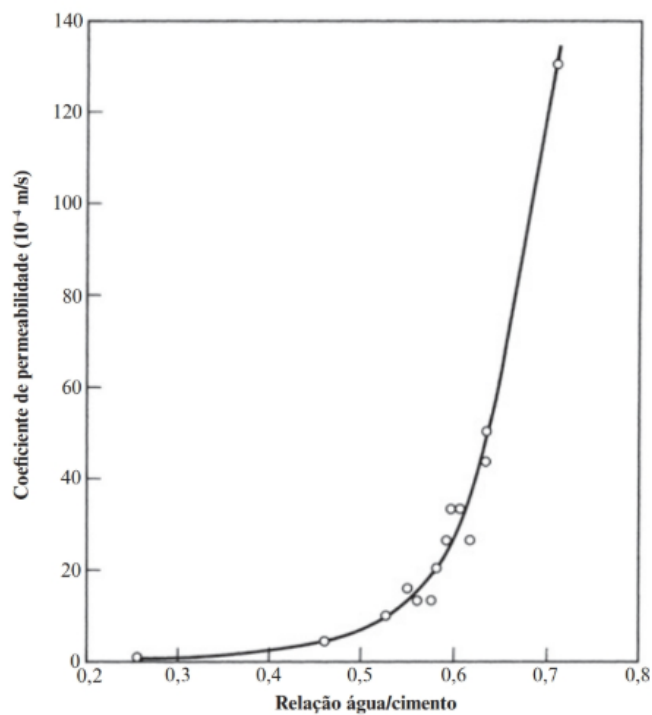


Figura 2.10 – Relação entre a permeabilidade e a relação água/cimento para pastas de cimentos maduras (93 % de cimento hidratado) (Powers et al, 1994).

3 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO

3.1 Degradação Física

Apesar de não ser o principal agente na degradação do betão armado em meio marinho, a degradação física é fundamental, pois como a principal patologia desse tipo de degradação é a abertura de fissuras, estas promovem o aumento da permeabilidade e intensifica a ação dos agentes químicos, os quais degradam o material, principalmente corroendo as armaduras, pela ação dos cloretos (2.2.2). Tal fato é demonstrado na Norma Portuguesa (Anexo E) e na Norma Brasileira (Anexo F), que para maior durabilidade da estrutura impõe limites de fissuração para cada classe ambiental, dependendo do tipo de betão estrutural.

Como supramencionado, a fissuração é o principal sintoma da degradação física. A fissuração ocorre sempre quando a capacidade de resistência à tração do betão é inferior à tensão imposta à estrutura. O (CEB, 1992), divide os tipos de fissuração entre antes do endurecimento e depois do endurecimento do betão.

As fissurações impostas no betão antes do endurecimento podem vir de vários motivos, sendo os principais mecanismos, o assentamento, retração plástica, e movimentos durante a construção.

A Figura 3.1 demonstra as fissuras mais comuns no betão antes do endurecimento.

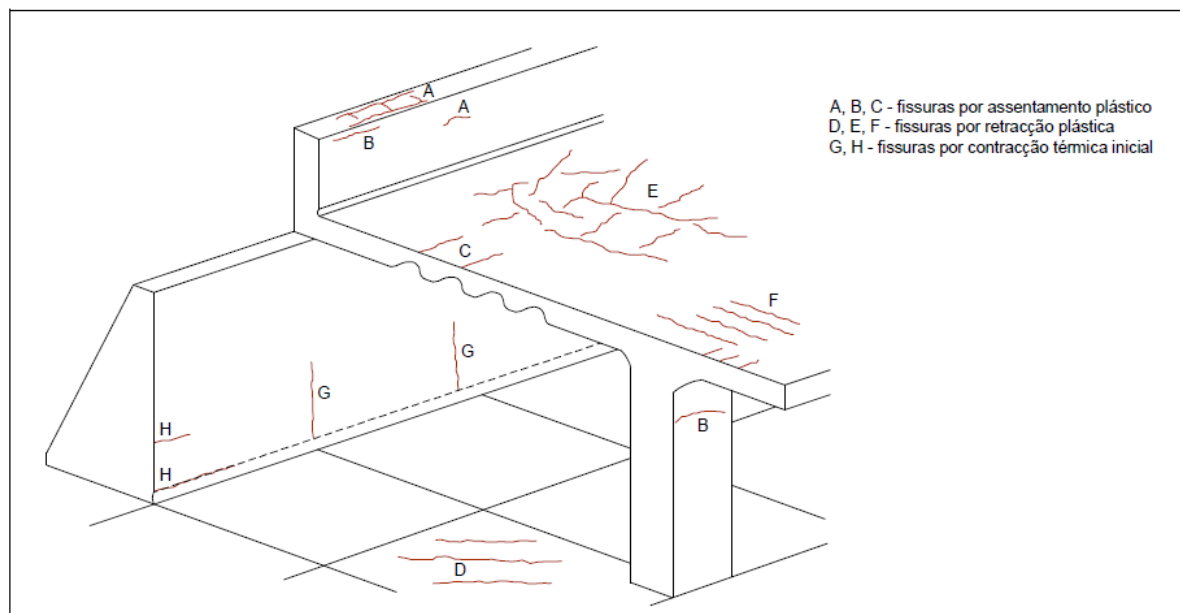


Figura 3.1 – Fissuras precoces no betão (Miranda, 2006).

A fissuração por assentamento plástico ocorre sempre que este movimento natural da massa, resultante do seu peso próprio, é impedido por fôrmas, armaduras, variações de espessura da peça, os agregados grossos achatados, entre qualquer obstáculo que possa impedir esse movimento. A formação de fissuras por esse mecanismo faz com que haja uma tendência da formação de vazios por baixo da barra de aço, originando uma redução de aderência da armadura com o betão. Caso houver um agrupamento de varões tal efeito pode ser agravado em razão da interação das fissuras provocadas por eles, podendo ocasionar a perda total de aderência (Figura 3.2).

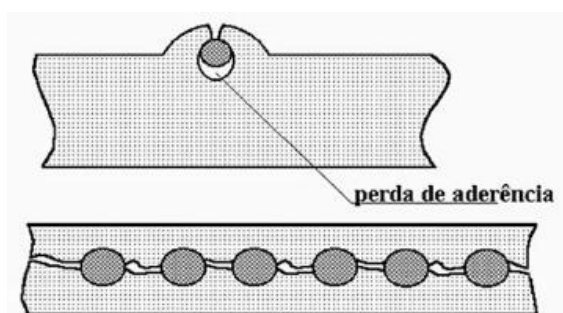


Figura 3.2 – Formação de fissuras por assentamento plástico do betão (Souza & Ripper, 1998).

Fissuras como essa, que acompanham a armadura, são mais nocivas, pois facilitam o acesso direto dos agentes agressivos e originam uma situação mais favorável à corrosão da armadura. Uma forma de prevenir a fendilhação por esse mecanismo é utilizar uma composição adequada do betão e fazer uma boa compactação.

A retração plástica do betão é o primeiro dos casos em que a fissuração, no processo de execução de uma determinada peça estrutural, ocorre ainda antes da pega do betão, devido à perda de água pelos poros capilares, ocasionando uma contração da massa. Se a diminuição de volume for impedida por algum obstáculo, seja interno ou externo, em zonas superficiais a probabilidade de fendilhação é alta, já que a tração no maciço não é resistida pelo betão em processo de cura.

Peças com grandes dimensões horizontais, como lajes e pavimentos, são mais propensos à fissuração por retração plástica.

Segundo (Detriché, 1992), apud (Miranda, 2006), a fendilhação por retração plástica é o castigo imediato por uma composição medíocre do betão (má retenção de água de amassadura), um suporte mal preparado, muito absorvente ou uma cura mal feita.

Para acautelar a fendilhação por retração plástica, partindo do princípio de que a composição do betão é adequada, o essencial é evitar uma dessecação importante do betão

fresco (humidade baixa, vento e temperatura do betão superior a ambiente), assegurando uma cura eficaz (Miranda, 2006).

Movimentos durante a construção são outros fatores que causam fissuração antes do endurecimento. Movimentos em fôrmas de cofragem e escoramentos durante o processo de cura promovem deformação da peça, que como não adquiriu totalmente suas propriedades resistentes, fissa, como mostrado na Figura 3.3(a). O mau posicionamento da cofragem, seja ela por falta de fixação adequada ou pela existência de juntas mal vedadas ou de fendas, permite a criação de juntas de betonagem não prevista, ocasionando também a fendilhação (Figura 3.3 (b)).

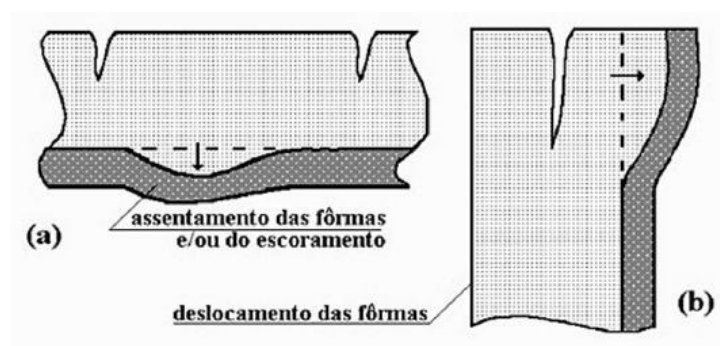


Figura 3.3 – Exemplo de fissuração por movimentação de fôrmas e escoramentos (Souza & Ripper, 1998).

Referente à fissuração ocasionada após o endurecimento, originado por uma ação física, é acarretada por aplicação de forças ou deformações impostas às estruturas, de modo que a tensão instalada for maior que a resistente, tal efeito é notado.

Na conceção de uma edificação, respeitando as regulamentações, as fendas são pouco significativas, aparecendo somente onde ocorre o máximo de esforço, locais de tensão mais elevada na estrutura. Situações em que ocasione algum acréscimo de carga na estrutura podem provocar fissuras ou acentuamento destas já existentes. A Figura 3.4 demonstra os tipos de fendas que ocorrem pela ação das cargas.

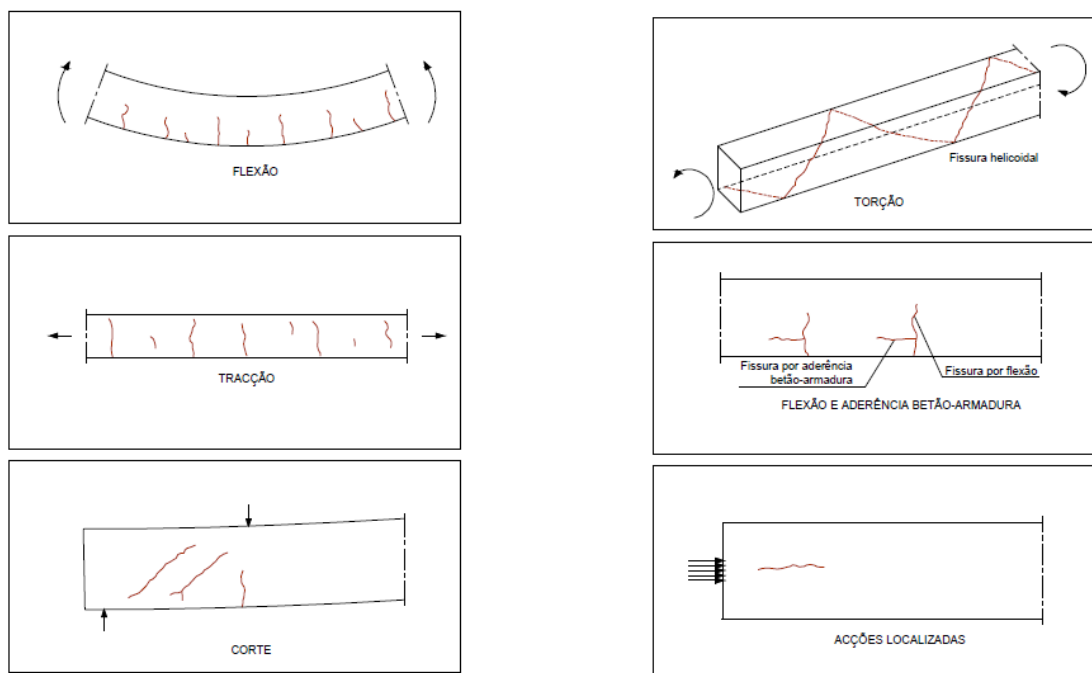


Figura 3.4 – Fissuras associadas aos esforços dominantes (Miranda, 2006).

Fissuras provocadas por deformações impostas às estruturas são decorrentes da temperatura, retração ou assentamento diferenciais em fundações. Normalmente ocorre quando o deslocamento da estrutura é impedido que aconteça.

No processo de formação do betão, os compostos presentes no cimento reagem com a água gerando uma grande quantidade de calor, por ser uma reação exotérmica, dessa forma, gera um diferencial de temperatura entre o interior e a superfície do betão, e esse diferencial ocasiona tração à superfície e tensões de compressão no interior, conseqüentemente fissuras (Figura 3.5).

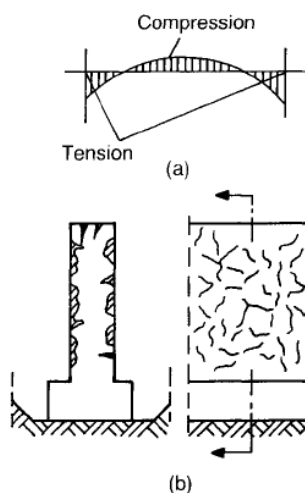


Figura 3.5 – Fissuras ocasionadas pelo diferencial de temperatura, decorrente do calor de hidratação do betão (CEB, 1992).

Segundo (Detriché, 1992), apud (Miranda, 2006), este tipo de fissura por contração térmica depende do tipo, finura e dosagem de cimento, da geometria dos elementos estruturais e da natureza mais ou menos isolantes das cofragens e do tempo decorrido até a descofragem. No entanto, (Miranda, 2006) cita que, para atenuar esse efeito, devem-se utilizar cimentos de baixo calor de hidratação e sempre que possível adicionar pozolanas ou escórias de alto-forno.

Diferenças de temperaturas da estrutura durante o dia também podem provocar fendilhação, principalmente em peças de grandes dimensões sem juntas de dilatação, por elas servirem para dar liberdade aos deslocamentos ocasionados pelas ondas térmicas diárias e radiação solar.

A saída de água do betão endurecido por evaporação, causa uma retração, desta maneira, provocando fissuras. Estas, acarretadas por retração de secagem, apresentam-se mais afastadas do que as que têm origem na retração plástica e exibem uma disposição com relativa regularidade, atravessando normalmente toda a espessura do elemento estrutural (Miranda, 2006).

Por fim, a fendilhação por assentamentos diferenciais da fundação ocorre quando uma zona da fundação de uma estrutura recalca, porém mantém o restante no local de origem ou com um recalque inferior, isto provoca um desequilíbrio de esforços, ficando alguns elementos estruturais sujeitos a esforços superiores àqueles para os quais foram dimensionados.

Além da fendilhação, o betão pode ser afetado fisicamente pelo mecanismo de erosão por abrasão, que é o desgaste de uma superfície por atrito, percussão, deslizamento e outras circunstâncias, e deve-se, por exemplo, ao tráfego de veículos ou pessoas, ou ao efeito de partículas arrastadas pela água que afetam pilares de pontes, soleiras e paredes de canais, obras hidráulicas, dentre outros.

Segundo (Miranda, 2006), a abrasão envolve elevadas intensidades de tensões aplicadas localmente, de modo que a resistência e dureza das superfícies do betão influenciam fortemente a resistência à abrasão. As propriedades do betão na zona superficial, determinante para a resistência à abrasão, são fortemente afetadas pelas operações de compactação e cura do betão, sendo aconselhável que a cura se prolongue por um período pelo menos duas vezes superior ao do betão corrente.

A utilização de agregado resistente duro (Laplante et al, 1991) e a inclusão de alguma areia britada (Gjorv et al, 1990) contribuem para melhorar a resistência à abrasão. Uma vez que o agregado grosso deve estar presente imediatamente abaixo da superfície de betão, não se aconselham misturas muito ricas em cimento (Neville, 2004).

3.2 Degradação Biológica

O ambiente marinho contém uma variedade e inúmeros micro-organismos, e seres vivos, que contribuem para a degradação do betão, seja por ocasionar tensões extra a estrutura ou liberação de substâncias que corroem e danificar o betão armado.

Líquens, musgos, algas, raízes de plantas e árvores, cracas, entre outros seres vivos, podem penetrar por meio de fissuras e pontos fracos resultando em tensões extra naquele ponto da estrutura, provocando o aumento das rachaduras e causando mais deterioração. A presença de alguns desses organismos causa a retenção de água em determinados pontos, levando a um alto teor de humidade, subsequentemente o aumento risco de corrosão da armadura. Em contrapartida, as plantas também podem ter um efeito positivo de proteção da estrutura, pois as plantas consomem oxigénio antes que ele possa se difundir no betão, impedindo assim que participe de um processo de corrosão do aço.

Micro-organismos como bactérias podem ocasionar a degradação do betão armado pela liberação de ácidos, no qual dissolve a pasta de cimento e/ou correm a armadura.

Na prática, esse tipo de degradação no meio marinho não tem grande importância, por motivo de vários fatores de maior agressividade presente no meio. As medidas tomadas para aumentar a durabilidade das estruturas por causa dos outros mecanismos de deterioração, por si só, já é o suficiente para prevenir a degradação biológica.

3.3 Degradação Química

Um grande aspecto da durabilidade de uma estrutura de betão é a resistência ao ataque químico, que é determinado pela velocidade com que os seus componentes são decompostos por reações químicas com substâncias agressivas (iões ou moléculas).

Para que essas reações ocorram é necessário que os agentes agressivos sejam transportados para o interior do betão, para reagir com as substâncias reativas e mesmo que as substâncias agressivas estejam presentes no betão é necessário que sejam transportadas em direção dos componentes reativos para que a deterioração tenha lugar.

Em estruturas de betão, as reações químicas mais importantes e mais nocivas ao material são: ataque pelos sulfatos, ácidos, sais de amônio e magnésio, água pura, reações álcali-agregado, carbonatação e principalmente corrosão da armadura que por ter extrema importância para esta dissertação, foi dividida em um tópico diferente.

3.3.1 Ataque pelos sulfatos

A exceção da corrosão das armaduras, o ataque por sulfatos é a causa mais importante na degradação de estruturas marinhas em contato direto com a água do mar, como pontes e viadutos. Os sulfatos podem ter origem tanto interna na própria composição do clínquer, da reação de hidratação do cimento, nos agregados, ou na água de amassadura, como mostrado no item 2.2.1, quanto também de forma externa, proveniente de água da chuva, presentes no solo, da poluição doméstica e/ou industrial, e principalmente presentes na água do mar, fonte inesgotável de sulfatos e de sais de modo geral, como explanado no item 2.1.1.

Este tipo de ataque só causa danos ao betão quando está em solução com a água, sendo que, conforme aduzido por (Ferreira, 2004), as soluções mais comuns são os sulfatos de cálcio, potássio, magnésio e sódio, no qual reagem com a pasta de cimento hidratada, degradando o material de duas formas distintas:

- Fendilhação irregular da estrutura associada a uma expansão do betão provocada pela reação entre os sulfatos e pasta de cimento hidratada.
- Perda progressiva de resistência originada pela decomposição dos produtos hidratados da pasta de cimento, resultando em desagregação do betão.

(Costa & Appleton, 1999) aduzem que a expansão do betão pode ser resultado de duas reações. Uma das reações é dos sulfatos com hidróxido de cálcio, originando sulfato de cálcio (gesso), que resulta em um aumento de volume. A outra reação é dos sulfatos com os aluminatos de cálcio hidratados, originando sulfoaluminato de cálcio hidratado, mais conhecido por etringite ou sal de Candlor, que como citado no item 2.2.1 é também uma reação associada ao um grande aumento de volume. A Figura 3.6 demonstra o ataque dos sulfatos quando reagem com os aluminatos de cálcio.

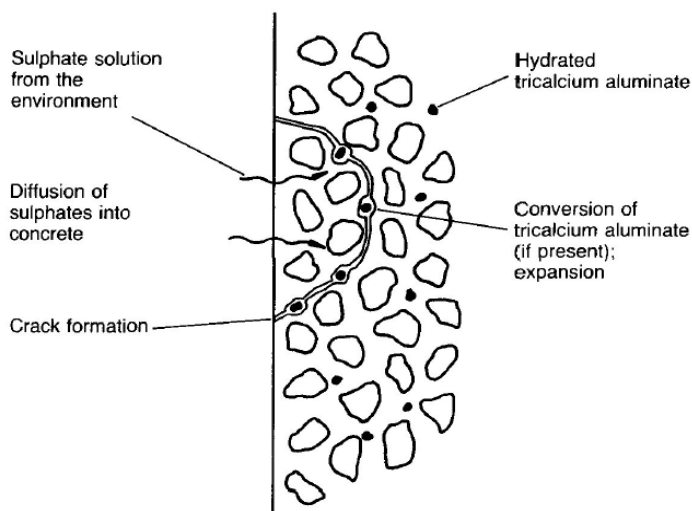
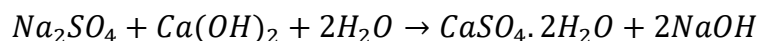


Figura 3.6 – Efeito do ataque dos sulfatos (CEB, 1992).

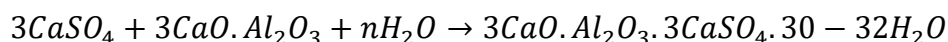
A reação dos sulfatos com os hidróxidos de cálcio, além de causar fendilhação, consome todo hidróxido livre, e como os silicatos de cálcio só são estáveis em soluções saturadas de hidróxido de cálcio, acabam por se decompor, originando a perda de capacidade ligante da pasta de cimento. Consoante (Costa & Appleton, 1999), o sulfato de magnésio ataca também os silicatos de cálcio hidratados os decompondo, originando a perda da capacidade resistente da pasta de cimento.

As reações dos sulfatos com a pasta de cimento podem ser descritas sumariamente do seguinte modo:

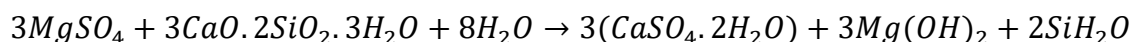
Equação 3.1 – Formação de gesso



Equação 3.2 – Formação da etringite



Equação 3.3 – Decomposição do C-S-H



Para (Costa & Appleton, 1999), os ataques por sulfatos são influenciados por três fatores:

- Condição de exposição. Isto é, a quantidade de sulfatos presentes no ambiente, a quantidade de água disponível e os mecanismos de penetração para o interior do betão.
- Suscetibilidade do betão ao ataque de sulfatos. Isto é, a composição do cimento que vai determinar a quantidade de substâncias reativas.
- A permeabilidade do betão. Isto é, a dimensão e continuidade da estrutura porosa que vai determinar a velocidade de penetração.

Como no meio marinho a condição de exposição é extremamente agressiva, devido às grandes concentrações de sulfatos, elevada humidade e presença de água, e microambientes que favorecem os mecanismos de penetração, deve se controlar a suscetibilidade do betão ao ataque de sulfatos por meio da composição do cimento, utilizando cimentos com baixo teor de aluminato tricálcico⁷, entretanto, tal método não é eficiente em relação aos demais agentes agressivos presentes no meio, por isso recomenda-se a utilização de cimentos com pozolana e

⁷ Considera-se, em geral, que os cimentos com teor em aluminato tricálcico inferior a 5% são resistentes à ação dos sulfatos, quando presentes em concentrações moderadas (Mehta, 1991).

de alto-forno. Já a permeabilidade pode ser melhorada com adições e controlando o fator água/cimento, que como citado no item 2.2.2, a relação água/cimento tem enorme influência na permeabilidade.

3.3.2 Ataque pelos ácidos

Apesar de todos componentes do cimento Portland serem suscetíveis ao ataque dos ácidos, geralmente eles ocorrem quando os compostos de cálcio da pasta de cimento são convertidos em sais de cálcio por uma reação com ácidos, resultando em uma decomposição, perdendo resistência superficial e aumentando a permeabilidade.

O (CEB, 1992) esquematiza de forma simplificada a ação dos ácidos do betão na Figura 3.7 a seguir:

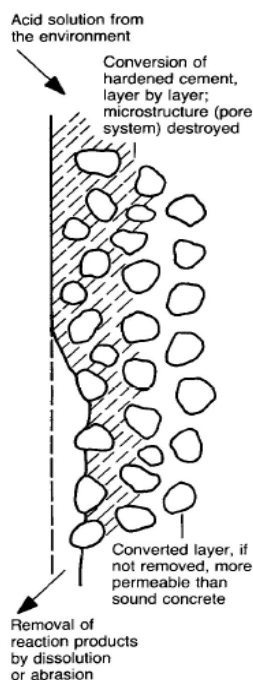


Figura 3.7 – Ataque dos ácidos no betão (CEB, 1992).

Em soluções ácidas, minerais e orgânicas, com o pH inferior a 6,5, podem causar degradação do betão, mas se o pH for inferior a 5,5, o ataque é severo e muito severo para pH inferior a 4,5 (Neville, 2004).

Segundo (Costa & Appleton, 1999), a agressividade dos ácidos depende essencialmente da solubilidade dos sais de cálcio que originam. Quanto menor for a solubilidade dos sais de cálcio originados nas reações químicas, menor é o ritmo de deterioração do betão.

No Quadro 3.1 apresenta-se uma lista sumária de ácidos que promove o ataque químico do betão.

Quadro 3.1 – Ação dos ácidos no betão ((ACI 201.2R, 1992), apud (Costa & Appleton, 1999)).

Ritmo de ataque à temperatura ambiente	Ácido inorgânicos	Ácidos orgânicos
Rápido	Clorídrico Fluorídrico Nítrico Sulfúrico	Acético Fórmico Láctico
Moderado	Fosfórico	Tânico
Baixo	Carbónico	-
Desprezável	-	Oxálico Tartárico

Como o cimento tem um carácter extremamente básico em torno do pH de 13 (item 2.2.1), o ácido não pode penetrar sem que seja neutralizado à medida que se desloca para dentro.⁸ Portanto, para que o ataque por ácidos atinja o interior do betão, é necessário que toda camada superficial seja totalmente destruída.

Nenhum cimento é resistente ao ataque dos ácidos, porém a utilização de medidas que evitem o contato direto dos ácidos com o betão, como tratamento superficial com borrachas, tintas betuminosas, resinas epóxi, entre outros, podem impedir a degradação em casos de ataques por ácidos fortes. Outra forma de diminuir a ação dos ácidos no betão é utilizando cimentos com escórias de alto-forno, pozolanas e sílica de fumo, que de acordo com (Neville, 2004), tais cimentos reduzem a penetração de substâncias agressivas.

3.3.3 Ataque pelos sais de amónio e magnésio

Os sais de magnésio e amónio tem uma ação semelhante à dos ácidos, o que provoca uma dissolução dos compostos de cálcio da pasta de cimento e resulta na liberação de amónio (NH_4^+) e hidróxido de magnésio ($Mg(OH)_2$).

Conforme (Costa & Appleton, 1999), uma característica da ação dos iões de magnésio na pasta de cimento é que, além do hidróxido de cálcio, os silicatos de cálcio hidratados também são atacados. Estes compostos que conferem a capacidade resistente à pasta de cimento são transformados em silicatos de magnésio resultando numa perda das propriedades ligantes (Mehta, 1991).

⁸ A taxa de penetração é assim inversamente proporcional à quantidade de material de neutralização de ácido, tal como o hidróxido de cálcio, gel de CSH e agregados de pedra calcária (Ferreira, 2004).

Para (Miranda, 2006), o ataque pelos sais de amónio e de magnésio origina uma diminuição do pH do betão, facilitando a corrosão das armaduras. No entanto, no caso do ataque pelo sal de magnésio, a formação do hidróxido de magnésio, brucite, colmata os poros, formam uma camada superficial que impermeabiliza o betão e dificulta o acesso das substâncias agressivas.

As medidas a serem tomadas para proteção contra este tipo de ataque e o aumento da durabilidade são as mesmas relativas ao ataque por meios dos ácidos (3.3.2).

3.3.4 Ataque por águas puras

As águas puras, resultantes da condensação do vapor de água e nevoeiro e águas das chuvas, contêm baixa concentração de iões de cálcio, concentração de dióxido de carbono entre 15 a 30 mg/l e pH entre 5,5 e 6,5 ((Duval & Hornain, 1992), apud (Miranda, 2006)).

Para (Costa & Appleton, 1999), essas águas apresentam um elevado poder dissolvente e atacam o betão, pois dissolvem o hidróxido de cálcio originando sua lixiviação. Caso houver renovação destas águas, a dissolução continua até consumir boa parte do hidróxido de cálcio, e como já exposto, alguns componentes da pasta de cimento só são estáveis em soluções saturadas de hidróxido de cálcio, tais substâncias começam a se decompor até se transformarem em precipitados de sílica-gel e alumina-gel sem quaisquer propriedades ligantes.

A lixiviação do hidróxido de cálcio, além de causar a perda de resistência do betão e aumentar a porosidade do betão, é prejudicial sob o ponto de vista estético, por reagir com o dióxido de carbono, tanto presente no ar como nas soluções de águas puras, originando carbonato de cálcio que precipita a superfície do betão, dando um aspecto esbranquiçado.

O ataque por águas puras é pouco agressivo, ocorrendo apenas em betões muito porosos, e mesmo assim pouco significativo quando comparado aos outros ataques.

3.3.5 Reações álcali-agregado

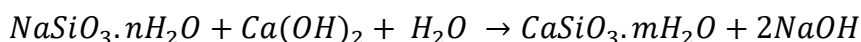
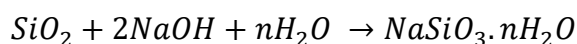
O ataque promovido por reações álcali-agregado é bastante similar ao ataque provocado pelos sulfatos, onde ambas originam fissuras decorrente de uma reação de expansão, porem ao contrário dos sulfatos, as substâncias agressivas se encontram predominantemente nos inertes.

(Gilliot, 1975) sugeriu a divisão das reações álcali-agregado em três tipos diferentes, reação álcali-sílica, reação álcali-silicato e reação álcali carbonato. Apesar da existência desses três tipos diferentes, a reação álcali-sílica é a principal e mais frequente forma de deterioração por consequência dos álcali-agregado, além de ser a mais conhecida bibliograficamente.

A reação álcali-sílica ocorre quando os óxidos alcalinos contidos na solução dos poros do betão, originados pelo sódio e potássio (Na_2O e K_2O) presentes no cimento, atacam os minerais de sílica reativa.

As reações podem ser descritas do seguinte modo (Costa & Appleton, 1999):

Equação 3.4 – Reações Álcali-Sílica.



Para (Costa & Appleton, 1999), essas reações originam um gel de silicato alcalino que é capaz de absorver uma elevada quantidade de água⁹. Decorrente dessa grande absorção de água pelo gel originado das reações, ocorre um grande aumento de volume, provocando, na maior parte dos casos, grandes tensões internas que conduzem à fendilhação do betão¹⁰, tais fissuras têm aparência semelhante às provocadas por retração plástica, em forma de “mapa”, como mostrado na Figura 3.1 (E). Outros sintomas além da fissuração são exsudações de gel, eflorescências de trona e perda de aderência do agregado.

A Figura 3.8 demonstra o efeito da reação álcali-sílica:

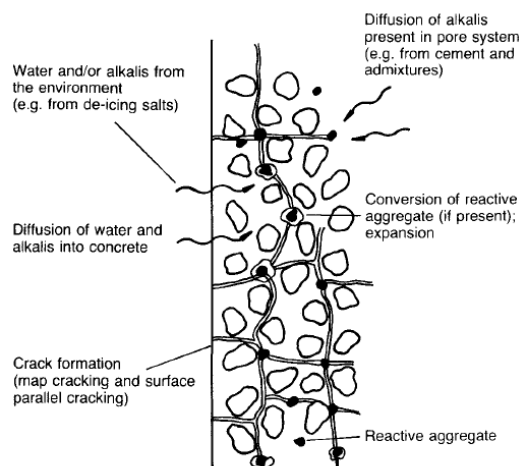


Figura 3.8 – Efeito da reação álcali-sílica (CEB, 1992).

⁹ A formação do gel das reações álcali-sílica e álcali-silicato pode se dar em ambiente seco, mas a sua expansão só ocorre no betão húmido. Contudo, se a formação de gel já ocorreu, qualquer aumento da humidade pode conduzir a uma rápida expansão e conseqüentemente fissuração, sendo por essa razão os ciclos de molhagem/secagem e o contato do betão com o solo particularmente perigoso. (Miranda, 2006)

¹⁰ De acordo com (Mehta, 1991) o gel atrai moléculas de água que causam uma pressão hidráulica da ordem de 10 a 15 Mpa, bem acima da resistência à tração dos betões convencionais.

Os elementos de betão não reforçados, sob a ação das reações álcali-sílica, podem ocasionalmente sofrer de deterioração suficiente para chamar a atenção para a solidez estrutural. Por outro lado, em estruturas com elementos adequadamente reforçados, as tensões geradas pela reação álcali-sílica sozinha não podem ser grandes o suficiente para causar um declínio significativo no desempenho estrutural (Mehta, 1991). No entanto, associando as reações álcali-sílica com um ambiente agressivo, o fissuramento causado pode resultar em um agravamento da deterioração, desempenhando um papel fundamental na corrosão do aço.

(Costa & Appleton, 1999) relatam que a velocidade com que ocorre o ataque dos inertes é influenciada por sua porosidade, pelo teor em sílica reativa¹¹, o tamanho das partículas de sílica que vai determinar a área da superfície em contato com a solução alcalina onde ocorrem as reações e pela concentração de álcalis na solução dos poros. Destarte, de modo geral, quanto mais elevado for o teor de álcalis e quanto menores e mais finas forem as partículas de inertes reativos, mais velozes e mais expansivas serão as reações.

A quantidade de álcali presente tem grande importância para que ocorra reação e consequentemente a deterioração, e grande parte essencial dos álcalis do betão é fornecido pelo cimento. Os cimentos que apresentam teores em álcalis inferiores a 0,6% de Na_2O equivalente¹², são designados por cimentos com baixo teor de álcalis e os que apresentam teores superiores a 0,6% por cimentos de alto teor de álcalis sendo estes os mais prováveis de ocorrer o ataque químico dos agregados. (Costa & Appleton, 1999).

A Figura 3.9 mostra o efeito do teor em álcalis na expansão do betão no decorrer do tempo:

¹¹ Estudo efetuado por (Hobbs, 1988) demonstra que a expansão aumenta com a quantidade de sílica reativa até um determinado limite e que para quantidades mais elevadas de sílica a expansão diminui. Fazendo assim parecer haver uma certa quantidade de sílica reativa que origina uma expansão máxima do betão. (Costa & Appleton, 1999)

¹² Refere-se que a quantidade de álcalis (sódio e potássio) no cimento é, em geral, representada em termos de Na_2O equivalente, quando está em causa a análise de problemas associados às reações álcali-sílica. Esta forma de quantificar o teor de álcalis consiste em multiplicar a quantidade de K_2O pela a relação entre o peso molecular do K_2O e do Na_2O ($61.92/94.20 = 0.658$) e adicioná-la à quantidade de Na_2O (Na_2O equivalente = $Na_2O + 0.658 K_2O$). (Costa & Appleton, 1999)

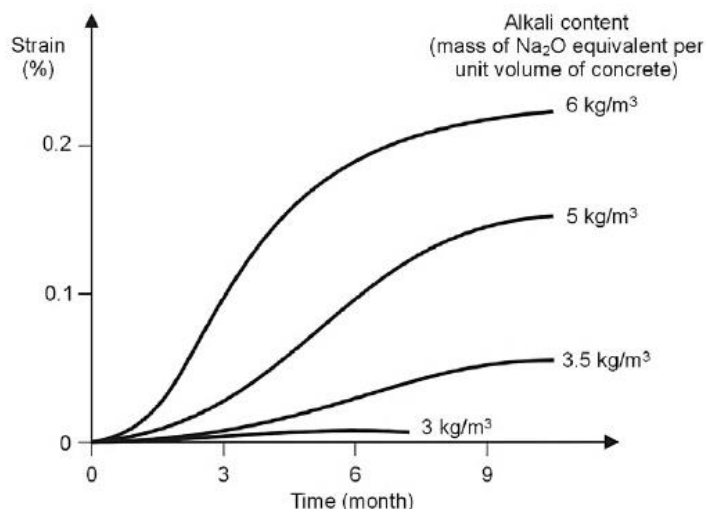


Figura 3.9 – Efeito do teor em álcalis na expansão do betão no decorrer do tempo (Sibbick & Page, 1992) apud (Bertoline, L. et al, 2013).

Como mostrado anteriormente, para que ocorra o ataque por reações álcali-sílica é fundamental a presença de água, tendo seu desenvolvimento de forma significativa com humidades relativas superiores a 85% e temperatura de 20 °C (Neville, 2004). Dessa forma, estruturas em climas temperados, ambientes de alta humidade relativa e/ou em contato direto com a água, são mais vulneráveis a esse tipo de ataque químico. Com relação as condições de exposição e meio em que a estrutura se encontra, deve-se levar em consideração que, apesar dos álcalis presentes no betão serem em grande parte originados da própria composição do cimento, eles podem ser originados por outras fontes, nomeadamente o cloreto de sódio presente na água do mar e em areias e águas contaminadas, o qual é utilizadas para fabricação do betão.

Portanto, percebe-se uma quantidade relativa de fatores, os quais têm influência na reação álcali-sílica. Segundo (CEB, 1992) até agora não houve explicação completa sobre o porquê da expansão provocada pelas reações álcali-sílica, no entanto, o CEB define os principais parâmetros que na prática influenciam na expansão:

- Reatividade do agregado, que se baseia na presença de sílica amorfa ou parcialmente cristalizada;
- A quantidade e tamanho de grão do agregado reativo;
- Concentração de álcalis e cálcio na solução dos poros (quantidade interna de substâncias agressivas);
- Tipo de cimento (taxa de transporte);
- Condições de exposição (quantidade externa de substâncias agressivas) / quantidade de água disponível.

Sabendo disso, as principais medidas de proteção a esse mecanismo são: a limitação do teor em álcalis, mostrada na Figura 3.9; betões com massa de Na_2O equivalente por unidade de volume de betão inferior a 3 kg/m³, o que faz com que quase não ocorra a expansão; utilização de adições¹³ (pozolanas naturais, cinzas volantes, escórias de alto forno e micro sílica) que conduzem a uma menor concentração de álcalis e cálcio na solução do betão, reduzindo sua permeabilidade; e limitação do acesso de água no seu interior por meio de impermeabilização.

3.4 Corrosão das Armaduras

Como anteriormente esclarecido, em um ambiente marinho, a corrosão das armaduras é o principal mecanismo de deterioração das estruturas de betão armado, trazendo consigo enormes danos às estruturas seja pela fissuração ou pela grande perda de secção da armadura comprometendo seu desempenho estrutural.

Estruturas que não têm um projeto visando o melhor desempenho, resistência a esse tipo de ataque, muito menos manutenções e inspeções, tem sua vida útil extremamente reduzida, pela velocidade na qual ocorrem essas reações. Trazendo consigo enormes custos, com reabilitações, reforços e em alguns casos onde a deterioração se encontra em um estado muito avançado, a perda parcial ou total da estrutura, sendo necessária às vezes sua demolição.

Sabendo disso, o estudo foca neste tópico sobre como ocorre esse mecanismo de deterioração, quais fatores influenciam e os efeitos causados, para assim abordarmos de melhor forma medidas de prevenção ou de reparação de estruturas de betão armado.

3.4.1 Mecanismo da corrosão e aspectos gerais

O betão apesar de não ser o material que sofre o ataque neste mecanismo de deterioração, tem extrema importância, por sua função protetora contra a corrosão, por meio do recobrimento que dificulta a entrada dos agentes agressivos. Além disso, como dito anteriormente, o material possui uma alcalinidade muito elevada, em consequência da presença de grandes quantidades de hidróxido de cálcio e em menores quantidades de hidróxidos de sódio e potássio nas soluções dos poros, e que para que desenvolva a corrosão da armadura são necessários ambientes com um pH inferior 10-11 (Broomfield, 1997) apud (Costa & Appleton, 1999). Neste contexto, vale

¹³ Segundo (Costa & Appleton, 1999) para que as adições contribuam de forma efetiva para reduzir as reações álcali-sílica, elas devem estar presentes em uma proporção adequada relativamente à massa do ligante. Em termos de massa, são estas proporções: cinzas volantes, 30 a 40% no mínimo; micro sílica, 20% no mínimo; escórias de alto forno, 50 a 60%. (Neville, 2004)

destacar sua composição e propriedades, as quais podem dificultar ou facilitar a corrosão do aço.

A elevada alcalinidade e a presença dos hidróxidos nas soluções dos poros geram condições necessárias para a formação de uma película protetora de óxido de ferro¹⁴, que obstrui a dissolução do ferro, tornando a velocidade de corrosão insignificante (Costa & Appleton, 1999).

De acordo com o modelo proposto por (Tuutti, 1982) a vida útil da estrutura que sofre deterioração por meio da corrosão é dividida em duas fases: iniciação e propagação. A Figura 3.10 representa esse modelo, frequentemente considerado representativo do mecanismo de corrosão.

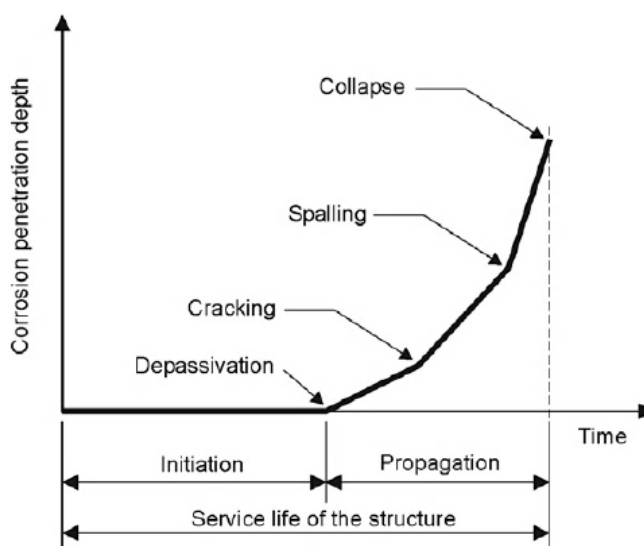


Figura 3.10 – Modelo de Tuutti para vida útil da estrutura deteriorada por corrosão da armadura. (Tuutti, 1982) adaptado por (Bertoline, L. et al, 2013).

Quando o processo de carbonatação, proveniente da ação do dióxido de carbono, causa uma redução do pH a valores inferiores a 11, ou quando a ação dos cloretos faz com que o teor de cloretos se eleve ao teor crítico, acontece a destruição da película protetora, fazendo com que advenha um fenômeno chamado de despassivação da armadura, deixando de ser passiva e se tornando ativa à dissolução do ferro, e se dá assim o fim da fase de iniciação e começa o processo de propagação, onde realmente ocorre o início da corrosão da armadura propriamente dita, gerando grandes danos, que caso não sejam reparados podem gerar o colapso da estrutura (Figura 3.11).

¹⁴ Geralmente referida como γFe_2O_3 . (Hime & Erlin, 1987) apud (Costa & Appleton, 1999)

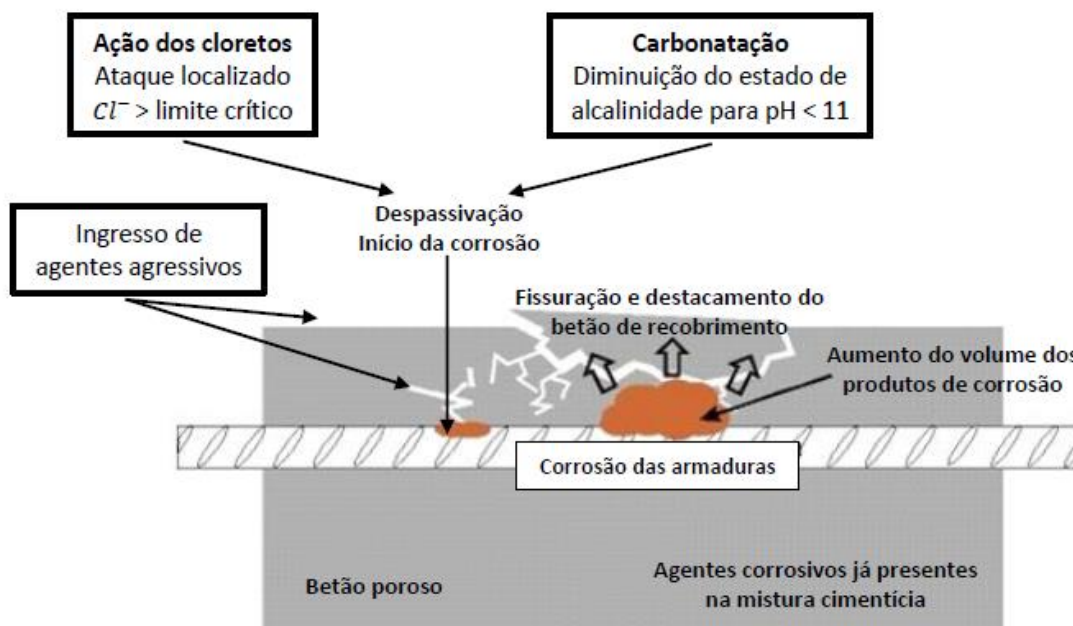


Figura 3.11 – Mecanismo de despassivação das armaduras (Santos, 2014).

O início do processo de iniciação até o ponto crítico, onde acontece a despassivação e começa a fase de propagação, depende da profundidade do recobrimento e da penetração de agentes agressivos, bem como da concentração necessária para despassivar o aço (Bertoline, L. et al, 2013).

A corrosão da armadura, desenvolvida no período de propagação, dá-se por um processo eletroquímico, similar ao funcionamento de uma pilha, o qual se desencadeia pela diferença de potencial existente entre as várias zonas da armadura, sendo necessária exclusivamente a presença de oxigénio, água ou um ambiente com humidade relativa elevada, para que se desenvolva.

A Figura 3.12 apresentada por (Costa & Appleton, 1999) mostra um modelo simplificado de uma célula de corrosão constituída por um ânodo e um cátodo.

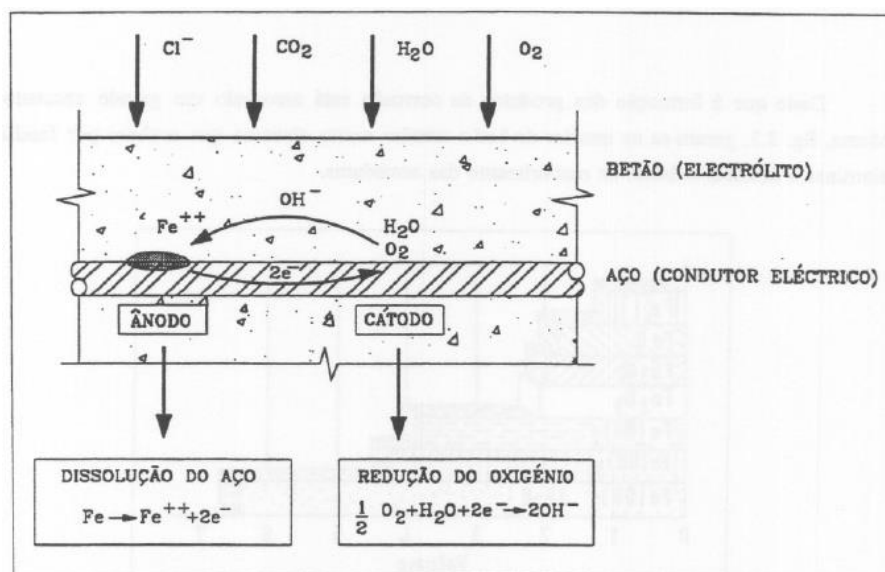


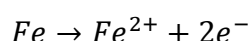
Figura 3.12 – Modelo simplificado da corrosão do aço no betão (Costa & Appleton, 1999).

Igualmente ao funcionamento de uma pilha, para que haja corrosão são necessários um ânodo, um cátodo, um condutor elétrico e um eletrólito. Como mostrado na Figura 3.11, a região do ânodo é onde acontece a dissolução do Fe da armadura já despassivada, liberando elétrons, que por meio da barra de aço, funcionando como condutor elétrico, transporta os elétrons, devido à diferença de potencial, para a região da armadura denominada de cátodo. Nesta área, os elétrons presentes na armadura reagem com o oxigénio e a água, originando iões de hidróxido (OH^-)¹⁵, que fluem na direção do ânodo através do betão, que funciona como eletrólito, para assim completar o circuito elétrico ((Costa & Appleton, 1999); (Salta, 1996)).

No entanto, há situações em que não existe o acesso de oxigénio ao ânodo, como no caso de o betão estar saturado, ocasionando a permanência dos iões de ferro na solução dos poros. Segundo (Costa & Appleton, 1999) nestes casos não ocorrem reações expansivas, e o betão não fendilha, dificultando a deteção da corrosão.

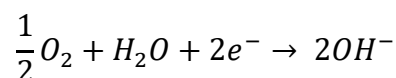
As reações de dissolução do Fe e da reação dos elétrons com água e oxigénio podem ser descritas da seguinte forma ((Costa & Appleton, 1999); (Salta, 1996)):

Equação 3.5 – Dissolução do Fe (reação anódica):



¹⁵ Os iões de hidróxido gerados na reação catódica aumentam a alcalinidade do betão, contribuindo para fortalecer a película passiva na zona catódica. (Costa & Appleton, 1999)

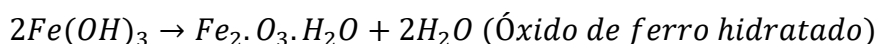
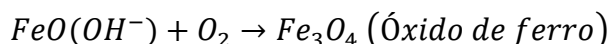
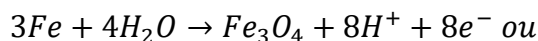
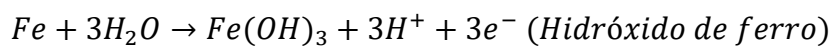
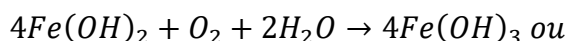
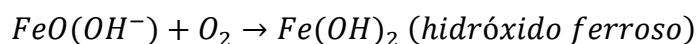
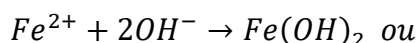
Equação 3.6 – Redução do oxigênio (reação catódica):



Essas reações anódicas e catódicas citadas acima é apenas o começo do processo de deterioração da armadura pela corrosão. Continuamente o (OH^-) que foi transportado para região anódica, reage com Fe^{2+} diminuindo o pH da área, acentuando a corrosão e ocorrem reações secundárias dando origem a produtos de corrosão¹⁶.

As reações secundárias podem ser descritas da seguinte forma (Salta, 1996):

Equação 3.7 – Reações anódicas secundárias:



As reações mencionadas acima são extremamente expansivas. Inicialmente os produtos das reações dissolvem na solução dos poros, ocupando os vazios e poros da pasta cimentícia, preenchendo-os e bloqueando-os (Wong, 2014) apud (Santos, 2014). Tal efeito faz com o que os restantes dos produtos se acumulem na interface do betão com o aço, gerando um aumento significativo do volume (Figura 3.13), suscitando elevadas tensões internas, que acabam deteriorando o betão de recobrimento, por meio de fissurações, delaminações e destacamento do betão (Costa & Appleton, 1999).

¹⁶ A forma final do produto de corrosão. Originados das reações secundárias, dependem das condições de humidade e disponibilidade de oxigénio. (Costa & Appleton, 1999)

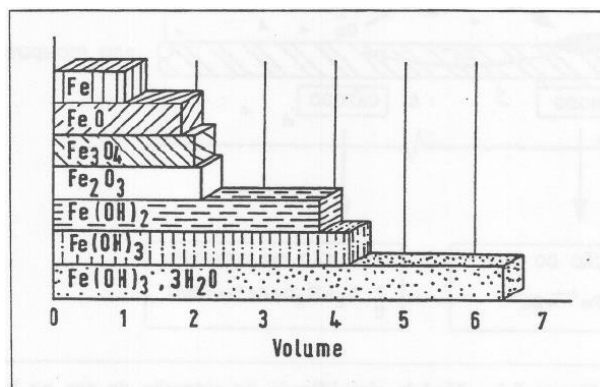


Figura 3.13 – Volume relativo dos produtos da corrosão. (Rostam, 1993)

(Costa & Appleton, 1999) esclarecem que a fendilhação do betão de recobrimento pode assumir várias formas, dependendo da localização e espaçamento dos varões e da espessura do recobrimento (Figura 3.14).

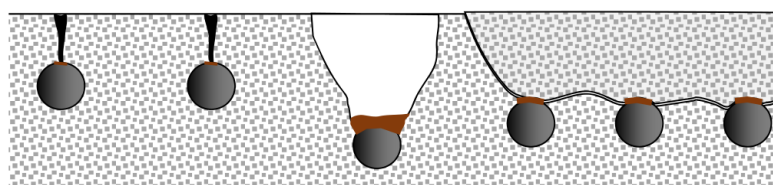


Figura 3.14 – Representação esquemática da fendilhação, destacamento e delaminação do betão por efeito da corrosão dos varões. (Providência & Costa, 2017)

O (CEB, 1992) diz que na região de fissuras, a carbonatação e os cloretos tendem a penetrar mais depressa na direção das armaduras do que no betão não fissurado. Desta forma, acelerando o processo de corrosão, uma vez que com a estrutura fendilhada tem um grande aumento da permeabilidade, justificando a penetração mais depressa dos agentes agressivos.

É possível se concluir que o processo de fendilhação é particularmente crítico no que se diz respeito à corrosão induzida por cloretos, devido à combinação (i) do acesso facilitado dos cloretos com a formação de macro-células galvânicas¹⁷ (ii) com taxas de corrosão muito elevadas por causa da distância significativa entre as fendas (Raupach & Büttner, 2014) apud (Providência & Costa, 2017)).

(Mehta, 1991), metaforicamente, compara as microfissuras e grandes fissuras com um sistema fluvial. A longo prazo, as microfissuras interconectaram simulando os afluentes, já as grandes fissuras na superfície do betão se comportaram como rios poderosos, com a direção do fluxo invertida, em vez de canalizar o fluxo de água doce dos afluentes do interior para o mar,

¹⁷ Uma célula ou macro-célula galvânica é uma célula eletroquímica onde a energia elétrica é produzida a partir de reações de oxidação-redução (Providência & Costa, 2017).

os rios (grandes fissuras) transportaram o fluxo da água do mar via pequenos afluentes (microfissuras) para o interior do betão. Tal efeito combinado com um suprimento abundante de cloretos, água e oxigénio, leva à uma alta taxa de corrosão, trazendo uma séria deterioração.

O esquema desenvolvido por (Mehta & Gerwick, 1982) mostra de forma simplificada a influência das microfissuras na corrosão da armadura (Figura 3.15).

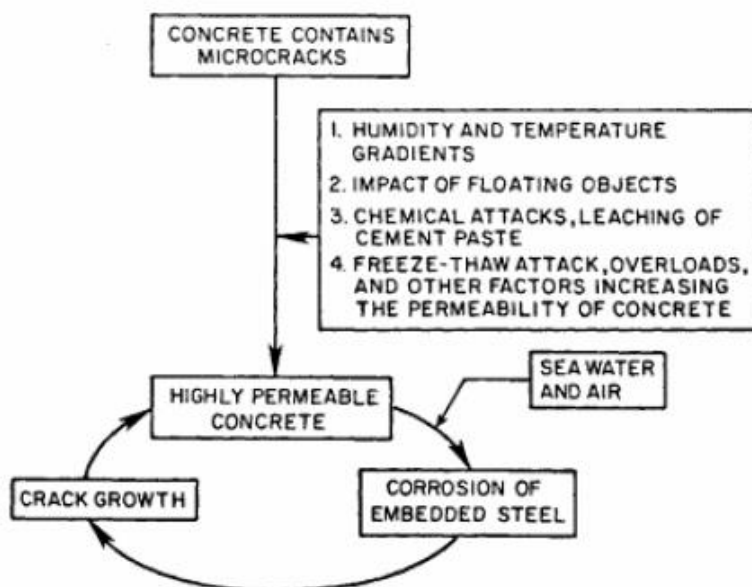


Figura 3.15 – Diagrama representando ciclos de "cracking-corrosion-cracking"¹⁸ no betão (Mehta & Gerwick, 1982).

Segundo (CEB, 1992), além das fissurações na estrutura, o mecanismo da corrosão da armadura promove a redução da secção dos varões, e em condições muito especiais, a fragilização por hidrogénio. Tais efeitos geram grandes consequências para o betão armado, fragilizando-o de várias formas, comprometendo a capacidade resistente, e caso não sejam tomadas medidas para reparação e reforço da estrutura, esta poderá colapsar. O esquema da Figura 3.16 demonstra esses efeitos e logo em seguida sua consequência para a estrutura.

¹⁸ "cracking-corrosion-cracking" é um ciclo interativo onde o efeito da fissuração aumenta a corrosão e a corrosão origina mais fissurações, fazendo por aumentar drasticamente a corrosão, havendo interações até a deterioração completa e consequentemente o colapso.

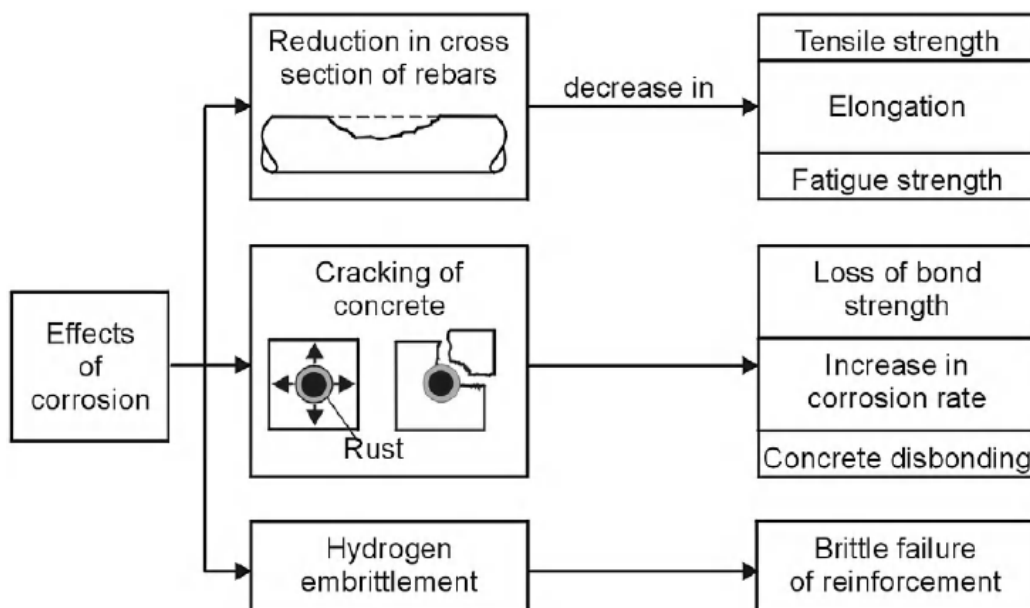


Figura 3.16 – Efeitos estruturais da corrosão das armaduras (CEB, 1992).

3.4.2 Corrosão por ação da carbonatação

3.4.2.1 Mecanismo da carbonatação

A carbonatação se desenvolve quando o CO_2 presente na atmosfera penetra por meio de difusão para o interior do betão, originando reações químicas com os produtos alcalinos da pasta de cimento.

Em virtude da grande solubilidade do hidróxido de sódio e potássio, a solução dos poros apresenta uma concentração menor de hidróxido de cálcio, apesar de ser a substância em maior quantidade no cimento, com grandes quantidades de CaO cristalizados nos poros do betão. Sequencialmente, a penetração do dióxido de carbono desenvolve as reações primeiramente com os hidróxidos de sódio e potássio, causando a diminuição destes, aumentando a dissolução para a solução dos poros do CaO , que posteriormente também é consumido pelo CO_2 . Conseqüentemente a isso (Tuutti, 1982) aponta um processo de difusão do CO_2 para o interior do betão e um processo de difusão do $NaOH$, KOH e $Ca(OH)_2$ para a frente de carbonatação como esquematizado na Figura 3.17 (Costa & Appleton, 1999).

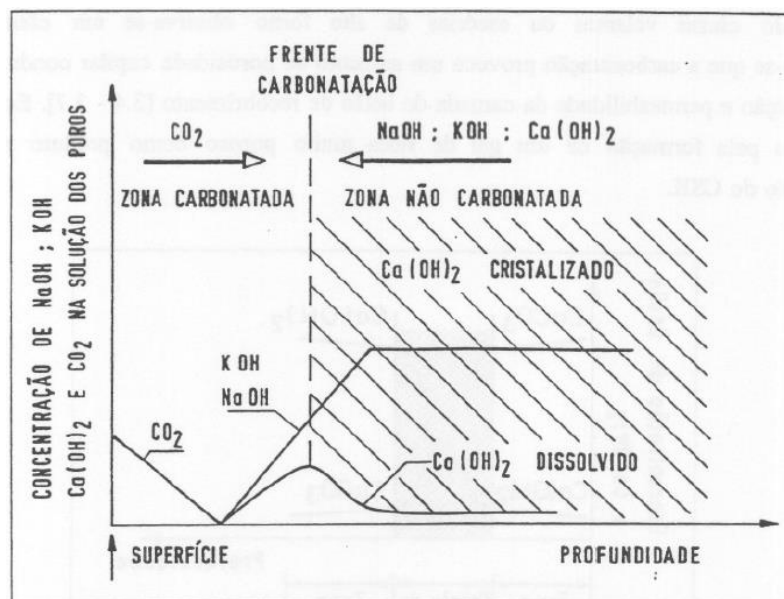
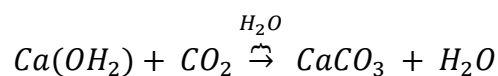
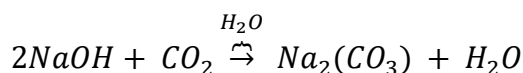
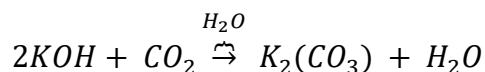


Figura 3.17 – Mecanismo de carbonatação do betão. (Tuutti, 1982)

A reação com o $Ca(OH)_2$ se torna a principal reação associada à carbonatação, por conta da sua maior quantidade na pasta cimentícia, porém as reações do dióxido de carbono com hidróxidos de sódio, potássio e cálcio podem ser representadas da seguinte forma:

Equação 3.8 – Reações da carbonatação.



(Costa, 1997) expõe que no processo de carbonatação, estão envolvidas três zonas, zona carbonatada, onde o $Ca(OH)_2$ foi convertido em $CaCO_3$; zona não carbonatada, onde o CO_2 ainda não penetrou; e uma zona intermediária, onde se desenvolve a reação de carbonatação, variando o pH em cada zona.

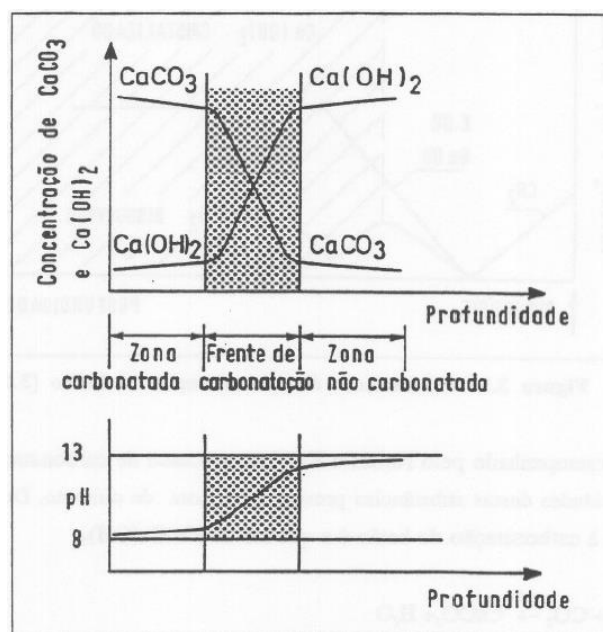


Figura 3.18 – Zonas envolvidas no mecanismo da carbonatação e variação do pH no longo da profundidade. (Masuda & Tanano, 1993) apud (Costa & Appleton, 1999)).

O mecanismo da carbonatação, de modo geral, é um processo lento devido as pequenas concentrações de CO_2 na atmosfera (cerca de 0,04%), contendo grandes concentrações de hidróxido de cálcio, que quando associado a uma grande permeabilidade gera uma grande resistência à penetração do dióxido do carbono, e outro grande aspecto é que no processo de transformação do $Ca(OH)_2$ no $CaCO_3$, diminui a porosidade do betão por causa da baixa solubilidade do produto da reação, aumentando a resistência química¹⁹. (Costa & Appleton, 1999)

No caso de um grande avanço da carbonatação, pode ocorrer o ataque de outros componentes da pasta de cimento, como os silicatos e aluminatos, neste ponto, a deterioração do betão se torna mais evidente, já que a decomposição desses elementos provoca a perda da capacidade ligante da pasta de cimento, assim como ocorre em outros ataques químicos citados anteriormente. (Costa, 1997)

De forma simplificada, é possível analisar os fatores que influenciam na carbonatação pela estimativa da profundidade e velocidade de carbonatação.

¹⁹ De acordo com (Costa & Appleton, 1999) em betões incorporando cinzas volantes ou escórias de alto forno, observa-se o efeito contrário, verificando-se que a carbonatação provoca um aumento da porosidade capilar conduzindo a uma maior absorção e permeabilidade da camada de betão de recobrimento, tal fenômeno é explicado pela formação de um gel de sílica muito poroso como produto resultante da carbonatação do CSH.

(Costa & Appleton, 1999) utilizando a 1ª Lei de Fick, demonstra uma estimativa da profundidade de carbonatação em função do tempo, através de uma relação empírica:

Equação 3.9 – Estimativa da profundidade de carbonatação.

$$X_c = K\sqrt{t}$$

Onde:

X_c – Profundidade de carbonatação;

t – Tempo de exposição;

K – Constante que depende das condições ambientais (temperatura e humidade relativa), concentração e difusão de CO_2 , porosidade e permeabilidade do betão ($mm/ano^{1/2}$).

A aplicação prática da equação acima tem muitas vezes limitações, visto que as simplificações utilizadas na sua dedução não se verificam na realidade, entretanto, podemos a partir dela perceber os dois grandes fatores que influenciam na profundidade e velocidade de carbonatação, que são as condições de exposições, incluindo nestas, a humidade relativa, temperatura e concentração de CO_2 , já o segundo é a composição e características do betão, que vão determinar suas propriedades de porosidade e permeabilidade, que com as condições ambientais definem a difusão do CO_2 para o interior do betão.

Quadro 3.2 – Fatores influenciadores na profundidade e velocidade de carbonatação.(adaptado de (Figueredo, 2005) apud (Polito, 2006))

Parâmetros	Fatores Condicionantes	Características Influenciadas
Condições de Exposição	- Concentração de CO_2 ; - Humidade relativa do ar; - Temperatura.	- Mecanismo físico-químico; - Velocidade de carbonatação; - Grau de saturação dos poros.
Composição e Características do betão	- Composição química do cimento; - Compactação e cura.	- Porosidade; - Permeabilidade; - Reserva alcalina; - Grau de hidratação.

A composição química do cimento pode ser subdividida em dois aspectos, a estrutura porosa do betão e a capacidade de fixação do CO_2 pela pasta de cimento, definida pela quantidade de substâncias carbonatáveis (composição do clínquer), essencialmente o $Ca(OH_2)$, que irá reagir com o CO_2 abrاندando a sua penetração.

No que diz respeito à estrutura porosa, o principal fator determinante é a relação A/C, como citado anteriormente no segundo capítulo e abordado posteriormente no item 3.4.5, tem relação direta com a porosidade e permeabilidade, demonstrada na Figura 2.10.

(Santos, 2014) demonstra, por meio de um estudo desenvolvido por (Soroka, 1993) o efeito direto da relação A/C na profundidade de carbonatação.

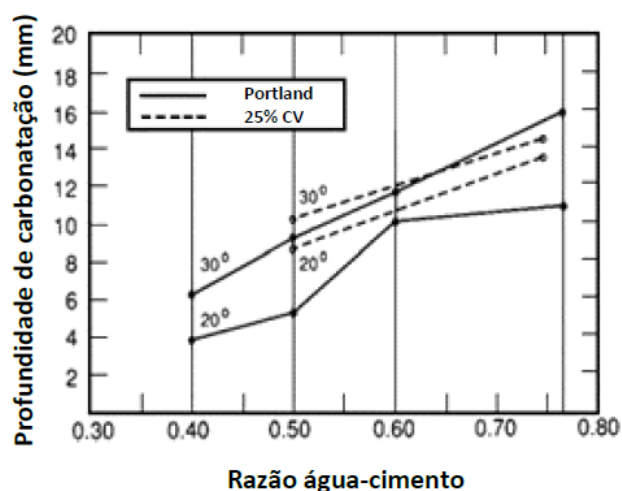


Figura 3.19 – Efeito da razão água-cimento, temperatura e adições na profundidade de carbonatação (adaptado de (Soroka, 1993) apud (Santos, 2014)).

Outro aspecto além da composição do clínquer para a definição da penetração do dióxido de carbono é a ação das adições. De modo geral, as adições têm dois pontos a serem contrapostos, por um lado, diminui a capacidade de fixação do CO_2 pela pasta de cimento, fazendo com que menores quantidades de CO_2 sejam necessárias para carbonatar o betão; em contraponto a isso, as adições reduzem a difusibilidade ao CO_2 pela alteração da sua estrutura porosa, abrandando assim sua penetração. Resta saber qual ponto se sobressai, sendo necessário um estudo em cada situação, caso a caso, incorporando todas as variáveis. Em um ambiente marítimo, a utilização de adições de forma adequada é mais recomendada, principalmente pela corrosão iniciada por cloretos. (Costa & Appleton, 1999)

A compactação e cura, no caso da carbonatação, estão diretamente relacionadas à qualidade do betão de recobrimento, uma vez que uma má compactação e cura origina um recobrimento muito poroso (Figura 3.27), que facilitará o acesso das substâncias agressivas. Vários autores efetuaram estudos confirmando a diminuição da profundidade em betões com uma melhor cura (Santos, 2014); (Costa & Appleton, 1999).

Como referido anteriormente, as condições de exposição a que o betão está sujeito, determinam também a velocidade e profundidade de carbonatação, sendo estas subdivididas em três principais parâmetros:

A humidade relativa, que assim como ocorre com o oxigénio, a difusão CO_2 diminui com o aumento da humidade (Figura 3.24), por efeito da baixa difusibilidade no meio aquoso em

relação ao ar. (Costa & Appleton, 1999), citando (Bakker, 1988) refere que o coeficiente de difusão de CO_2 na água é cerca de 10^4 vezes menor que no ar. Todavia, para que ocorra a carbonatação, é necessária a presença de água, deste modo, existe um teor de humidade intermédio, que é o compromisso entre as duas situações, para o qual a carbonatação progride com maior velocidade (Quadro 2.1).

A temperatura, que na Figura 3.19, além o demonstrar efeito da relação A/C, demonstra também a importância da temperatura no processo de carbonatação, atingindo maiores profundidades em temperaturas mais elevadas, em consequência do aumento de velocidade das reações químicas.

Por último, o teor de CO_2 , que, segundo (Costa & Appleton, 1999), determina o gradiente de concentração entre o exterior e o interior do betão que constitui a força motriz do processo de difusão.

3.4.2.2 Influência da carbonatação na corrosão da armadura

O processo de corrosão induzida pela carbonatação se desenvolve quando a frente de carbonatação atinge o nível da armadura, despassivando-a devido ao baixo pH na zona carbonatada (Figura 3.18; item 3.4.1). Neste mecanismo de corrosão, os ânodos e os cátodos são normalmente muito pequenos e se localizam perto um do outro, formando microcélulas de corrosão, tal efeito faz com que a corrosão ocorra de forma uniforme e generalizada.

Além dos fatores que controlam a profundidade e velocidade de carbonatação citados anteriormente, o recobrimento tem grande importância na corrosão por carbonatação, uma vez que com maiores recobrimentos, a camada a ser carbonatada, para que a frente de carbonatação atinja a armadura, torna-se maior. Como também pelos efeitos positivos causados pela transformação do $Ca(OH_2)$ no $CaCO_3$, diminuindo a velocidade de carbonatação em função da profundidade (Equação 3.9).

No que refere à corrosão das armaduras em ambiente marítimo, a carbonatação desempenha uma ação importante além dos aspectos referidos, por contribuir para corrosão iniciada por cloretos, por fornecer determinadas situações favoráveis para o tal, abordado de forma mais detalhada no item 3.4.4.

3.4.3 Corrosão por ação dos cloretos

3.4.3.1 Mecanismo de ocorrência

A corrosão por ação dos cloretos é a causa de deterioração mais comum e mais agressiva em ambiente marítimo, pela sua alta velocidade de corrosão (Figura 3.30). Controlar o teor em cloretos e principalmente a penetração é de grande importância para durabilidade das estruturas.

A contaminação do betão por cloretos tem origens variadas, sendo sua principal fonte advinda da exposição da estrutura ao um ambiente onde promova o contato direto à altas concentrações de cloretos, como em ambientes marítimos, onde a água do mar contém elevadas concentrações desse agente agressivo (

Quadro 2.2). Além da origem decorrente do meio onde se encontra, a presença dos cloretos no betão pode ser proveniente de contaminações nos constituintes do betão, por exemplo, na água de amassadura e nos agregados que não foram adequadamente lavados na sua extração, como também de aditivos que contenham cloretos, como cloreto de cálcio comumente utilizado antigamente para aceleração da presa (Bertoline, L. et al, 2013).

Independente de sua origem, os cloretos podem estar presentes no betão de três formas distintas: quimicamente ligados, fisicamente adsorvidos na superfície dos poros e sob forma livre na solução dos poros, sendo apenas os cloretos na solução poros agressivos para as armaduras, entretanto, os cloretos quimicamente ligados e fisicamente adsorvidos podem se tornar livres, tendo assim sua devida importância (Tuutti, 1982).

O processo de ataque pela ação dos cloretos se desenvolve quando o teor de cloretos ao nível da armadura atinge um determinado nível (teor crítico de cloretos), destruindo a película protetora²⁰, de modo que ocorre um ataque localizado subsequente de corrosão (Bertoline, L. et al, 2013). Este ataque localizado proporciona zonas anódicas pequenas e grandes zonas catódicas adjacentes, associado a esta desproporcionalidade entre as zonas, desenvolvem-se no ânodo densidades de correntes muito elevadas, uma vez que as correntes anódicas e catódicas têm de ser iguais, originando uma dissolução localizada e acentuada do aço (Costa & Appleton, 1999); (Montemor, 1995).

A Figura 3.20 esquematicamente representa a corrosão localizada da armadura por meio de pitadas:

²⁰ Segundo (Bakker, 1988) apud (Costa, 1997) quando a contaminação de cloretos é elevada, pode ocorrer a destruição total da película passiva, originando, neste caso, a corrosão geral das armaduras.

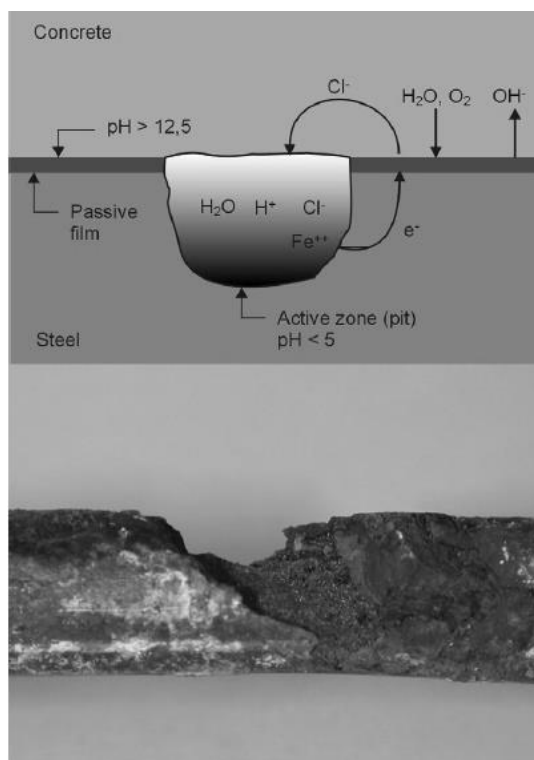
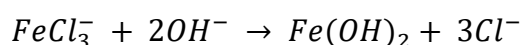
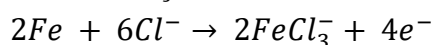


Figura 3.20 – Esquema representativo da corrosão localizada da armadura (Bertoline, L. et al, 2013).

Neste tipo de corrosão, os cloretos agem como catalisador, tornando-se ativos nas reações e potencializando a dissolução do aço. Segundo (Costa & Appleton, 1999) no ânodo os cloretos combinam-se com os íons de ferro, formando cloreto de ferro e libertando elétrons que fluem através da armadura para o cátodo. O cloreto formado nesta reação é instável e vai reagir com os íons de hidróxido, originando hidróxido de ferro, esta reação liberta os cloretos e consome os íons de hidróxido. O mecanismo resulta na redução do pH e na concentração de cloretos nos locais onde se iniciou a corrosão, sendo provavelmente responsável pelas picadas.

De forma simplificada, o mecanismo supracitado pode ser traduzido pelas seguintes equações:

Equação 3.10 – Reações de formação do cloreto de ferro e hidróxido de ferro.



Tal efeito faz com que se justifique a elevada velocidade de corrosão por cloretos, uma vez que o cloreto faz parte das reações, o que torna um mecanismo autocatalítico, favorece o abaixamento do pH e contribui para a destruição da película passiva e propagação da corrosão.

3.4.3.2 Teor crítico de cloretos

O teor crítico de cloretos é considerado a quantidade mínima de cloretos necessária para destruição da película passiva e início da corrosão, normalmente referido em função da relação entre as concentrações de cloretos e iões de hidróxido na solução dos poros ou expresso em termos da quantidade total de cloretos relativamente ao peso do betão ou do cimento. A definição deste limite crítico é um ponto de grande controvérsia entre vários autores, devido aos inúmeros fatores que lhe influenciam, não encontrando um valor uniforme e/ou constante, fazendo cada estrutura ter um determinado valor, em função, de modo geral, das condições de exposição e da qualidade do betão (Costa, 1997).

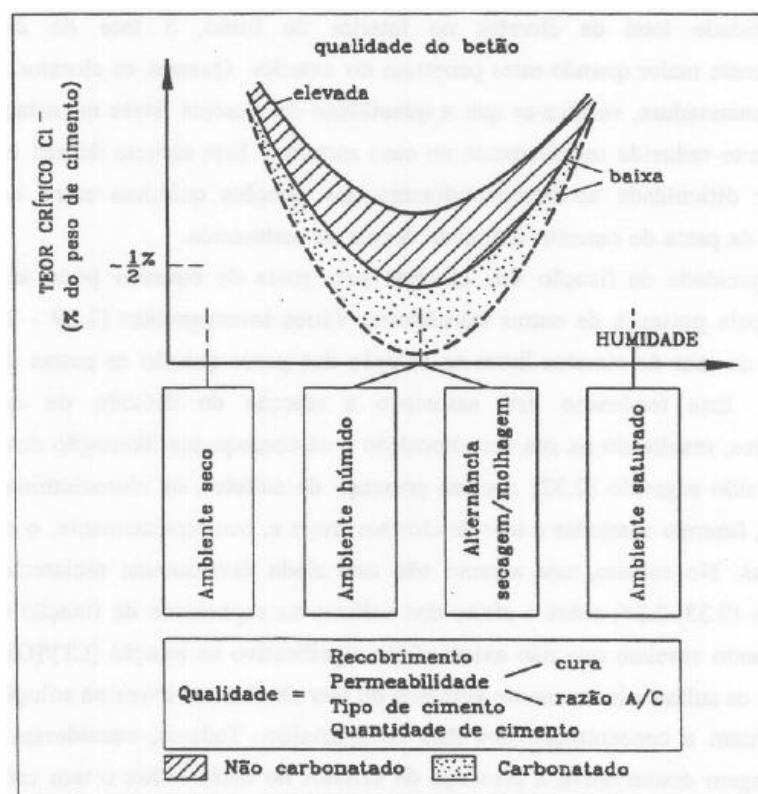


Figura 3.21 – Efeito das condições de exposição e da qualidade do betão no teor crítico de cloretos (Kropp, 1995) apud (Costa, 1997).

Voltado para as condições de exposição, verifica-se dois fatores de grande influência, a humidade e a temperatura.

A importância da humidade no teor crítico de cloretos é devida a sua ação no processo eletrolítico da corrosão, humidades relativas baixas aumentam a resistividade do betão, dificultando a movimentação dos iões, já humidades relativas altas restringem o acesso do oxigénio ao nível das armaduras (item 3.4.5), desta forma, justificando o aumento do teor crítico de cloretos na Figura 3.21.

No aspecto da temperatura, ensaios realizados por (Hussain et al, 1995) apud (Costa & Appleton, 1999), verificam a diminuição do teor crítico de cloretos em cinco vezes quando a temperatura aumenta de 20 para 90 °C. (Costa, 1997) citando esses autores, afirma que o aumento da temperatura afeta o teor crítico de duas formas: (i) reduzindo a concentração de iões de OH^- na solução dos poros; (ii) provocando a decomposição dos cloroaluminatos e de outros compostos aos quais os cloretos estavam ligados. O resultado dos efeitos acima é o aumento substancial da relação Cl^-/OH^- .

Relacionado à qualidade do betão, existem quatro fatores que têm ligação direta ao teor crítico, que são: recobrimento, permeabilidade, tipo de cimento e quantidade de cimento.

Assim como na carbonatação e no que se refere à permeabilidade e recobrimento no item 3.4.5, recobrimentos maiores e betões menos permeáveis dificultam a entrada dos agentes agressivos, agindo de forma conjunta para proteção da armadura, como exemplificado na Figura 3.29, aumentando a quantidade de cloretos para iniciar a corrosão.

A quantidade de OH^- depende do tipo e quantidade de cimento e das adições, fazendo assim esse ser um aspecto importante no teor crítico. Como esclarecido, somente os cloretos livres são agressivos para a armadura, desta forma, a capacidade de fixação dos cloretos por parte da pasta de cimento torna-se um parâmetro fundamental.

Segundo (Costa & Appleton, 1999) uma das principais formas de fixação dos cloretos pela pasta de cimento é através de uma reação com C_3A formando cloroaluminato de cálcio. Desta forma, betões com uma maior proporção de cimento na sua composição e/ou cimentos que contenham quantidades elevadas de C_3A terão mais cloretos fixos, conseqüentemente, um maior teor crítico de cloretos (expresso em termos de cloretos totais).

As adições podem ser benéficas para o aumento do teor crítico de cloretos quando utilizadas em proporções adequadas, já que adições como pozolanas e as escórias diminuem a permeabilidade por meio da modificação da estrutura porosa e conduzem à formação de maior quantidade de silicatos hidratados, aumentando assim a capacidade de fixação física por adsorção dos cloretos à superfície desses compostos, entretanto, deve-se tomar os devidos cuidados, dado que as adições diminuem a quantidade de C_3A no cimento, ou seja, diminuem a fixação química do betão (Bertoline, L. et al, 2013).

3.4.3.3 Penetração de cloretos

Dado a elevada agressividade dos cloretos, entender e controlar a penetração no betão constitui um passo fundamental para aumentar a durabilidade e vida útil das estruturas expostas aos ambientes com elevadas concentrações desta substância agressiva.

A penetração de cloretos pode suceder por vários mecanismos de transporte, advindo de forma individual ou simultânea, dependendo da existência de água nos poros do betão, pois independente do mecanismo, só se desenvolve em meio líquido, através da estrutura porosa do betão, nomeadamente através da rede contínua de poros capilares, da rede de poros na interface pasta-inertes e das microfendas e fendas eventualmente existentes. Desta forma, as condições de exposição e teor de humidade determinam o modo como os mecanismos vão atuar e a dimensão, e a estrutura porosa do betão determinam a resistência à penetração dos cloretos por meio do controlo que exerce sobre os vários mecanismo de transporte (Costa, 1997); (Bertoline, L. et al, 2013); (Gjorv, 2009).

Basicamente são três os mecanismos de transporte em que a penetração pode ocorrer:

- Permeação;
- Sucção capilar ou absorção;
- Difusão.

Os mecanismos acima foram abordados individualmente no item 2.2.2, entretanto em condições reais, a penetração ocorre pela associação deles, de forma simultânea ou sequencial.

(Costa, 1997) afirma que em condições saturadas ocorre a penetração apenas por meio da difusão e permeação. Já em condições não saturadas, ocorre penetração por absorção nas camadas superficiais, e se o betão estiver sujeito aos ciclos de molhagem e secagem, a penetração se desenvolve por difusão nas camadas interiores.

A Figura 3.22 mostra a ação conjunta dos mecanismos de transporte nas zonas onde ocorrem os ciclos de molhagem e secagem, que associados com a proximidade do nível do mar, no qual consiste em uma maior concentração de cloretos e um contato direto com água contaminada, faz com que os cloretos atinjam profundidades maiores.

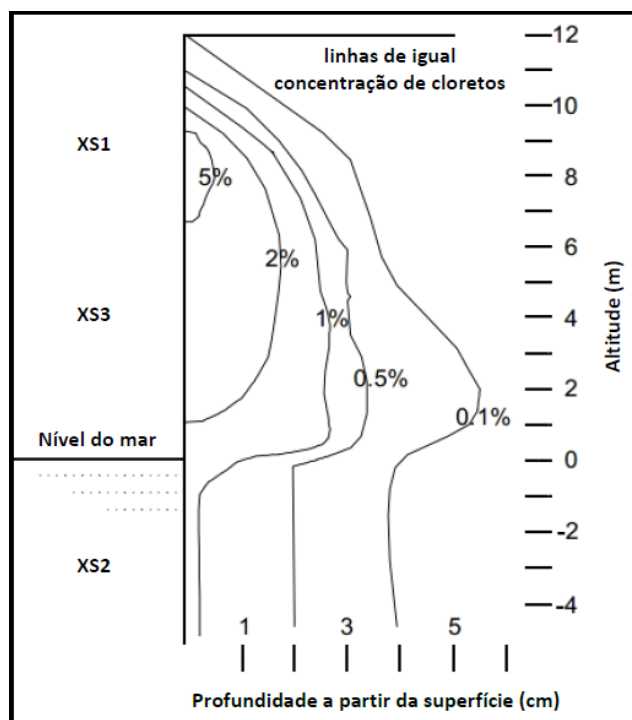


Figura 3.22 – Exemplificação da penetração de cloretos numa estrutura marítima em função de diferentes altitudes – Cimento Portland Normal; razão água-cimento = 0,5; C3A= 10% (Santos, 2014).

Em caso de betões compactos, com estrutura pouco porosa, associada a uma espessura de recobrimento adequada, o mecanismo de difusão tende a dominar²¹, fazendo com que a zona afetada por absorção seja limitada à superfície. Já em betões de baixa qualidade, com estrutura muito porosa, ou com recobrimento pouco espesso, é o mecanismo de absorção que tende a dominar (Costa, 1997); (Bertoline, L. et al, 2013).

Os principais parâmetros que influenciam na penetração dos cloretos e determinam sua velocidade são:

- O tipo de exposição da estrutura, relativamente ao teor de humidade e o tipo de exposição aos cloretos, determinados pelas condições macro e micro ambientais em que a estrutura está sujeita.
- A estrutura porosa e as propriedades de fixação dos cloretos pela pasta de cimento, nomeadamente determinadas pela compactação, cura do betão e a composição tanto do cimento quanto do betão.

²¹ Um estudo desenvolvido por (Sandberg, 1993) apud (Costa & Appleton, 1999), concluiu, com resultados de ensaios em elementos expostos ao ambiente marítimo sob várias condições de exposição, que o mecanismo de difusão é o principal processo de transporte de cloretos em betões de elevada qualidade com razões A/C < 0,45.

Conforme já exposto, a forma na qual a estrutura é exposta, aos agentes agressivos e o teor de humidade, controlam e determinam como irá acontecer a penetração.

Em zonas atmosféricas, o vento tem papel fundamental, dado que ele será o responsável por transportar e depositar os cloretos para superfície do betão, posteriormente, penetrando para o interior do betão, por meio de absorção e difusão. Este efeito é diretamente influenciado pela distância da estrutura da orla marítima, rumo e velocidade do vento, a altura das estruturas e a exposição das superfícies relativa às águas das chuvas.

Nas demais zonas, a penetração se desenvolve muito rapidamente por causa do contacto direto da água do mar, criando situações em que exista uma maior quantidade de cloretos em contacto com o betão e um alto teor de humidade, conseqüentemente, gerando um aumento da quantidade de poros por onde se pode processar a penetração por difusão.

Segundo (Costa & Appleton, 1999), a temperatura da água nas zonas de maré e submersas exerce uma influência importante no processo de difusão, dado que nas águas mais quentes a penetração ocorre com mais velocidade²².

3.4.4 Ação sinérgica dos cloretos e carbonatação

Como mencionado anteriormente, tanto a carbonatação quanto os cloretos individualmente ocasionam a despassivação da armadura e dão início ao processo de corrosão, no entanto em certas condições de exposição, ocorre a ação sinérgica dos dois mecanismos, acelerando o processo da corrosão das armaduras, levando às elevadas velocidades de deterioração.

Um parâmetro importante nos dois mecanismos é a influência da humidade relativa no processo de corrosão, tanto iniciada por carbonatação como pela ação dos cloretos, humidades relativas muito baixas ou muito elevadas dificultam o avanço da corrosão, já em humidades relativas entre 65% e 85%, o risco de corrosão pelos dois mecanismos são agravados (Quadro 2.1), principalmente nos ciclos de molhagem/secagem, fazendo com que as zonas de maior agressividade para ação combinada dos dois processos deterioração sejam zonas de rebentação, atmosféricas e de marés (Figura 2.4).

Em um ambiente marítimo, com elevada concentração dos iões de cloretos, o fenómeno da carbonatação promove um aumento significativo da velocidade de corrosão, devido a sua influência na penetração de cloretos e seu efeito ao nível da armadura. Um ponto fundamental

²² (Costa & Appleton, 1999) citando Page, mostra que um aumento de temperatura de 14,5° para 25 °C causa uma duplicação no coeficiente de difusão.

para isso é a diminuição do teor crítico de cloretos, dado que a carbonatação diminui o pH consumindo os produtos alcalinos da pasta de cimento.

A perda da capacidade de fixação dos cloretos por parte do betão, originado da reação do dióxido de carbono com o cloroaluminato de cálcio, libera iões de Cl^- na solução porosa, aumenta o teor de cloretos livres, conseqüentemente conduz a uma maior deterioração da armadura (Costa, 1997) (Santos, 2014).

Um estudo desenvolvido por (Zhu et al, 2016) demonstra o aumento de cloretos livres e a diminuição do teor crítico de cloretos em betões com carbonatação (Figura 3.23):

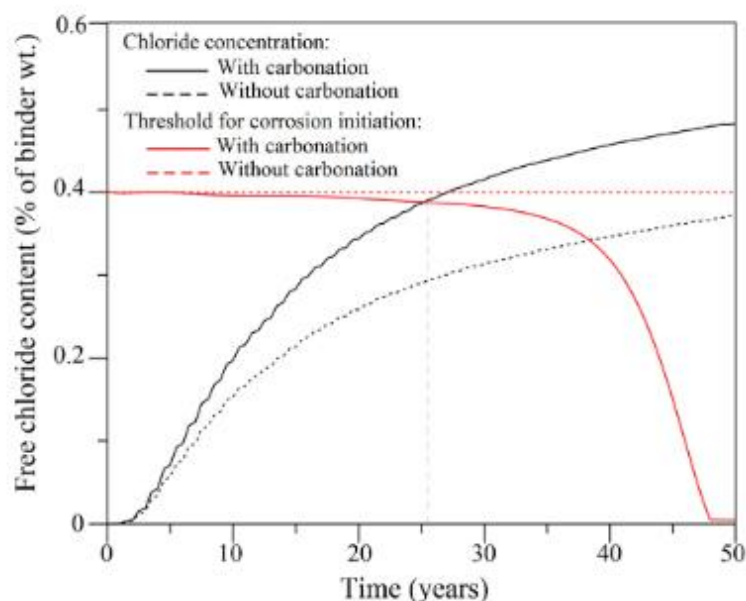


Figura 3.23 – Efeito da carbonatação na concentração de cloretos livres e no teor crítico de cloretos (Zhu et al, 2016).

3.4.5 Principais parâmetros e velocidade de corrosão

No processo de corrosão das armaduras, existe uma gama de parâmetros que influenciam na velocidade de corrosão e desencadeiam tal efeito, vários autores apontam como principais fatores: a humidade no interior do betão, a quantidade de oxigénio ao nível da armadura, permeabilidade, temperatura, resistividade do betão, teor de cloretos, carbonatação, composição do betão, o recobrimento das armaduras, processo de cura e fissuração. (CEB, 1992); (Costa & Appleton, 1999); (Andrade C. , 1992).

Após a despassivação da armadura, a velocidade de corrosão passa a ser controlada principalmente pela resistividade do betão e a disponibilidade de oxigénio ao nível das armaduras (Mehta, 1991).

(Costa & Appleton, 1999) citando (Gjorv. & Vennesland, 1987), refere que a resistividade é influenciada pela permeabilidade, especificamente razão A/C^{23} , contaminação do betão por cloretos e principalmente a humidade. Os resultados dos ensaios desenvolvidos por (Gjorv. & Vennesland, 1987) mostram que um aumento da humidade relativa de em torno dos 18% para 100% conduz a uma diminuição da resistividade de 6000 $K\Omega$ cm para 7 $K\Omega$ cm em um betão com A/C de 0,4.

(Langford & Broomfield, 1987) e (Rodríguez et al, 1995) apud (Costa & Appleton, 1999), classificam a velocidade de corrosão, tomando como parâmetro a resistividade, respetivamente Quadro 3.3 e Quadro 3.4. Os resultados obtidos têm grande variabilidade devido aos vários outros fatores que influenciam na velocidade de corrosão.

Quadro 3.3 – Velocidade de corrosão tomando como parâmetro a resistividade. (Langford & Broomfield, 1987)

Resistividade ($K\Omega$ cm)	Velocidade de corrosão
>20	Baixa
10-20	Baixa a Moderada
5-10	Alta
<5	Muito alta

Quadro 3.4 – Velocidade de corrosão tomando como parâmetro a resistividade. (Rodríguez et al, 1995)

Resistividade ($K\Omega$ cm)	Velocidade de corrosão
>100	Muito Baixa
50-100	Baixa
10-50	Moderada a Alta
<10	Resistividade não é o parâmetro controlador da velocidade de corrosão.

Para humidades relativas muito elevadas não é mais a resistividade do betão que controla a velocidade de corrosão, mas sim o acesso dos cloretos, nível de carbonatação e principalmente do oxigénio às armaduras.

Novamente é a humidade e permeabilidade que controlam a disponibilidade desses agentes agressivos ao nível das armaduras. (Tuutti, 1982) considera que o parâmetro mais importante que controla a penetração de oxigénio é o teor de humidade do betão, dado que a difusão de

²³ Estudos realizados por (Gjorv. & Vennesland, 1987) demonstram que a redução da razão A/C de 0,7 para 0,5 causa um aumento na resistividade cerca de duas vezes.

oxigénio na água é muito baixa. Na Figura 3.24, estão indicados os resultados experimentais obtidos por esse autor para betões com razão A/C de 0,67 e 0,42.

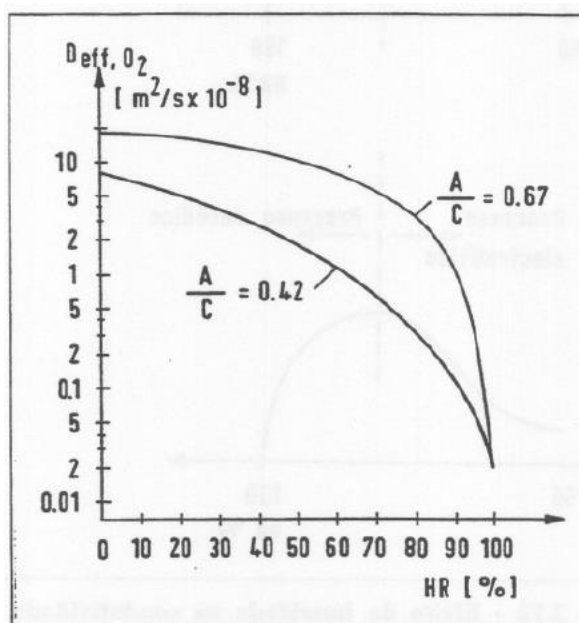


Figura 3.24 – Influência da humidade no coeficiente de difusão do oxigénio (Tuutti, 1982) apud (Costa, 1997).

Segundo (Costa & Appleton, 1999), a humidade relativa do betão tem efeitos contrários relativamente à influência que esses fatores exercem na velocidade de corrosão, que por um lado, um aumento da humidade tem efeitos positivos, por reduzir a penetração do oxigénio, por outro, tem efeitos negativos pois conduz a um aumento de condutividade do betão (redução da resistividade)²⁴(Figura 3.25). Deste modo, para humidades relativas baixas, é o processo eletrolítico (resistividade) que controla a velocidade de corrosão das armaduras, já para humidades relativas elevadas, a velocidade é controlada pelo processo catódico (acesso de oxigénio às armaduras).

²⁴ (Raupach., 1996) apud (Costa & Appleton, 1999), conclui por meio dos seus estudos experimentais, que a velocidade de corrosão apenas é influenciada pela difusão de oxigénio no betão de recobrimento no caso de estruturas submersas ou sujeitas aos ciclos de molhagem e secagem que provoquem a saturação do betão por vários períodos de várias semanas. Em condições normais de exposição à água das chuvas, não é de se esperar qualquer redução da velocidade de corrosão, por efeito da limitação da penetração de oxigénio.

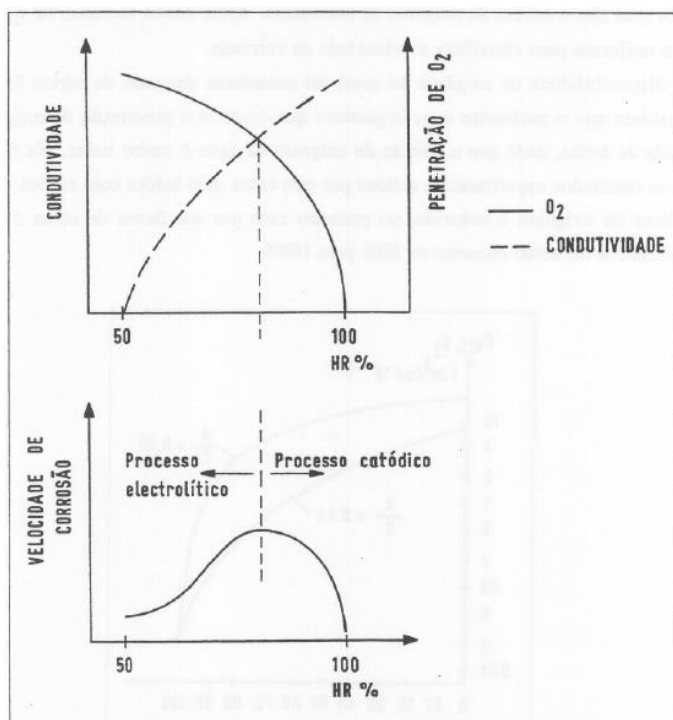


Figura 3.25 – Efeito da humidade na condutividade, penetração de oxigénio e velocidade de corrosão (Tuutti, 1982) apud (Costa, 1997).

Como elucidado no item 2.1.1, temperaturas elevadas aumentam a velocidade das reações químicas, conseqüentemente a velocidade de corrosão, sendo um parâmetro de influência significativa no processo de deterioração.

Os ensaios realizados por (Tuutti, 1982) confirmam que o aumento de temperatura de 10°C corresponde uma duplicação da velocidade de corrosão, citada anteriormente pelo ((CEB, 1992); item 2.1.1).

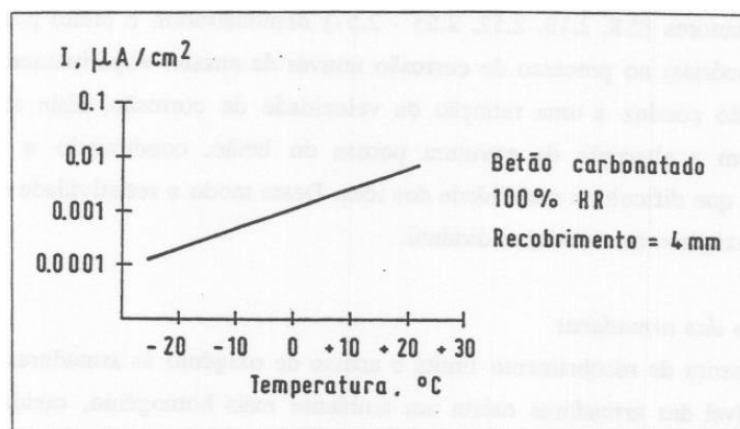


Figura 3.26 – Influência da temperatura na velocidade de corrosão (Tuutti, 1982) apud (Costa, 1997).

Fatores como composição do betão, processo de cura, recobrimento e fendilhação são parâmetros influenciadores no processo de corrosão, porém se limitam a controlar diretamente ou indiretamente os parâmetros citados acima.

A composição do betão está diretamente ligada à permeabilidade e porosidade por meio da razão A/C e os fatores citados no item 2.2.2. Betões mais permeáveis facilitam a entrada das substâncias necessárias para desencadear o processo de corrosão, influenciando desta forma a velocidade de corrosão. As adições de pozolanas e escórias têm efeito positivo, aumentando a durabilidade da estrutura por atenuar a velocidade de corrosão em consequência da mudança da estrutura porosa, que diminui a permeabilidade, dificultando a mobilidade dos iões. (item 2.2.1)

Para o desenvolvimento das propriedades e características desejáveis no betão, é necessário um processo de cura adequado. Este processo condiciona a permeabilidade e porosidade, tendo sua devida importância na velocidade de corrosão ((CEB, 1992); Figura 3.27).

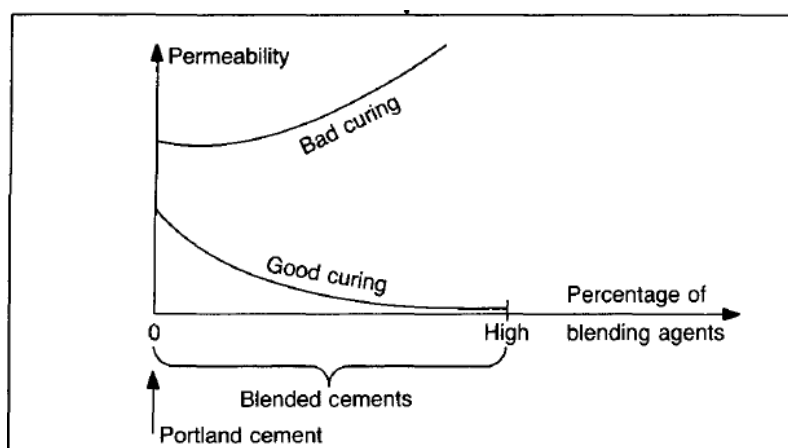


Figura 3.27 – Influência do processo de cura na permeabilidade. (CEB, 1992)

O recobrimento a nível de projeto tem grande importância para durabilidade da estrutura, uma vez que limita e promove uma barreira protetora da armadura contra os agentes agressivos, e quando associado a um betão de boa qualidade aumenta a vida útil da estrutura (Figura 3.28; Figura 3.29).

Tanto a norma brasileira quanto a portuguesa classificam recobrimentos mínimos e qualidade do betão para cada classe ambiental, a modo de garantir a durabilidade (Anexo G; Anexo H; Anexo I).

Como explicado no item 3.4.1, a fissuração também tem grande seriedade na taxa de corrosão.

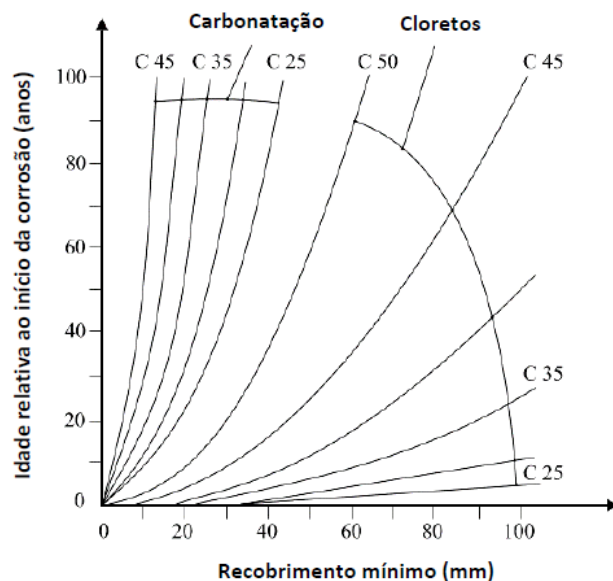


Figura 3.28 – Relação entre a espessura do recobrimento e o período de iniciação da corrosão.

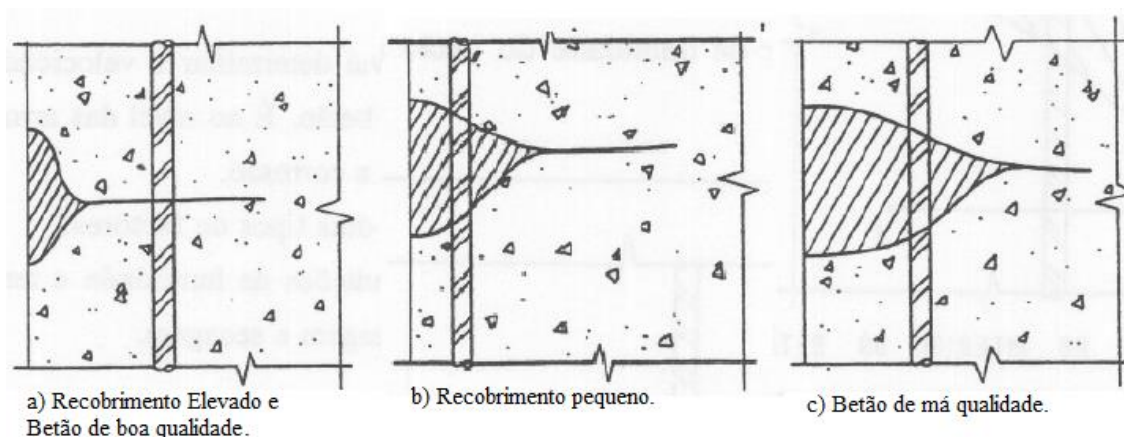


Figura 3.29 – Influência da espessura e qualidade do betão na humidade relativa ao nível das armaduras (adaptado de (Costa & Appleton, 1999)).

Com os inúmeros parâmetros que influenciam na velocidade de corrosão, torna-se difícil quantificar essa grandeza, tornando cada estrutura um caso particular. Porém vários trabalhos quantificam a velocidade de corrosão como a quantidade da perda de massa ou espessura da secção no determinado intervalo de tempo. ((Costa & Appleton, 1999); (Andrade C. , 1992); (Tuutti, 1982); (Rodríguez et al, 1995))

Um desses estudos, desenvolvido por ((Andrade & Alonso, 1996) apud (Costa & Appleton, 1999)) indica valores de velocidade de corrosão, obtidos em provetes sujeitos a várias condições de exposição em laboratório, após a realização de um grande número de ensaios (Figura 3.30).

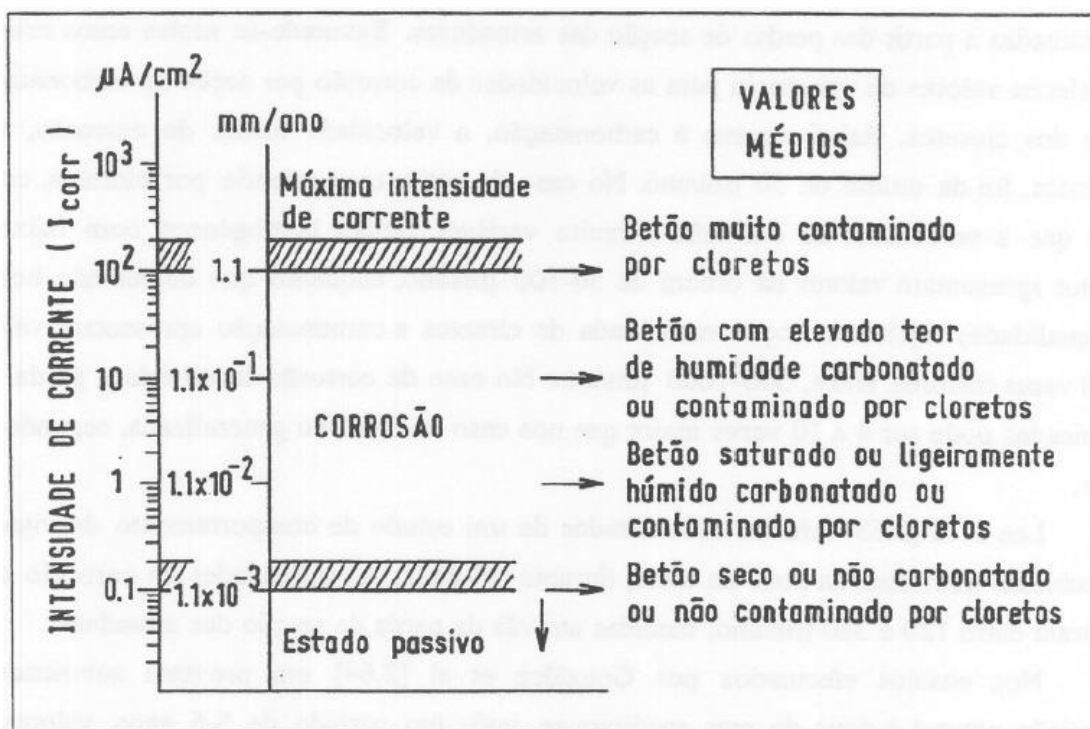


Figura 3.30 – Velocidade de corrosão registradas em laboratório em diversas condições de exposição. (Andrade & Alonso, 1996)

(Costa & Appleton, 1999) destacam que as velocidades máximas de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ foram obtidas em provetes fendilhados submersos em água do mar.

²⁵ De acordo com (Costa & Appleton, 1999) estes valores referem-se às densidades de corrente podendo ser convertidos em perda de metal através da lei de Faraday:

$$m = \frac{Mit}{ZF}$$

m = Massa de aço consumido (g);

I = Corrente (A);

t = Tempo (s);

Z = Carga iónica (2 para $Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$);

M = Peso atómico do metal (56 g para ferro);

F = Constante de Faraday (9650 A s);

Obtendo-se: $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2 \leftrightarrow 11,6 \mu\text{m}/\text{ano}$.

4 ESTUDO DE CASO DO PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA RECUPERAÇÃO E REFORÇO DO COMPLEXO DE PONTES DE IGAPÓ NA BR-101/RN

4.1 Caracterização do Complexo de Pontes

4.1.1 Mapa de situação

O complexo de pontes do Igapó sobre a foz do Rio Potengi está situado na cidade de Natal, no estado do Rio Grande do Norte – Brasil. Especificamente na BR-101/RN, no trecho Touros – Divisa RN/PB e subtrecho Acesso Redinha – Entr. BR-226, importante ponte que liga a zona central da cidade à zona norte. A Figura 4.1 mostra o mapa de situação do complexo de pontes:

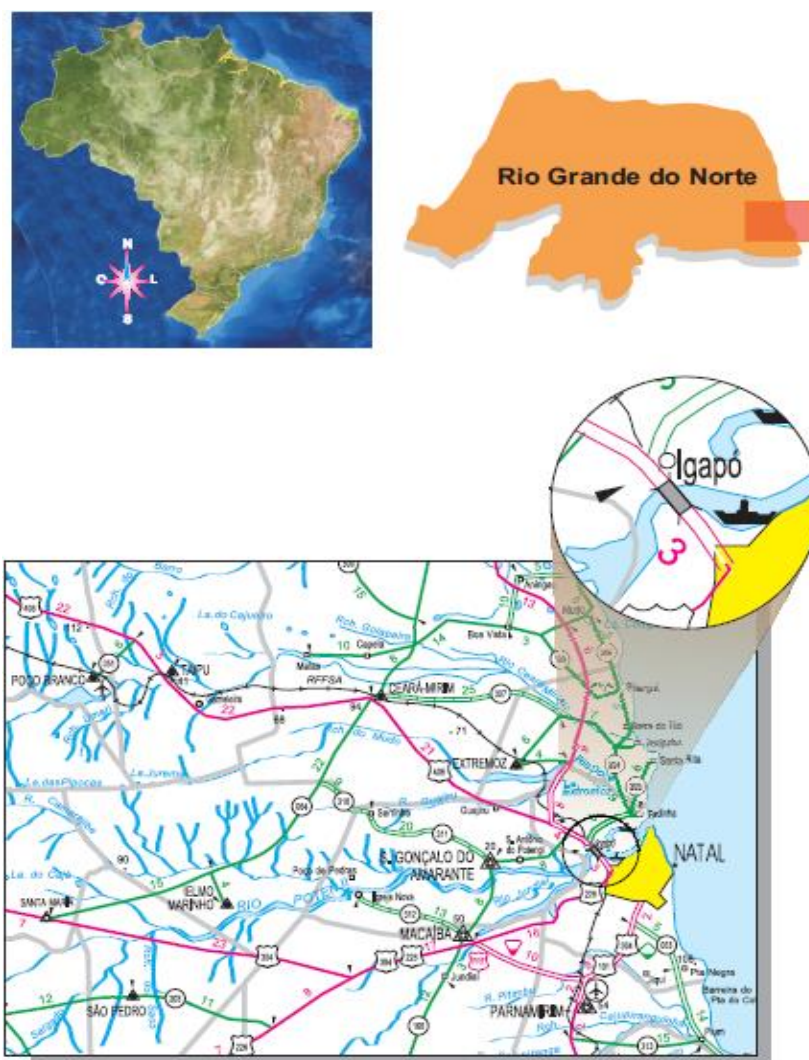


Figura 4.1 – Mapa de Situação do complexo de Pontes de Igapó (Maia Melo Engenharia , 2012).

4.1.2 Histórico da ponte

O complexo de Pontes de Igapó a ser estudado pode ser dividido em duas partes. A primeira, chamada na época de Ponte Rodoferroviária Costa e Silva teve sua conclusão em 26 de setembro de 1970 (Figura 4.2). Já a segunda parte, devido ao alto crescimento da zona norte da cidade e o aumento do fluxo de carros, foi construída a “Ponte Nova”²⁶ em 1988 pela empresa Ecocil, juntando-se com a primeira e se tornando uma ponte só (Figura 4.3; (Madruga, 2018)).



Figura 4.2 – Ponte Costa e Silva em outubro de 1970 (autor desconhecido, retirada de (Neto, 2013)).

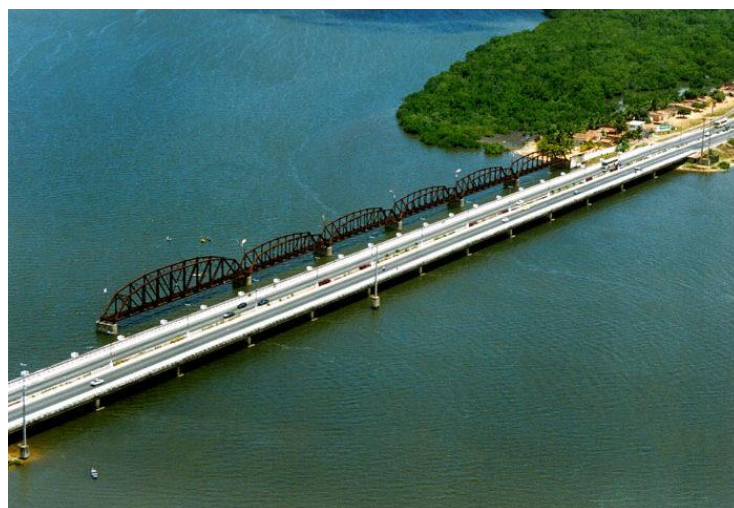


Figura 4.3 – Vista aérea do complexo de Pontes de Igapó (Google).

²⁶ Denominada de Ponte Nova nas inspeções.

De acordo com (Giovanni, 2019), a última manutenção feita na ponte foi no ano de 1990, porém não foram encontrados dados do que foi realizado nessa manutenção.

4.1.3 Descrição da Ponte

De acordo com o projeto executivo da empresa (Maia Melo Engenharia, 2012), o complexo de pontes foi subdividido em duas partes:

- Ponte Rodoferroviária original designada de Ponte Costa e Silva:

A ponte antiga segue a mesma disposição longitudinal da ponte nova, porém com seção transversal diferenciada, com 11,00 m de largura (rodoviário) e mais um trecho de 4,0 m com duas vigas que suportam a ferrovia (ferroviário). Segundo o relatório de inspeção subaquática, a infraestrutura é composta de 16 pilares. Os pilares e encontros estão assentados em blocos de estacas metálicas constituídos pela associação de três trilhos ferroviários tipo TR – 32, soldados pelos patins. As estacas são distribuídas em número de 25 para cada bloco, existindo uma variação de locação em alguns blocos. As estacas são dotadas de camisa metálica de ¼” de espessura e diâmetro de 40 cm, até uma profundidade de 6,0 m abaixo do leito natural do rio. Este encamisamento é dotado de uma armação helicoidal adicional, sem função estrutural, e preenchido de betão após sua cravação.

- Ampliação da Ponte Presidente Costa e Silva (Ponte Nova):

A Ponte Nova tem seção transversal de 12,20 m de largura e 586,60 m de comprimento, divididos em 17 vãos. A seção transversal é composta por quatro vigas pré-moldadas protendidas ligadas transversalmente por transversinas e por laje em betão armado. A mesoestrutura é formada por pilares parede em betão armado, sendo um por apoio, que recebem diretamente o carregamento das vigas. Segundo o relatório de inspeção subaquática, a infraestrutura é composta por 16 pilares. Os pilares e encontros estão assentados em blocos e em estacas circulares de betão. As estacas estão distribuídas em número de 12 para cada bloco, existindo uma variação de locação em alguns blocos.

4.1.4 Caracterização ambiental

A cidade de Natal onde se encontra o complexo de Pontes de Igapó está inserida no Clima Tropical, com chuvas de inverno-outono, e caracterizado por ser um clima megatérmico²⁷. Num estudo desenvolvido por (Santo & Silva, 2016), em que foram analisados os dados climáticos de 31 anos para a cidade de Natal (entre janeiro de 1984 e novembro de 2015), obteve-se os

²⁷ Clima megatérmico é um clima com altas temperaturas durante o ano.

valores extremos e médios da temperatura do ar (Tar), precipitação acumulada (PRP), humidade relativa do ar (UR) e vento indicados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Valores extremos e médios das variáveis climáticas de Natal (adaptado de (Santo & Silva, 2016).

Variável	Mínimo	Média	Máximo
PRP (mm)	0,1	144,1	791,8
Tar (°C)	23,62	26,40	28,94
UR (%)	70,61	80,42	93,21
Vento (m/s)	2,08	4,28	6,02

PRP – Precipitação acumulada; Tar – Temperatura do ar; UR – Humidade Relativa.

Além das condições climáticas, como dito no início da dissertação, a composição do mar tem grande influência na caracterização do ambiente. Um estudo realizado por (Cardonha; al et, 2005) analisou a qualidade da água do mar de duas praias próximas do complexo de pontes de Igapó, permitindo assim que se tenha uma ideia genérica da qualidade da água no local da ponte (Quadro 4.2).

Quadro 4.2 – Valores mínimos e máximos dos parâmetros físico-químico da água do mar, durante janeiro e setembro do ano de 2002, nas praias do Meio e Areia Preta em Natal (adaptado de (Cardonha; al et, 2005)).

Parâmetros	Praia do Meio		Praia Areia Preta	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
T (°C)	26	30	26	30
pH	7,74	8,33	7,19	8,33
CE (µ S/cm)	25.200	51.900	12.600	57.100
S (%)	31	38,3	30	37,9

T – Temperatura; CE- Condutividade Elétrica; S- Salinidade.

Em relação à concentração dos iões não foi encontrado nenhum estudo específico sobre, entretanto o

Quadro 2.2 mostra uma média no oceano Atlântico Sul.

Analisando os dados acima e os aspectos apontados no item 2.1 desta dissertação, pode-se confirmar o ambiente extremamente agressivo no qual o complexo se encontra, com temperaturas elevadas que favorecem a velocidade das reações (Figura 2.2 e 3.26), humidade relativa sempre acima dos 70% e com um valor médio de 80%, aumentando assim as velocidades de carbonatação e de corrosão das armaduras (Quadro 2.1 e Figura 3.25), alta concentração de agentes agressivos (Figura 2.3 e

Quadro 2.2), e ventos que contribuem para o seu transporte, nomeadamente para o transporte de cloretos para elementos estruturais situados na zona microclimática atmosférica (Figura 2.4), os quais não estão em contato direto com a água.

4.2 Vistoria Técnica

Na vistoria técnica realizada para o desenvolvimento do projeto executivo de engenharia para recuperação e reforço do complexo de pontes de Igapó na BR-101/RN, foram vistoriadas a meso e superestrutura (pilares, aparelhos de apoio, drenagem dos tabuleiros, vigas, juntas de dilatação e encontros) como também as fundações por meio de inspeção subaquática (camisas em aço e estacas de betão).

4.2.1 Vistoria meso e superestrutura

4.2.1.1 Pilares

(Maia Melo Engenharia , 2012) aduz que nos 16 pilares das duas Obras de Arte Espaciais (OAEs) (Anexo L) vistoriadas, a principal patologia encontrada foi a corrosão das armaduras. Em alguns pilares, como exemplificado no pilar 8 da Figura 4.4, foi notado um grande avanço da corrosão, com grandes perdas de secções, fissurações e deslocamentos, agindo de forma generalizada em alguns pontos.



Figura 4.4 – Pilar 8 com corrosão das armaduras (Maia Melo Engenharia , 2012).

Na zona de maré e de rebentação, foram notadas maiores degradações, isto se deve além de condições de exposição extremamente favoráveis para corrosão, principalmente pela ação dos cloretos (item 3.4.3.3), também de uma ação sinérgica da carbonatação com a ação dos cloretos na região, justificando corrosão de forma generalizada, dado o elevado teor de cloretos livres (item 3.4.4).

Tanto nas inspeções realizadas para o projeto executivo quanto nas recentes foram verificadas maiores deteriorações nos pilares da ponte nova, um dos grandes agravantes para isto foi o recobrimento utilizado. De acordo com (Maia Melo Engenharia, 2012) o recobrimento nominal utilizado foi de 2,5 cm, contrariando a indicação da norma de no mínimo 5 cm (Anexo H), recobrimentos pequenos favorecem a humidade no interior do betão (Figura 3.28) e a penetração dos agentes agressivos acelerando de forma substancial a corrosão da armadura.

Na zona atmosférica, foi verificado que a corrosão está em um estado menos avançado, já que nestas regiões a velocidade de penetração dos cloretos é menor, entretanto, em algumas partes, a armadura já se encontra exposta e com a ocorrência de grandes fendas, tal efeito pode acelerar o processo de corrosão, devendo ser verificado se houve grandes perdas de secção nessas regiões.

4.2.1.2 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio foram inspecionados visualmente pela empresa responsável pelo projeto executivo. Na obra nova, os aparelhos de apoio estão assentados sobre berços de betão e não apresentavam deformações excessivas, nem deslocamentos das faces superiores e inferiores em relação à sua posição original.



Figura 4.5 – Detalhe do aparelho de apoio da ponte nova (Maia Melo Engenharia, 2012).

Na obra antiga, foi possível detectar deformações e espalhamento do material, contudo, devido à altura dos aparelhos de apoio serem de aproximadamente 1,6 cm, dificultando a inspeção, não foram obtidos dados mais aprofundados da inspeção.



Figura 4.6 – Detalhe do aparelho de apoio da obra antiga (Maia Melo Engenharia , 2012).

Uma das hipóteses para deterioração dos aparelhos de apoio da obra antiga consiste na degradação física da estrutura, sendo impostas tensões não previstas na estrutura, causando deformações, fissurações e abrindo espaço para deteriorações químicas, agravando a situação dela.

4.2.1.3 Drenagem deficiente do tabuleiro

Ao longo do tabuleiro, foram encontrados drenos mal posicionados, descarregando água do tabuleiro sobre as peças da ponte, como também uma junta longitudinal ligando as obras nova e velha não vedada, possibilitando o escoamento da água para a superfície inferior do tabuleiro.



Figura 4.7 - (a) Dreno posicionado sobre o talão inferior da viga; (b) Junta longitudinal com problemas de vedação (Maia Melo Engenharia , 2012).

A humidade nestas regiões favorece o ataque biológico da estrutura por meio de fungos, bactérias, entre outros. Esse tipo de ataque, como dito anteriormente, pode degradar o betão pela liberação de ácidos por algumas bactérias, e favorecer condições de humidade para o desenvolvimento da corrosão e dissolução do betão.

4.2.1.4 Vigas

Assim como nos pilares, o principal mecanismo de deterioração foi a corrosão das armaduras, similares aos danos encontrados na parte superior dos pilares, com pontos da armadura exposta e corroídas, grande fissuração e destacamento do betão em determinados lugares, sendo possível detectar em alguns pontos que o processo corrosivo já ataca os cabos de protensão com perda significativa da secção. Devido ao papel estrutural que o aço desempenha na viga, perdas grandes de secção geram preocupação com a segurança da estrutura, principalmente em estruturas com armadura protendida.

O projeto executivo mostra os ensaios de determinação da profundidade de carbonatação realizados pela empresa Tecnologia da Construção e Materiais (TECOMAT) (Anexo J). No ensaio, foram verificadas grandes profundidades de carbonatação, em vários pontos acima dos 3 cm chegando até 6,5 cm, justificando assim a corrosão acentuada nas vigas e a deterioração do betão.

Nesses casos, de grande avanço da carbonatação, o dióxido de carbono começa a atacar os outros componentes da pasta de cimento (item 3.4.2), como os silicatos e aluminatos, fazendo com que ocorra a perda da capacidade ligante e de fixação de cloretos da pasta de cimento, agravando a deterioração e o processo de corrosão.



Figura 4.8 – Vigas de betão protendido - Betão desagregado com armadura exposta e oxidada (DNIT, 2018).

No projeto não constavam imagens das vigas deterioradas, entretanto, últimas inspeções demonstram tanto os aspectos apontados anteriormente como o grande avanço da degradação no decorrer do tempo (Figura 4.8).

4.2.1.5 Juntas de dilatação

Foram verificadas falhas nas juntas de dilatação entre as vigas pré-moldadas, ocasionando a passagem de água para as peças abaixo do tabuleiro e fissuras transversais no pavimento da ponte, exatamente localizadas sobre as juntas. Infiltrações como essas geram focos de humidades em determinados pontos, acentuando o processo corrosivo, como verificado nas proximidades da junta na Figura 4.9 (a).



Figura 4.9 - (a) Infiltração causada por deficiência na junta de dilatação; (b) Fissuração transversal no pavimento da ponte (Maia Melo Engenharia , 2012).

Como os perfis ficam expostos e sujeitos às movimentações constantes e ao tráfego, requerem manutenção periódica. Quando a manutenção não é feita de forma correta, é inevitável a falência do sistema de vedação.

4.2.1.6 Encontros

No encontro E1 da obra antiga, foram detectadas fissuras entre as vigas ferroviárias e as vigas de suporte do tabuleiro rodoviário, dispostas na vertical e com abertura maior na parte superior do que na inferior, indicando que houve abatimento do suporte das vigas ferroviárias.



Figura 4.10 - (a) Fissuras no encontro E1; (b) Detalhe da fissura com 2,5 mm (Maia Melo Engenharia , 2012).

Diante dos sintomas detectados, percebe-se uma degradação física possivelmente ocasionada por um recalque das fundações sob as vigas ferroviárias, não sendo possível detectar se foi falha de projeto ou execução sem um estudo mais detalhado.

4.2.2 Inspeção subaquática e dos blocos

Na inspeção subaquática foram utilizadas técnicas de Ensaio Não Destrutivo – END, por meio de inspeção visual, em foto e filmagem. Os objetos a serem verificados foram camisa de aço e as estacas de betão da fundação da ponte. (Maia Melo Engenharia , 2012) definiu uma identificação para todos os elementos que serão investigados para fins de localização das peças e compreensão, assim, a Ponte Antiga será reconhecida pela letra “A” e a Ponte Nova pela letra “B” e todos os apoios foram numerados a partir do lado sul (Natal) em direção ao norte (Redinha).

Com relação a Ponte Nova, não foram verificadas avarias nas fundações assim como mostrado no Anexo O, repetindo-se nos demais blocos. Já na Ponte Antiga em todos blocos foram encontrados danos em pelo menos em uma das estacas, como detalhado em vermelho nos anexos.

O bloco com maiores danos é o Bloco 6A (Anexo P e Anexo Q), com furos em sete estacas com dimensões variando entre 11 e 50 cm. As estacas 1 e 12 são as com maiores deteriorações, como mostrado nas figuras a seguir:



Figura 4.11 – Furo por corrosão na estaca 1 do bloco 6ª (Maia Melo Engenharia , 2012).



Figura 4.12 – Furo por corrosão na estaca 12 do bloco 6ª (Maia Melo Engenharia , 2012).

As estacas se encontram em uma zona submersa, região onde o desgaste é menor em comparação as outras e apesar de ser desenvolvida de forma muito lenta, por efeito da escassez de oxigénio, a corrosão é o principal motivo dos furos presentes nas estacas, uma vez que o oxigénio pode estar dissolvido na água do mar. A lentidão da corrosão na zona submersa é justificada quando, na Ponte Nova não foi encontrado nenhum dano nas fundações, porém nas demais zonas o nível de degradação é muito alto.

Nos blocos, foi encontrado o ataque biológico por meio de “cracas”²⁸, tal ataque pode ocasionar fissuras na estrutura e agravar o processo de degradação. O grande número de cracas nos blocos de fundação impossibilitou uma verificação detalhada da corrosão onde ocorreu o ataque biológico, devendo ser analisado o real estado após a retirada delas.

No projeto, não constavam imagens dos blocos de fundação deteriorados, entretanto, as últimas inspeções demonstram tanto os aspectos apontados anteriormente como o grande avanço da degradação no decorrer do tempo (Figura 4.13).

²⁸ Nome comum para os crustáceos marinhos sésseis de vários gêneros.



Figura 4.13 – Ataque biológico nos blocos de fundações (DNIT 2018).

4.3 Projeto de Recuperação e Reforço da Ponte

Diante do estado grave do complexo de pontes do Igapó, foi realizado um projeto executivo de recuperação e reforço no ano de 2012, a fim de reabilitá-las. O projeto foi realizado pela empresa Maia Melo Engenharia e apresentado ao órgão responsável, para poder dar início ao processo licitatório da obra. Este tópico aborda este projeto mais detalhadamente de forma a abordar claramente o estudo de caso.

4.3.1 Recuperação dos pilares

Como demonstrado na inspeção, os pilares se encontravam em estado avançado de degradação, com armadura exposta, grandes perdas de secções, betão desagregado, fissurado e com perdas de características ligantes e resistentes.

No projeto desenvolvido pela (Maia Melo Engenharia, 2012), a solução encontrada foi a remoção de todo betão danificado por meio de apicoamento, o jateamento de alta pressão com água na superfície remanescente, limpeza de todos os varões com escova de aço, substituição das armaduras com perdas de secções que comprometam a segurança da estrutura, recomposição do betão de recobrimento e, por fim, tratamento superficial com hidrofugante baseado em silanos ou siloxanos oligomérico.

O novo recobrimento deverá ser de 5 cm, respeitando a Norma Brasileira (ABNT NBR 6118, 2014), que indica este valor mínimo para estruturas situadas em meio ambiente marítimo (conforme Anexo H), porém, na finalidade de facilitar o processo executivo, o projeto optou por aumentar em 10 cm em cada face do pilar, mantendo-se o recobrimento nominal de 5 cm.

Projeto executivo dos reforços dos pilares no Anexo T, Anexo U e Anexo V.

4.3.2 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio da Ponte Nova se encontravam em bom estado e não foi necessária sua reparação, entretanto, como dito anteriormente, na Ponte Antiga os aparelhos de apoio se encontravam com deformação e espalhamento do material.

O projeto executivo optou pela substituição de todos aparelhos de apoio da Ponte Antiga, mesmo aqueles em bom estado, por consolos curtos em betão armado. No dimensionamento, foi utilizada a mesma solução para as vigas rodoviárias e ferroviárias, dimensionando pela pior situação.

Projeto executivo dos consoles em betão armado para substituição dos aparelhos de apoio no Anexo W e Anexo X.

4.3.3 Recuperação das vigas

Como apontado anteriormente, as vigas se encontravam com grande avanço da corrosão e grandes profundidades de carbonatação (Anexo J). O processo de recuperação das vigas projetado foi similar ao dos pilares, executando a remoção de todo betão deteriorado, limpeza e substituição (quando necessária) das armaduras e reconstituição do betão de recobrimento, no caso das vigas, com argamassa cimentícia modificada com polímeros e por fim tratamento superficial com produto hidrofugante baseado em silanos ou siloxanos oligoméricos.

As vigas ferroviárias se encontravam em pior estado, sendo a recuperação destas detalhadas no Anexo Y e Anexo Z.

4.3.4 Drenagem deficiente do tabuleiro

De acordo com (Maia Melo Engenharia, 2012) inicialmente devem ser remanejados os drenos de toda OAE, de forma que seja eliminada a situação de fluxo de água sobre as superfícies da estrutura. Em seguida, as manchas devem ser removidas e, se necessário, recomposto o cobrimento das armaduras. Quanto à junta longitudinal sob o canteiro, sugere-se o estudo da possibilidade de eliminação da referida junta, ligando-se definitivamente os tabuleiros das duas obras.

4.3.5 Juntas de Dilatações

Conforme a inspeção, as juntas existentes em ambas as pontes são do tipo elásticas expansíveis nucleadas (JEENE) e encontram-se totalmente danificadas. Diante disso, foi optado por o emprego de juntas de movimentação metálicas, uma vez que elas têm demonstrado maior

durabilidade e conforto aos usuários das vias, como também novas juntas elastoméricas em todas as juntas.

4.3.6 Recuperação dos blocos

Os blocos de coroamento se encontravam sob ataque biológico por meio de cracas, e apesar de haver divergências sobre o melhor procedimento a ser tomado com relação aos crustáceos, por servirem de proteção para estrutura de betão e impedir ou minimizar o efeito da erosão causada pelas ondas e correntes de água, o projetista optou pela remoção de toda a craca presente nos blocos de forma que seja possível uma inspeção detalhada do estado real da peça.

Após a remoção, pode-se ter o conhecimento do estado dos blocos e assim é possível executar reparos localizados em prováveis danos presentes na estrutura. Por fim, é previsto no projeto a proteção dos blocos por meio de resinas epóxis.

Segundo (Maia Melo Engenharia, 2012) no fundo de alguns blocos podem ser detectadas algumas aberturas horizontais indicando que houve uma separação entre a parte mais baixa e o restante do bloco. Constatou-se que essa parte que se separa é uma laje em betão armado, com cerca de 30 cm de espessura, que foi usada como forma de fundo para os blocos. Entretanto, esta laje não tem função estrutural no conjunto, sendo recomendado apenas o preenchimento por meio de graute, a fim de proteger a estrutura do acesso de substâncias agressivas.

4.3.7 Recuperação das estacas

Na inspeção subaquática realizada pela empresa Mergmar Serviços Subaquáticos Ltda, foram detectadas irregularidades nas fundações, nomeadamente corrosão muito acentuada nas estacas metálicas, provocando furos nestas e conseqüente degradação no betão de preenchimento das estacas.

A solução encontrada no projeto executivo foi um revestimento de proteção com um sistema avançado de encapsulamento *Advanced Pile Encapsulation* (APE). Este sistema foi desenvolvido para a proteção e reforço de elementos estruturais (pilares/estacas) de obras de arte espaciais e outras infraestruturas, normalmente inseridos em meios com acesso limitado, de grande exposição e agressividade ambiental.

4.3.8 Recuperação dos encontros

Nas fissuras provocadas pela corrosão da armadura, foi optada pelo projetista uma solução similar com a utilizada nos pilares, entretanto, não foram notadas grandes perdas de secções nem corrosão avançada, desta forma, escolheu-se utilizar para recompor o betão retirado, a

argamassa polimérica cimentícia aditivada com inibidor de corrosão, mantendo o recobrimento original e podendo ser aplicada com colher de pedreiro ou desempenadeira.

Na fissura ocasionada pelo recalque da fundação, foi observado durante a elaboração do projeto, por meio de medições, que as fissuras não evoluíram, indicando que a estrutura está estabilizada. Fazendo assim com que não haja necessidade de intervenção nas fundações dos encontros, tratando-a igual às demais fissuras e utilizando a mesma solução. No restante da peça deverá ser jateada com água em alta pressão e posteriormente pintado com nata de cimento.

4.4 Análise de Estratégias, Princípios e Técnicas Projetadas

Claramente pelas condições de exposição e o histórico do complexo de ponte (idade da estrutura, falta de manutenção), tornou-se evidente a necessidade de uma inspeção e a realização de um projeto de reabilitação, dado que visivelmente era fácil identificar os danos graves na estrutura provocada pelo ambiente extremamente agressivo.

No projeto executivo não foram disponibilizados os dados completos da inspeção realizada, não sendo possível fazer uma análise 100% crítica dela, todavia, é notável que a inspeção se fundamentou principalmente na verificação visual e por fotografias, sendo realizados poucos ensaios. Apesar de visualmente conseguir identificar as principais patologias e as prováveis causas, ensaios mais específicos para quantificar todas propriedades da estrutura, quantificar o nível de deterioração pela profundidade e quantidade dos agentes agressivos, e identificar outros mecanismos de deterioração não verificados visualmente, seria de grande contributo tanto para o projeto a ser desenvolvido como tomar medidas que prolongasse a vida útil da estrutura, dado o grande avanço dos estudos na área e normas técnicas.

No que diz respeito ao projeto propriamente dito, cabe ao projetista a tomar decisões para seu desenvolvimento e analisar todos os dados da inspeção, viabilidade financeira, sustentável, características regionais, entre outros fatores que interfiram no projeto e na execução. Contudo, devido à falta de ensaios específicos, foram projetadas soluções mais gerais, mas em coerência e bem planejadas com o problema em questão.

4.5 Situação Atual

O projeto executivo de engenharia para recuperação e reforço do complexo de pontes de Igapó teve a ordem de serviço emitida no dia 22 de janeiro de 2010 e, após todo o estudo realizado da situação da ponte por meio de inspeções, o projeto foi concluído em abril de 2012. Com o projeto concluído, o próximo passo deveria ter sido o início ao processo licitatório para a obra de reabilitação, contudo, nunca foi executada.

No dia 07 de novembro de 2018, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT), órgão responsável pela ponte, realizou inspeções para o conhecimento das atuais condições. Tanto do lado direito da ponte (Ponte Nova) como no lado esquerdo (Ponte Antiga), o DNIT classificou na inspeção, em uma escala de 1 a 5, como 2 considerando-a problemática (Anexo R; Anexo S); (DNIT, 2018).

No lado direito, os elementos considerados mais problemáticos no laudo de inspeção foram as estacas de betão armado, estando desconfinadas com extensões relativas entre 20% e 40%, situadas abaixo dos blocos B5, B14 e B15. Como também os pilares apresentando corrosão extremamente avançada, com extensões relativas entre 40% e 60%, sendo estes os pilares P3, P4, P6, P7, P9, P11, P13, P15 e P16 (Figura 4.14).

No lado esquerdo, os elementos com maiores danos apresentado no laudo de inspeção foram as vigas, com a corrosão agindo de forma localizada, contudo, em um estado bem avançado, com grandes perdas de secções e com deslocamento do betão (Figura 4.15).

Nas figuras a seguir, retiradas do laudo citado acima, é notável o grande avanço da deterioração ocorrida no decorrer do tempo, necessitando urgentemente intervenção devido ao comprometimento estrutural, provocado principalmente pela corrosão das armaduras.





Figura 4.14 – Deterioração no lado direito da estrutura; (a) Estaca de betão armado desconfiada; (b), (c) e (d) Pilares de betão armado com corrosão avançada (DNIT, 2018).





Figura 4.15 – Deterioração do lado esquerdo da estrutura. Corrosão avançada nas vigas de betão protendido (DNIT, 2018).

No dia 8 de março de 2019, o DNIT declarou no Diário Oficial da União situação de emergência na Ponte Presidente Costa e Silva – complexo de Pontes de Igapó (Anexo K), com base na inspeção realizada em novembro e fevereiro. Os técnicos constataram comprometimento estrutural de pilares e vigas da estrutura. Do lado direito da ponte, foram notificados problemas em pelo menos 11 pilares (P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P15, P16), além de trechos de 1 metro das vigas entre os pilares P3 e P4, entre os pilares P4 e P5 e entre o pilar P6 e o encontro E2. Já do lado esquerdo da ponte, chamaram atenção dos técnicos trechos de 2 metros das vigas longitudinais de extremidade do tabuleiro ferroviário, e nos pontos próximos aos apoios entre os pilares P9 e P10, entre P10 e P11, entre os pilares P11 e P12, entre os pilares P12 e P13 e entre os pilares P13 e P14 (Diário Oficial da União, 2019).

Devido à situação de emergência declarada pelo DNIT, foi assinado um contrato de emergência no dia 18 de abril de 2019, para ser feita uma obra de reforço, contemplando os elementos que apresentaram maior nível de desgaste. Segundo (Tribuna do Norte, 2019), a obra teve início no dia 6 de maio e terá duração de quatro a seis meses, com o investimento de R\$ 1.197.143,61²⁹, recurso advindo do Ministério da Infraestrutura. (Figura 4.16)

²⁹ 270.430,92 Euros convertidos no dia 18/04/2019 pelo (Banco Central do Brasil, 2019).



Figura 4.16 – Início da obra de reabilitação. (Marinho, 2019)

A Figura 4.16 mostra a retirada do betão deteriorado, aparentemente por meio do processo de jateamento.

A medida, de acordo com o General Daniel Dantas, superintendente regional do DNIT, é uma ação paliativa que contempla 11 de um total de 32 pilares, de maneira a evitar que as estruturas sejam comprometidas de forma mais profunda.

Próximo passo após o término das obras emergenciais é dar início a um novo processo licitatório para reabilitação completa do complexo de pontes de Igapó, com expectativa de se iniciar no começo de 2020, segundo o superintendente regional do DNIT.

Por consequência dos efeitos da degradação da estrutura favorecer situações onde os processos de deterioração ocorram de forma mais rápida, como o exemplo da fissuração citado no item 3.4.1, o desgaste da estrutura com relação à vida útil se comporta de forma exponencial, quando não se é realizada nenhuma manutenção e/ou reabilitação, principalmente em ambientes marítimos com altas taxas de corrosão, como exemplificado por (Tuutti, 1982) na Figura 3.10. O efeito disso é justificado neste item mostrando a situação da ponte atualmente quando comparada a estrutura inspecionada em 2011 no item 4.2.

5 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foi possível exemplificar e concluir o quão agressivo é o meio ambiente em estruturas de betão armado, gerando grandes danos e sendo agravado este efeito quando não tomadas as devidas medidas, tanto preventivas, na conceção do projeto, como de manutenção, recuperação e reparação, gerando consequências maiores ainda, tanto danos estruturais quanto encargos financeiros e sociais.

No segundo capítulo, são ilustrados os fatores influenciadores na classificação de agressividade do meio ambiente, justificando o que torna tal ambiente tão agressivo, com elevadas humidades relativas e grandes quantidades de agentes agressivos, sendo agravados em regiões de temperaturas elevadas. Neste meio, pode-se também observar zonas microclimáticas que ocasionam situações favoráveis ao agravamento da degradação, principalmente da corrosão. Na zona microclimática de rebentação e de maré, é notável que essas regiões são as mais ofensivas neste meio, devido às grandes quantidades de cloretos, humidades relativas altas, porém, sem saturação do betão e acesso fácil do oxigénio, criando um ambiente onde todos os processos da corrosão ocorram em elevadas velocidades, desde a penetração de cloretos, água e oxigénio, por meio dos mecanismos de transporte, até o processo eletroquímico da corrosão propriamente dita, sendo agravado pela ação sinérgica de outros mecanismo de deterioração.

Outro ponto importante abordado foi a importância do material betão, dando ênfase na sua composição (incluindo adições), da relação água/cimento, e estrutura porosa, tendo relação direta com os mecanismos de transporte e a velocidade de penetração dos agentes agressivos. Com relação à sua composição, é sábio que varia a melhor forma de compor betão dependendo do mecanismo de ataque, entretanto, como a principal forma de ataque ao betão neste ambiente é a corrosão por meio de cloretos, devendo assim que a pasta cimentícia com as adições gerem situações em que diminua a permeabilidade do material e aumente a capacidade de fixação de cloretos pelo betão. Elevadas quantidades de C_3A aumentam a capacidade de fixação química, no entanto, as adições, apesar de diminuírem a quantidade de C_3A , diminuem a permeabilidade e aumentam a capacidade de fixação física, devendo assim ter o devido equilíbrio entre a adições e a composição do cimento. Quanto à relação água/ cimento, foi-se demonstrado durante todo trabalho sua influência direta na permeabilidade, fator importante na resistência das estruturas aos ataques químicos e biológicos.

No terceiro capítulo, analisam-se os mecanismos de deterioração, os quais podem ocorrer no betão em um ambiente marítimo. Primeiramente, a deterioração física que apesar de não ser o principal modo de ataque tem seu devido peso, uma vez que sua principal forma de manifestação é pela fissuração, fazendo assim com que aumente sua permeabilidade e por

consequência diminua sua resistência ao ataque químico. Por segundo, tratou-se sobre a deterioração biológica, mecanismo de grande ocorrência no meio marítimo, por causa da grande variedade e quantidade de organismos e microrganismos, entretanto, em comparação aos outros modos de degradação, torna-se pouco relevante, às vezes chegando até a ser contributo para proteção da estrutura. Por fim, a deterioração química, sendo o mecanismo de deterioração de mais importância no meio marítimo, isto se deve principalmente pela corrosão das armaduras, sendo essa abordada isoladamente em um tópico, com isso pode-se verificar o mecanismo de ocorrência, os principais fatores influenciadores e os dois principais provocadores da corrosão: carbonatação e os cloretos, como também a ação sinérgica das duas patologias.

Conclui-se neste capítulo que apesar dos vários mecanismos de ataque, no que se refere ao ambiente marítimo, deve-se ter a devida atenção à corrosão das armaduras, principalmente por ação dos cloretos, sendo os demais, de forma simplificada, agravantes dela. Ainda neste ponto a carbonatação tem grande efeito, uma vez que além diminuir o teor crítico de cloretos também diminui a capacidade de fixação dos cloretos por parte do betão. Em relação aos fatores que influenciam na corrosão das armaduras e sua velocidade, confirma-se a importância dos aspectos tratados no segundo capítulo, e quão é importante para estrutura controlar estes fatores, para assim diminuir a degradação e aumentar a durabilidade das estruturas envolvidas nessas regiões de grande agressividade.

Por fim, no último capítulo, exemplificou-se toda bibliografia abordada nesta dissertação, por meio de um estudo de caso do Projeto Executivo de Engenharia para Recuperação e Reforço do Complexo de Pontes do Igapó na BR-101/RN. Caracterizar o complexo de pontes e o ambiente foi o primeiro passo, mostrando desde a sua localização, histórico, descrição, até a análise do ambiente em que se encontra. Verificando-se a alta agressividade, com altas humidades relativas, temperatura elevada tanto atmosférica como da água, favorecendo o aumento da velocidade das reações químicas e penetração dos cloretos e altas concentrações de agentes agressivos. Desta forma, os mecanismos de deterioração se desenvolveram rapidamente, como apresentado posteriormente na vistoria técnica, analisando de forma crítica as patologias apresentadas.

Na inspeção foi claramente exposto o efeito do meio na estrutura e justificado a devida atenção dada deste trabalho à corrosão das armaduras, sendo esta a principal forma de ataque e degradação da ponte, e apesar de provavelmente ter ocorrido outros ataques químicos, na vistoria não foi possível se confirmar esses outros ataques, devido à escassez de ensaios, dados e grande avanço da degradação causada pelos cloretos e o dióxido de carbono, ficando claro apenas a carbonatação e a corrosão das armaduras.

O ataque biológico e a degradação física estiveram presente como parte da deterioração da estrutura, no caso do biológico nas peças com maior acúmulo de humidades, ocasionadas por

infiltrações, falhas de drenagem e/ou nas juntas de dilatação, e em peças situadas em zonas submersas e de maré. Já a degradação física por mais que esteja presente em vários pontos da estrutura, seja por meio da erosão, abrasão ou fadiga, foi-se dada maior atenção ao desgaste nos encontros e nos aparelhos de apoio. Posteriormente, o projeto executivo foi exposto e analisado, dando mais acuidade à análise da inspeção, como também a situação atual da ponte confirmando a necessidade do projeto de reabilitação urgentemente.

Com todo o desenvolvimento do capítulo, conclui-se que a enorme importância de medidas tanto na conceção do projeto, para o aumento da durabilidade, como em manutenção, reparação e reforço, e que a falta dessas proporciona grandes danos estruturais no decorrer do tempo, como é mostrado nas inspeções feitas em 2011 e em 2018, chegando a ser decretado situação de emergência pelo Diário Oficial da União, por causa do estado da ponte. Outro ponto importante da ausência dessas medidas é a geração de grandes encargos financeiros, necessitando no caso do complexo de pontes de Igapó de um contrato emergencial de reabilitação, tratando o problema de forma paliativa, para que posteriormente seja executada uma reabilitação completa, provavelmente com custos exorbitantes, e trazendo consigo problemas sociais com a interdição da ponte e os transtornos da obra.

Esta dissertação pôde contribuir para o meio académico e para sociedade com o desenvolvimento de um tema de grande importância para a realidade de estruturas de betão armado envolvida em ambientes de enorme agressividade quanto ao meio marítimo, todavia, a partir deste assunto é possível se desenvolver vários outros trabalhos que possam colaborar ainda mais, um desses temas seria um estudo mais aprofundado da ação sinérgica dos cloretos e da carbonatação. Outro provável tema a ser ampliado futuramente seria uma análise profunda dos efeitos tanto do C_3A e das adições na penetração dos cloretos, analisando até que ponto um interfere na ação do outro, dado que o fato de um betão conter adições diminui a quantidade de C_3A presente nele.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 5732. (1991). *Cimento Portland Comum*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 11578. (1991). *NBR 11578 - Cimento Portland Composto*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 12655. (2006). *NBR 12665: Concreto de Cimento Portland. Preparo, controle e recebimento*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 5733. (1991). *NBR 5733 - Cimento Portland de alta resistência inicial*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 5735. (1991). *NBR 5735 - Cimento Portlando de alto forno*. Rio de Janeiro : Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 5736. (1991). *NBR 5736 - Cimento Portland Pozolânico*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 6118. (2014). *ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. RIO DE JANEIRO: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
- ACI 201.2R. (1992). *Guide to Durable Concrete*. American Concrete Institute.
- Andrade, C. (1992). *Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras*. São Paulo: PINI.
- Andrade, C., & Alonso, C. (1996). Corrosion rate monitoring in laboratory and on-site. *Construction and building materials*, 315-328.
- Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão*. Alfragide: Orion.
- Bakker, R. (1988). Corrosion of steel in concrete. Initiation period- Rilem Report 60- CSC. *Corrosion of steel in concrete*.
- Banco Central do Brasil. (29 de Maio de 2019). *Conversor de Moedas* . Obtido de Banco Central do Brasil: www.bcb.gov.br/conversao
- Bertoline, L. et al. (2013). *Corrosion of Steel in Concrete - Prevention, Diagnosis, Repair (2ª edição)*. Weinheim, Alemanha: Wiley-VCH.

- Broomfield, J. (1997). *Corrosion of steel in concrete. Understanding, investigation and repair*. New York: E&FN Spon.
- Cardonha; al et. (2005). MONITORAMENTO DA POLUIÇÃO DA ÁGUA DAS. *Labomar, Aquivos de Ciências do Mar*.
- CEB. (1992). *Durable Concrete Structures - Desing Guide*. Londres: Thomas Telford.
- Concrete Society. (1996). *Developments in Durability Design & Performance-Based Specification of Concrete*. Concrete Society Special Publication CS 109.
- Costa, A. (1997). *Durabilidade de Estruturas de Betão Armado em Ambiente Marítimo*. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa.
- Costa, A., & Appleton, J. (1999). *Mecanismos de deterioração das estruturas de betão armado*. Lisboa: Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Coutinho, S. (1988). *Fabrico e propriedades do betão*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Detriché, C. (1992). La maîtrise de la fissuration précoce: condition de la durabilité des ouvrages. *La durabilité des bétons, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussés*.
- Diário Oficial da União. (8 de Março de 2019). Ato N°1, de 1 de Março de 2019. Brasília, Distrito Federal, Brasil: Diário Oficial da União.
- DNIT. (2018). *Inspeção rotineira no complexo de ponte do Igapó*. Natal: DNIT.
- Duval, R., & Hornain, H. (1992). *La durabilité des bétons vis-à-vis des eaux agressives*. Paris: La durabilité des bétons, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussés.
- Ferreira, R. (2004). *PROBABILITY-BASED DURABILITY ANALYSIS*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Figueredo, E. P. (2005). Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto. *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações* (pp. 829-855). São Paulo: IBRACON.
- Gilliot, J. (1975). Practical Implications of the Mechanisms of Alkali–Aggregate. *Third International Conference on Alkali–Aggregate*. Reykjavik.

- Giovanni, B. (08 de Março de 2019). *Departamento Nacional de Infraestrutura de Trânsito (DNIT) declara situação de emergência na Ponte de Igapó*. Obtido em 27 de Maio de 2019, de BlogdoBG: <https://www.blogdobg.com.br/tag/ponte-de-igapo/>
- Gjorv, O. E. (2009). *Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments*. Oxon: Taylor & Francis.
- Gjorv, O., Baerland, T., & Ronning, H. (1990). Increasing service life of roadways and bridges. *Concrete International*.
- Gjorv, O., Tan, K., & Zhang, M. (september/october de 1994). Diffusivity of chlorides from seawater into high strength lightweight concrete. *ACI Material journal*.
- Gjorv., O., & Vennesland, O. (1987). *Evaluation and control of steel corrosion in offshore concrete structures*. ACI Concrete Durability.
- Haynes, H. (1980). *Permeability of concrete in sea water - ACI Performance of Concrete in marine environment*. SP- 65.
- Helene, P. (1986). *Corrosão em Armaduras para concreto armado*. São Paulo: PINI Editora.
- Hime, W., & Erlin, B. (1987). *Some chemical and physical aspects of phenomena associated with chloride-induced corrosion*. ACI. Corrosion, Concrete and Chlorides.
- Hobbs, D. (1988). *Alkali-Silica Reaction in Concrete*. London: Thomas Telford.
- Hussain, S., Rasheeduzzafar, Musallam, A., & Gahtani, A. (1995). Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. *Cement and concrete research*, 1543-1555.
- Kropp, J. (1995). Chlorides in concrete - RILEM Report 12. *Performance Criteria for Concrete Durability - E&FN Spon*, 138-164.
- Langford, P., & Broomfield, J. (1987). Monitoring the corrosion of reinforcing steel. *Construction Repair e Maintenance*, p. 32 -36.
- Laplante, P., Aïtich, P., & Vézina, D. (1991). Abrasion resistance of concrete. *Journal of Material in*.
- LNEC E 464. (2007). *Betões – Metodologia Prescritiva para uma Vida Útil de Projecto de 50 e de 100 Anos Face às Acções Ambientais*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

- LNEC E 465. (2007). *Betões – Metodologia para Estimar as Propriedades de Desempenho de Betão Armado ou Pré-Esforçado que Permitem Satisfazer a Vida Útil de Projecto sob as Exposições Ambientais XC ou XS*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Madruga, L. (14 de Fevereiro de 2018). *A Histórica Ponte de Igapó está abandonada*. Obtido em 27 de Maio de 2019, de Revista de Turismo: <http://revistadeturismopb.com.br/?p=3761>
- Maia Melo Engenharia . (2012). *PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA RECUPERAÇÃO E REFORÇO DO COMPLEXO DE PONTES DE IGAPÓ NA BR-101/RN*. Recife: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte.
- Marinho, F. (7 de Maio de 2019). *DNIT da inicio a reparos emergenciais na ponte*. Obtido de Blog Flavio Marinho: <https://blog.flaviomarinho.com.br/dnit-da-inicio-a-reparos-emergenciais-na-ponte/>
- Masuda, Y., & Tanano, H. (1993). Prediction model for progress of concrete carbonation. *Durability of building materials and components*, 1152-1161.
- Mehta & Gerwick. (1982). *Cracking-corrosion interaction in concrete exposed to marine environment*. Concrete International.
- Mehta, P. (1991). *Concrete in the Marine Environment*. Londres: Elsevier Science Publishers.
- Miranda, A. (2006). *Influência da proximidade do mar em estruturas de betão*. Porto: Universidade do Porto .
- Montemor, M. (1995). *Estudo da deterioração por corrosão de estruturas de betão armado*. Lisboa: Insitudo Superior Técnico.
- Neto, M. (2013). *A CONSTRUÇÃO DA PONTE METÁLICA SOBRE O RIO POTENGI: ASPECTOS HISTÓRICOS, CONSTRUTIVOS E DE DURABILIDADE - NATAL/RN, BRASIL (1912-1916) – ESTUDO DE CASO*. Natal: UFRN. Obtido de Curiozzzo: <https://curiozzzo.files.wordpress.com/2018/04/curiozzzo-com-a-durabilidade-do-concreto-de-uma-ponte-centenc3a1ria-sem-conservac3a7c3a3o-em-natal.pdf>
- Neville, A. (2004). *Properties of concrete (4ª edição)*. Harlow, Reino Unido: Prentice Hall.
- NP EN 13670. (2011). *Execução de Estruturas de Betão*. Caparica: Instituto Português da Qualidade.

- NP EN 197-1. (2012). *NP EN 197-1:2012 Cimento. Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade*. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1992-1-1. (2010). *Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*. Caparica: Instituto Português de Qualidade.
- NP EN 206. (2017). *Betão – Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade*. Caparica: Instituto Português de Qualidade.
- Polito, G. (2006). *CORROSÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: CAUSAS, MECANISMOS*. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais.
- Powers, T. (january de 1958). Structure and physical properties of hardened portland cement paste. *Journal of the american ceramic society*.
- Providência, P., & Costa, R. (2017). *Reabilitação de Estruturas de Betão - Apontamentos de apoio às aulas*. Coimbra: DEC_FCTUC.
- Raupach, M., & Büttner, T. (2014). *Concrete repair to EN 1504 – diagnosis, design, principles and practice*. Lisboa: CRC Press.
- Raupach., M. (1996). Investigations on the influence of oxygen on corrosion of steel in concrete - part 1 and 2. *Materials and Structures*.
- Rilem, T. C.-R. (1985). *Resistance of Concrete to Chemical Attacks - Sea water Attack on Concrete and precautionary Measures*. Paris: Matériaux et Constructions.
- Rodríguez, J., Ortega, L., García, A., Johansson, L., & Petterson, K. (1995). On-site corrosion relate measurements in concrete strutures. *Construction Repair e Maintenance*, pg 27-30.
- Rostam, S. (1993). *Service life desing. The european approach*. ACI - Concrete International.
- Salta, M. (1996). Introdução à corrosão do aço mp betão. Modelos de comportamento às acções agressivas. *Seminário "Prevenção da Corrosão em estruturas de betão armado*. Lisboa: LNEC.
- Sandberg, P. (1993). Evaluation of different binders for durable marine concrete constuctions. *Nordic Miniseminar " Chloride Penetration into Concrete Strutures"* (pp. 138 - 146). Suécia: Field and Laboratory testing.
- Santo, A., & Silva, C. (2016). Características Climáticas da Cidade de Natal.

- Santos, T. (2014). *Corrosão das Armaduras do Betão Armado Causas, Consequências, Prevenção e Projeto de durabilidade*. Lisboa: INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA.
- Sibbick, R., & Page, C. (1992). *Threshold alkali contents for expansion of concrete containing British aggregates*. Cement and Concrete Research.
- Soroka, I. (1993). *Concrete in Hot Environments*. London: E & FN SPON.
- Souza, V., & Ripper, T. (1998). *Patologia, Recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI editora.
- Teles, M. (2003). *Ligantes e Adições*. Porto: Universidade do Porto.
- Teles, M. (2005). *Patologia do Betão*. Porto: Universidade do Porto.
- Tribuna do Norte. (06 de Maio de 2019). *Obras emergênciais na ponte de Igapó*. Obtido de Tribuna do Norte: <http://www.tribunadonorte.com.br/noticia/obras-emergenciais-na-ponte-de-igapa-sa-o-iniciadas-pelo-dnit/447212>
- Tuutti, K. (1982). *Corrosion of Steel in Concrete*. Estocolmo: Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- Wong, H. e. (2014). *Microstructure of corroded steel-concrete interface*. London: Imperial College London.
- Zhang, M., & Gjorv, O. (September/october de 1991). Permeability of high strength light weight concrete. *ACI Material Journal*.
- Zhu, X., Zi, G., Cao, Z., & Cheng, X. (2016). Combined effect of carbonation and chloride ingress in concrete. *Construction and building materials*, 370-380.

ANEXOS

Anexo A – Classes de exposição (NP EN 1992-1-1, 2010).

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos onde podem ocorrer as classes de exposição
1 – Sem risco de corrosão ou ataque		
X0	Para betão não armado e sem metais embebidos: todas as exposições, excepto ao gelo/degelo, a abrasão e ao ataque químico	Betão no interior de edifícios com muita baixa humidade do ar
2 – Corrosão induzida por carbonatação		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com baixa humidade do ar; Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a longos períodos de contacto com a água; Muitas fundações
XC3	Moderadamente húmido	Betão no interior de edifícios com moderada ou elevada humidade do ar; Betão no exterior protegido da chuva
XC4	Ciclicamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas ao contacto com a água, fora do âmbito da classe XC2
3 – Corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar		
XD1	Moderadamente húmido	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas; Betão exposto às águas industriais contendo cloretos
XD3	Ciclicamente húmido e seco	Partes de pontes expostas a salpicos de água contendo cloretos; Pavimentos; Lajes de parques de estacionamento de automóveis
4 – Corrosão induzida por cloretos da água do mar		
XS1	Ar transportando sais marinhos, mas sem contacto direto com a água do mar	Estruturas na zona costeira ou na sua proximidade
XS2	Submersão permanente	Parte de estruturas marinhas
XS3	Zonas de marés, de rebentações ou de salpicos	Parte de estruturas marinhas
5 – Ataque pelo gelo/desgelo com ou sem produtos descongelantes		
XF1	Moderadamente saturado de água, sem produtos descongelantes	Superfícies verticais de betão expostas a chuva e ao gelo

XF2	Moderadamente saturado de água, com produtos descongelantes	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
XF3	Fortemente saturado, sem produtos descongelantes	Superfícies horizontais de betão expostas a chuva e ao gelo
XF4	Fortemente saturado, sem produtos descongelantes	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes; Superfícies de betão expostas ao gelo e a salpicos de água contendo produtos descongelantes; Zonas das estruturas marítimas expostas a rebentação e ao gelo
6 – Ataque químico		
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EM 206-1	Terrenos naturais e água do terreno
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EM 206-1	Terrenos naturais e água do terreno
XA3	Ambiente químico fortemente agressivo, de acordo com a EM 206-1	Terrenos naturais e água do terreno

Anexo B – Classes de agressividade ambiental (ABNT NBR 6118, 2014).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural; Submersa.	Insignificante
II	Moderada	Urbana (a), (b).	Pequeno
III	Forte	Marinha (a); Industrial (a), (b).	Grande
IV	Muito forte	Industrial (a), (c); Respingos de maré.	Elevado
<p>(a) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).</p> <p>(b) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com humidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.</p> <p>(c) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.</p>			

Anexo C – Tipos de cimentos de acordo com a Norma Portuguesa (NP EN 197-1, 2012).

Tipos de cimento	Cimentos de cada tipo.
CEM I	Cimento Portland Normal
CEM II	Cimento Portland de escória/ Cimento Portland de sílica de fumo/ Cimento Portland de pozolana/ Cimento Portland de cinza volante/ Cimento Portland de xisto cozido/ Cimento Portland de calcário/ Cimento Portland composto
CEM III	Cimento de alto forno
CEM IV	Cimento Pozolânico
CEM V	Cimento composto

Anexo D – Quadro com os tipos de cimento Portland fabricados no Brasil. (Souza & Ripper, 1998).

Designações	Classes	Norma ABNT
Cimento Portland comum	CP I – 25 CP I – 32 CP I – 40	NBR - 5732
Cimento Portland comum (com adições)	CP I – S – 25 CP I – S – 32 CP I – S – 40	NBR – 5732
Cimento Portland composto (com escória)	CP II – E – 25 CP II – E – 32 CP II – E – 40	NBR - 11578
Cimento Portland composto (com pozolana)	CP II – Z – 25 CP II – Z – 32 CP II – Z – 40	NBR – 11578
Cimento Portland composto (com filer)	CP II – F – 25 CP II – F – 32 CP II – F – 40	NBR – 11578
Cimento Portland de alto-forno	CP III – 25 CP III – 32 CP III – 40	NBR – 5735
Cimento Portland pozolânico	CP IV – 25 CP IV – 32	NBR – 5736
Cimento Portland de alta resistência	CP V – ARI	NBR – 5733

Anexo E – Limites de larguras de fendas (NP EN 1992-1-1, 2010).

Classe de exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçados com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçados com armaduras aderentes
	Combinação quase permanente de acções	Combinação frequente das acções
X0, XC1	0,4 mm ¹	0,2 mm
XC2, XC3, XC4	0,3 mm	0,2 mm ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

Nota 1: Para as classes de exposição X0, XC1, a largura de fendas não tem influência na durabilidade e a sua limitação é estética. Na ausência de condição estética, o limite pode ser superior. **Nota 2:** Para estas classes de exposição, deve também ser verificada a descompressão para a combinação de acções quase permanente.

Anexo F – Exigências de durabilidade relacionada à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividades ambientais (ABNT NBR 6118, 2014).

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

(a) A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $ap = 50 \text{ mm}$ (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Anexo G – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.
(ABNT NBR 6118, 2014)

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Anexo H – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm. (ABNT NBR 6118, 2014)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Anexo I – Valores do recobrimento mínimo, requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado, de acordo com a EN 10080. (NP EN 1992-1-1, 2010)

<i>Requisito ambiental para $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)</i>							
<i>Classe Estrutural</i>	<i>Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1</i>						
	<i>X0</i>	<i>XC1</i>	<i>XC2 / XC3</i>	<i>XC4</i>	<i>XD1 / XS1</i>	<i>XD2 / XS2</i>	<i>XD3 / XS3</i>
<i>S1</i>	10	10	10	15	20	25	30
<i>S2</i>	10	10	15	20	25	30	35
<i>S3</i>	10	10	20	25	30	35	40
<i>S4</i>	10	15	25	30	35	40	45
<i>S5</i>	15	20	30	35	40	45	50
<i>S6</i>	20	25	35	40	45	50	55

Anexo J – Ensaio da determinação da profundidade de carbonatação (Maia Melo Engenharia , 2012).

Pontos	Face 01		Face 02	
	Profundidade (mm)	Posição	Profundidade (mm)	Posição
1	17,6	Leste	10,6	Oeste
3	20,0	Leste	4,0	Sul
4	2,0	Oeste	25,0	Norte
5	15,0	Oeste	45,0	Oeste
6	12,6	Leste	20,0	Sul
7	28,3	Oeste	58,3	Sul
8	25,0	Leste	48,0	Sul
9	65,0	Oeste	28,0	Sul
10	21,6	Leste	27,6	Sul
11	28,0	Oeste	33,0	Norte
12	15,0	Sul	25,0	Leste
13	35,6	Norte	24,3	Oeste
14	23,0	Leste	35,0	Sul
15	42,3	Norte	48,0	Oeste
16	28,0	Oeste	30,0	Sul
17	30,6	Oeste	42,6	Norte
18	18,0	Leste	25,0	Sul

OBS: O ponto 2 foi desclassificado devido a sua posição e dificuldade de extração.

Anexo K – Decreto do estado de emergência do complexo de Pontes de Igapó publicado no Diário Oficial da União (Diário Oficial da União, 2019).



DIÁRIO OFICIAL DA UNIÃO



Publicado em: 08/03/2019 | Edição: 46 | Seção: 1 |
Página: 85

**Órgão: Ministério da
Infraestrutura/Departamento Nacional de
Infraestrutura de Transportes/Superintendência
Regional no Rio Grande do Norte**

**ATO Nº 1, DE 1º DE MARÇO DE
2019**

O SUPERINTENDENTE REGIONAL SUBSTITUTO DO DNIT NO ESTADO DO RIO GRANDE DO NORTE, no uso das competências comuns às Superintendências Regionais Tipo A, conferidas pelo art. 140, inciso XXV, do Regimento Interno do DNIT, aprovado pela resolução/conselho/DNIT nº 26, de 05/05/2016, ou seja ratificar quando configurada situação emergencial, as declarações de Emergência expedidas pelas áreas sob sua jurisdição, Ratifica a Declaração da Situação de Emergência, declarada pela Coordenação de Engenharia do DNIT RN, no Complexo de Pontes sobre o Rio Potengi (Ponte de Igapó) na Rodovia BR-101/RN, em razão do comprometimento estrutural de alguns peças estruturais, Ponte do Lado Direito (LD - sentido crescente) quais sejam: Pilares P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P15 e P16; e trechos de 1,00 metro das vigas longitudinais entre os pilares P3 e P4, entre os pilares P4 e P5 e entre o pilar P16 e o Encontro E2; Ponte do Lado Esquerdo (LE - sentido decrescente) quais sejam: trechos de 2,00m das vigas longitudinais de extremidade do tabuleiro ferroviário, nos pontos próximos aos apoios entre os pilares P9 e P10, entre os pilares P10 e P11, entre os pilares P11 e P12, entre os pilares P12 e P13 e entre os pilares P13 e P14. Vide Processo 50614.000353/2019-88.

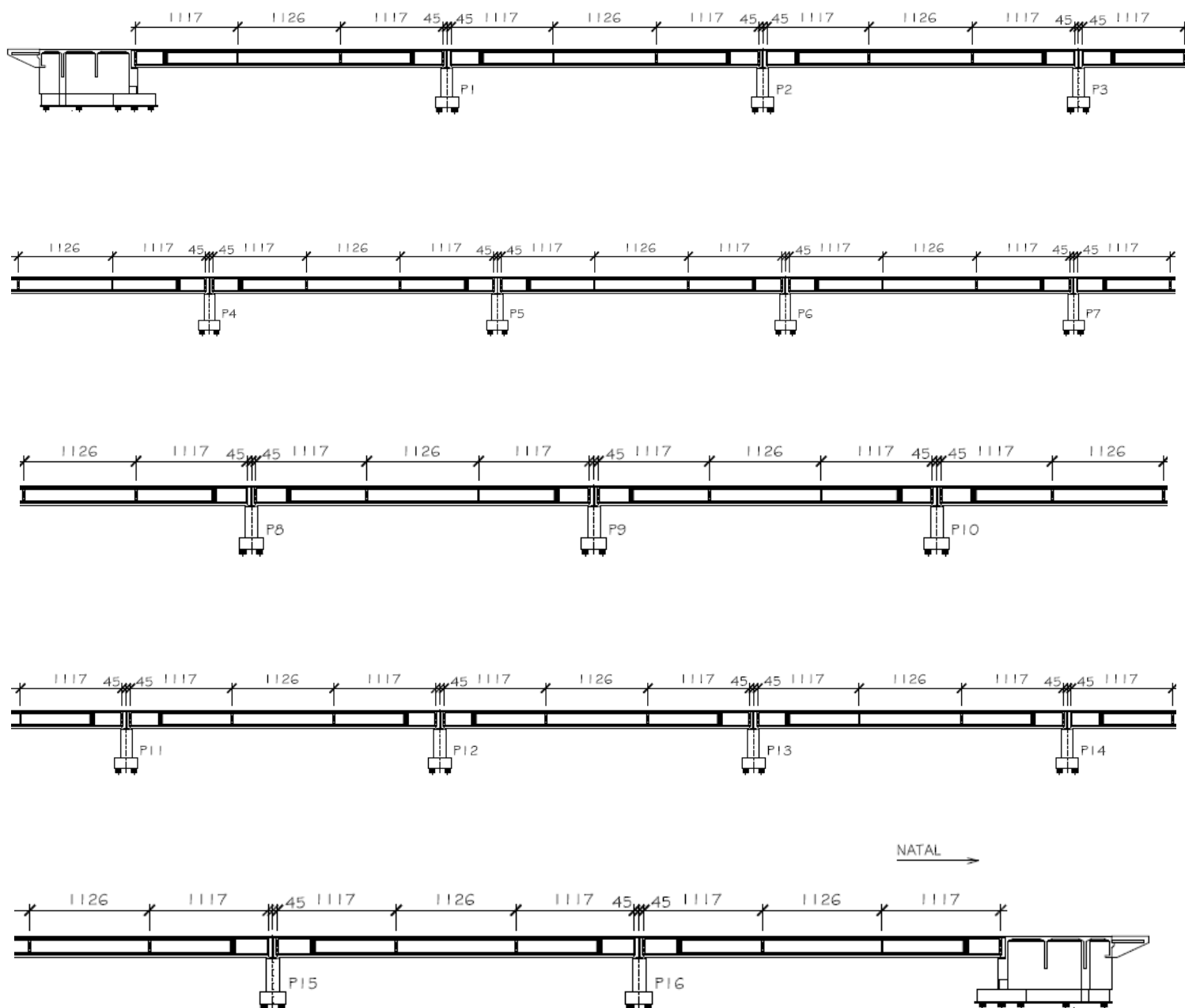
DANYEL FLÁVIO LOPES DE PAIVA

Anexo L – Corte Longitudinal da ponte.³⁰ (Maia Melo Engenharia , 2012).

CORTE LONGITUDINAL

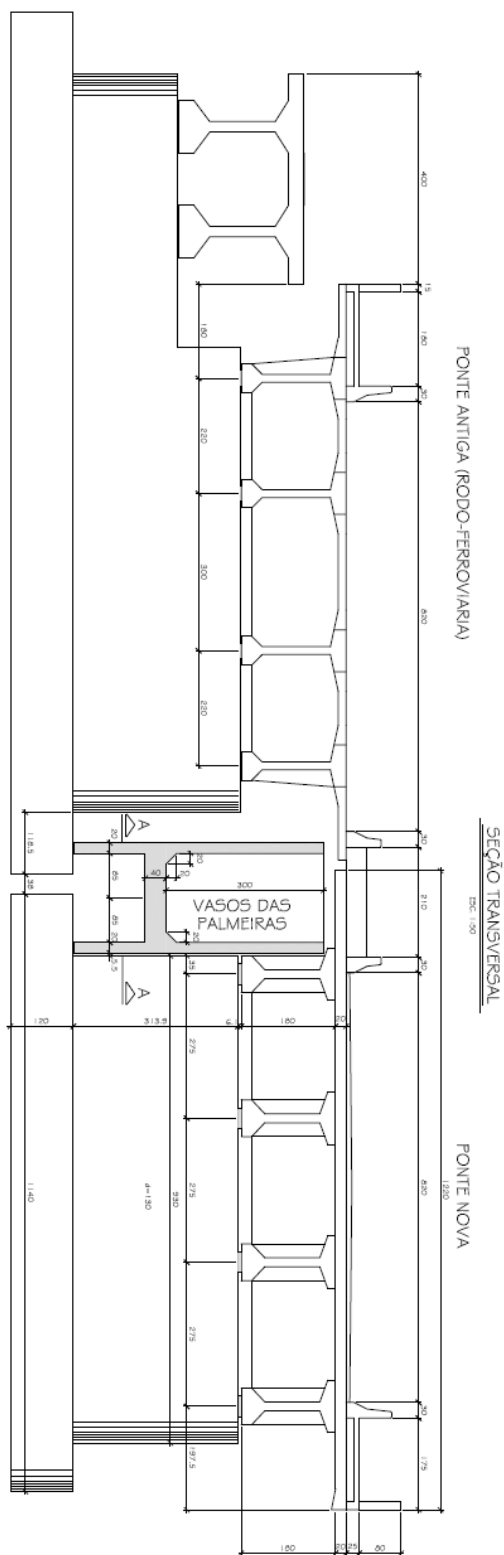
ESC. 1:500

← TOUROS

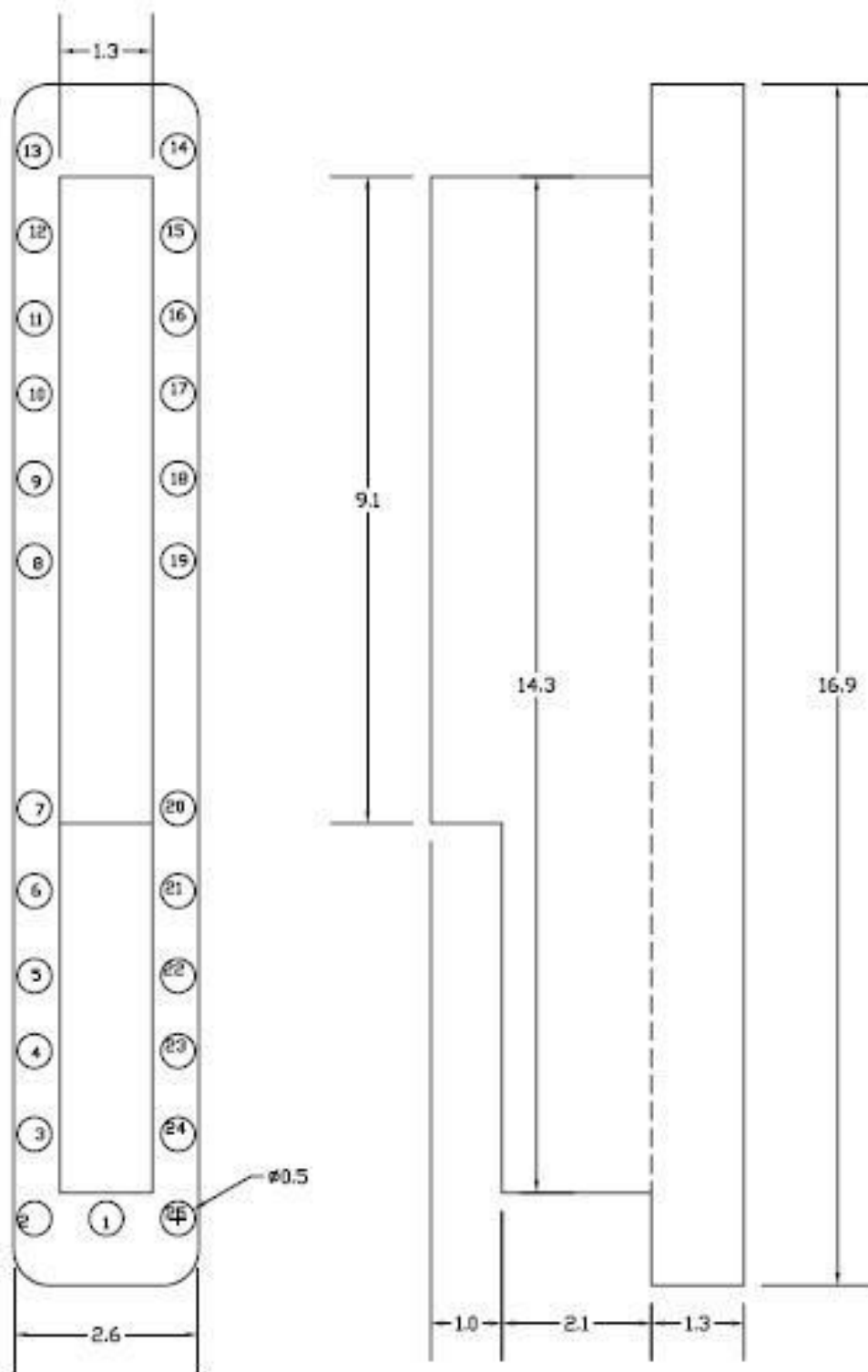


³⁰ Fora de escala.

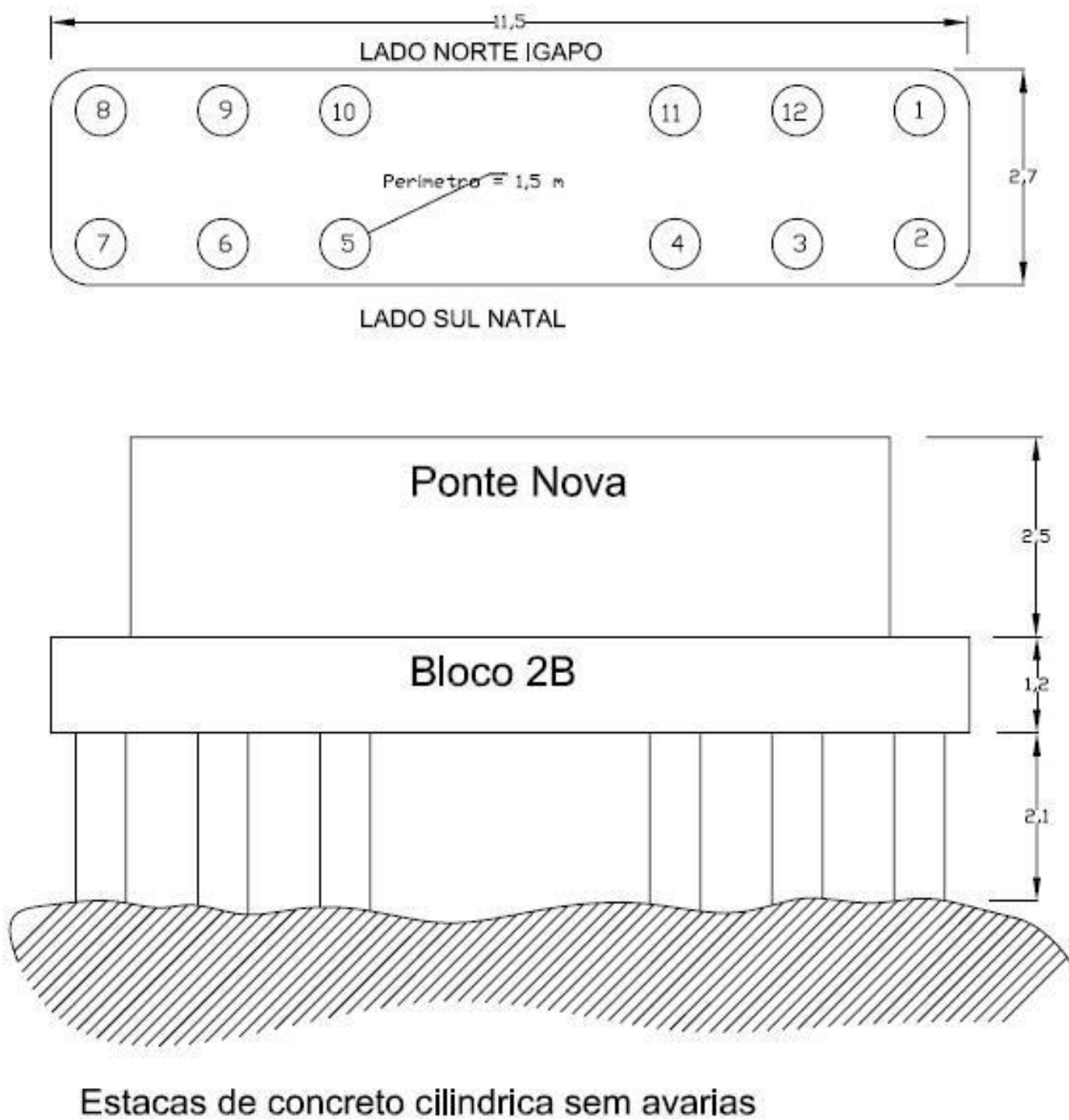
Anexo M – Corte Transversal. (Maia Melo Engenharia , 2012).



Anexo N – Bloco Padrão - Ponte Rodoferroviária. (Maia Melo Engenharia , 2012).



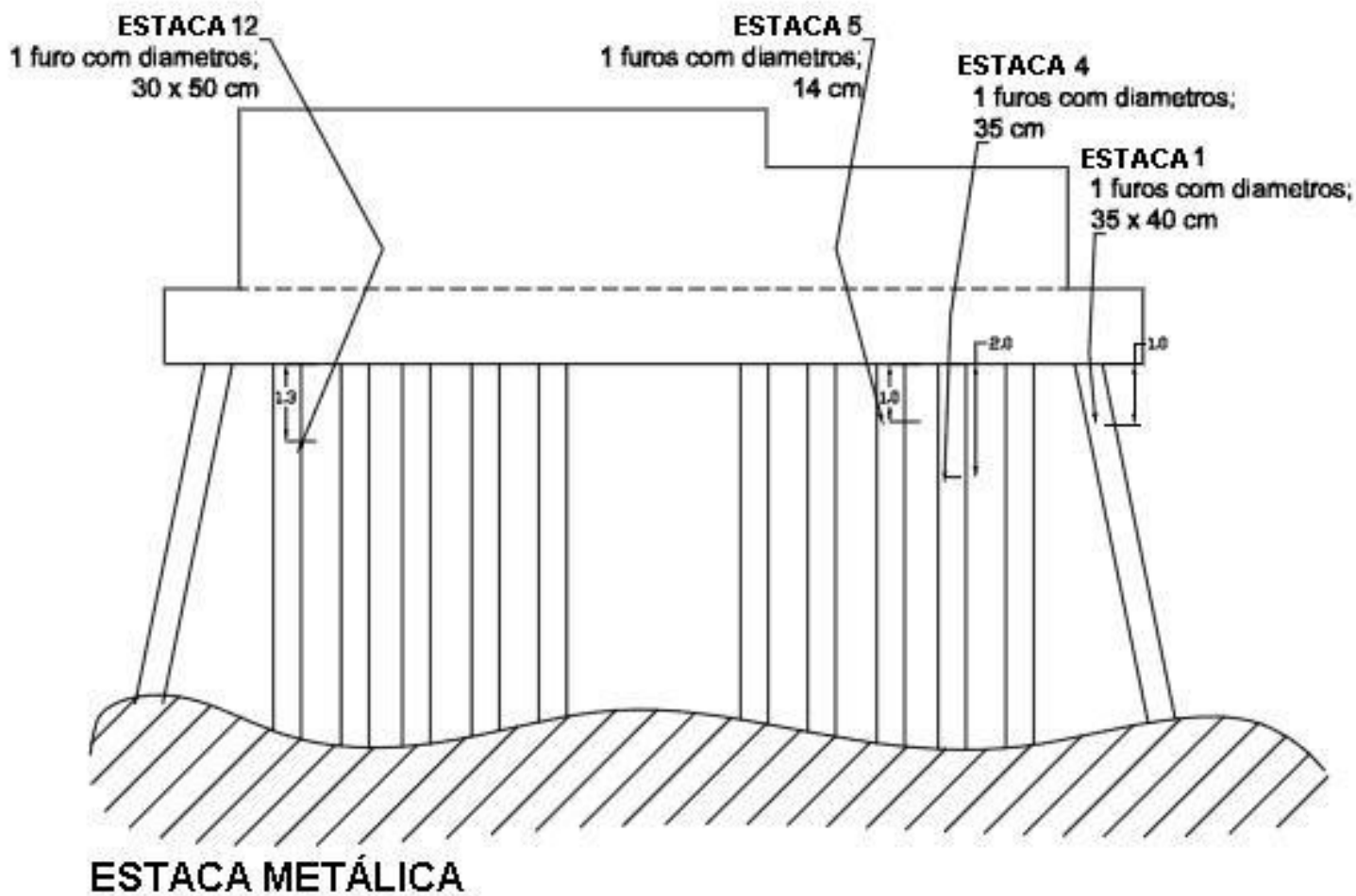
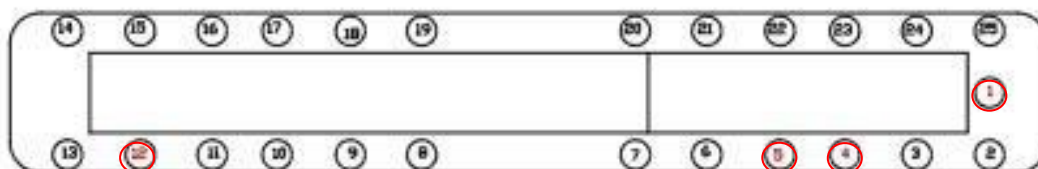
Anexo O – Bloco 2B - Ampliação da Ponte. (Maia Melo Engenharia , 2012).



Anexo P – Bloco 6 - Tipo A - Sul - Ponte Rodoferroviária. (Maia Melo Engenharia , 2012).

SUL - Natal

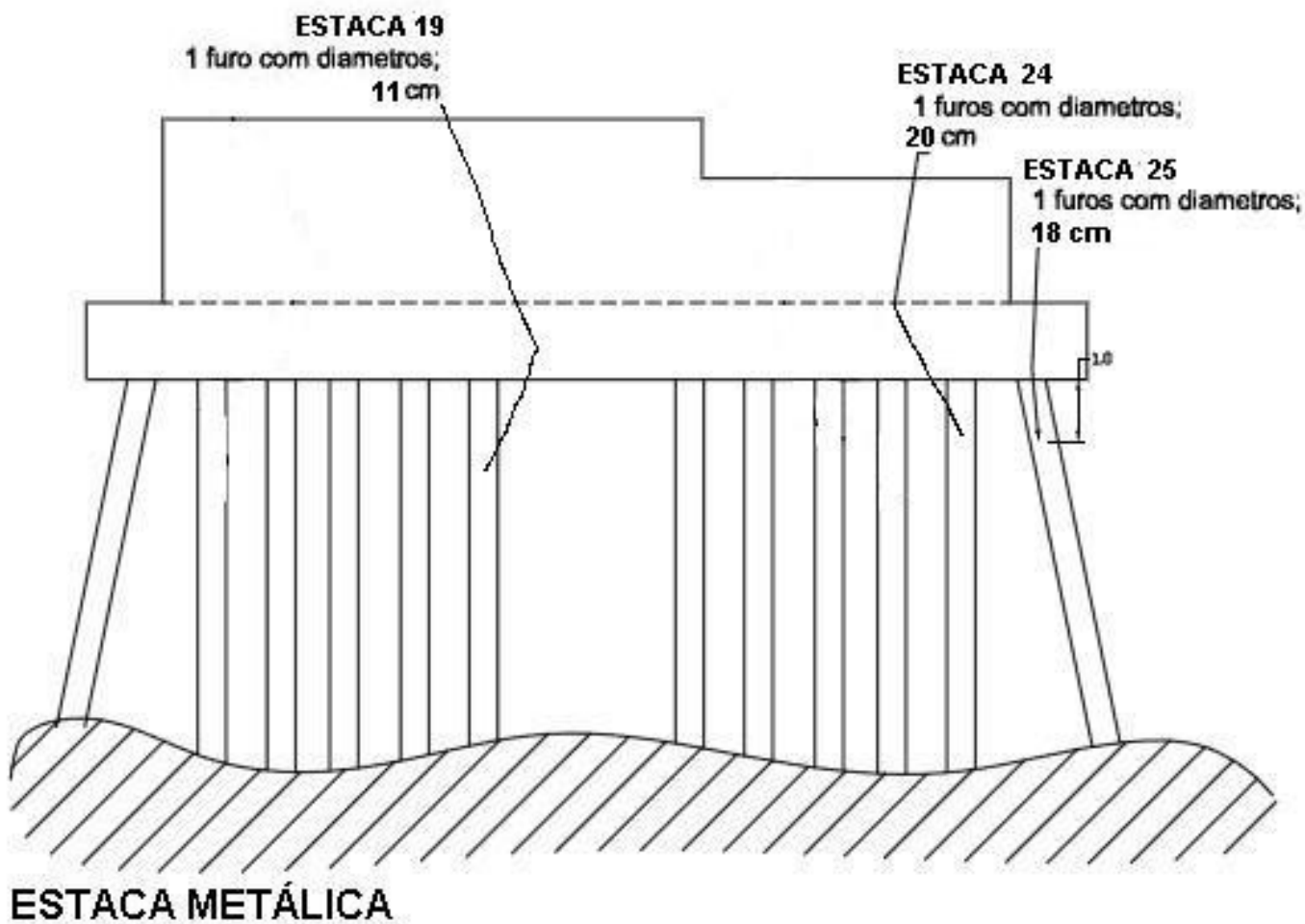
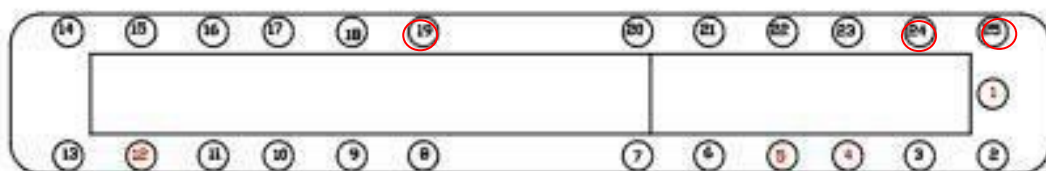
BLOCO TIPO 'A' - PONTE RODO-FERROVIARIA



Anexo Q – Bloco 6 - Tipo A - Sul - Ponte Rodoferroviária. (Maia Melo Engenharia , 2012).

SUL - Natal

BLOCO TIPO 'A' - PONTE RODO-FERROVIARIA



Anexo R – Laudo de inspeção realizada pelo DNIT (lado direito, Ponte Nova); (DNIT, 2018).



DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
 DPP – DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
 CGDESP – COORDENAÇÃO GERAL DE DESENVOLVIMENTO E PROJETOS
 COORDENAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS

INSPEÇÃO ROTINEIRA

1. IDENTIFICAÇÃO DA OBRA

Código:	140015	Ponte sobre o Rio Potengi (LE)	Via / UF:	BR-101 / RN	Superint. Regional:	S.R.E - RN
Data da Inspeção:	07/11/2018	Inspetor: RENAN CARVALHO QUADROS	Km:	85.2	UL:	ULRN03 - MACAÍBA

2. CONDIÇÕES

Condição de Estabilidade:	Sofrível	Nota Técnica 2 - Problemática
Condição de Conservação:	Sofrível	
Observações:		
Meio ambiente agressivo		
Junta de dilatação inexistente		
Ausência de dispositivo de segurança (defensa metálica)		
Dispositivo de drenagem danificado (buzinote)		

3. DANOS NOS ELEMENTOS

Elemento	Nota	Dano	Unid	Quantidade	Ext. Relativa	Localização
Junta de dilatação	4 - Boa	Junta danificada ou inexistente ou expelida	M	58,8	>40% e <=60%	1º e 2º encontro, pontos localizados ao longo da OAE
Calçada para pedestres de concreto armado	3 - Em observação	Pavimento de concreto danificado	M2	2	<=20%	Lado esquerdo
Guarda corpo de concreto armado	3 - Em observação	Concreto desagregado com armadura exposta e oxidada	M2	2	<=20%	Lado esquerdo
Barreira new jersey	3 - Em observação	Deslocamento de concreto com armadura exposta	M2	5	<=20%	Lado esquerdo
Bloco ou Sapata de concreto armado	3 - Em observação	Nicho de concretagem	M2	0,2	<=20%	Bloco B5
Encontro - Parede frontal portante de concreto armado	4 - Boa	Infiltração no concreto	M2	5	<=20%	1º encontro
Encontro - Parede frontal portante de concreto armado	4 - Boa	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	4	<=20%	1º encontro
Encontro - Parede frontal portante de concreto armado	4 - Boa	Manchas de umidade	M2	1	<=20%	1º encontro
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	5	<=20%	Pilares P2 e P7
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Manchas de umidade	M2	2	<=20%	Pilares P10 e P12
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Armadura sem cobrimento	M2	3	<=20%	P13 e P15
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Concreto desagregado com armadura exposta e oxidada	M2	4	<=20%	Pilares P2 e P3
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Ferragem principal muito oxidada em pontos localizados	M	3	<=20%	Pontos Localizados



DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
 DPP – DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
 CGDESP – COORDENAÇÃO GERAL DE DESENVOLVIMENTO E PROJETOS
 COORDENAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS

INSPEÇÃO ROTINEIRA

Transversina de ligação de concreto armado	4 - Boa	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	3	<=20%	Transversina T1
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	6	<=20%	Pontos localizados
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Manchas de umidade	M2	4	<=20%	Pontos localizados
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Infiltração no concreto	M2	10	<=20%	Pontos localizados
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Concreto desagregado com armadura exposta e oxidada	M2	10	<=20%	Mesa inferior das vigas
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Armadura sem cobrimento	M2	0,5	<=20%	Próximo a um buzinode danificado
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Ferragem principal muito oxidada em pontos localizados	M	5	<=20%	Pontos localizados
Laje de concreto armado	4 - Boa	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	10	<=20%	Pontos localizados
Laje de concreto armado	4 - Boa	Manchas de umidade	M2	10	<=20%	Pontos localizados
Laje de concreto armado	4 - Boa	Infiltração no concreto	M2	20	<=20%	Pontos localizados
Laje de concreto armado	4 - Boa	Armadura sem cobrimento	M2	1	<=20%	Ponto localizado

4. INSUFICIÊNCIAS ESTRUTURAIS NOS ELEMENTOS

Elemento	Nota	Insuficiência	Causa Provável	Comentários
Bloco ou Sapata de concreto armado	3 - Em observação	Deterioração acentuada dos materiais de construção	Intemperismo	Os danos podem significar sério comprometimento da vida útil da obra de arte
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Armadura principal exposta e deteriorada	Intemperismo	Os danos podem significar sério comprometimento da vida útil da obra de arte
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Armadura principal exposta e deteriorada	Infiltração de águas	Os danos podem significar sério comprometimento da vida útil da obra de arte

5. LAUDO ESPECIALIZADO

Data do Laudo:	07/11/2018	Consultor:	RENAN CARVALHO QUADROS
Observações:			
1 - Descrição sucinta da obra			
1 - O sistema estrutural longitudinal do tabuleiro é constituído por 2 vãos de 34,35 (m) e 15 vãos de 34,50 ;			
2 - largura total de 14,70 (m);			
3 - A superestrutura: laje de concreto armado, viga T ou I de concreto armado e transversina de concreto armado. Mesoestrutura: Encontro-parede frontal portante de concreto armado.			
2 - Problemas principais observados			
As vigas T ou I de Concreto Armado e as Transversinas de Ligação de Concreto Armado apresentam pontos com intensa oxidação das Armaduras.			
3 - Diagnóstico			
Os problemas observados podem comprometer a capacidade de resistência da ponte, pois o elemento citado se encontra deteriorado, necessitando de recuperação à curto prazo.			
4 - Recomendações			
4.1 - Estrutural - Preventivos e Corretivos			
Nas superfícies onde há carbonatação, insuficiência de cobrimento, corrosão em armaduras e deslocamento do concreto, proceder o que segue:			
- Remover a capa protetora das armaduras;			
- Retirar todo o material solto, mal compactado e segregado, até atingir concreto são;			



DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
 DPP – DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
 CGDESP – COORDENAÇÃO GERAL DE DESENVOLVIMENTO E PROJETOS
 COORDENAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS

INSPEÇÃO ROTINEIRA

- Aplicar jato de areia para eliminação das partículas soltas e remoção das camadas de corrosão que se formam sobre as armaduras;
- Proceder à aplicação de jato de ar comprimido nas superfícies que foram submetidas ao jateamento com areia;
- Aplicar primer rico em zinco, sobre as armaduras;
- Recompôr e complementar os cobrimentos das armaduras com argamassa polimérica base cimento projetada.

6. MONITORAMENTO

Período:	a	Tipo de Monitoramento:	Executor:	Custo:
----------	---	------------------------	-----------	--------

Técnicas:

Relatório:

Obs: A nota final da Obra de Arte Especial corresponde a menor dentre as notas recebidas pelos seus elementos com função estrutural.

Anexo S – Laudo de inspeção realizada pelo DNIT (lado esquerdo, Ponte antiga) (DNIT, 2018).



DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
 DPP – DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
 CGDESP – COORDENAÇÃO GERAL DE DESENVOLVIMENTO E PROJETOS
 COORDENAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS

INSPEÇÃO ROTINEIRA

1. IDENTIFICAÇÃO DA OBRA

Código:	140015	Ponte sobre o Rio Potengi (LE)	Via / UF:	BR-101 / RN	Superint. Regional:	S.R.E - RN
Data da Inspeção:	07/11/2018	Inspetor: RENAN CARVALHO QUADROS	Km:	85.2	UL:	ULRN03 - MACAÍBA

2. CONDIÇÕES

Condição de Estabilidade: Sofrível
 Condição de Conservação: Sofrível
 Observações:
 Meio ambiente agressivo
 Junta de dilatação inexistente
 Ausência de dispositivo de segurança (defensa metálica)
 Dispositivo de drenagem danificado (buzinote)

Nota Técnica
2 - Problemática

3. DANOS NOS ELEMENTOS

Elemento	Nota	Dano	Unid	Quantidade	Ext. Relativa	Localização
Junta de dilatação	4 - Boa	Junta danificada ou inexistente ou expelida	M	58.8	>40% e <=60%	1º e 2º encontro, pontos localizados ao longo da OAE
Calçada para pedestres de concreto armado	3 - Em observação	Pavimento de concreto danificado	M2	2	<=20%	Lado esquerdo
Guarda corpo de concreto armado	3 - Em observação	Concreto desagregado com armadura exposta e oxidada	M2	2	<=20%	Lado esquerdo
Barreira new jersey	3 - Em observação	Deslocamento de concreto com armadura exposta	M2	5	<=20%	Lado esquerdo
Bloco ou Sapata de concreto armado	3 - Em observação	Nicho de concretagem	M2	0.2	<=20%	Bloco B5
Encontro - Parede frontal portante de concreto armado	4 - Boa	Infiltração no concreto	M2	5	<=20%	1º encontro
Encontro - Parede frontal portante de concreto armado	4 - Boa	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	4	<=20%	1º encontro
Encontro - Parede frontal portante de concreto armado	4 - Boa	Manchas de umidade	M2	1	<=20%	1º encontro
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	5	<=20%	Pilares P2 e P7
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Manchas de umidade	M2	2	<=20%	Pilares P10 e P12
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Armadura sem cobertura	M2	3	<=20%	P13 e P15
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Concreto desagregado com armadura exposta e oxidada	M2	4	<=20%	Pilares P2 e P3
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Ferragem principal muito oxidada em pontos localizados	M	3	<=20%	Pontos Localizados



DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DPP – DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
CGDESP – COORDENAÇÃO GERAL DE DESENVOLVIMENTO E PROJETOS
COORDENAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS

INSPEÇÃO ROTINEIRA

Transversina de ligação de concreto armado	4 - Boa	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	3	<=20%	Transversina T1
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	8	<=20%	Pontos localizados
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Manchas de umidade	M2	4	<=20%	Pontos localizados
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Infiltração no concreto	M2	10	<=20%	Pontos localizados
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Concreto desagregado com armadura exposta e oxidada	M2	10	<=20%	Mesa inferior das vigas
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Armadura sem cobrimento	M2	0,5	<=20%	Próximo a um buznote danificado
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Ferragem principal muito oxidada em pontos localizados	M	5	<=20%	Pontos localizados
Laje de concreto armado	4 - Boa	Lixiviação e mancha de carbonatação	M2	10	<=20%	Pontos localizados
Laje de concreto armado	4 - Boa	Manchas de umidade	M2	10	<=20%	Pontos localizados
Laje de concreto armado	4 - Boa	Infiltração no concreto	M2	20	<=20%	Pontos localizados
Laje de concreto armado	4 - Boa	Armadura sem cobrimento	M2	1	<=20%	Ponto localizado

4. INSUFICIÊNCIAS ESTRUTURAIS NOS ELEMENTOS

Elemento	Nota	Insuficiência	Causa Provável	Comentários
Bloco ou Sapata de concreto armado	3 - Em observação	Deterioração acentuada dos materiais de construção	Intemperismo	Os danos podem significar sério comprometimento da vida útil da obra de arte
Pilar parede de concreto armado	3 - Em observação	Armadura principal exposta e deteriorada	Intemperismo	Os danos podem significar sério comprometimento da vida útil da obra de arte
Viga T ou I de concreto armado	2 - Problemática	Armadura principal exposta e deteriorada	Infiltração de águas	Os danos podem significar sério comprometimento da vida útil da obra de arte

5. LAUDO ESPECIALIZADO

Data do Laudo: 07/11/2018 Consultor: RENAN CARVALHO QUADROS

Observações:

1 - Descrição sucinta da obra

1 - O sistema estrutural longitudinal do tabuleiro é constituído por 2 vãos de 34,35 (m) e 15 vãos de 34,50;

2 - largura total de 14,70 (m);

3 - A superestrutura: laje de concreto armado, viga T ou I de concreto armado e transversina de concreto armado. Mesoestrutura: Encontro-parede frontal portante de concreto armado.

2 - Problemas principais observados

As vigas T ou I de Concreto Armado e as Transversinas de Ligação de Concreto Armado apresentam pontos com intensa oxidação das Armaduras.

3 - Diagnóstico

Os problemas observados podem comprometer a capacidade de resistência da ponte, pois o elemento citado se encontra deteriorado, necessitando de recuperação à curto prazo.

4 - Recomendações

4.1 - Estrutural - Preventivos e Corretivos

Nas superfícies onde há carbonatação, insuficiência de cobrimento, corrosão em armaduras e deslocamento do concreto, proceder o que segue:

- Remover a capa protetora das armaduras;

- Retirar todo o material solto, mal compactado e segregado, até atingir concreto são;



DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DPP – DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
CGDESP – COORDENAÇÃO GERAL DE DESENVOLVIMENTO E PROJETOS
COORDENAÇÃO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS

INSPEÇÃO ROTINEIRA

- Aplicar jato de areia para eliminação das partículas soltas e remoção das camadas de corrosão que se formam sobre as armaduras;

- Proceder à aplicação de jato de ar comprimido nas superfícies que foram submetidas ao jateamento com areia;

- Aplicar primário em zinco, sobre as armaduras;

- Recompôr e complementar os cobrimentos das armaduras com argamassa polimérica base cimento projetada.

6. MONITORAMENTO

Período: a Tipo de Monitoramento: Executor: Custo:

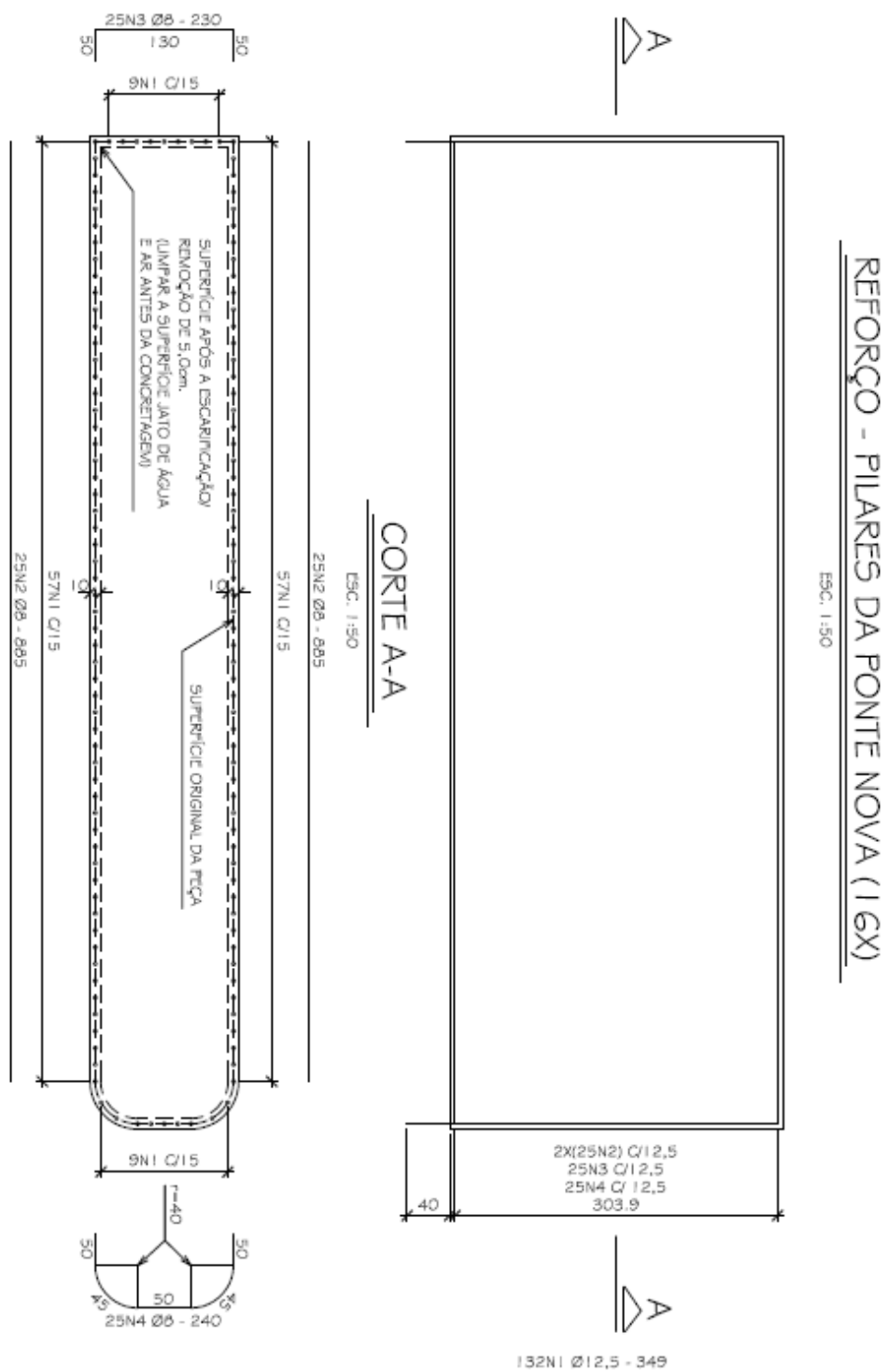
Objeto:

Técnicas:

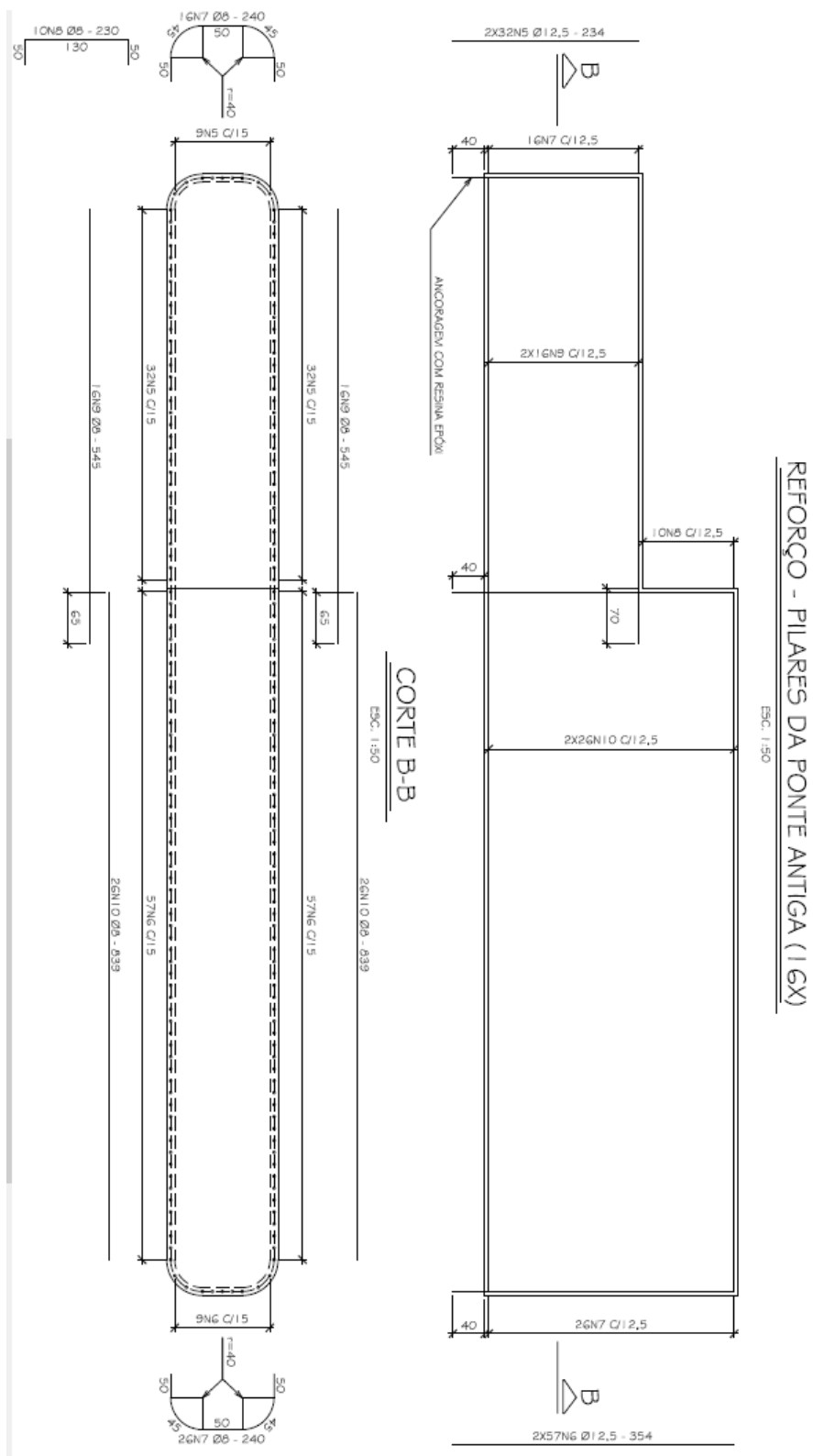
Relatório:

Obs: A nota final da Obra de Arte Especial corresponde a menor dentre as notas recebidas pelos seus elementos com função estrutural.

Anexo T – Projeto de reforço dos pilares da Ponte Nova (Maia Melo Engenharia , 2012).



Anexo U – Projeto de reforço dos pilares da Ponte Antiga (Maia Melo Engenharia , 2012).



Anexo V – Especificações e notas do projeto de reforço de pilares do complexo de pontes
(Maia Melo Engenharia , 2012).

TABELA DE FERROS - PILARES					
Aço	Pos	Ø (mm)	Quant	C unit (cm)	C total (cm)
CA-50	1	12.5	2.112	349	737,088
CA-50	2	8.0	800	885	708,000
CA-50	3	8.0	400	230	92,000
CA-50	4	8.0	400	240	96,000
CA-50	5	12.5	1.168	234	273,312
CA-50	6	12.5	1.968	354	696,672
CA-50	7	8.0	672	240	161,280
CA-50	8	8.0	160	230	36,800
CA-50	9	8.0	512	545	279,040
CA-50	10	8.0	832	839	698,048

RESUMO DO AÇO - PILARES			
Aço	Ø (mm)	Compr (m)	Peso (kg)
CA-50	6.30	-	-
CA-50	8.00	20,712	8,285
CA-50	10.00	-	-
CA-50	12.50	17,071	17,071
CA-50	16.00	-	-
CA-50	20.00	-	-
CA-50	25.00	-	-
PESO TOTAL		CA-50	25,355
		CA-60	-

PILARES

NOTAS:

1) CONCRETO PARA OS PILARES:

- $f_{ck} = 35$ MPa;
- $E = 28160$ MPa;
- $D_{máx} = 25$ mm;
- RELAÇÃO ÁGUA/CEMENTO MÁXIMA = 0,45.

2) AÇO: CA-50 CONFORME A NORMA NBR 7480.

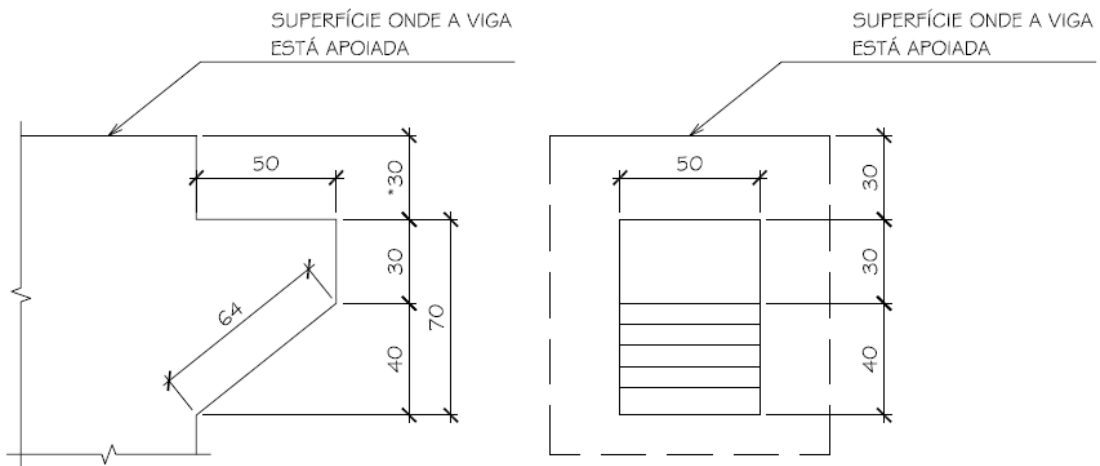
3) COBRIMENTO NOMINAL DAS ARMADURAS = 5,0cm.

4) ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DE REFORÇO DOS PILARES, TODO O REVESTIMENTO DO TABULEIRO DEVERÁ SER REMOVIDO E A PONTE DEVERÁ SER INTERDITADA. ISSO PORQUE DURANTE A RECUPERAÇÃO DOS PILARES O REVESTIMENTO SERÁ REMOVIDO, RESTANDO APENAS O NÚCLEO DOS PILARES COMO ELEMENTO RESISTENTE.

Anexo W – Projeto dos consolos para substituição dos aparelhos de apoio. (Maia Melo Engenharia , 2012)

FÔRMA DOS CONSOLOS

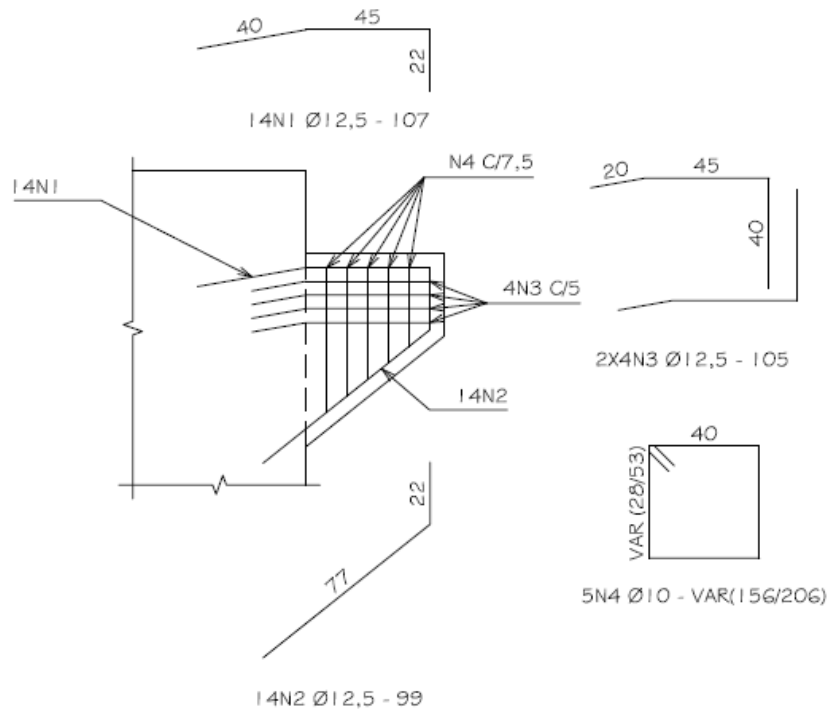
ESC. 1:25



* - ESTA DIMENSÃO DEVERÁ SER CONFIRMADA APÓS A CONTRATAÇÃO DOS MACACOS.

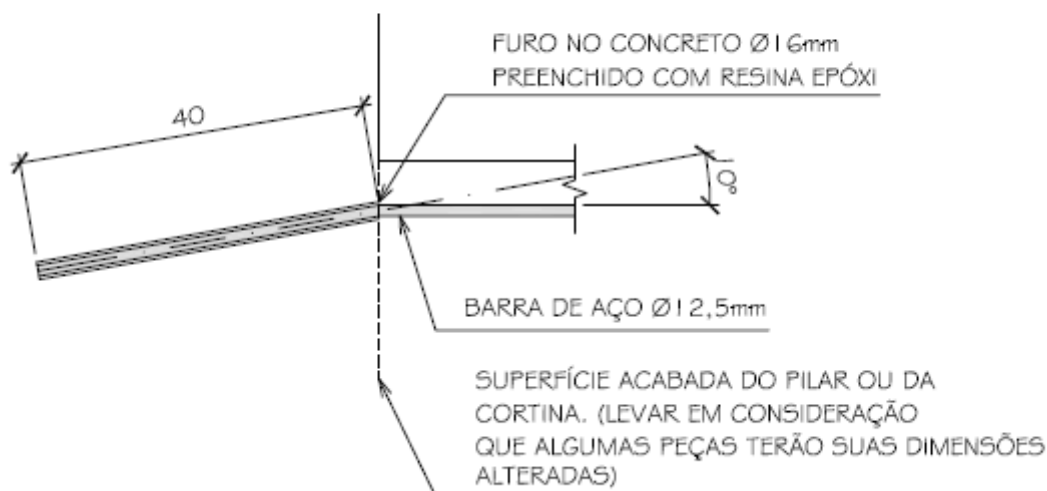
ARMADURA DOS CONSOLOS (340 X)

ESC. 1:25



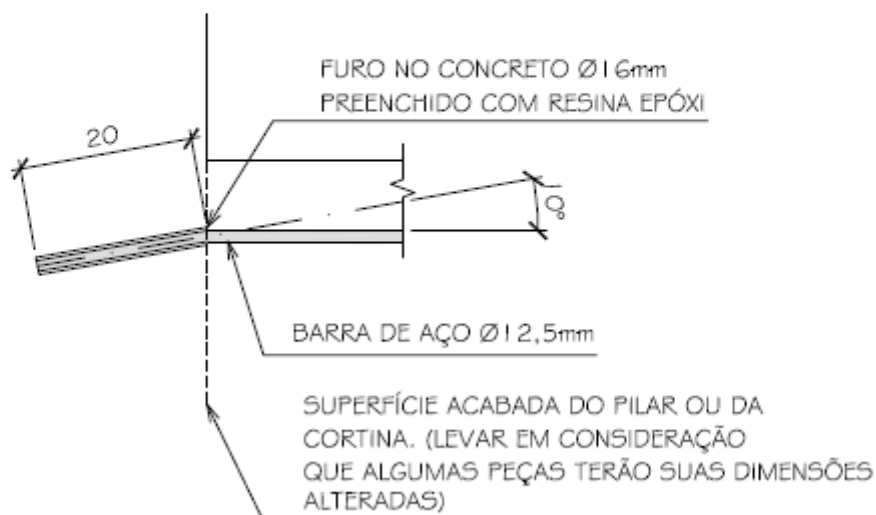
ANCORAGEM DA BARRA SUPERIOR

ESC. 1:10



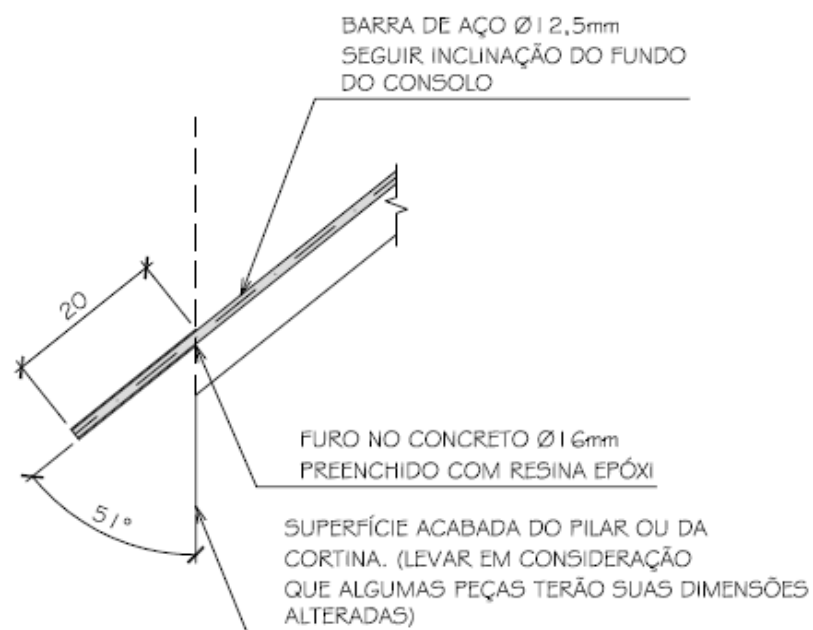
ANCORAGEM DA BARRA DE COSTURA

ESC. 1:10



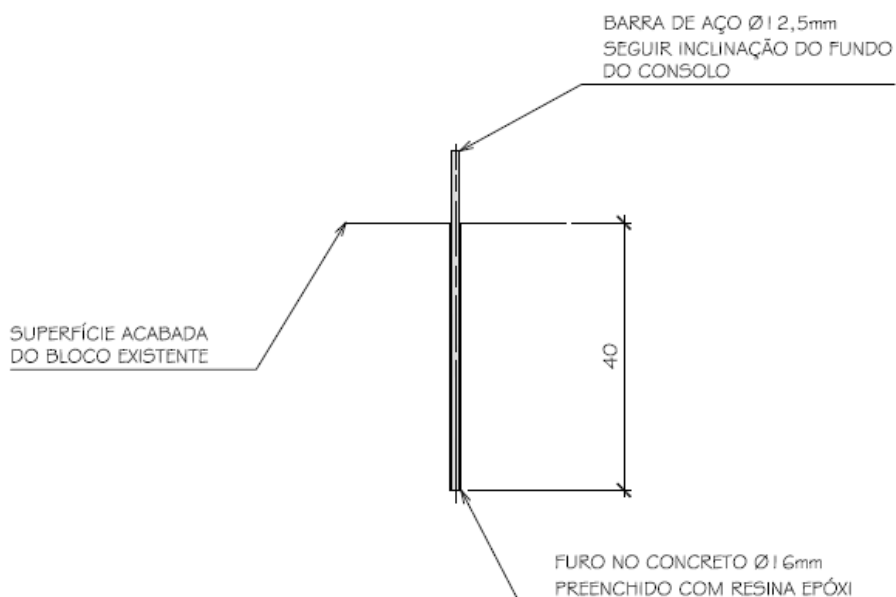
ANCORAGEM DA BARRA INFERIOR

ESC. 1:10



ANCORAGEM DAS BARRAS N1, N5 E N6

ESC. 1:10



Anexo X – Especificações do projeto dos consolos (Maia Melo Engenharia , 2012).

TABELA DE FERROS - CONSOLOS					
Aço	Pos	Ø (mm)	Quant	C unit (cm)	C total (cm)
CA-50	1	12.5	4,760	107	509,320
CA-50	2	12.5	4,760	99	471,240
CA-50	3	12.5	2,720	105	285,600
CA-50	4	10.0	1,700	VAR	307,700

RESUMO DO AÇO - CONSOLOS			
Aço	Ø (mm)	Compr (m)	Peso (kg)
CA-50	6.30	-	-
CA-50	8.00	-	-
CA-50	10.00	3,077	1,908
CA-50	12.50	12,662	12,662
CA-50	16.00	-	-
CA-50	20.00	-	-
CA-50	25.00	-	-
PESO TOTAL		CA-50	14,569
		CA-60	-

NOTAS:

1) CONCRETO PARA OS CONSOLOS:

- $f_{ck}=40$ MPa;
- $E = 30104$ MPa;
- $D_{máx} = 25$ mm;
- RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO MÁXIMA = 0,45.

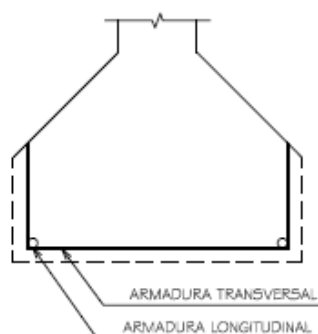
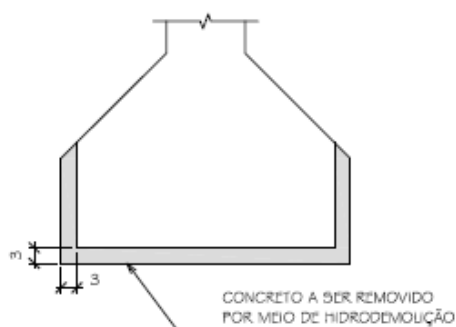
2) AÇO: CA-50 CONFORME A NORMA NBR 7480.

3) COBRIMENTO NOMINAL DAS ARMADURAS = 5,0cm

Anexo Y – Projeto de recuperação das vigas ferroviárias com processo corrosivo instalado
(Maia Melo Engenharia , 2012).

VIGAS FERROVIÁRIAS
TALÃO INFERIOR COM PROCESSO CORROSIVO INSTALADO

ESC. 1:10



FASE 1: REMOÇÃO DO CONCRETO DE COBRIMENTO:

1 - A REMOÇÃO DEVE SER SELETIVA, LIMITADA À ZONA E À PROFUNDIDADE PREVISTAS NO PROJETO.

2 - DEVERÁ SER UTILIZADA A HIDRODEMOLIÇÃO COM JATO DE ÁGUA DE ALTA PRESSÃO (70 A 240 MPa).

FASE 2: RECOMPOSIÇÃO DA ARMADURA:

1 - APÓS A REMOÇÃO DO CONCRETO DE COBRIMENTO, DEVERÁ SER FEITA UMA ANÁLISE DETALHADA DAS ARMADURAS COM AUXÍLIO DE PROFISSIONAL QUALIFICADO DA ÁREA DE ESTRUTURAS, UMA VEZ QUE DURANTE A VISTORIA E A FASE DE PROJETO SOMENTE EM ALGUNS PONTOS DAS VIGAS FOI POSSÍVEL TER CONTATO VISUAL COM AS ARMADURAS.

2 - AS ARMADURAS DEVERÃO SER SUBSTITUÍDAS POR OUTRAS COM MESMO DIÂMETRO E ESPAÇAMENTO.

3 - NO CASO DE COMPLEMENTAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL, AS EMENDAS DEVERÃO SER FEITAS PREFERENCIALMENTE POR TRANSPASSE.

OS VALORES DOS COMPRIMENTOS DE TRANSPASSE DEVERÃO SER OS SEGUINTE:

- Ø 10,0mm: 80cm;
- Ø 12,5mm: 100cm;
- Ø 16,0mm: 120cm.

FASE 3: RECOMPOSIÇÃO DO COBRIMENTO:

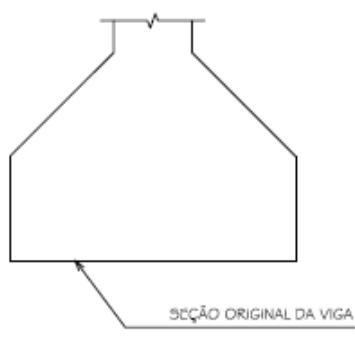
1 - SATURAR O SUBSTRATO COM ÁGUA ATÉ A CONDIÇÃO SSS - SUPERFÍCIE SATURADA E SECA (SEM EMPOÇAMENTOS).

2 - APLICAÇÃO DA ARGAMASSA CUIDANDO PARA QUE O COBRIMENTO FINAL SEJA 1,0cm MAIOR QUE O ANTERIOR, OU SEJA, A LARGURA DO TALÃO SERÁ 2,0cm MAIOR E A ALTURA 1,0cm MAIOR.

Anexo Z – Projeto de recuperação das vigas ferroviárias sem processo corrosivo instalado
(Maia Melo Engenharia , 2012).

VIGAS FERROVIÁRIAS
TALÃO INFERIOR SEM PROCESSO CORROSIVO INSTALADO

ESC. 1:10



FASE 1: PREPARO DA SUPERFÍCIE:

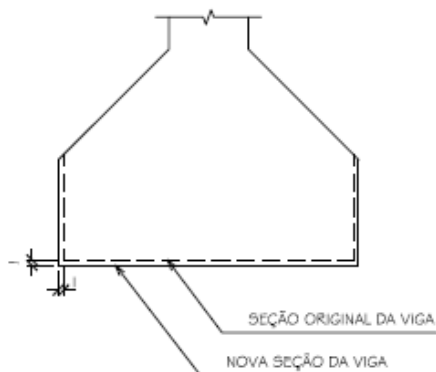
1 - DEVERÁ SER APLICADO JATO DE ÁGUA DE ALTA PRESSÃO (70 A 240 MPa) NA SUPERFÍCIE PARA LIMPEZA DA MESMA.

2 - AS PARTES COM PEQUENOS DANOS, COMO NA REGIÃO PRÓXIMA AOS APOIOS DAS VIGAS, DEVERÃO TER O MATERIAL SOLTO REMOVIDO POR MEIO DE JATO DE ÁGUA COM PRESSÃO MAIOR. CUIDAR PARA QUE A ARMADURA SEJA BEM LIMPA, LIVRANDO AS MESMAS DE PROVÁVEIS RESQUÍCIOS DE CLORETO.

FASE 2: APLICAÇÃO DE ARGAMASSA PARA COMPLEMENTAÇÃO DO COBRIMENTO:

1 - SATURAR O SUBSTRATO COM ÁGUA ATÉ A CONDIÇÃO SSS - SUPERFÍCIE SATURADA E SECA (SEM EMPOÇAMENTOS).

2 - APLICAÇÃO DA ARGAMASSA CUIDANDO PARA QUE O COBRIMENTO FINAL SEJA 1,0cm MAIOR QUE O ANTERIOR, OU SEJA, A LARGURA DO TALÃO SERÁ 2,0cm MAIOR E A ALTURA 1,0cm MAIOR.



FASE 3: APLICAÇÃO MATERIAL HIDROFUGANTE NA SUPERFÍCIE DAS VIGAS:

OBS.: ESTE TRATAMENTO DEVERÁ SER REALIZADO EM TODA A SUPERFÍCIE DAS VIGAS, INCLUSIVE SOBRE A SUPERFÍCIE O TALÃO INFERIOR, QUE RECEBEU APLICAÇÃO DE ARGAMASSA AO LONGO DE TODA A SUA SUPERFÍCIE.

1 - O SUBSTRATO DEVE APRESENTAR-SE ÍNTEGRO, LIMPO, PREFERENCIALMENTE SECO E ISENTO DE ÓLEOS, GRAXAS, DESMOLDANTES, COMPOSTOS DE CURA OU QUAISQUER OUTRAS CONTAMINAÇÕES. NESTAS SITUAÇÕES, RECOMENDA-SE EXECUTAR JATEAMENTO ABRASIVO PARA A REMOÇÃO DAS IMPUREZAS. CASO SEJA CONSTATADA PRESENÇA DE UMIDADE, CERTIFICAR-SE NÃO HAVER EMPOÇAMENTOS DE ÁGUA ANTES DA APLICAÇÃO DO PRODUTO. QUANTO MENOR O TEOR DE UMIDADE DA SUPERFÍCIE, MAIOR A PENETRAÇÃO DO PRODUTO E CONSEQÜENTEMENTE MAIOR SERÁ A SUA EFICÁCIA. PROTEGER ESQUADRIAS, JUNTAS, PRODUTOS À BASE DE ASFALTO OU BETUME E VEGETAÇÕES PRÓXIMAS ÀS SUPERFÍCIES DE CONCRETO OU ALVENARIA QUE RECEBERÃO A PINTURA.