

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE
CAMPUS ARACAJU
DIREÇÃO DE ENSINO
COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

NIVALDO RIBEIRO SANDES

INSPEÇÃO DE PONTILHÃO URBANO EM CONCRETO ARMADO SEGUNDO A
NBR 9452:2019 – INSPEÇÕES DE OAEs

MONOGRAFIA

ARACAJU

2020

NIVALDO RIBEIRO SANDES

**INSPEÇÃO DE PONTILHÕES URBANOS EM CONCRETO ARMADO SEGUNDO
A NBR 9452:2019 – INSPEÇÕES DE OAes**

Monografia apresentada como requisito parcial
à obtenção do título de Bacharel, da
Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do
Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.
Orientador: Prof. Dr. Carlos Henrique de
Carvalho

ARACAJU

2020



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE
Av. Jorge Amado, 1551 – Loteamento Garcia, Bairro Jardins - CEP 49025-330 – Aracaju/SE
Fone: (79) 3711 1400 – E-mail: reitoria@ifs.edu.br

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Título da Monografia Nº 180

**INSPEÇÃO DE PONTILHÃO URBANO EM CONCRETO ARMADO SEGUNDO A
NBR 9452:2019 DA ABNT.**

NIVALDO RIBEIRO SANDES

Esta monografia foi apresentada às 10:30 h do dia 4 de dezembro de 2020 como requisito parcial para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof^ª. Dr^ª. Carla Cristina Nascimento
Santos Pereira

(IFS-Campus Aracaju)

Prof. Dr. Carlos Henrique de Carvalho

(IFS – Campus Aracaju)
Orientador

Prof. M.Sc. Marcílio Fabiano Goivinho da
Silva

(IFS-Campus Aracaju)

Prof. Dr. Pablo Gleydson de Sousa

(IFS – Campus Aracaju)
Coordenador da COEC

Dedico este trabalho
à minha família, que sempre
acreditou em mim e esteve presente
me apoiando e incentivando.

AGRADECIMENTOS

Certamente estes parágrafos não irão atender a todas as pessoas que fizeram parte dessa importante fase de minha vida. Portanto, vou separar os capítulos mais marcantes durante a minha trajetória na graduação e agradecer especialmente as pessoas que estiveram envolvidas.

Agradeço inicialmente a minha Tia Maria que me acolheu em sua residência e permitiu que eu tivesse uma moradia digna durante quase toda a faculdade.

Agradeço ao meu primo Diego que sempre me apoio durante toda a faculdade, que acreditou em mim e que sempre tive como uma referência profissional e pessoal.

Agradeço a minha madrinha Maurina que me acolheu na sua residência em um período bastante complicado, de incerteza e de medo.

Agradeço a minha Tia Sanda que se fez presente nos momentos difíceis, que acreditou no meu sonho e que contribuiu significativamente para que eu pudesse realizá-lo.

Agradeço aos meus aos meus colegas de Faculdade, pelos conhecimentos compartilhados, pelas palavras de motivação e pelos momentos de alegria e confraternização.

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Carlos Henrique de Carvalho, pela sabedoria e por todo conhecimento compartilhado.

Agradeço aos meus irmãos Lucas, Davi e Nathan que sempre estiveram na torcida pelo meu sucesso e pelo orgulho que expressam d, e ter um irmão Engenheiro.

Agradeço a meu Pai José Nivaldo, que me concedeu a honra de carregar o seu nome. E através dessa conquista meu Pai que é Pedreiro pôde ver o seu filho se tornar Engenheiro.

Agradeço a minha Mãe, Solange Vieira que sem ela dificilmente eu teria conseguido. Sempre me apoio em todas as situações, estive presente nos momentos mais difíceis e foi o meu alento nos dias ruins. Hoje é gratificante ver a felicidade nos olhos dela e isso me faz ter a certeza que todo esforço valeu a pena.

Desde já, peço desculpas àquelas que não estão presentes entre essas palavras, mas elas podem estar certas que fazem parte do meu pensamento e de minha gratidão.

O sucesso é a soma de pequenos esforços repetidos dia após dia.
(COLLIER, Robert, 2014)

RESUMO

SANDES, Nivaldo. **Inspeção de Pontilhão Urbano em Concreto Armado Segundo a NBR 9452:2019 – INSPEÇÕES DE OAEs**. 102 folhas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2020.

O envelhecimento das estruturas de concreto armado fez com que os profissionais da engenharia civil buscassem meios de avaliar o desempenho dessas estruturas ao longo do tempo. Nesse contexto surgiu este presente trabalho que tem como objetivo a realização de uma inspeção em um pontilhão urbano de concreto armado seguindo as recomendações da NBR 9452:2019. A inspeção foi desenvolvida seguindo toda a metodologia apresentada na referida Norma. Além disso foram sugeridos incrementos as inspeções por meio dos Ensaio Técnico, como os Ensaio Não Destrutivos (ENDs) que permitiram colher informações sobre as propriedades remanescentes do concreto. Outros ensaios como o Ensaio de Presença de Cloretos e Ensaio de Profundidade de Carbonatação também foram fundamentais para analisar a estrutura quanto ao Estado Limite de Durabilidade (ELD). Após realização dos ensaios foi determinado um diagnóstico, apontando as principais manifestações patológicas, onde comprovou-se por meio da análise estrutural, das propriedades mecânicas remanescente do pontilhão e da agressividade ambiental que a estrutura necessitava de uma recuperação nos locais onde já apresentavam deterioração das armaduras de aço e concreto destacado. O diagnóstico permitiu ainda a classificação da estrutura quanto ao seu Grau de Risco, que de acordo com a NBR 9452:2019 foi classificada como boa, não necessitando de intervenções imediatas. Em face do diagnóstico foi possível determinar duas técnicas principais de recuperação estrutural, a Proteção Catódica e a Técnica Convencional. A utilização da Proteção Catódica se mostrou viável à estrutura, entretanto, em função da técnica convencional apresentar-se como uma técnica já bastante difundida no mercado local, a mesma foi a recomendada ao final da inspeção. Por fim, ainda foi possível estimar uma vida útil de 10 anos para a estrutura, ressaltando as manutenções periódicas em intervalos de 5 anos.

Palavras-chave: Ensaio não destrutivo (ENDs). Grau de Risco. Vida Útil. Técnica de Recuperação. Proteção Catódica.

ABSTRACT

SANDES, Nivaldo. **Inspection of Urban Bridge in Reinforced Concrete According to NBR 9452: 2019 – OAEs INSPECTIONS**. 102 sheets. Monograph (Bachelor of Civil Engineering) - Federal Institute of Education, Science and Technology of Sergipe - Campus Aracaju. 2020.

The aging of reinforced concrete structures has made civil engineering professionals look for ways to assess the performance of these structures over time. In this context, this present work arose that aims to carry out an inspection in an urban reinforced concrete bridge following the recommendations of NBR 9452: 2019. The inspection was carried out following the entire methodology presented in that Standard. In addition, inspections were suggested by means of Technical Tests, such as Non-Destructive Tests (ENDs) that allowed the collection of information on the remaining properties of the concrete. Other tests such as the Chloride Presence Test and the Carbonation Depth Test were also fundamental to analyze the structure regarding the Limit of Durability State (ELD). After carrying out the tests, a diagnosis was determined, pointing out the main pathological manifestations, where it was proven through structural analysis, the mechanical properties remaining of the bridge and the environmental aggressiveness that the structure needed a recovery in the places where it already presented deterioration of the reinforcement steel and detached concrete. The diagnosis also allowed the classification of the structure according to its Degree of Risk, which according to NBR 9452: 2019 was classified as good, not requiring immediate interventions. In view of the diagnosis, it was possible to determine two main structural recovery techniques, Cathodic Protection and Conventional Technique. The use of Cathodic Protection proved to be viable to the structure, however, due to the conventional technique presenting itself as a technique already widespread in the local market, it was the one recommended at the end of the inspection. Finally, it was still possible to estimate a useful life of 10 years for the structure, except for periodic maintenance at intervals of 5 years.

Keywords: Non-destructive tests (ENDs). Degree of Risk. Lifespan. Recovery Technique. Cathodic protection.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Propagação direta.....	13
Figura 2 - Propagação indireta	14
Figura 3 - Propagação semidireta	14
Figura 4 - Martelo Esclerométrico	17
Figura 5 - Pontos de ensaio	18
Figura 6 - Medição da camada carbonatada.....	22
Figura 7 - Frente uniforme.....	22
Figura 8 - Frente com variações.....	23
Figura 9 - Frente com variações isoladas	23
Figura 10 - Camada afetada pelos íons cloretos.....	25
Figura 11 - Tratamento das medições	25
Figura 12 - Método do disco.....	28
Figura 13 - Método dois eletrodos.....	28
Figura 14 - Método quatro eletrodos	29
Figura 15 - Método da resistividade volumétrica	30
Figura 16 - Elementos do ensaio.....	31
Figura 17 - Imagem lado esquerdo (TCA) lado direito (GPR)	33
Figura 18 - Fissura por assentamento plástico e devido as armaduras	34
Figura 19 - Fissura por assentamento plástico impedido pelo agregado	35
Figura 20 - Fissuras devido a dessecação superficial do concreto	36
Figura 21 - Fissuras por dessecação em lajes contínuas	36
Figura 22 - Fissura interna	37
Figura 23 - Fissura na superfície.....	38
Figura 24 - Recalques	40
Figura 25 - Fissuras devido a movimentação dos elementos internos.....	41
Figura 26 - Fissuras devido a movimentação dos elementos de canto.....	41
Figura 27 - Paredes autoportantes com deformações na extremidade.....	41
Figura 28 - Paredes autoportantes com deformações côncavas	42
Figura 29 - Paredes autoportantes com deformações convexas	42
Figura 30 - Diagrama de Pourbaix	43
Figura 31 - Anodos galvânicos de zinco (Zn).....	48

Figura 32 – Fator de correção em função da velocidade do eletrólito.....	50
Figura 33 - Distribuição dos anodos.....	52
Figura 34 - Fluxograma da metodologia.....	53
Figura 35 - Pontilhão vizinho.....	54
Figura 36 - Abertura entre a laje de concreto e o concreto do meio fio.....	55
Figura 37 - Furo investigativo no asfalto	56
Figura 38 – Diagrama de Momento Fletor.....	61
Figura 39 – Diagrama de Esforço Cortante.....	62
Figura 40 - Malha de ensaio Esclerometria.....	64
Figura 41 - Localização dos pontos de ensaio	66
Figura 42 - Realização do ensaio de pacometria	66
Figura 43 - Janela 1	67
Figura 44 - Malha de ensaio ultrassonografia	68
Figura 45 - Realização do ensaio de ultrassonografia	68
Figura 46 - Malha de ensaio.....	70
Figura 47 - Ensaio de Profundidade de Carbonatação	74
Figura 48 - Abertura (Ensaio de Penetração de Cloretos)	74
Figura 49 - Projeto da proteção catódica	79
Figura 50 - Detalhe proteção catódica	79
Figura 51 - Linha de Influência do esforço cortante	80
Figura 52 - Linhas de influência momento fletor.....	80
Figura 53 - Área de Reparo.....	82
Figura 54 - Tratamento superficial das armaduras.....	83
Figura 55 - Ponte de Aderência.....	84
Figura 56 - Distribuição dos Anodos de Zinco.....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação de Risco NBR 9452:2019	9
Tabela 2 - Parâmetros para avaliação da qualidade do concreto	16
Tabela 3 - Probabilidade de corrosão em função da resistividade	27
Tabela 4 - Probabilidade de corrosão em função da diferença de potencial elétrico	31
Tabela 5 - Teor máximo de íons cloretos para proteção das armaduras	44
Tabela 6 - Propriedades dos anodos	51
Tabela 7 - Raio de Influência.....	52
Tabela 8 - Ultrassom Reservatório.....	61
Tabela 9 - Ultrassom Pontilhão	61
Tabela 10 - Resultados malha 1.....	69
Tabela 11 - Resultados malha 2.....	69
Tabela 12 - Resultados malha 3.....	69
Tabela 13 - Resultados malha 4.....	69
Tabela 14 - Resultados malha 5.....	69
Tabela 15 - Resultados malha 6.....	69
Tabela 16 - Esclerometria malha 1.....	70
Tabela 17 - Esclerometria malha 2.....	71
Tabela 18 - Esclerometria malha 3.....	72
Tabela 19 - Esclerometria malha 4.....	72
Tabela 20 - Esclerometria malha 5.....	73
Tabela 21 - Esclerometria malha 6.....	73
Tabela 22 - Probabilidade de corrosão em função da resistividade elétrica	76
Tabela 23 - Propriedades dos Anodos	77
Tabela 24 - Raio de Influência.....	78

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	4
1.1.OBJETIVO GERAL	4
1.1.1. ESPECÍFICOS	5
1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1.PONTILHÕES DE CONCRETO ARMADO	7
2.2.INSPEÇÃO DE OAEs ABNT NBR 9452:2019	7
2.2.1. Tipos de inspeção	8
2.2.2. Critérios de Classificação da OAEs	10
2.3.PACOMETRIA	10
2.4.ULTRASSOM PARA CONCRETO	12
2.4.1. Aplicações	16
2.5.ESCLEROMETRIA	17
2.6.PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	20
2.7.PENETRAÇÃO DE CLORETOS	24
2.8.RESISTIVIDADE	26
2.9.POTENCIAL DE CORROSÃO	30
2.10. TOMOGRAFIA EM CONCRETO ARMADO (TCA)	32
2.11. FISSURAÇÃO	33
2.11.1. Assentamento plástico	34
2.11.2. Dessecação superficial	35
2.11.3. Movimentação das formas	36
2.11.4. Retração por secagem	38
2.11.5. Movimentação térmica	38
2.12. PATOLOGIA DE FUNDAÇÕES	39

2.12.1.	Movimentação das fundações	40
2.13.	GRAU DE RISCO.....	42
2.14.	AGRESIVIDADE AMBIENTAL	43
2.15.	INIBIDORES DE CORROSÃO E IMPERMEABILIZANTES.....	45
2.15.1.	Aplicação	45
2.15.2.	Preparação da superfície	47
2.16.	PROTEÇÃO CATÓDICA.....	47
2.16.1.	Dimensionamento para o sistema de proteção galvânica.....	49
3.	METODOLOGIA	53
3.1.	ANAMNESE.....	54
3.2.	INSPEÇÃO VISUAL.....	54
3.3.	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	56
3.4.	ENSAIOS TÉCNICOS.....	62
3.4.1.	Pacomtria	63
3.4.2.	Ultrassonografia	63
3.4.3.	Esclerometria	63
3.4.4.	Profundidade de carbonatação	65
3.4.5.	Presença e Concentração de Cloretos.....	65
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	66
4.1.	PACOMETRIA	66
4.2.	ULTRASSONOGRRAFIA.....	67
4.3.	ESCLEROMETRIA	70
4.4.	PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	74
4.5.	PRESENÇA DE CLORETOS.....	74
4.6.	PROTEÇÃO CATÓDICA	75
4.7.	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	80
4.8.	DIAGNÓSTICO, CLASSE DE RISCO	81

4.9. TERAPIA RECOMENDADA À LUZ DA NBR 9452:2019	81
4.9.1. Técnica Convencional	82
4.9.2. Proteção Catódica	84
5. CONCLUSÃO	86
REFERÊNCIAS	88

1. INTRODUÇÃO

Sabe-se hoje que as estruturas de concreto armado, entre outras, não possuem durabilidade infinita como outrora se chegou a imaginar. Elas devem possuir uma vida útil de pleno desempenho no ELU (Estado Limite Último), ELS (Estado Limite de Serviço) e na Durabilidade com o mínimo de manutenção. É a filosofia normativa da NBR 9452:2019 que regulamenta as atividades sobre inspeção em Obras de Artes Especiais (OAEs). Portanto, a realidade é que com o passar dos anos as estruturas são solicitadas nas suas propriedades mecânicas, físicas, químicas e eletroquímicas diante do desempenho requerido no microclima em que se encontra muita das vezes agressivos.

Via de regra, as inspeções em OAEs no Brasil só ocorrem quando a deterioração da estrutura é capaz de causar algum tipo de desconforto aos usuários. E nessas situações a inspeção tem o objetivo de identificar as patologias existentes, emitir o diagnóstico e recomendar técnicas de reparo da estrutura. Neste cenário, a NBR 9452:2019 surgiu como uma forma de estabelecer uma cultura de inspeções periódicas nas estruturas e ao mesmo tempo padroniza-las, além de classifica-las entre inspeções extraordinárias, rotineiras, especiais e excepcionais.

A NBR 9452:2019 apresenta uma série de recomendações e estabelece uma padronização para elaboração das inspeções em OAEs. Essa metodologia apresentada na norma, permite avaliar a condição dessas estruturas em três parâmetros principais, desempenho estrutural, durabilidade e funcionamento. A justificativa para realização do trabalho é exatamente avaliar a metodologia proposta pela NBR 9452:2019 em um estudo de caso e assim poder levantar questionamentos acerca da sua funcionalidade e propor alternativas que deem maior consistência às inspeções.

1.1. OBJETIVO GERAL

Aplicação da nova ABNT NBR 9452:2019, que trata das inspeções em Obras de Artes Especiais (OAEs), em um estudo de caso.

1.1.1. ESPECÍFICOS

- a) Elaborar um modelo referencial de inspeção de pontilhões urbanos;
- b) Fundamentar tecnicamente uma eventual legislação específica futura;
- c) Criar uma cultura preventiva de manutenção de pontilhões, incorporando novas técnicas na indústria local da construção civil como a proteção catódica e os inibidores de corrosão.

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é apresentado em 5 capítulos. O primeiro capítulo trata da justificativa para realização do estudo, a sua relevância e contribuição para os profissionais de engenharia civil. Além disso, são apresentados os objetivos principais e secundários.

No segundo capítulo é apresentada toda a bibliografia composta, principalmente, por artigos, dissertações, teses e normas técnicas nacionais e estrangeiras, utilizada para fundamentar a importância das realizações das inspeções em Obras de Artes Especiais (OAEs), dos ensaios técnicos e das novas tecnologias desenvolvidas para prevenção e proteção dessas estruturas.

O capítulo 3 traz toda a metodologia utilizada durante a realização dos ensaios técnicos executados, das variáveis e valores adotados no dimensionamento das técnicas de proteção e prevenção da estrutura. Os equipamentos e os materiais utilizados.

Os resultados são apresentados no capítulo 4. Esses resultados são apresentados em detrimento do tratamento dos dados obtidos a partir dos ensaios realizados, onde foi possível obter parâmetros sobre a qualidade do concreto, degradação das armaduras de aço e intensidade da agressividade ambiental, sendo esses parâmetros, fundamentais na avaliação da condição de desempenho da estrutura em estudo. E por fim, os projetos finais e definitivos para proteção e prevenção da estrutura, com especificação, dimensionamento e definição dos materiais utilizados.

No quinto e último capítulo, é apresentada a conclusão do trabalho. Onde avaliaremos a eficácia das recomendações propostas pela ABNT NBR 9452:2019, que trata das inspeções em OAEs, principalmente, se contribuem efetivamente para

a elaboração de inspeções que permitam fazer um diagnóstico preciso, que garantam condição de segurança aos usuários e minimizem os custos com as manutenções e/ou outras intervenções futuras. Além de verificar a sua compatibilidade com ensaios técnicos propostos e os métodos de proteção e prevenção que serão utilizados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. PONTILHÕES DE CONCRETO ARMADO

O pontilhão é um tipo de estruturas que tem a finalidade principal de superar algum obstáculo presente numa determinada rodovia, muito comum para canais de drenagem pluvial. A estrutura do pontilhão se assemelha bastante com a estrutura de uma ponte, geralmente são estruturas bi apoiadas, e de acordo com o (DNIT, 2016) podem possuir vãos livres de até seis metros.

Essas estruturas são normalmente em concreto armado, mas podem apresentar outros tipos de sistema construtivo, como estruturas metálicas, por exemplo. O modelo de dimensionamento estrutural é o mesmo utilizado para cálculo de pontes, onde devem ser verificadas as linhas de influência, identificar os locais mais desfavoráveis para aplicação dos carregamentos, definir o trem tipo, peso próprio da estrutura, peso específico do pavimento, analisar as flechas, vibrações e verificar as combinações de carregamento para o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS). Assim como recomenda a NBR 7187:2003.

Segundo a ABNT NBR 9452:2019 os pontilhões são considerados um tipo de Obras de Artes Especiais (OAEs), assim como as pontes, viadutos e passarelas. Podem ser compostas de elementos pré-fabricados ou executados *in loco*. São estruturas bastante comuns, principalmente em grandes cidades

2.2. INSPEÇÃO DE OAEs ABNT NBR 9452:2019

No Brasil, a norma que regulamenta as inspeções de pontes e OAEs é a NBR 9452:2019. Esta norma surgiu pela necessidade de padronizar as atividades realizadas pelos inspetores, e determinar um conjunto de elementos que devem, obrigatoriamente, ser verificados durante uma inspeção.

De acordo como a norma é possível classificar os elementos estruturais em três categorias diferentes, elementos principais, secundários e complementares. Os elementos principais são aqueles cujo dano pode causar o colapso total ou parcial da estrutura, secundários são aqueles cujo dano pode causar ruptura localizada em apenas parte de um vão, já os complementares, são aqueles que cujo dano não causa nenhum comprometimento estrutural, apenas funcional e de durabilidade.

2.2.1. Tipos de inspeção

Ainda segundo a NBR 9452:2019 as inspeções podem ser classificadas em inspeção cadastral, rotineira, especial e extraordinária.

A inspeção cadastral deverá ser a primeira a ser realizada na obra e imediatamente à sua conclusão. Além disso, deve ser realizada também quando houver alterações na configuração da obra. Deverá conter registros fotográficos, desenhos esquemáticos da planta do tabuleiro, das seções transversais e longitudinais e a classificação da OAEs.

As inspeções rotineiras são aquelas de acompanhamento periódico, não superior a um ano. Podem ser realizadas visualmente, com ou sem o emprego de equipamentos ou recursos especiais para análise ou acesso. Deve ser verificada a evolução das anomalias identificadas em inspeções anteriores, bem como novas ocorrências.

A periodicidade das inspeções especiais é de cinco anos, podendo ser postergada para até oito anos, desde que a obra tenha uma nota de classificação entre 4 e 5, com intervenções no longo prazo, além disso, a obra deve ter acesso facilitado, onde seja possível observar todos os seus elementos constituintes em inspeções rotineiras. Deve ser realizado um mapeamento gráfico, quantitativos das anomalias de todos os elementos aparentes e/ou acessíveis, com intuito de subsidiar a formulação do diagnóstico e prognóstico da estrutura. Pode ser necessário a utilização de equipamentos especiais para acesso a todos os componentes da estrutura. As inspeções especiais poderão ser antecipadas quando em inspeções anteriores indicarem intervenções no curto prazo (classificação 1 e 2) ou quando realizadas adequações de grande porte na estrutura.

Sempre que ocorrer algum tipo de ação na estrutura que possa de alguma forma comprometer o seu desempenho estrutural, será necessária a realização de uma inspeção extraordinária. Ainda de acordo com a NBR 9452:2019 poderão ser realizadas também, quando houver a necessidade de avaliar com mais critério um elemento ou parte da OAEs, quando da ocorrência de impactos de veículos, trem ou embarcação na obra e quando da ocorrência de eventos da natureza, como inundação, vendaval, sismos e outros. As inspeções devem apresentar um relatório específico, com descrição da obra e das anomalias, incluindo mapeamento, documentação fotográfica e terapia recomendada.

Tabela 1 - Classificação de Risco NBR 9452:2019

Nota de Classificação	Condição	Caracterização Estrutural	Caracterização Funcional	Caracterização de durabilidade
5	Excelente	A estrutura apresenta-se em condições satisfatórias apresentando defeitos irrelevantes e isolados [...]	A OAE apresenta segurança e conforto aos usuários [...]	A OAE apresenta-se em perfeitas condições, devendo ser prevista manutenção de rotina [...]
4	Boa	A estrutura apresenta danos pequenos e em áreas, sem comprometer a segurança estrutural [...]	A OAE apresenta pequenos danos que não chega a causar desconforto ou insegurança ao usuário [...]	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que comprometem a sua vida útil [...]
3	Regular	Há danos que podem vir a gerar alguma deficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra. [...]	A OAE apresenta desconforto ao usuário, com defeitos que requerem ações de médio prazo [...]	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que comprometem a sua vida [...]
2	Ruim	Há danos que comprometem a segurança estrutural da OAE. Sem risco iminente. Sua evolução pode levar ao colapso estrutural [...]	OAE com funcionalidade visualmente comprometida com riscos de segurança ao usuário [...]	A OAE apresenta anomalias moderadas a abundante que comprometem a sua vida útil [...]
1	Crítica	Há danos que geram grave insuficiência estrutural na OAE. Há elementos estruturais em estado crítico [...]	A OAE não apresenta condições funcionais de utilização [...]	A OAE encontra-se em elevado grau de deterioração [...]

Fonte: ABNT NBR: 9452 (2019)

2.2.2. Critérios de Classificação da OAEs

Segundo a NBR 9452:2019 existem três parâmetros fundamentais na avaliação de classificação das OAEs que são, os parâmetros estruturais, de durabilidade e funcionalidade da estrutura.

Os parâmetros estruturais são aqueles relacionados de acordo com a estrutura da OAEs, ou seja, referente a sua estabilidade e capacidade portante, sob critérios dos seus estados limites últimos de utilização, segundo a NBR 6118:2014.

Os parâmetros funcionais entendem-se aqueles aspectos da OAEs relacionados diretamente aos fins a que ela se destina, como visibilidade, gabaritos verticais e horizontais. Deve proporcionar também conforto e segurança aos seus usuários.

Designam-se os parâmetros de durabilidade aquelas características das OAEs diretamente associada à sua vida útil, ou seja, com o tempo estimado que a estrutura deverá cumprir suas funções em serviço.

2.3. PACOMETRIA

A pacometria é um ensaio plenamente não destrutivo pois não resulta em nenhum tipo de dano a estrutura dos elementos ensaiados. Tem como principal objetivo identificar o posicionamento das barras de aço presentes nos elementos estruturais de concreto armado. Para alguns tipos de equipamentos é possível identificar a seção transversal das barras de aço e o seu cobrimento. O equipamento utilizado no ensaio é popularmente conhecido como Pacômetro. Possui facilidade de execução em campo e é um equipamento simples de ser utilizado.

O seu princípio de funcionamento se dá por meio da utilização de campos eletromagnéticos que em contato com as barras de aço, surgem distorções nas linhas de força deste campo, causando perturbação e produzindo, conseqüentemente uma mudança local da intensidade desse campo. A proximidade das barras de aço bem como a sua orientação, afetam o campo eletromagnético do aparelho produzindo perturbações diferentes, que permitem a localização e orientação das barras de aço, assim como o cobrimento do concreto.

O ensaio tem grande relevância para investigações em estruturas de concreto armado, uma vez que informações importantes podem ser obtidas. Dentre as suas principais aplicações, destacam-se:

- i. Controle de qualidade após a concretagem de elementos estruturais, para verificar e garantir que o espaçamento, posição e dimensão das armaduras foi executada conforme o projeto, além de verificar o cobrimento;
- ii. Identificação das barras de aço para auxiliar outros ensaios como ultrassonografia, esclerometria, extração de testemunhos, potencial de corrosão e entre outros;
- iii. Localização de objetos ferromagnéticos presentes no concreto como as tubulações hidrossanitárias, vigas de aço e eletrodutos de iluminação.

Durante a execução do ensaio é recomendado que se tenham alguns cuidados para evitar leituras distorcidas e não representativas. A norma Britânica BS 1881:1988 estabelece os principais fatores que podem influenciar o ensaio que são:

- a) Composição do aço: a variação da composição do aço não afeta significativamente as leituras obtidas pelo aparelho, entretanto nos casos de aços especiais de protensão de alta resistência, deve se adotar calibrações específicas;
- b) Forma de orientação das barras de aço: para medições precisas e representativas as barras devem ser retas e paralelas a superfície do concreto;
- c) Densidade de armaduras: a alta densidade de armaduras influencia significativamente as leituras do aparelho. Barras paralelas e com espaçamentos muito pequenos dificultam a leitura e caso estejam dentro da mesma área de detecção do aparelho, não poderão ser lidas individualmente;
- d) Agregados do concreto: agregados que possuam propriedades magnéticas podem causar imprecisões nas leituras do aparelho. As medições devem ser tratadas com cautela. A expertise do operador é fator determinante para identificar esse tipo de situação;

- e) Propriedades do cimento: as variações nas propriedades magnéticas do cimento podem interferir as leituras do aparelho;
- f) Acabamento da superfície: superfícies ásperas, onduladas ou com agregados expostos devem ser evitadas uma vez que podem tornar as leituras imprecisas;
- g) Temperatura: existem aparelhos que são bastantes sensíveis a variação de temperaturas. Nestes casos, a recomendação do fabricante deve ser observada;
- h) Objetos metálicos: durante a operação do ensaio deve-se evitar a utilização de objetos metálicos como relógios, uma vez que estes objetos podem causar perturbações no campo magnético do aparelho.

2.4. ULTRASSOM PARA CONCRETO

O método da velocidade de pulso ultrassônico é um método plenamente não destrutivo, pois a técnica utiliza ondas ultrassônicas que não resultam em danos ao elemento de concreto. Sendo que um mesmo elemento pode ser ensaiado várias vezes, o que permite o monitoramento constante do concreto.

O ensaio consiste em produzir pulsos ultrassônicos no concreto (Transdutor emissor) e um meio de detectar a chegada do pulso (Transdutor receptor) e com determinada precisão medir o tempo gasto do percurso. Normalmente, tempos de pulso de até 6500 μ s podem ser medidos com resolução de 0,1 μ s. O tempo de deslocamento medido é exibido com destaque.

Transdutores com frequências de 25 a 100 kHz são geralmente usados para ensaios com concreto. Transdutores com frequências ressonantes diferentes estão disponíveis para outras aplicações especiais: Os transdutores de alta frequência, aqueles acima de 100 kHz, são usados para amostras de tamanho pequeno, comprimentos de caminho relativamente curtos ou concreto de alta resistência, considerando que transdutores de baixa frequência, aqueles abaixo de 25 kHz, são usados para amostras maiores e concreto com agregados de tamanho maior.

O ensaio é realizado da seguinte maneira: o transdutor emite uma onda no concreto, que percorre uma certa distância (L) até chegar no receptor. No visor do aparelho, esse tempo é apresentado. Uma vez conhecida a distância entre os

transdutores e o tempo, a velocidade poderá ser calculada de acordo com a expressão abaixo:

$$V = \frac{L}{\Delta T} \quad (1)$$

Onde:

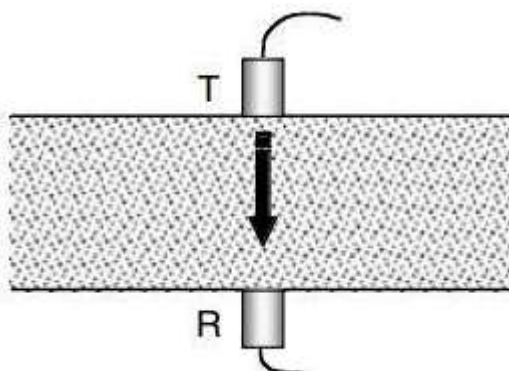
L = distância entre os transdutores;

ΔT = tempo de percurso da onda;

V = velocidade de propagação da onda.

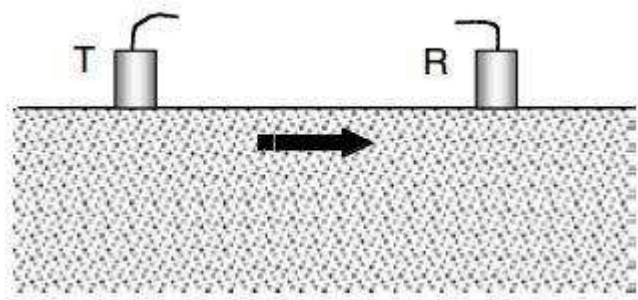
É recomendado que a superfície de realização dos ensaios não apresente irregularidades, pois deve-se evitar bolsas de ar entre os transdutores e a superfície do concreto. O gel condutor é um excelente acoplante e é bastante utilizado nos ensaios. Concretos comuns apresentam normalmente velocidades entre 3700 m/s e 4200 m/s. portanto para comprimento de até 30cm o tempo de recepção da onda deve variar entre 75 e 85 μs . O ensaio pode ser realizado obedecendo três configurações diferentes para a o posicionamento dos transdutores. A onda pode ser emitida e recebida de forma direta (Figura 1), indireta (Figura 2) e semidireta (Figura 3).

Figura 1 - Propagação direta



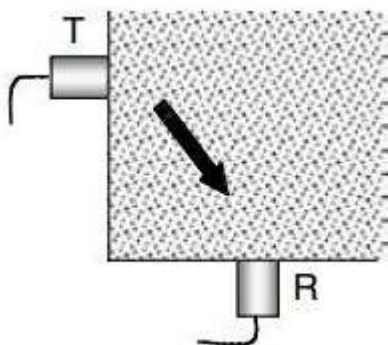
Fonte: MALHOTRA e CARIN (1991)

Figura 2 - Propagação indireta



Fonte: MALHOTRA e CARIN (2003)

Figura 3 - Propagação semidireta



Fonte: MALHOTRA e CARIN (2003)

De acordo com as condições do local do ensaio essas configurações podem ser adotadas. Em pilares de extremidades por exemplo, onde não se tem o acesso facilitado de todas faces do pilar, o ensaio pode ser realizado utilizando a técnica da propagação indireta, quando se tem acesso a apenas uma das faces ou semidireta, quando se tem o acesso a pelo menos duas faces. O método de propagação direta é o mais recomendável e que apresenta os resultados mais satisfatórios, já que a onda se propaga no interior do concreto e desta forma se tem uma representação mais verdadeira do estado do concreto. O método indireto necessita de alguns cuidados, pois a propagação se dá na camada da superfície do concreto, e esta via de regra, apresenta concentração maior de cimento, podendo então representar valores diferentes dos encontrados na propagação direta. Além disso a amplitude do sinal recebido é menor do que na propagação direta.

Durante a realização dos ensaios e na fase de análise dos dados obtidos é prudente identificar possíveis fatores que possam alterar os resultados dos ensaios. Dentre esses fatores os mais importantes são:

- a) Dimensões dos agregados: a dimensão do agregado influencia diretamente na velocidade da onda ultrassônica, sabe-se que quanto maior o diâmetro do agregado, maiores serão as velocidades encontradas. Entretanto, a variação da dimensão do agregado não tem grandes relações com a variação da resistência do concreto. Desta forma, para duas amostras de concreto com a mesma resistência e agregados de dimensões diferentes, seriam obtidas velocidades diferentes para onda ultrassônica;
- b) Contato do transdutor: o mau contato do transdutor com a superfície do concreto, diminui a amplitude de recepção das ondas, e pode gerar bolsas de ar entre o transdutor e a superfície do concreto, que acarreta velocidades menores;
- c) Temperatura do concreto: estudos comprovam que temperaturas fora do intervalo de 5°C e 30°C influenciam na velocidade da onda, e necessitam ser ajustados os valores;
- d) Umidade e condições de cura do concreto: as velocidades em concretos saturados são maiores do que o concreto em condições normais de umidade. Essa variação é menor quando se trata de concretos de alta resistência, pois estes possuem uma porosidade menor que os convencionais;
- e) Comprimento do caminho: comprimentos pequenos podem apresentar velocidades elevadas por conta da presença dos agregados, desta forma é recomendado dimensões mínimas de comprimento de acordo com as dimensões máximas dos agregados. Para agregados com diâmetro de até 30 mm recomenda-se comprimento mínimo de 100mm, já para agregados com diâmetro de até 45mm recomenda-se comprimento mínimo de 150mm;

- f) Densidade de armaduras: locais que apresentam alta densidade de armaduras, devem ser evitados. Pois as ondas ultrassônicas podem se propagar por meio dessas barras de aço e apresentar velocidades de percurso muito elevadas e diferente da realidade dos concretos.

2.4.1. Aplicações

De acordo com a Norma Britânica BS 1881-201:1986 o ensaio pode ser aplicado em estruturas de concreto, principalmente em estruturas novas para obtenção de informações importantes como avaliação da homogeneidade, determinação de fissuras, monitoramento da evolução da resistência e estimativa da resistência a compressão, desde que sejam utilizadas curvas de correlações apropriadas. Ainda segundo Naik e Malhotra (1991) outras informações podem ser obtidas também como:

- a) módulo de elasticidade dinâmico;
- b) coeficiente de poisson;
- c) estudos relativos à hidratação do concreto;
- d) Inspeção de elementos armados submetidos à flexão.

A tabela 2 apresenta parâmetros para avaliação da qualidade do concreto que foram estabelecidos por Whitehurst (1951 apud QASRAWI, 2000) em função da velocidade do pulso ultrassônico.

Tabela 2 - Parâmetros para avaliação da qualidade do concreto

	Qualidade do Concreto				
Velocidade	Excelente	Bom	Regular	Ruim	Péssimo
m.s ⁻¹	>4500	3500 - 4500	3500 - 3000	3000 - 2500	2500 - 2000

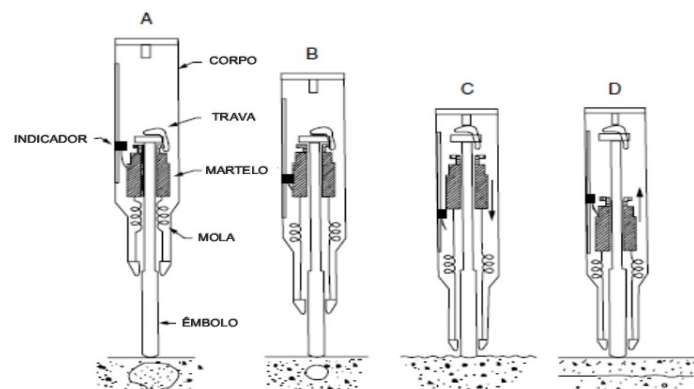
Fonte: WHITEHURST, 1951 apud QASRAWI, 2000).

2.5. ESCLEROMETRIA

O método do ensaio foi desenvolvido por Ernst Schmidt em 1948. O método é denominado como martelo de reflexão. O martelo de Schmit é principalmente um medidor de dureza superficial, embora existam estudos que comprovem a sua correlação com a resistência a compressão do concreto. Os principais elementos que compõem o martelo esclerométrico são o corpo externo, o êmbolo, o martelo e a mola principal.

O ensaio inicia-se pressionando o êmbolo contra a superfície de concreto, fazendo com que a mola se alongue até que a trava seja liberada automaticamente e a energia armazenada na mola, faça com que a massa do martelo se choque com a ponta do êmbolo. Após o choque o indicador mostra a distância de reflexão. Essa distância é medida através de uma escala arbitrária de 0 a 100. O ensaio pode ser executado verticalmente, horizontalmente, para cima, para baixo e em qualquer ângulo intermediário desde que esses valores sejam corrigidos devido ao efeito da gravidade. Quanto maior for o valor indicado na leitura do martelo esclerômetro, maior é a dureza superficial do concreto. Assim como pode ser observado na Figura 4.

Figura 4 - Martelo Esclerométrico

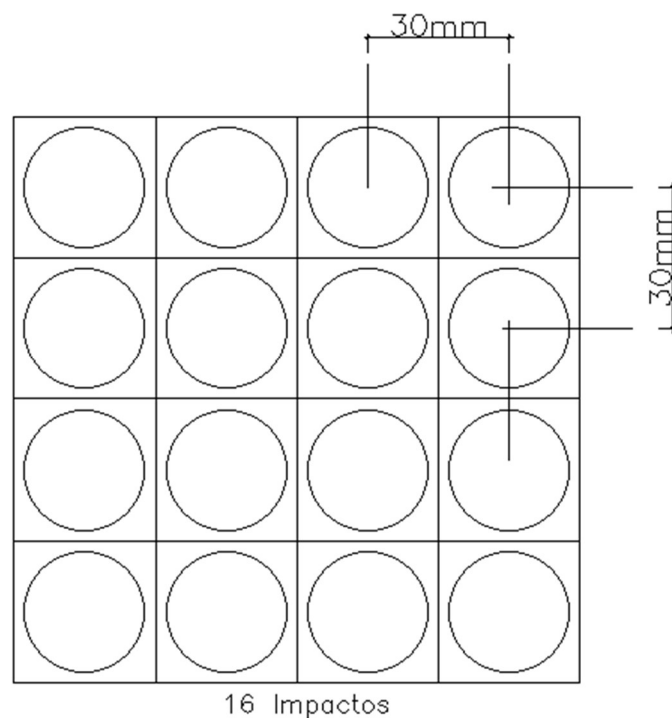


Fonte: MALHOTRA e CARIN (2003)

Este ensaio é utilizado principalmente para verificação da homogeneidade do concreto, logo quanto menor a variação nas leituras encontradas mais homogêneo é o concreto. Valores consideravelmente baixos indicam concretos não tão homogêneos, podendo existir vazios por falha na execução na etapa de concretagem por exemplo.

No Brasil este ensaio é regido pela ABNT NBR 7584:2012 que determina os procedimentos para realização e apresentação dos resultados. De acordo com a norma para cada área de ensaio devem ser executados 16 (dezesesseis) impactos e estes devem estar espaçados no mínimo de 3 (três) centímetros. Recomenda-se ainda que seja desenhada uma malha no elemento estrutural para auxiliar a realização do ensaio como apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Pontos de ensaio



Fonte: ABNT NBR 7584:2016

Após os impactos efetuados as leituras obtidas referentes aos índices esclerométricos são registradas, faz-se a média aritmética dessas leituras e desconsidera-se entre os 16 (dezesesseis) valores, aqueles que distanciar-se mais que 10% da média. A nova média deve ser determinada por no mínimo 5 (cinco) valores individuais. E de acordo com a ABNT NBR 7584:2012 o índice esclerométrico final deverá ser obtido pela seguinte fórmula:

$$I_{e\alpha} = K \times I_e \quad (2)$$

I_{eα}: Índice Esclerométrico médio efetivo;

I_e : Índice esclerométrico médio;

K : Coeficiente de correção do índice esclerométrico

Durante a realização do ensaio alguns cuidados devem ser tomados, pois existem fatores que influenciam diretamente no resultado do mesmo. Esses fatores estão descritos abaixo.

- a) Suavidade da superfície: Quando o ensaio é realizado em superfície texturizada e áspera, o impacto da ponta do êmbolo na superfície causa esmagamento excessivo e um número de rebote reduzido é medido. Recomenda-se retificar a superfície de realização do ensaio, eliminando saliências existentes para aumentar o grau de confiabilidade do ensaio;
- b) Dimensões do elemento: segundo a NBR 7584:2012 deve-se evitar seções que possuem dimensões menores que 100 mm na direção do impacto. Pois seções esbeltas podem ocasionar o surgimento de fenômenos como vibração, ressonância e dissipação de energia que interferem significativamente nos resultados dos ensaios;
- c) Idade do elemento: é conhecido que os maiores ganhos de resistência do concreto são nos 7 (sete) dias iniciais. Os maiores valores de dureza superficial também acontecem nas primeiras idades, sendo que após os sete primeiros dias, o ganho de resistência do elemento é muito baixo. Desta forma, deve-se evitar a utilização do martelo esclerométrico em idades recentes e com resistências inferiores a 7 MPa, pois as leituras do equipamento são baixas, sem precisão e o impacto pode danificar a estrutura do elemento ensaiado;
- d) Umidade do concreto: concretos saturados apresentam leituras inferiores a concretos não saturados. Essa diferença pode chegar a 5 (cinco) pontos mais baixos do que concretos ensaiados a seco;
- e) Tipo de agregado: É geralmente aceito que o índice esclerométrico é afetado pelo tipo de agregado usado. Para forças de compressão iguais, concretos feitos com agregado grosso de calcário triturado mostram números de rebote

aproximadamente 7 pontos mais baixos que os dos concretos feitos com cascalho grosso agregado, representando aproximadamente 7 MPa de diferença na resistência à compressão. Embora o tipo de agregado grosso utilizado seja o mesmo, se for obtido de fontes diferentes, seriam necessárias curvas de correlação diferentes;

- f) Tipo de cimento: O tipo de concreto afeta significativamente as leituras do número de rebote. Além disso, o concreto de cimento super-sulfatado pode apresentar uma resistência 50% menor do que a obtida nas curvas de correlação de concreto de cimento portland comuns;
- g) Carbonatação da superfície de concreto: A carbonatação da superfície do concreto afeta significativamente os resultados dos testes do martelo esclerométrico de reflexão. Sendo os efeitos da carbonatação mais severos nos concretos mais antigos, quando a camada carbonatada pode ter grande espessura e, em casos extremos, até 20 mm de espessura. Nesses casos, os números de recuperação podem subir 50% maior do que os obtidos em uma superfície de concreto não carbonatado. Fatores de correção adequados devem ser estabelecido nesses casos, caso contrário, resultará em superestimação da resistência do concreto.

2.6. PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

O objetivo do ensaio é a determinação, in situ, da profundidade da camada superficial do concreto afetada pela carbonatação para avaliação e estudos de durabilidade de estruturas em concreto armado em relação a deterioração das armaduras pela ação da corrosão.

A carbonatação acontece pela combinação de três fatores principais que são eles: umidade, dióxido de carbono e oxigênio. O dióxido de carbono penetra nos poros do concreto e reage com os álcalis presentes no cimento, principalmente o Hidróxido de Cálcio Ca(OH)_2 . Esta reação (carbonatação) diminui a acidez do concreto, podendo levar a valores abaixo de 9 (nove) na escala. A redução da alcalinidade da pasta de cimento do concreto, compromete a proteção das armaduras de aço, tornando-as vulneráveis aos ataques de agentes agressivos do ambiente.

O ensaio de profundidade de carbonatação pode ser executado em laboratório ou em campo. No Brasil ainda não existe uma norma específica que regule o ensaio. Desta forma, as recomendações para o ensaio seguirão a metodologia de ensaio estabelecida pela União Internacional de Laboratórios e Especialistas em Materiais, Sistemas e Estruturas de Construção (RILEM CPC 18). Os ensaios executados em laboratórios visam estabelecer parâmetros para avaliação da taxa de carbonatação em amostras de concreto de diferentes composições, e sob condições pré-estabelecidas. Já os ensaios executados em campo, nas estruturas de concreto armado inspecionadas, têm a finalidade de obter informações sobre o estado atual do concreto referente à sua exposição ao gás carbônico. De maneira que se possa verificar se a camada carbonatada do concreto já atingiu as armaduras de aço, o que pode provocar efeitos danosos à estrutura como a despassivação e vulnerabilidade à corrosão das armaduras.

O ensaio em campo é de simples execução e se dá inicialmente pela escolha dos pontos a serem ensaiados. Deve-se optar pelas regiões que apresentem as armaduras de aço mais próximas da superfície externa do concreto. Assim como os pontos localizados nos cantos dos pilares, vigas e lajes, além das regiões que apresentem descontinuidades na superfície do concreto, por apresentarem, geralmente, um concreto de pior qualidade. As barras poderão ser localizadas previamente com o auxílio de equipamentos localizadores de barras e medidores de cobertura como o Pacômetro.

Para realização de ensaios em campo faz-se necessário a retirada de amostras das peças de concreto a serem ensaiadas. Segundo a RILEM CPC 18, essas amostras podem ser extraídas com auxílio de trado ou com diâmetro mínimo de 50 mm. Se necessário uma verificação aproximada, apenas para verificar se a linha de carbonatação já atingiu o aço, a superfície pode ser removida com cinzel e o teste realizado na própria estrutura. Após a extração da amostra com auxílio do trado, o ensaio deverá ser realizado imediatamente. Ainda segundo a RILEM CPC 18, as amostras recém extraídas devem ser limpas para remover poeira e partículas soltas devido à extração. Em seguida deve-se pulverizar com a solução indicadora. A solução deve conter 1% (um por cento) de fenolftaleína em álcool etílico a 70% (setenta por cento). A Figura 6 apresenta o aspecto de uma amostra após a aplicação da solução indicadora.

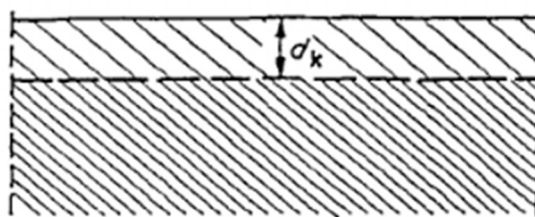
Figura 6 - Medição da camada carbonatada



Fonte: Gonçalves (2017)

Quando a frente de carbonatação se caracteriza por uma linha reta e paralela à superfície do concreto sem grandes variações da profundidade, a profundidade de carbonatação (d_k) é determinada por uma única medição, assim como mostrado na figura abaixo.

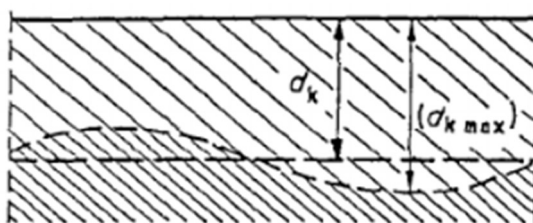
Figura 7 - Frente uniforme



Fonte: RILEM CPC 18 (1988)

Quando existe uma certa variação da profundidade da frente de carbonatação do concreto, uma média gráfica (d_k) e a profundidade máxima ($d_{k \max}$) devem ser registradas. Assim como pode ser observado na figura abaixo.

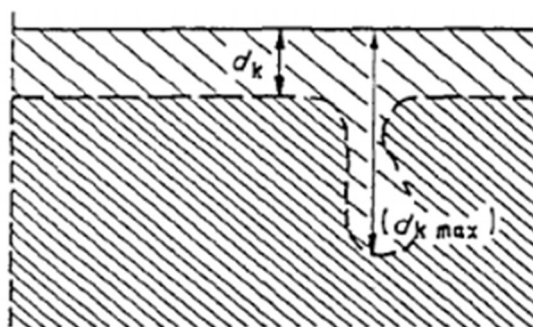
Figura 8 - Frente com variações



Fonte: RILEM CPC 18 (1988)

Nos casos onde a frente carbonatada se mantém paralela à superfície, mas apresenta variações bruscas isoladas, deve-se apresentar a profundidade média (d_k) bem como a profundidade máxima ($d_{k \max}$). Assim como apresentado na figura abaixo.

Figura 9 - Frente com variações isoladas



Fonte: RILEM CPC 18 (1988)

Se após a aplicação da solução na superfície nenhuma coloração puder ser observada, deve-se esperar a superfície secar e repetir o ensaio. Recomenda-se que as medições sejam efetuadas 24h (vinte e quatro horas) após a aplicação da solução, quando o limite entre o concreto gaseificado e o não carbonatado pode ser observado com mais clareza em relação as medições nas horas iniciais após a pulverização com a solução. A precisão adota nas medições é de 0,5 mm.

Este método indicador é muito útil para avaliação de estruturas de concreto armado, principalmente no aspecto da durabilidade dos materiais. A carbonatação é uma reação danosa as estruturas de concreto armado e por meio do método do ensaio é possível avaliar se as armaduras de aço já foram atingidas pela camada carbonatada, entretanto o método não permite definir precisamente qual(is) os gases ácidos que influenciaram na diminuição do pH do concreto. Uma vez que, além do dióxido de carbono esta redução pode ser provocada por gases como dióxido de

enxofre (SO₂), ácido clorídrico (HCl) entre outros. Além disso, a profundidade de carbonatação é proporcional a raiz quadrada do tempo (COUTO, 2017).

$$X = K\sqrt{T} \quad (3)$$

Onde:

X: profundidade de carbonatação (mm)

K: coeficiente de carbonatação (mm/√ano)

T: período de exposição (anos)

2.7. PENETRAÇÃO DE CLORETOS

Segundo França (2011) a despassivação das armaduras no concreto pode acontecer por dois motivos principais: o primeiro é pelo mecanismo da carbonatação, uma vez que a reação diminui a alcalinidade do concreto, reduz o pH e consequentemente torna as armaduras vulneráveis ao ataque de agentes agressivos. O segundo é devido ao ingresso de íons cloretos que mesmo com pH elevado, despassivam as armaduras, manifestando corrosões localizadas (pites de corrosão), que acarretam redução da seção transversal das barras de aço e comprometem o seu desempenho estrutural.

Existem vários métodos para identificar e quantificar a presença dos íons cloretos no concreto, tais como o Gravimétrico, Titulometria e a Potenciometria Direta. Esses ensaios requerem um aparato de equipamentos e condições específicas de ensaio. Em contrapartida, existe o método clorimétrico por meio do nitrato de prata (AgNO₃) que pode ser utilizado para medições de profundidade penetração de íons cloretos na matriz cimentícia do concreto, que se notabiliza por ser um método de fácil execução em campo.

Segundo Real (2015) o método consiste em aspergir uma solução de nitrato de prata na superfície do concreto, resultando em uma reação fotoquímica. Nos locais que apresentam concentrações de cloretos livres, ocorre uma reação de precipitado branco de cloreto de prata. Já nas regiões que não apresentem cloretos livres, há a formação de um precipitado marrom, denominado óxido de prata. A camada afetada pelo ingresso dos íons cloretos, normalmente se mostra irregular, como pode ser observado na Figura 10.

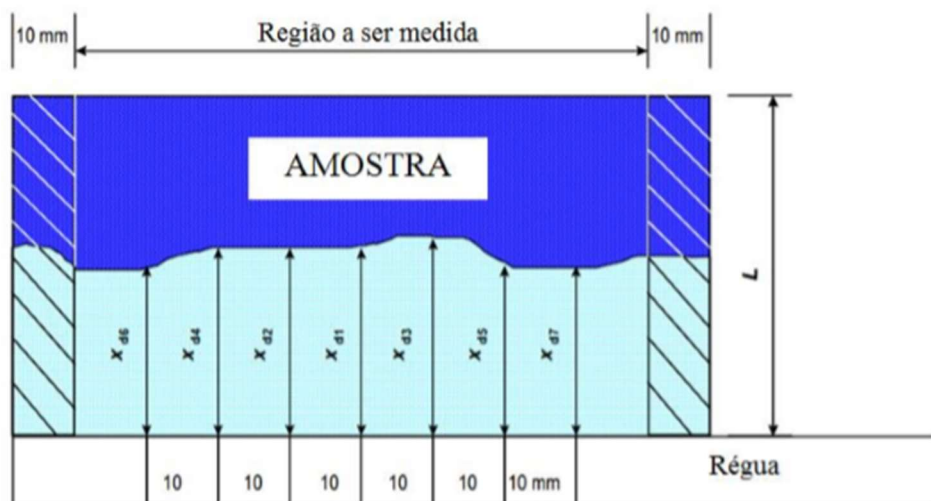
Figura 10 - Camada afetada pelos íons cloretos



Fonte: ALCONPAT (2015)

Devido a esta não uniformidade da espessura da camada afetada pelo ataque dos íons cloretos, a NT BUILD 492 (2000) recomenda que sejam efetuadas medições a cada 10 mm (Figura 11), sendo o resultado a média entre as medições. Locais que as medições sejam impossibilitadas devido a presença dos agregados graúdos, devem ser evitados.

Figura 11 - Tratamento das medições



Fonte: NT BUILD 492 (2000)

Existe uma série de cuidados que devem ser tomados antes da realização do ensaio de profundidade de penetração de cloretos por aspersão de nitrato de prata, uma vez que o ensaio pode ser comprometido ou influenciado pelos fatores que seguem abaixo:

- a) Tipo de cimento: os cloretos podem se combinar com os álcalis do cimento como C_3A e o C_4F . Se há baixos teores de aluminatos, provavelmente será baixa a capacidade de imobilizar íons cloretos;
- b) Carbonatação: locais que apresentam carbonatação, quando aplicado o nitrato de prata também formarão o precipitado branco. Desta forma, antes da realização do ensaio de profundidade de cloretos livres é imprescindível que se conheça os efeitos da carbonatação na estrutura;
- c) Teor de cloretos livres: Deve-se destacar que não existe um consenso sobre o teor de cloretos livres que causa a mudança de cor na solução de $AgNO_3$ 0,1N, uma vez que os estudos desenvolvidos pelos pesquisadores da área apresentam grande discrepância.

2.8. RESISTIVIDADE

De acordo com Santos (2006) A resistividade é uma importante propriedade do concreto que caracteriza a sua capacidade de resistir a passagem de corrente elétrica. Esta propriedade é fundamentalmente relacionada a permeabilidade de fluidos e a difusividade de íons através dos poros do material, e no caso do concreto, está intimamente relacionada a velocidade do processo de corrosão das armaduras.

[...], de acordo com Santos (2006 *apud* Monfore, 1968) a condução da corrente elétrica no concreto é de natureza essencialmente eletrolítica e ocorre por meio de íons presentes na água evaporável nas pastas de cimento (Ca^{++} , Na^+ , K^+ , OH^- e SO_4^-). Desta forma, a porosidade influencia diretamente na resistividade do concreto.

(HOPPE, 2005). “A resistividade elétrica do concreto depende principalmente da composição química da solução aquosa dos poros, da estrutura dos poros, da umidade e da temperatura do concreto, podendo o mesmo atuar como isolante, ou como semicondutor elétrico”.

O comitê Euro-Internacional do Concreto (CEB 192,1988), estabelece critérios para avaliação da probabilidade de corrosão das armaduras em função da resistividade do concreto. Esses critérios estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Probabilidade de corrosão em função da resistividade

Resistividade elétrica do concreto - kΩ.cm	
Millard, Gowers, Manual do TND com 2 eletrodos e Broomfield (apud SMITH et al., 2004)	Indicação de probabilidade de corrosão
< 5	Muito alta
5 a 10	alta
10 a 20	baixa
> 20	desprezível

Fonte: Hoppe (2005)

O princípio do ensaio baseia-se na aplicação de uma diferença de potencial entre dois eletrodos posicionados em faces opostas e plana do elemento de concreto, para verificação da corrente obtida. A resistência elétrica (ρ) do material é a relação entre a tensão (t) aplicada e a corrente obtida (i) (equação 1). Segundo Santos (2006) a resistividade do material é obtida multiplicando-se a resistência encontrada por uma constante de célula que depende das dimensões dos corpos de prova utilizados.

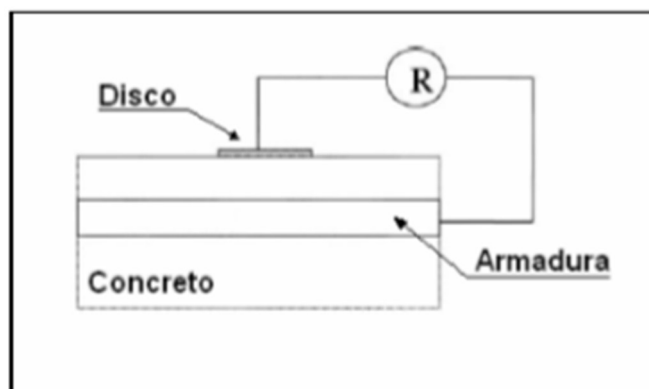
$$\rho = \frac{t}{i} \quad (4)$$

Existem três métodos principais para medição de resistividade elétrica de concreto. Esses métodos serão apresentados a seguir:

a) Método do disco

Neste método um disco é posicionado na superfície do concreto sobre a região das armaduras, que atuará como um eletrodo, a armadura funcionará como o segundo eletrodo. A medida efetuada refere-se à resistência elétrica do concreto entre o disco e a armadura Figura 12.

Figura 12 - Método do disco

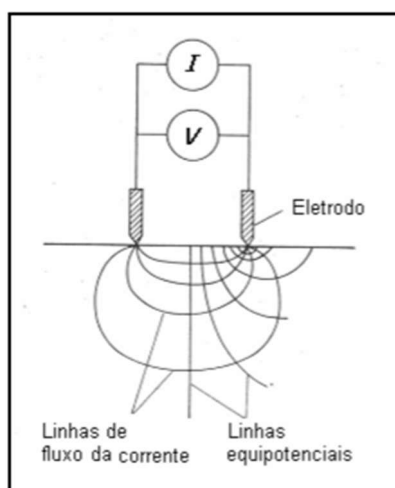


Fonte: (SANTOS, 2006 *apud* POLDER,2001)

b) Método dos dois eletrodos

“Uma alternativa de ensaio não destrutivo previsto para medida da resistividade em estruturas reais é o método de dois eletrodos. Este é um método simples que utiliza dois eletrodos colocados em contato com a superfície do concreto, por meio dos quais a corrente alternada é aplicada e diferença de potencial é medida”. (SANTOS, 2006). Assim como apresentado na Figura 13.

Figura 13 - Método dois eletrodos

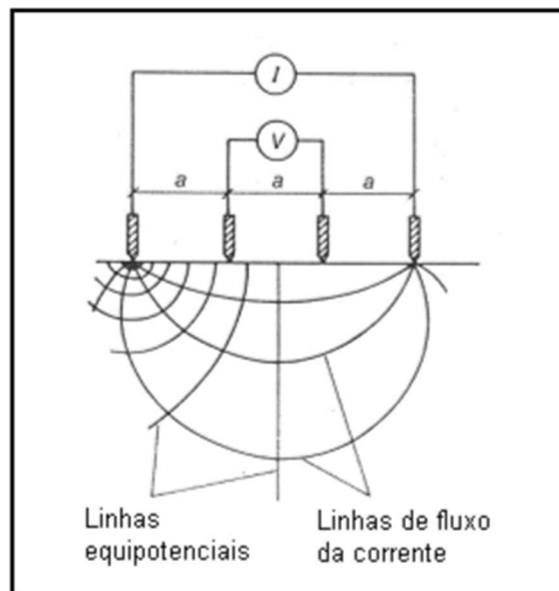


Fonte: (SANTOS, 2006 *apud* MILLARD, 1991)

c) Método de quatro eletrodos (método de Wenner)

“O método dos quatro eletrodos é uma técnica comumente utilizada para medição *in-loco* que também pode ser utilizada para ensaios em laboratório. Este método foi originalmente desenvolvido por Wenner para medir a resistividade de solos. A adaptação para seu uso em concreto foi objeto de muitos estudos, e em consequência disto, foram desenvolvidos equipamentos específicos que utilizam o mesmo princípio ugerido por Wenner para utilização em concreto”. (SANTOS, 2006). Assim como pode ser observado na Figura 14.

Figura 14 - Método quatro eletrodos



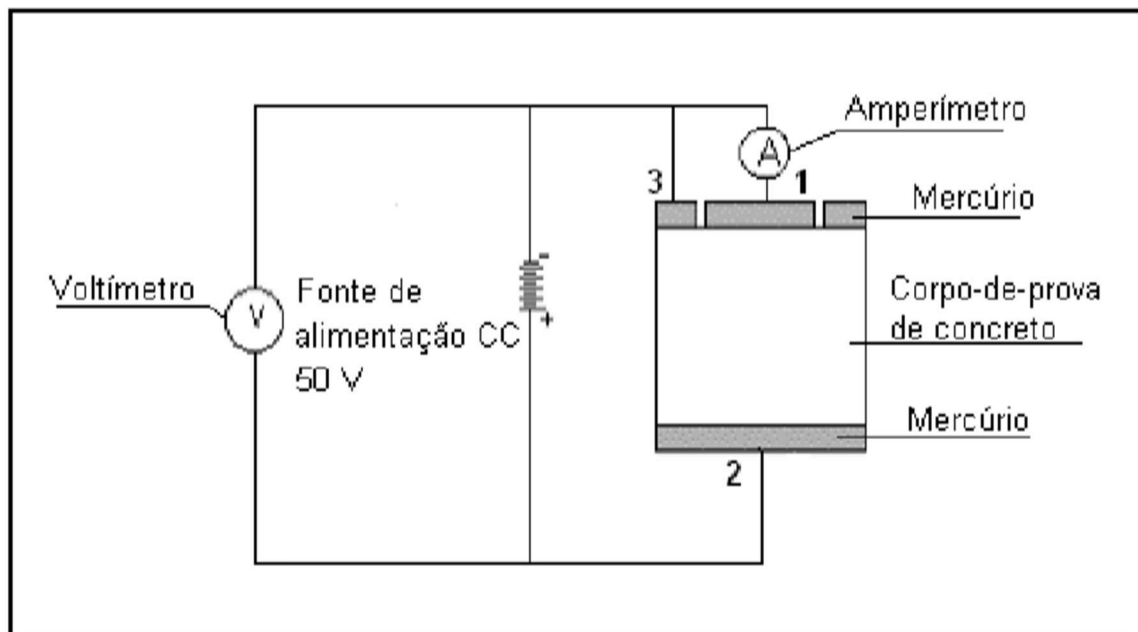
Fonte: (SANTOS, 2006 apud MILLARD, 1991)

d) Resistência elétrica volumétrica do concreto (ABNT NBR 9204:2012)

A ABNT NBR 9204:2012 estabelece o método para determinação da resistividade elétrica-volumétrica do concreto endurecido, através de corpos de prova ou testemunhos extraídos.

“Esse método é aplicado para medidas feitas em laboratório e são utilizadas amostras de concreto cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 150 mm de altura, moldados ou extraídos das estruturas. Utilizando-se uma fonte de corrente contínua, aplica-se uma tensão $50 \pm 0,5$ V entre dois eletrodos de mercúrio nas faces dos corpos de prova”. (SANTOS, 2006). Assim como pode ser observado na Figura 15.

Figura 15 - Método da resistividade volumétrica



Fonte: (SANTOS, 2006 apud ABREU, 1998)

A tensão é aplicada durante dez minutos, em seguida faz-se a leitura da corrente elétrica. A resistividade pode ser calculada de acordo com expressão abaixo.

$$\rho = \frac{V \cdot A}{I \cdot h} \quad (5)$$

Onde:

ρ : Resistividade elétrica volumétrica do concreto ($\Omega \cdot \text{cm}$);

V : Tensão aplicada no corpo de prova (mV);

A : Área do eletrodo principal (cm^2);

I : Corrente elétrica (mA);

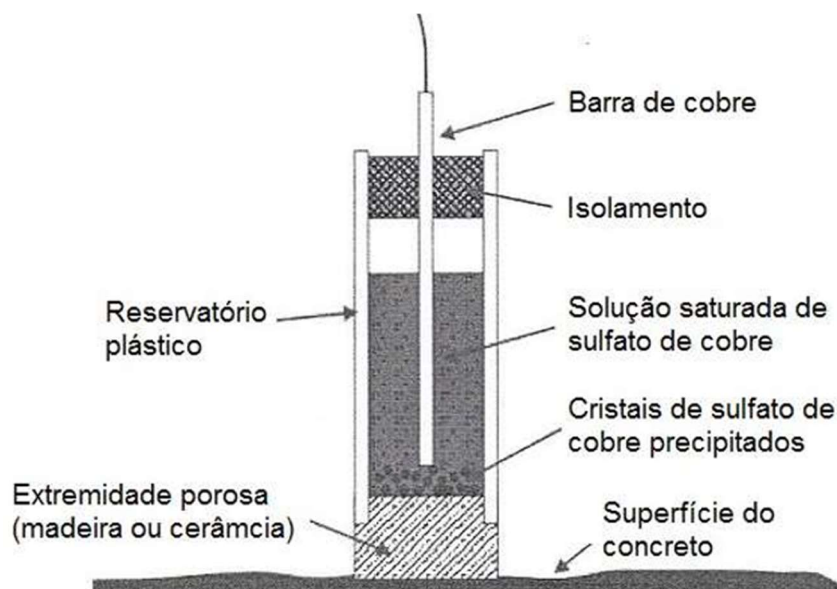
h : Altura do corpo de prova (cm)

2.9. POTENCIAL DE CORROSÃO

A utilização do ensaio de Potencial de Corrosão se caracteriza por possuir uma técnica plenamente não destrutiva e de fácil aplicação. Porém, por meio desta técnica,

é possível apenas estabelecer probabilidades de corrosão nas armaduras, não sendo possível definir a cinética da manifestação patológica. A figura 16, apresenta os elementos presentes no ensaio.

Figura 16 - Elementos do ensaio



Fonte: PANZINI (2016)

“A medida do Potencial de Corrosão da armadura consiste no registro da diferença de voltagem entre a armadura e um eletrodo de referência, que é colocado em contato com a superfície do concreto. A ASTM C-876 (1991) apresenta uma correlação entre intervalos de diferença de potencial, em relação a um eletrodo de referência de $\text{Cu}/\text{SO}_4\text{Cu}$, e a probabilidade de ocorrência de corrosão”. (PANZINI, 2016). A tabela 4 apresenta esses intervalos.

Tabela 4 - Probabilidade de corrosão em função da diferença de potencial elétrico

Ecoor (mv, $\text{Cu}/\text{SO}_4\text{Cu}$)	PROBABILIDADE DE CORROSÃO
< - 200	> 5%
-200 A -350	50%
> - 350	> 95%

Fonte: ASTM C – 876

2.10. TOMOGRAFIA EM CONCRETO ARMADO (TCA)

A técnica não destrutiva da Tomografia de Concreto Armadura (TCA) permite determinar com grande precisão a quantidade, tamanho e posição das armaduras de aço presentes em estruturas de concreto armado, bem como a observação de possíveis patologias. Essa observação pode ser realizada, através das imagens que são geradas a partir do ensaio. Nelas, é possível identificar, principalmente, o posicionamento, a dimensão, perda de seção transversal, ferrugem nas barras de aço, e entre outras informações como vazios no concreto, instalações de gás e hidrossanitárias.

A TCA é semelhante à tomografia computadorizada na medicina. Segundo (MARISCOTTI, 2010) ao invés de raios-X, é usada radiação gama de emissão espontânea que não requer energia elétrica e permite trabalhar com espessuras e / ou densidades significativamente maiores do que as encontradas em aplicações médicas. O fato de não necessitar de energia elétrica, possibilita a sua utilização em estruturas de concreto de difícil acesso, principalmente aquelas próximas ao mar, como pontes e cais.

A condição da tecnologia não destrutiva se traduz em benefícios econômicos de tempo, segurança, energia, materiais e mão-de-obra e baixo ou nenhum impacto ambiental no local (ruído, vibrações, sujeira). Ao contrário de outras técnicas, a tecnologia TCA pode ser aplicada em edifícios habitados sem interromper atividades, danificar ou sujar superfícies ou incorrer em custos adicionais para reparos ou limpeza subsequente.

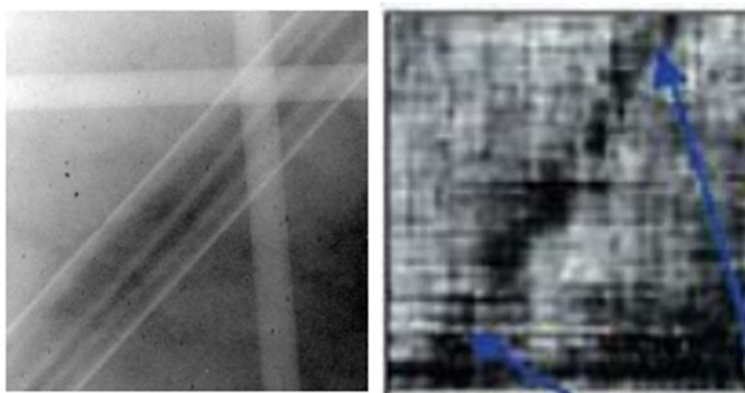
Ainda segundo (MARISCOTTI, 2010) As informações são registradas em placas gama- gráficas de 35 x 43 cm expostas a raios gama que atravessam a estrutura a ser investigada. O volume em análise é o de uma pirâmide cuja base é a placa e sua altura é a distância da placa fonte. A cintilografia simples de um setor permite determinar a existência de ferros e a tomografia, que requer 2 ou mais exames, permite obter os diâmetros dos ferros com uma análise subsequente com precisão de 1 mm e sua posição com precisão de $\frac{1}{2}$ cm.

A radiação gama requer o mesmo cuidado que os raios X do ponto de vista da segurança radiológica para os seres vivos e, portanto, os setores vizinhos ao local onde é irradiada devem estar livres de pessoas durante a irradiação. Analogamente aos raios X, os raios gama não deixam radioatividade ou efeito remanescente de

qualquer tipo nas partes irradiadas. O uso desta técnica é autorizado e controlado pelas respectivas Autoridades Regulatórias Nucleares e segundo (ANDREUCCI, 2014) “As fontes radioativas para uso industrial, são encapsuladas em material austenítico, de maneira tal que não há dispersão ou fuga do material radioativo para o exterior”.

Entre os principais ensaios que apresentam objetivos similares com a Tomografia estão a Pacometria e o Ground Penetrating Radar (GPR). Dentre eles, quando se deseja agilidade nas medições, e nos casos onde as armaduras não estão tão próximas, o mais recomendado, via de regra, é a pacometria, entretanto, a pacometria não é capaz de gerar imagens da estrutura inspecionada. Já com a utilização do GPR, além da identificação das barras, é possível também gerar imagens dos elementos. Com a atualização da Tomografia é possível obter os mesmos resultados, mas com um nível de precisão muito maior. A figura 17 traz essa comparação entre uma imagem obtida a partir do TCA e outra obtida por meio do GPR.

Figura 17 - Imagem lado esquerdo (TCA) lado direito (GPR)



Fonte: MARISCOTTI (2010)

Segundo (MARISCOTTI, 2010) A vantagem competitiva do TCA surge quando se pretende precisão e detalhe, ou seja, nos casos onde-se pretende conhecer a armadura de um elemento estrutural, com densidade de armadura alta e disposta em várias camadas, como acontece comumente em vigas.

2.11. FISSURAÇÃO

As fissuras no concreto podem acontecer devido a uma série de fatores principalmente devido aos fatores químicos e físicos. As fissuras podem se manifestar

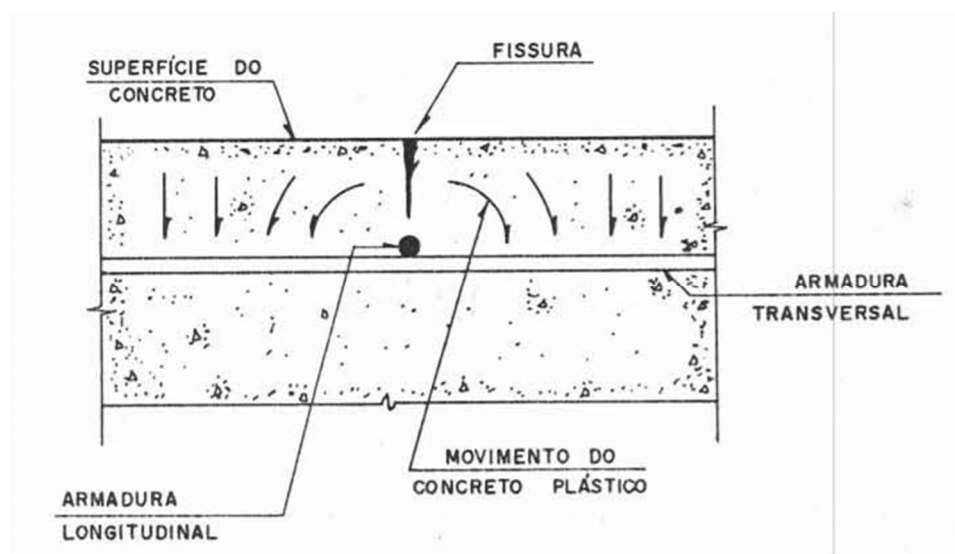
tanto no estado fresco do concreto quanto no estado endurecido. Existem uma série de cuidados e recomendações presentes em normas e literatura para justamente minimizar o aparecimento dessa manifestação patológica.

Segundo Molin (1988) as fissuras no estado fresco podem acontecer principalmente pelos seguintes fatores:

2.11.1. Assentamento plástico

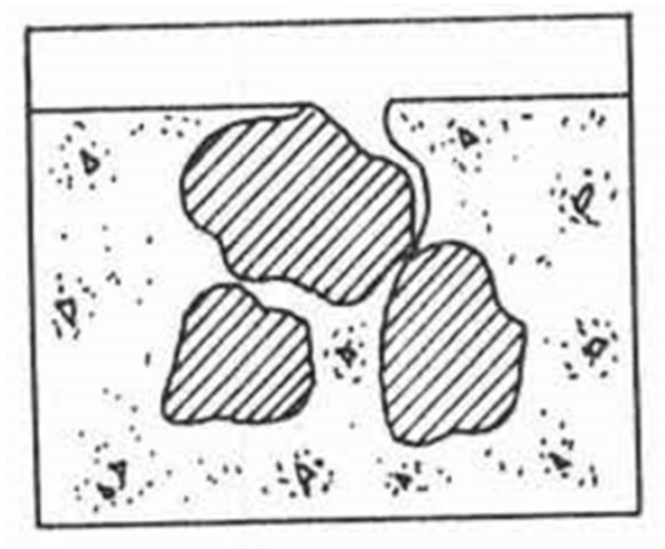
Durante as primeiras horas após a concretagem, as partículas sólidas de maior densidade, tendem devido a ação da gravidade, a se locomover para baixo (sedimentação), o que acarreta no deslocamento do ar aprisionado para a superfície (exsudação). Se durante este processo, houver obstáculos para as partículas que se acomodam, poderá surgir fissuras nesses locais. As armaduras de aço presentes nas formas, podem atuar como esses obstáculos, quando isso acontece a propagação da fissura é caracterizada por se manifestar paralelamente a direção longitudinal das barras. Os agregados de maiores dimensões também podem provocar o surgimento de fissuras durante a sua acomodação. A Figura 18 retratam o mecanismo do surgimento das fissuras devido ao obstáculo das barras de aço e a Figura 19 do obstáculo devido aos agregados.

Figura 18 - Fissura por assentamento plástico e devido as armaduras



Fonte: MOLIN (1988)

Figura 19 - Fissura por assentamento plástico impedido pelo agregado

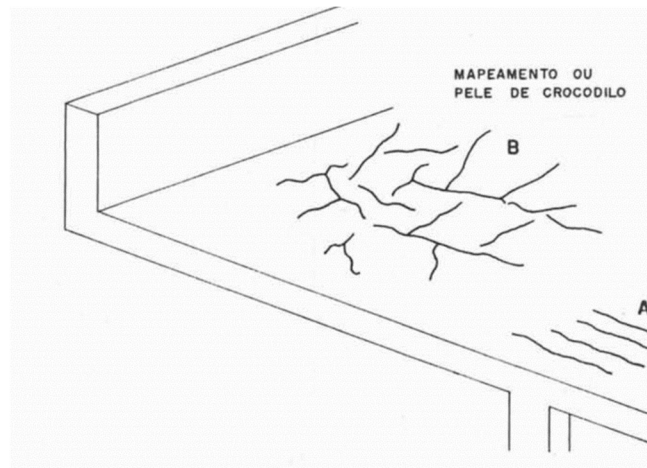


Fonte: MOLIN (1988)

2.11.2. Dessecação superficial

As fissuras por dessecação superficial do concreto ocorrem pela evaporação demasiada da água de amassamento presente no concreto fresco que pode ser motivada pela absorção dos agregados, das formas ou da velocidade de evaporação da água de amassamento. Tal velocidade depende da umidade relativa do ar, da temperatura superficial do concreto e da qualidade da cura. Esse tipo de fissura ocorre normalmente em superfícies horizontais. Nos locais de alta exposição superficial e que apresentem as menores espessuras. Bastante comum o aparecimento dessas fissuras em lajes. De acordo com o CEB para as lajes que apresentem armaduras muito próximas da superfície, as fissuras seguiram a orientação das armaduras, assim como pode ser observado na Figura 20.

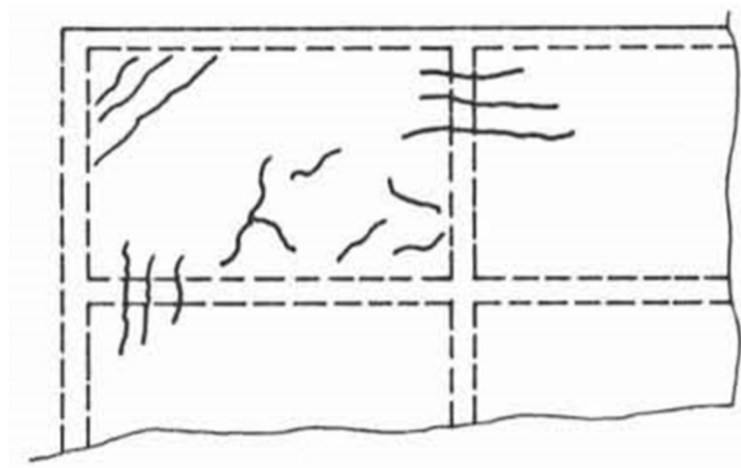
Figura 20 - Fissuras devido a dessecação superficial do concreto



Fonte: MOLIN (1988)

Segundo Molin (1988) outra forma de manifestação dessas fissuras, são aquelas que surgem nos cantos das lajes se caracterizando por inclinações muito próximas de 45° , espaçadas irregularmente e em distâncias que variam de 0,2 a 1,0 m. Assim como pode ser observado na Figura 21.

Figura 21 - Fissuras por dessecação em lajes contínuas



Fonte: MOLIN (1988)

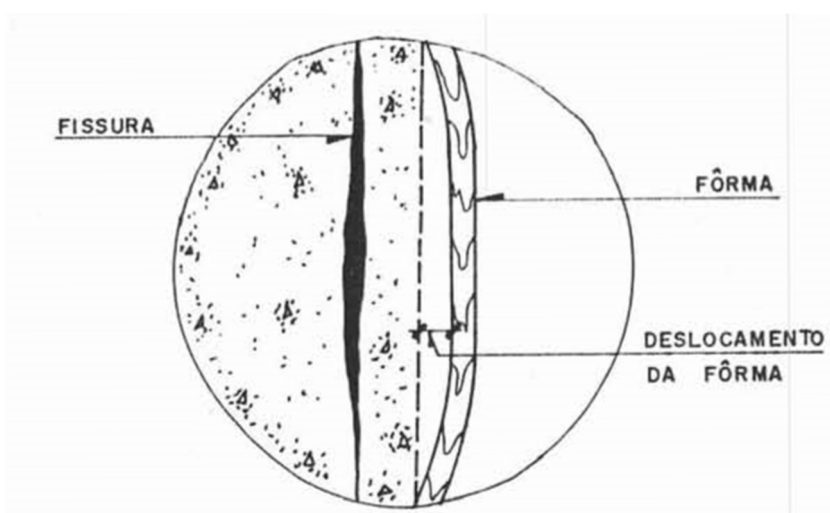
2.11.3. Movimentação das formas

A movimentação das formas representa um fator determinante para o aparecimento de fissuras no concreto. Essas movimentações podem provocar fissuras internas ou externas a depender do tipo de movimentação. São inúmeros os fatores que podem ocasionar o deslocamento das formas, entre eles estão:

- A) Sobrecargas: quando se tem uma incorreta avaliação das cargas atuantes. As formas devem suportar as cargas verticais (peso próprio do concreto, armadura e da própria forma) e as cargas horizontais (pressão do vento, força de expansão do concreto e a pressão do concreto contra as laterais das formas);
- B) Escoramento: dimensionamento equivocado das escoras, não suportando os elevados carregamentos. Remoção das escoras de maneira antecipada. Deslocamento das escoras por vibração excessiva em detrimento do tráfego de pessoas na obra. Escoras fora do prumo. Escoras muito esbeltas para o espaçamento projetado;
- C) Detalhes construtivos: falta de amarração dos cantos das formas e outros locais onde atuam pressões verticais;
- D) Mão de obra: baixa qualidade desse serviço pode ocasionar erros em detrimento de interpretações equivocadas do projeto;
- E) Lançamento do concreto: velocidades elevadas de lançamento do concreto podem ocasionar o aumento da pressão lateral nas formas, ultrapassando os limites de projeto e por conseguinte, comprometendo o desempenho dessas formas.

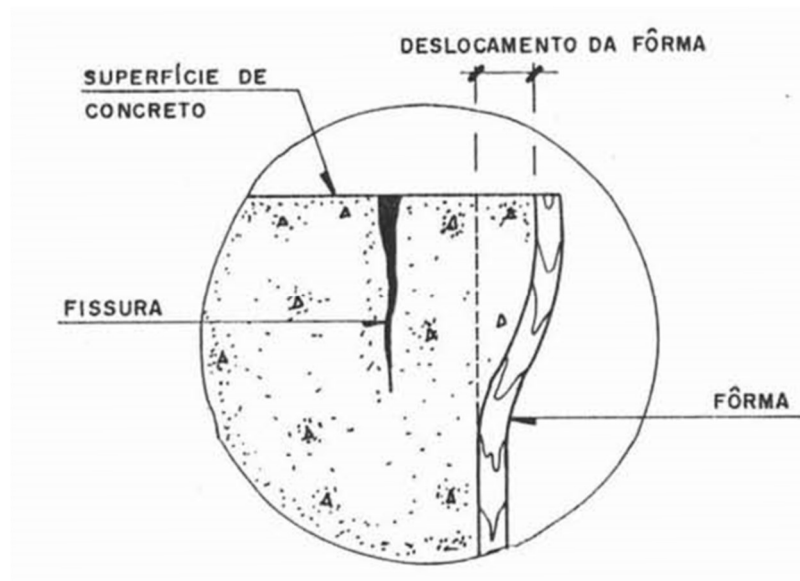
Segundo Molin (1988) essas fissuras poderão surgir no interior do concreto ou na superfície, o que vai determinar é o tipo de movimento da forma. Assim como pode ser observado na Figura 22 e na Figura 23.

Figura 22 - Fissura interna



Fonte: MOLIN (1988)

Figura 23 - Fissura na superfície



Fonte: MOLIN (1988)

2.11.4. Retração por secagem

A retração por secagem, decorre da contração volumétrica da pasta de cimento em função da perda de umidade para o ar não saturado. Desta forma, a umidade relativa do ar influencia diretamente na velocidade de retração do concreto por secagem. Além da umidade relativa do ar, a retração por secagem pode ser efetuada pela dimensão dos agregados e o tipo de cimento utilizado na mistura.

Agregados com maiores dimensões possibilitam pastas mais pobres com menores concentrações de cimento e desta forma reduz as probabilidades de retração por secagem, uma vez que o aumento da concentração de cimento na mistura eleva a probabilidade de aparecimento da patologia. Quanto a influência dos tipos de cimento, alguns autores como

2.11.5. Movimentação térmica

As variações de temperatura do concreto podem ocorrer devido a uma série de fatores, entre eles: mudanças nas condições ambientais, calor de hidratação do

cimento e incêndios. Este último não será discutido neste presente trabalho por ser um acontecimento esporádico.

O efeito de retração nos elementos estruturais de concreto introduz esforços de tração para os outros elementos estruturais conectados. Estes são os mais importantes, uma vez que superada a tensão de tração do concreto, as fissuras se manifestaram. Já o efeito provocado pela dilatação térmica, em geral não traz grandes preocupações para a estrutura, uma vez que esse efeito provoca compressão aos outros elementos estruturais conectados e sabe-se que o material concreto apresenta bom desempenho quando solicitado aos esforços de compressão.

2.12. PATOLOGIA DE FUNDAÇÕES

Verificar a existência de possíveis patologias nas fundações durante a execução de perícias é uma atividade imprescindível, haja visto a grande recorrência de surgimento de patologias nestes elementos estruturais. Essas patologias podem surgir por uma série de fatores, dos quais, os que mais podem ser observados são: ausência de investigação do solo, investigação insuficiente, erro de projeto e falhas execução do projeto.

Ausência de investigação do solo pode comprometer o desenvolvimento do projeto de fundações, uma vez que é imprescindível conhecer as características do solo para determinar o tipo de fundação mais adequada para aquela determinada situação, que depende dos esforços atuantes bem como das características solo.

A literatura bem como as organizações normativas estabelecem parâmetros para investigação do solo, em geral são estabelecidos os parâmetros mínimos, a exemplo da ABNT NBR 6484 que trata do Ensaio de Penetração Padronizado, conhecido popularmente como (SPT) e que no seu escopo apresenta apenas o número mínimo de pontos a serem investigados em um determinada área, ficando sob a responsabilidade do responsável técnico pelo empreendimento, ter a expertise de determinar uma quantidade de pontos adequadas para a serem investigadas.

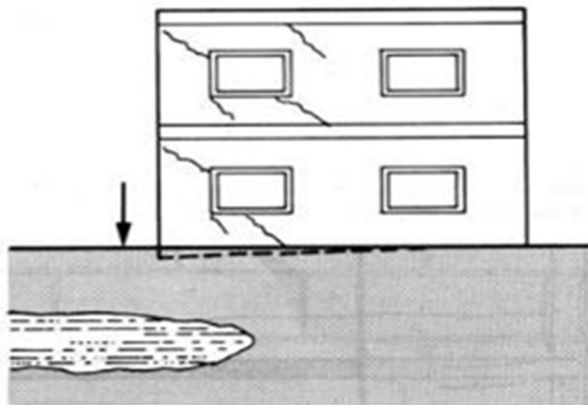
Os erros de projetos também são bastantes comuns, são cometidos principalmente pela falha na análise dos dados obtidos nos ensaios de investigação do solo, resultando numa tomada de decisão equivocada quanto ao tipo de fundação.

Falha na execução de fundações podem ocorrer quando o controle da execução é negligenciado ou não foi acompanhado de perto pelo responsável técnico da obra. Um exemplo bastante comum é desalinhamento do eixo das estacas.

2.12.1. Movimentação das fundações

“Recalque em fundações acontece quando o contato entre fundação e solo se rompe, fazendo assim com que a fundação afunde mais do que o projetado. Quando ocorre em toda a fundação é chamado de recalque total, quando ocorre em apenas um trecho é chamado de recalque diferencial”. (MILITITSKY, 2005). A figura 24 mostra como esse tipo de patologia pode ser observado através do sentido das fissuras.

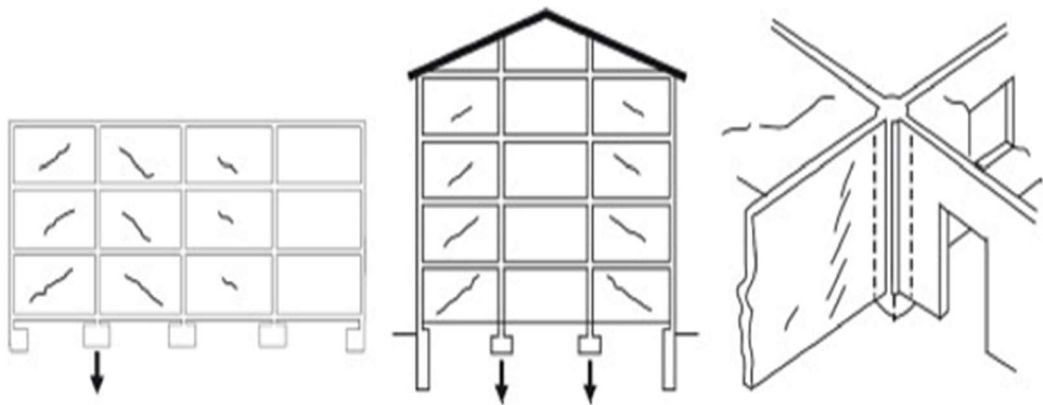
Figura 24 - Recalques



Fonte: MOLIN (1988)

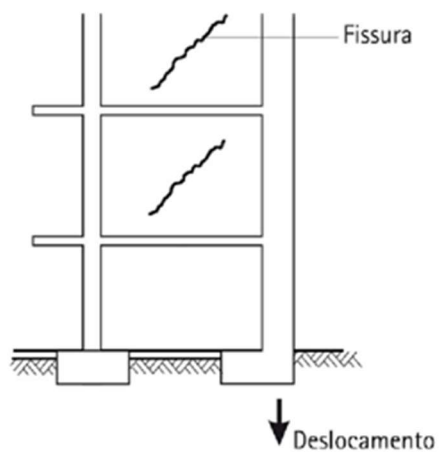
A seguir serão apresentados através das imagens o comportamento das fissuras devido aas diferentes formas de movimentações dos elementos estruturais de fundação.

Figura 25 - Fissuras devido a movimentação dos elementos internos



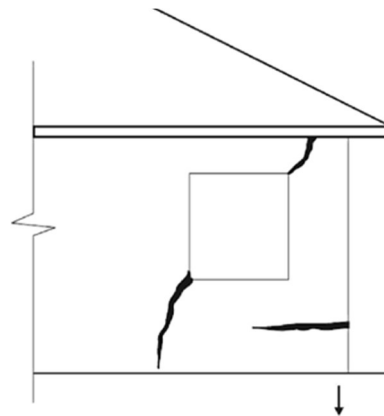
Fonte: MOLIN (1988)

Figura 26 - Fissuras devido a movimentação dos elementos de canto



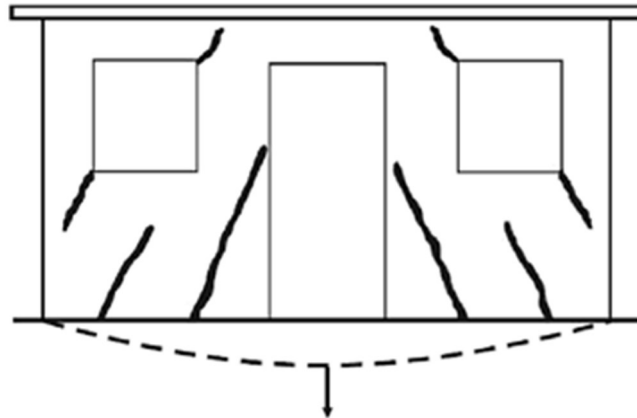
Fonte: MOLIN (1988)

Figura 27 - Paredes autoportantes com deformações na extremidade



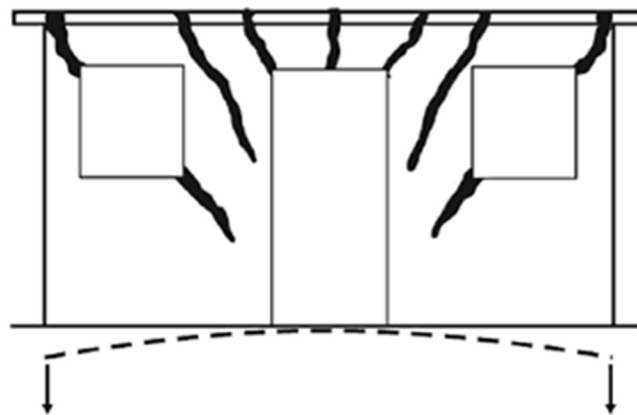
Fonte: MOLIN (1988)

Figura 28 - Paredes autoportantes com deformações côncavas



Fonte: MOLIN (1988)

Figura 29 - Paredes autoportantes com deformações convexas



Fonte: MOLIN (1988)

2.13. GRAU DE RISCO

O Instituto Brasileiro de Perícias (IBAPE), classifica o grau de risco conforme as anomalias e falhas, observando se oferece risco aos usuários, ao meio ambiente e ao patrimônio. Após a vistoria na edificação analisada e o grau de risco para cada anomalias/ falhas a sendo definido, o síndico deve tomar a decisão de quais itens devem ser solucionados. O grau de risco pode ser classificado como:

- Crítico: é quando a edificação perde o desempenho e funcionalidade, ocasionando risco aos usuários e comprometendo a vida útil;
- Médio: é ocasionado pela deterioração precoce e perda da funcionalidade de forma parcial, sem oferecer risco com a operação direta do sistema;

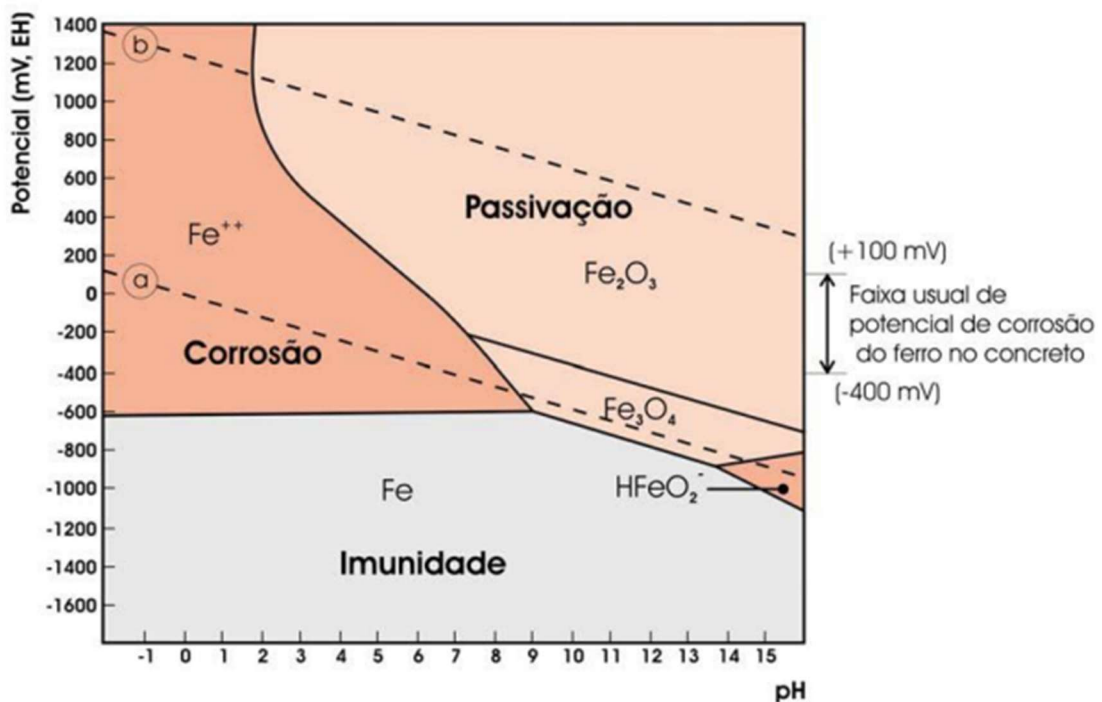
- Mínimo: pequeno prejuízo relacionado com a estética da edificação.

2.14. AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

A agressividade ambiental de uma determinada região, se dá principalmente em função da concentração de agentes oxidativos (oxigênio, cloretos e entre outros) presentes no ambiente. Esses agentes atuam, principalmente, na redução do pH do concreto. A solução aquosa presente nos poros do concreto, é composta principalmente de hidróxidos de cálcios saturados $\text{Ca}(\text{OH})_2$ que possuem elevada alcalinidade e pH entorno de 12. (ANDRADE,1995 *apud* ARAÚJO, 2009). Ainda segundo Araújo (2009) essa alcalinidade do concreto permite a formação de uma camada em volta das armaduras de aço, composta principalmente por óxido de ferro (Fe_2O_3) que passiva as armaduras de aço e protege contra a corrosão.

Desta forma, se o concreto conseguisse manter uma alcalinidade elevada durante toda a sua vida, muito provavelmente as armaduras não desenvolveriam a o processo de corrosão. No Diagrama de Pourbaix (Figura 30) é possível observar como pH do concreto e potencial elétrico das armaduras de aço estão diretamente ligados ao desenvolvimento da corrosão.

Figura 30 - Diagrama de Pourbaix



Fonte: BONADEU *apud* CASCUDO (2016)

O dióxido de carbono (CO_2) é um dos principais agentes agressivos presente no meio ambiente, e que atua diretamente na redução do pH do concreto, isso acontece pois, quando inserido nos poros do concreto é dissolvido na água formando, consequentemente o íon carbonato (CO_3^{2-}), em seguida esses íons reagem com os álcalis de cálcio (CA^{2+}) presentes nas soluções aquosas nos poros do concreto e formam os carbonatos de cálcio (CaCO_3), composto que apresenta pH em torno de 9. A formação desses compostos tendem a reduzir o pH da solução presente nos poros do concreto, que por consequência destrói a camada passiva de óxido de ferro, responsável por proteger as armaduras de aço (TAYLOR, 1997 *apud* ARAÚJO, 2010).

“Assim como o dióxido de carbono, os cloretos (Cl^-) são agentes extremamente agressivos às estruturas de concreto armado, uma vez que, ao penetrarem nos poros do concreto, podem destruir de forma localizada a camada de passivação do aço, desproteger as armaduras e ainda provocar pites de corrosão, ou seja, corrosão localizada”. (SANTOS, 2006). Como forma de prevenção a NBR 12655 estabelece valores limites para concentração de cloretos presentes no concreto (Tabela 5).

Normalmente esses cloretos podem o ingressar no concreto por meio de aditivos aceleradores de pega que contenham o (CaCl_2), pelo emprego de água ou outros materiais contaminados, ou ainda pelo próprio ambiente externo, principalmente em ambientes marinhos.

Tabela 5 - Teor máximo de íons cloretos para proteção das armaduras

Classe de agressividade (5.2.2)	Condições de serviço da estrutura	Teor máximo de íons cloreto (Cl^-) no concreto % sobre a massa de cimento
Todas	Concreto protendido	0,05
III e IV	Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
II	Concreto armado não exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,30
I	Concreto armado em brandas condições de exposição (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40

Fonte: ABNT NBR 12655 (2015)

2.15. INIBDORES DE CORROSÃO E IMPERMEABILIZANTES

A porosidade é uma propriedade inerente ao concreto e que a depender da sua magnitude, poderá contribuir para o surgimento de patologias que comprometerão a vida útil das estruturas. A ABNT NBR 6118:2014 traz recomendações e estabelece limites para a porosidade do concreto, a fim de garantir o desempenho pleno das estruturas ao longo dos anos.

Quanto maior a porosidade das estruturas, mais facilitado é o ataque de agentes agressivos presentes no ambiente, como o gás carbônico (CO_2) e os íons cloretos (Cl^-), que trazem consequências danosas a estrutura e acabam tornando as armaduras de aço mais susceptíveis ao desenvolvimento do processo corrosivo. A fim de impedir a entrada desses agentes agressivos foram desenvolvidos produtos com características impermeabilizantes como o AQURON 7000, que é um produto desenvolvido pela AQURON® Corporation International e que tem como propriedades principais, impedir a penetração de agentes agressivos, aumentar a resistividade do concreto, aumentar a resistência, e garantir uma maior vida útil às estruturas.

Segundo a Markham, (2003) é um catalisador altamente reativo que reage em uma base de silicato coloidal à base de água e que desenvolve a formação de um gel abaixo da superfície e dentro da matriz do concreto. Este tratamento pode ser utilizado tanto em obras novas como nas obras antigas. Os agentes catalíticos reagem com os hidróxidos/álcalis presentes no concreto, produzindo internamente um gel que preenche os poros do concreto.

Ainda segundo Markham (2003) o gel neutraliza a ação dos íons cloretos na estrutura, impedindo a contaminação química, e retardando severamente a desenvolvimento do processo corrosivo das estruturas de aço presente no concreto armado. Além de reduzir os potenciais elétricos, quando aplicado em estruturas novas ainda não contaminadas.

2.15.1. Aplicação

O AQURON 7000 poderá ser empregado tanto como método de prevenção, para obras novas, como de recuperação, principalmente nas áreas de reparos com um novo concreto. Quando utilizado como método preventivo reduz os cloretos solúveis presentes nos poros, removendo efetivamente os seus potenciais. Durante a

aplicação a superfície poderá estar úmida ou seca, entretanto deverá estar livre de água parada, segundo Markham (2003). O rendimento estimado pelo fabricante é 1,6 m² por litro em porosidade normal.

A seguir, serão apresentados os procedimentos recomendados durante aplicação do produto, segundo Markham (2003).

- A aplicação requer o uso de um pulverizador de tinta sem ar com uma mangueira de fluido de 3/8"ID, com ponta de pulverização a.017 - .019 produzindo pressão de saída de 1500 a 2000 psi;
- Deve ser aplicado no concreto duas vezes até o ponto de saturação, que é um ponto em que o escoamento está prestes a ocorrer, em aplicações consecutivas. Para isso, recomenda-se que a área seja tratada e deve começar em um ponto de partida específico e tratado a um ponto de acabamento específico;
- Em seguida, sem reposicionar o equipamento e depois que a área tratada absorver o AQURON® 7000™ (brilho da superfície perdida), trate a mesma área com a segunda aplicação antes de passar para a próxima área a ser tratada. (Não permita que a primeira aplicação seque, a segunda aplicação deve ser aplicada à superfície enquanto ainda úmida desde a primeira aplicação.);
- A aplicação é para começar no ponto mais baixo. Paredes ou declives íngremes devem ser aplicados de baixo para cima. Os padrões de pulverização do ventilador se sobrepõem entre 25 a 30% para evitar feridas na cobertura;
- Se o revestimento da superfície estiver planejado, é necessário aguardar pelo menos 12 horas após a aplicação, lave e enfrentar bem com água e deixar completamente secar antes do revestimento;
- Sempre prepare a superfície para o revestimento do fabricante e verifique as especificações;
- Aplicar AQURON® CPT-2000™ ao AQURON® 7000™ enquanto a superfície ainda está úmida (não permita que a superfície seque antes de aplicar o AQURON® CPT-2000™). Aplicar AQURON® CPT-2000™ de acordo com Procedimento de aplicação especificado AQURON® CPT-2000™.

2.15.2. Preparação da superfície

As superfícies de concreto devem ser estruturalmente sólidas e limpas de quaisquer contaminantes ou revestimentos que afetem a penetração do AQURON® 7000™. A superfície poderá estar seca ou úmida, mas deve estar livre de toda a água parada. Não é recomendado aplicar ao substrato congelado. As áreas a serem tratadas devem estar isentas de matéria solta ou/e não ligadas a superfície do concreto. A seguir, serão apresentadas algumas recomendações de acordo com Markham (2003).

1. Remover todos os carpetes, vinil, ladrilhos, asfalto etc. áreas a serem tratadas.
2. Remover todo o concreto solto, fragmentado ou doentio.
3. Usar um processo de jateamento ou jato de areia para remover quaisquer tratamentos anteriores, adesivos, etc.

Ainda segundo Markham (2003). Quando identificadas corrosões nas áreas de concreto destacado, o operador deve tomar cuidado para remover toda a oxidação do aço exposto reforçando, especialmente a partir das exposições inferiores. Imediatamente após a operação de jateamento, deve-se aplicar um inibidor de ferrugem de qualidade.

2.16. PROTEÇÃO CATÓDICA

O concreto quando novo apresenta alta resistividade elétrica e pH elevado, essas propriedades influenciam diretamente na vida útil das estruturas de concreto armado, uma vez que dificultam o desenvolvimento da corrosão nas armaduras de aço, entretanto com o passar dos anos as estruturas de concreto vão sendo atacadas por agentes agressivos presente no ambiente, como o dióxido de carbono (CO_2), cloretos (Cl^-) e entre outros, que acabam comprometendo algumas das suas propriedades como a redução do pH e a resistividade elétrica, tornando-a as armaduras de aço mais susceptíveis ao desenvolvimento da corrosão.

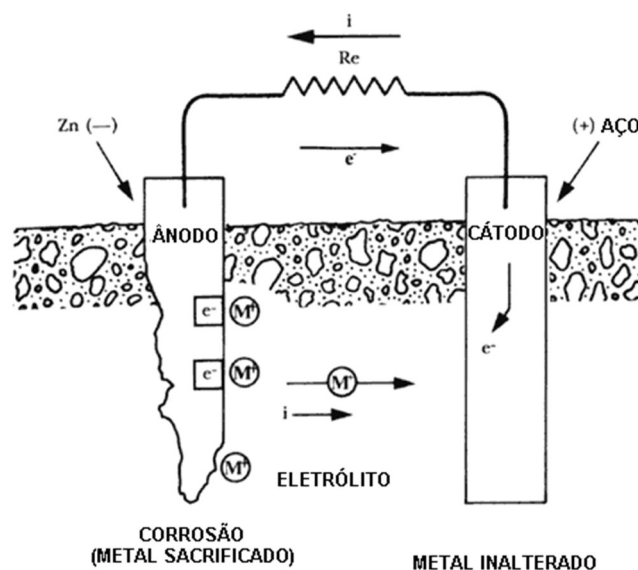
O que acontece é que com a redução da resistividade elétrica do concreto, o mesmo passa atuar como um eletrólito, facilitando a passagem de correntes elétricas.

A diferença de potencial inerente as armaduras, faz com que haja um fluxo de corrente entre as áreas anódicas e catódicas e este fluxo de corrente se dá por meio do eletrólito (concreto com baixa resistividade elétrica) um processo bastante similar as pilhas eletroquímicas.

Existem dois tipos principais de proteção catódica, a proteção por anodos galvânicos que se baseia no princípio das pilhas eletroquímicas e a proteção por corrente impressa que tem como finalidade eliminar as diferenças de potenciais entre as armaduras e desta forma impedir o processo corrosivo.

O primeiro método consiste na utilização de anodos galvânicos ou metais de sacrifício. Na maioria dos casos, esses anodos podem ser de zinco, magnésio ou alumínio. Segundo Gomes (1990) quando o anodo é conectado a uma determinada estrutura metálica, surge uma pilha galvânica, como o material do anodo é mais eletronegativo do que a estrutura metálica, este adquire comportamento anódico e acaba liberando uma corrente elétrica que protege a estrutura de metal. Desta forma, o material que vai se oxidar será o anodo de sacrifício e não as armaduras de aço. Assim como pode ser observado na figura 31. Para elaboração do projeto de proteção catódica por anodos galvânicos se faz necessário o levantamento inicial de dados da estrutura a que se deseja proteger como a resistividade elétrica do eletrólito (concreto), área a ser protegida, a eficiência do concreto quanto a proteção das armaduras e a vida útil desejada.

Figura 31 - Anodos galvânicos de zinco (Zn)



Fonte: GOMES (1990)

O segundo consiste na aplicação de uma corrente elétrica no sistema que se deseja proteger de maneira a eliminar as pilhas de corrosão, segundo Gomes (1990) essa corrente é alimentada por uma fonte externa de força eletromotriz. Na prática são utilizados retificadores alimentados por uma fonte de corrente alternada que são capazes de fornecer a corrente contínua necessária para a eliminação das pilhas de corrosão existentes na superfície metálica que se deseja proteger.

2.16.1. Dimensionamento para o sistema de proteção galvânica

O dimensionamento do sistema de proteção catódica por anodos galvânicos se inicia pelo cálculo da corrente necessária à proteção. Segundo Gomes (1990) a corrente pode ser determinada pela expressão abaixo.

$$I = A \times Dc \times F(1 - E) \quad (6)$$

Onde:

I : Corrente necessária (mA);

A : Área da superfície das armaduras (m^2);

Dc : Densidade de corrente (mA/ m^2);

F : Fator em função da velocidade do eletrólito;

E : Eficiência do revestimento.

Para estruturas de concreto armado, onde o formato geométrico das barras corresponde a um cilindro, a área superficial das armaduras pode ser encontrada utilizando a expressão abaixo, que corresponde ao cálculo da área superficial de um cilindro circular reto.

$$At = \{2 \times \pi \times r(h + r)\} \quad (7)$$

Onde:

At : área superficial total (m^2);

r : raio da barra de aço (m);

h : comprimento da barra de aço (m).

A densidade de corrente é obtida em função da resistividade do eletrólito e pode ser determinada de acordo com a equação abaixo desde que a resistividade do eletrólito esteja variando entre 1.000 *oh.m* e 300.000 *oh.m*.

$$Dc = 73,73 - 13,35 \log_{10} q \quad (8)$$

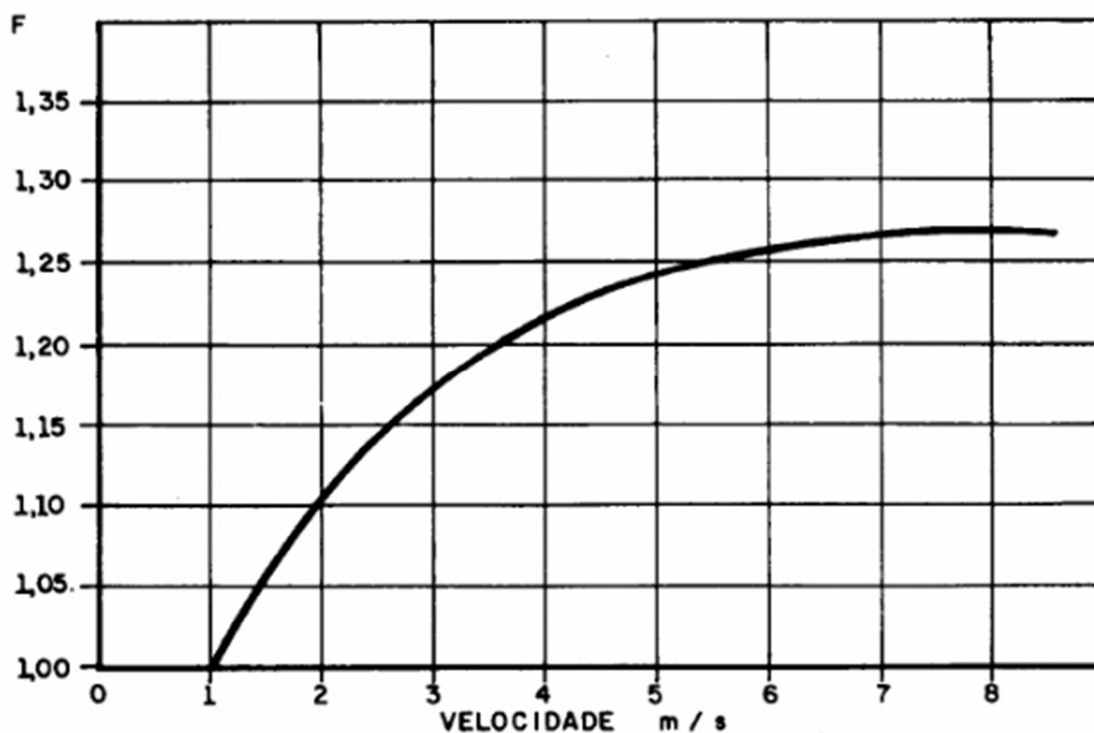
Onde:

Dc : densidade de corrente (mA/m^2);

q : resistividade do eletrólito (*oh.m*);

Segundo Gomes (1990) o fator de correção em função da velocidade do eletrólito pode ser obtido através da Figura 32.

Figura 32 – Fator de correção em função da velocidade do eletrólito



Fonte: GOMES (1990)

“Para estruturas de concreto armado, o fator de correção poderá ser adotado igual a 1 (um) uma vez que as velocidades são muito baixas e pouco relevante”. (SILVA, 2005).

A eficiência do revestimento é um fator bastante importante e inversamente proporcional a corrente necessária, ou seja, quanto maior a eficiência do revestimento menor a quantidade de corrente. Segundo Gomes (1990) a eficiência do revestimento

pode ser determinada, no campo, através de teste de injeção de corrente, ou estimada seguindo critérios específicos e a expertise do projetista.

Outra etapa fundamental para o dimensionamento é o cálculo da massa de anodos necessária à proteção. Segundo Gomes (1990) a massa pode ser encontrada de acordo com a equação abaixo.

$$M = \frac{8760 \times V \times I}{C \times F} \quad (9)$$

Onde:

M : massa de anodos (Kg);

V : vida útil desejada (anos);

I : corrente necessária (A);

C : capacidade de corrente do anodo (Ah/Kg);

F : fator de utilização do anodo (adimensional)

A vida útil desejada pode ser estimada pelo projetista. Em geral, nos projetos de recuperação de estruturas de concreto armado, a vida útil desejada é de pelo menos 15 (quinze) anos. Segundo Gomes (1990) o fator de utilização dos anodos adotados normalmente é de 0,85, para anodos convencionais e 0,90 para anodos que apresentam forma alongada. A capacidade de corrente do anodo é uma propriedade que varia de acordo com o tipo de anodo. Na Tabela 6, pode-se observar algumas dessas propriedades.

Tabela 6 - Propriedades dos anodos

Anodos	Capacidade De Corrente (A.h/Kg)	Potencial em Volts (Cu/CuSO4)	Eficiência (%)
Zinco	740	-1.10	90/95
Magnésio	1.100	-1.60	50/60
Alumínio	2.200/2.844	-1.10	75/95

Fonte: GOMES (1990)

Para fazer a distribuição dos anodos na estrutura é necessário verificar o raio de influência e o distanciamento máximo entre os anodos. Esses valores poderão ser encontrados através da relação entre a área superficial das armaduras e área de toda estrutura a ser protegida, ou seja, no caso de uma laje de concreto armado seria a

relação entre as áreas superficiais das armaduras e a área total da laje. Uma vez determinada a relação, pode-se obter os valores de raio de influência e distanciamento máximo entre anodos de acordo com a Tabela 7.

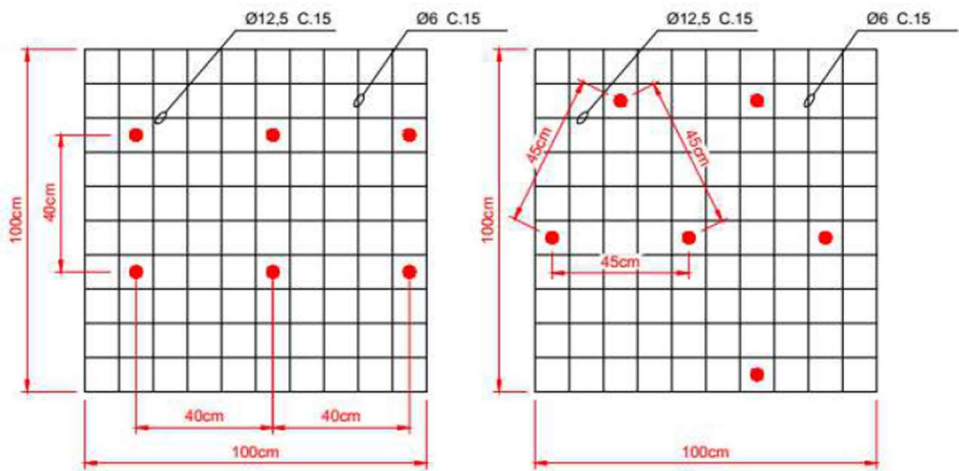
Tabela 7 - Raio de Influência

Área superficial de aço (mm ² .10 ⁻³) por m ² de concreto	Radio de Ação (mm)	Distanciamento máximo entre unidades (mm)
>200	710	1065
201 – 400	500	750
401 – 600	410	650
601 – 800	350	525
801 – 1000	320	480
1001 – 1200	290	430
1201 – 1400	270	400
1401 – 1600	250	380
1601 – 1800	240	350
1800 – 2000	220	340

Fonte: SILVA apud Fosroc (2005)

Os anodos deverão ser distribuídos na estrutura respeitando os distanciamentos máximos encontrados. Segundo (GOMES, 1990) Os anodos a serem instalados, poderão apresentar arranjo em forma de quadrado ou triangulo equilátero, de acordo com a Figura 33.

Figura 33 - Distribuição dos anodos

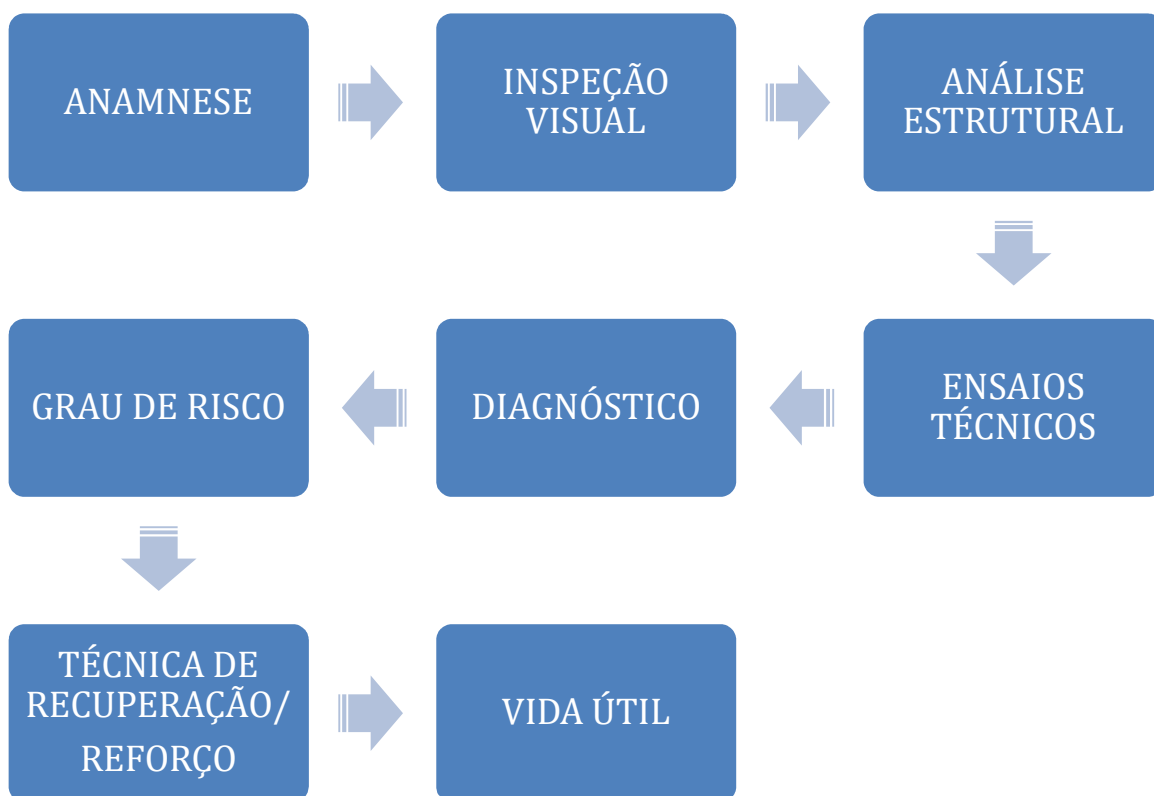


Fonte: GOMES (1990)

3. METODOLOGIA

O presente trabalho se configura como uma pesquisa de cunho descritivo uma vez que apresenta um roteiro completo sobre análise estrutural e de durabilidade de pontilhões urbanos de concreto armado, evidenciando os procedimentos a serem realizados, as fases do trabalho, os ensaios empregados, a análise dos ensaios, o tratamento dos dados coletados, a determinação do diagnóstico e da técnica de recuperação ou manutenção que deve ser empregada. É classificado ainda como um trabalho científico de cunho quantitativo, visto que a conclusão do estudo foi fundamentada nos ensaios realizados na estrutura e no tratamento dos dados coletados. Adita-se ainda que os ensaios de potencial de corrosão e resistividade do concreto são fundamentais para este tipo de inspeção, entretanto em face do equipamento do IFS, que é único no estado, encontrar-se com defeito, esses ensaios não puderam ser realizados. Na Figura 34 é apresentado o fluxograma da metodologia que evidencia todas as fases da elaboração do estudo.

Figura 34 - Fluxograma da metodologia



3.1. ANAMNESE

A fase inicial do estudo, definida como Anamnese foi o período em que se buscou levantar toda a documentação da estrutura do pontilhão principalmente os projetos de execução (fôrma, armadura, arquitetônico e entre outros). Para ter acesso a esses projetos foi solicitado formalmente um requerimento de acesso aos projetos a entidade responsável. Entretanto, não foi obtido um retorno. Foram feitas também entrevistas com os moradores mais antigos da região e engenheiros estruturais, a fim de se levantar informações sobre o pontilhão. Além disso, foram levantadas as principais normas e acervos técnicos vigentes para o ano de execução.

3.2. INSPEÇÃO VISUAL

Esta etapa foi realizada por meio de vistorias frequentes ao pontilhão em estudo, onde se buscou observar possíveis fissuras, destacamento do concreto, falhas construtivas, armaduras aparentes, presença de umidade e demais informações pertinentes ao estudo.

Ainda na fase de inspeção visual, buscou-se fazer a identificação do modelo estrutural do pontilhão. Entretanto, tanto os elementos de apoio da laje quanto a fundação não estavam aparentes e não puderam ser identificados visualmente. Como não foi possível escavar as fundações para verificar as possíveis patologias e fazer a sua identificação, foram observados pontilhões vizinhos, como o situado no cruzamento da Rua Iaranjeiras com a Avenida Engenheiro Gentil Tavares da Mota (Figura 35), neste, foi possível verificar os apoios, que se mostravam aparentes. Estes apoios eram do tipo pilar parede. A espessura do apoio foi obtida através de uma falha construtiva em um dos apoios do pontilhão em estudo, onde com o auxílio da trena foi possível medir a sua espessura.

Figura 35 - Pontilhão vizinho



Fonte: Google (2020)

Não foi possível observar o comprimento dos apoios e nem o tipo de fundação. Desta forma, o modelo adotado foi baseado principalmente com as informações obtidas na fase da ANAMNESE, onde por meio de consultas a engenheiros estruturais foi observado que o modelo mais utilizado neste tipo de estruturas são lajes apoiadas em pilares paredes que se descarregam em sapatas corridas.

A espessura da laje do pontilhão foi identificada por meio do destacamento do reboco em um dos seus bordos livres, onde pôde-se observar uma abertura contínua e paralela ao menor vão da laje (Figura 36), esta fissura determinava o limite entre a laje de concreto armado e o concreto utilizada para a construção do meio fio sobre o bordo livre do pontilhão. Com o auxílio de uma trena metálica foi medida a espessura da laje e o comprimento total do pontilhão.

Figura 36 - Abertura entre a laje de concreto e o concreto do meio fio



Fonte: O autor (2020)

Ainda nesta etapa, foi identificado também a espessura do pavimento asfáltico sobre o pontilhão. Esta identificação foi realizada por meio da execução de um furo investigativo (Figura 37), executado com o auxílio de uma marreta e uma talhadeira metálica, perfurou-se até alcançar o concreto.

Figura 37 - Furo investigativo no asfalto



Fonte: O autor (2020)

3.3. ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural foi executada considerando um concreto com f_{ck} de 10MPa, fundamentado nos ensaios de ultrassonografia e esclerometria, que por meio de comparações de ensaios realizados em estruturas contemporâneas, foram encontrados valores maiores de resistência, desta forma a utilização de 10MPa é uma adoção bastante conservadora. Neste tipo de estrutura as deformações e deslocamentos de pilares e sapatas, normalmente, são insignificantes e por isso foram consideradas como elementos rígidos e indeformáveis. Além disso, nas inspeções visuais não foram identificados deslocamentos ou danos nestes elementos.

Para a realização da análise estrutural, foi feito um novo dimensionamento da laje do pontilhão, com as cargas móveis e permanentes atuantes na estrutura. O dimensionamento seguiu o procedimento exposto pela NBR 7187:2003 que trata do dimensionamento de pontes de concreto armado e protendido.

Inicialmente foram levantados todos os carregamentos permanentes, sendo eles, o peso específico do concreto (25KN/m^3), peso específico do pavimento asfáltico (24KN/m^3) e uma carga adicional de 2KN/m^2 para um possível recapeamento futuro. Em seguida foram identificadas as cargas dinâmicas. O trem tipo adotado foi o TB 350, em função das características da via, e assim como recomenda a NBR 7188:2013.

O coeficiente de impacto vertical (CIV) adotado foi de 1,35, em detrimento do vão do pontilhão ser menor que 10m. Com o trem tipo determinado, os coeficientes adimensionais para os momentos fletores atuantes na laje tanto para a carga permanente, quanto para as cargas dinâmicas, foram obtidos através das tabelas de Rüsch. Com a obtenção dos momentos fletores resultantes da combinação das cargas permanentes e dinâmicas, foi elaborado o dimensionamento das armaduras da laje do pontilhão. Em função das condições de apoio, laje bi apoiada e com dois bordos livres, o dimensionamento seguiu apenas para os momentos positivos.

O dimensionamento completo está descrito abaixo:

Cargas Permanentes (G)

- Peso próprio da laje: $0,3 \times 25 = 7,5 \text{ KN/m}^2$;
- Peso da pavimentação: $0,1 \times 24 = 2,4 \text{ KN/m}^2$;
- Peso do recapeamento: $2,0 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 11,9 \text{ KN/m}^2$$

Cargas Móveis (Q e q) classe TB 450

- $Q = 75 \text{ KN}$ (peso de uma roda);
- $q = 5 \text{ KN/m}^2$;
- Coeficiente de impacto (CIV);

$$CIV = 1,35 \quad \text{para vãos menor que } 10 \text{ m}$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times 20 / (Liv + 50) \quad \text{vãos entre } 10 \text{ e } 200 \text{ m}$$

Liv = vão em metros para o cálculo da estrutura.

- Momentos fletores carga móvel

$$Q = 75 \text{ KN (um pneu do trem tipo);}$$

$$q = q_1 = q_2 = 5,0 \text{ KN/m}^2;$$

$$\varphi = CIV = 1,35$$

$$Mq = \varphi(Q \times Ml + q_1 \times Mp + q_2 \times Mp')$$

$$Ml = \text{tabela de Rusch} \left(\frac{Lx}{a} \text{ e } \frac{t}{a} \right);$$

$$Mp = \text{tabela de Rusch} \left(\frac{Lx}{a} \right);$$

$$Mp' = \text{tabela de Rusch} \left(\frac{Lx}{a} \right)$$

$$a = 2 \text{ (distância entre rodas do trem tipo)}$$

$$t = t' + 2 * e + h = \sqrt{0,2 \times 0,5} \times 2(0,1 + 0,3) = 0,25$$

$$e = \text{espessura média do pavimento}$$

$$h = \text{espessura da laje}$$

$$t' = \sqrt{0,2 \times b} \quad b = 0,5$$

$$Lx = 4,5 \text{ m}$$

$$\frac{Lx}{a} = \frac{4}{2} = 2$$

$$Mxm, q = \varphi \times P \times Ml + \varphi \times p \times Mp + p' \times Mp'$$

$$Mxm, q = 1,35 \times 75 \times 0,520 + 1,35 \times 5 \times 0 + 5 \times 1,00 = 57,65 \text{ KNm/m}$$

$$Mxm, q = 1,35 \times 75 \times 0,338 + 1,35 \times 5 \times 0 + 5 \times 0,19 = 35,17 \text{ KNm/m}$$

- Momentos fletores carga permanente

$$Mg = K \times g \times Lx^2$$

$$K = \text{tabela de Rusch}$$

$$Mxm, g = K \times g \times Lx^2 = 0,125 \times 11,9 \times 4^2 = 23,80 \text{ KNm/m}$$

$$Mym, g = K \times g \times Lx^2 = 0,0208 \times 11,9 \times 4^2 = 3,96 \text{ KNm/m}$$

- Carregamento final para o dimensionamento no ELU

$$\frac{\text{peso próprio da laje}}{\text{cargas permanentes}} = 0,63 < 0,75 \text{ pontes em geral, logo}$$

$$\gamma g = 1,35 \quad \gamma q = 1,5$$

$$Mxm, d = \gamma g \times Mxm, g + \gamma q \times Mxm, q$$

$$Mxm, d = 1,35 \times 23,80 + 1,5 \times 57,65 = 118,605 \text{ KNm/m}$$

$$Mym, d = \gamma g \times Mym, g + \gamma q \times Mym, q$$

$$Mym, d = 1,35 \times 3,96 + 1,5 \times 35,17 = 58,101 \text{ KNm/m}$$

- Armadura necessária

Para x, temos

$$KMd = \frac{Md}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{118,605 \text{ KNm/m}}{1 \text{ m} \times (0,26375)^2 \times \frac{10000 \text{ KN/m}^2}{1,4}} = 0,2387 \cong 0,24$$

$$d = 0,3 - 0,03 - \frac{0,0125}{2} = 0,26375 \text{ m}$$

$$KMd = 0,080 \quad KX = 0,425 \quad KZ = 0,830$$

$$As(x) = \frac{Md}{KZ \times d \times f_{yd}} = \frac{118,605}{0,830 \times 0,26375 \times \frac{25}{1,15}} = 24,9224 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As(x) = 24,9224 \text{ cm}^2/\text{m} \times 4 \text{ m} = 99,688 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{99,688 \text{ cm}^2}{\pi \times 0,625^2} = 81,2330 \cong 82 \text{ barras}$$

$$S = \frac{14 \text{ m}}{82} = 0,1707 \text{ m} \cong 0,17 \text{ m}$$

- Armadura necessária

Para y, temos

Uma vez que $\lambda > 2$, neste tipo caso a NBR 6118:2014 recomenda o dimensionamento de uma armadura mínima. Como o objetivo da análise era de observar a capacidade de carga do pontilhão, foi realizada a verificação apenas para as armaduras na direção x, que representa o maior momento resistente.

Em seguida foi executado um novo dimensionamento para laje do pontilhão, mas desta vez utilizando a resistência residual do concreto. O cálculo da resistência residual foi elaborado em função do nível de deterioração das armaduras de aço face a corrosão. O primeiro passo foi calcular a intensidade de corrosão (i_{corr}) das armaduras de aço, que dependia do cobrimento de concreto, da relação água/cimento e o tempo decorrido desde o início da corrosão. O cobrimento adotado foi de 1cm, valor obtido através de medições em campo. Já a relação água/cimento foi de 0,6 em função das técnicas da época. Por fim, o tempo decorrido desde o início da corrosão foi estimado em 20 anos, considerando o meio agressivo em que está inserido o pontilhão, com possível ataque de sulfatos e entre outros agentes agressivos. De

posse dessas informações, a intensidade de corrosão foi obtida de acordo com a equação abaixo:

$$i_{corr}(Tp) = \left[\frac{27,8(1-\frac{a}{c})^{-1,64}}{cob} \right] \times 0,85Tp^{-0,29} \quad (10)$$

$$i_{corr}(Tp) = \left[\frac{27,8(1-0,6)^{-1,64}}{1} \right] \times 0,85(20)^{-0,29}$$

$$i_{cor}(Tp) = 44,5437 \mu A/cm^2$$

Em seguida foi determinada a taxa de corrosão (Q_{corr}) que pode ser obtido em função da intensidade de corrosão e o diâmetro da armadura. O diâmetro encontrado foi de 12,5mm, valor obtido em campo. A taxa de corrosão foi calculada de acordo com a equação abaixo.

$$Q_{corr} = 0,46 \times \frac{i_{corr}}{d} \times Tp = 1 - \left(\frac{ds}{d}\right)^2 \quad (11)$$

$$Q_{corr} = 0,46 \times \frac{44,5437 \times 10^{-6}}{1,25} \times 5 = 8,19 \times 10^{-5} \%$$

De posse da intensidade e taxa de corrosão foi possível calcular a resistência residual do aço de acordo com a equação abaixo.

$$f = (1 - 0,005 \times Q_{corr})f_0 \quad (12)$$

$$f = (1 - 0,005 \times 8,19 \times 10^{-5})250 = 249,99 MPa$$

A resistência residual do concreto foi estimada através de um comparativo entre as velocidades de pulso ultrassônico obtidos numa avaliação estrutural de um elemento da mesma época do pontilhão. Este elemento trata-se de um reservatório construído em época similar ao pontilhão. Os resultados obtidos nas sapatas que dão sustentação ao reservatório estão apresentados abaixo.

Tabela 8 - Ultrassom Reservatório

Velocidade Média de Pulso Ultrassônico	Desvio Padrão
4.329,004 m/s	358,449

Fonte: EMPREENG JR (2019)

Tabela 9 - Ultrassom Pontilhão

Velocidade Média de Pulso Ultrassônico	Desvio Padrão
3.655,33 m/s	636,8105

Fonte: O autor (2020)

A perda de resistência do concreto em detrimento da corrosão das armaduras foi insignificante. Logo, não houve a necessidade de fazer um novo dimensionamento do pontilhão para a resistência residual encontrada.

Em seguida foi efetuado o cálculo da capacidade de carga do pontilhão.

$$M_{xm,d} = 118,605 \text{ KNm/m}$$

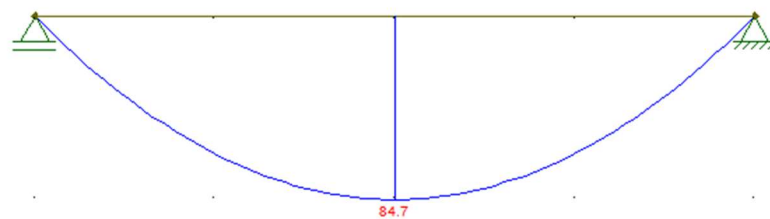
$$M_{xm,k} = \frac{118,605}{1,4} = 84,7179 \text{ KNm/m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{8} \text{ KNm}$$

$$84,7179 = \frac{q(4)^2}{8} \text{ KNm}$$

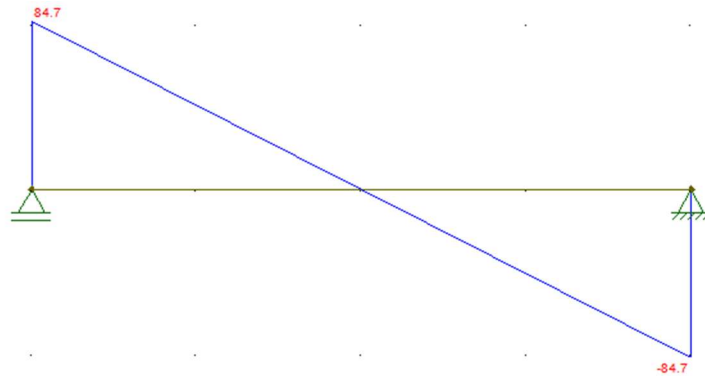
$$q = \frac{84,7179 \times 8}{4^2} = 42,3589 \text{ KN/m}$$

Figura 38 – Diagrama de Momento Fletor



Fonte: O autor (2020)

Figura 39 – Diagrama de Esforço Cortante



Dada o carregamento distribuído máximo de 42,36, a carga máxima suportada pela estrutura equivale a $P_{\text{máx}} = q \times l$.

Logo,

$$P_{\text{máx}} = 42,36 \times 4 = 169,44 \text{KN}.$$

A carga atuante na superfície, como já foi determinado encontrada anteriormente e está apresentada no início do mesmo capítulo equivale a carga do trem tipo adotado (TB 350) e o carregamento distribuído.

Logo,

- Carregamento do trem tipo (TB 350): 75KN
- Carregamento Distribuído: 5KN/m²

$$\text{Carregamento Total: } 75 + 5 \times 4 = 95 \text{KN}$$

Desta forma, temos que o carregamento atuante é muito menor do que a capacidade de carga da laje, sendo assim, não há a necessidade de um reforço da estrutura.

3.4. ENSAIOS TÉCNICOS

Para a realização dos ensaios técnicos foram utilizadas normas nacionais, estrangeiras, artigos técnicos e recomendações de laboratórios especializados. Os ensaios que não são normatizados, foram executados de acordo com a literatura e fundamentado nos principais artigos técnicos.

3.4.1. Pacometria

O ensaio de Pacometria que tinha como objetivo principal a identificação da posição, dimensão e cobrimento das barras de aço foi executado a luz da norma Britânica BS 1881-204. O equipamento utilizado foi o *Profometer 600*. Durante a realização do ensaio foram utilizadas baixas frequências de campo eletromagnético em virtude, principalmente, da espessura do cobrimento. Para identificação das barras o pacômetro foi posicionado sempre de forma paralela ao sentido das barras as quais se deseja determinar.

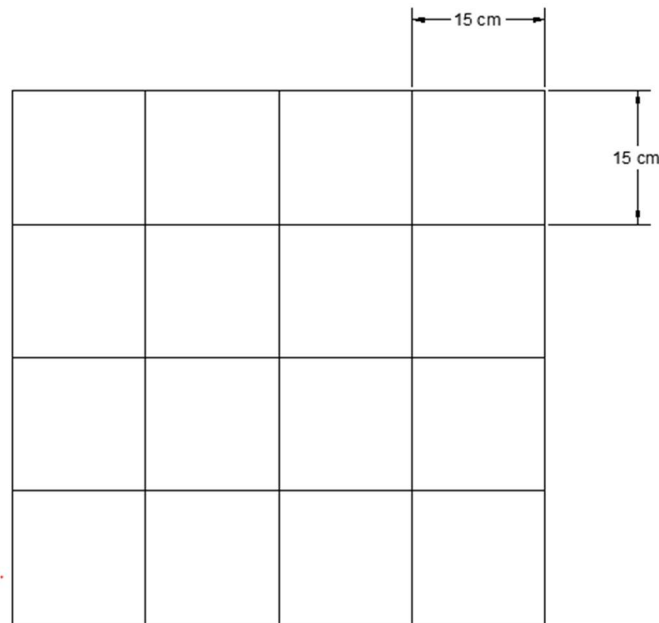
3.4.2. Ultrassonografia

O equipamento utilizado para a realização do ensaio de ultrassonografia no concreto foi o Pundit Lab (+), a frequência das ondas foi de 54KHz que é o recomendado pela literatura e normas para investigação no concreto. As leituras foram realizadas de forma indireta em virtude das condições de ensaio. Para facilitar a passagem das ondas ultrassônicas foi utilizado nos transdutores e na superfície do concreto um material acoplante denominado gel condutor cuja a sua composição se dá pelos seguintes componentes (Polímero vinílico, TEA, PPG e conservante). Antes da realização da ultrassonografia foi realizado o ensaio de pacometria onde foi possível identificar o posicionamento das barras e poder realizar o ensaio de ultrassom sem a interferência das mesmas.

3.4.3. Esclerometria

Após a realização dos ensaios de pacometria e ultrassonografia foram iniciados os ensaios de Esclerometria. As malhas foram determinadas com o auxílio do pacômetro, onde buscou-se posicionar os pontos de ensaio livrando-se das barras. Para cada malha de ensaio, do tipo 4 x 4, foram realizados 16 impactos, espaçados em 15 cm nas duas direções Figura 39. Antes da execução dos impactos a superfície foi polida com o auxílio de um disco de carborundum, com a finalidade remover impurezas que poderiam interferir nos índices obtidos no ensaio.

Figura 40 - Malha de ensaio Esclerometria



Fonte: O autor (2020)

Para cada malha de ensaio foi obtida uma média aritmética entre os 16 impactos efetuados, que representam o índice esclerométrico médio. Em seguida, os valores que distavam mais de 10% da média foram descartados e efetuada uma nova média com os valores restantes. Este procedimento se repetiu até que todos os valores não distassem mais de 10% da média aritmética. Em seguida, foi obtido o índice esclerométrico médio efetivo pra cada malha de ensaio, a partir da equação abaixo.

$$I_{e\alpha} = K \times I_e$$

Onde:

$I_{e\alpha}$: Índice esclerométrico médio efetivo;

I_e : Índice esclerométrico médio;

K : Correção do índice esclerométrico.

O aparelho esclerométrico foi calibrado utilizando-se a bigorna padrão de calibração. Para tanto, foram efetuadas 10 leituras do índice esclerométrico (IE) e calculada a média das leituras. O valor obtido foi igual a 80, não sendo necessária, portanto a utilização de um coeficiente na correção das leituras.

3.4.4. Profundidade de carbonatação

Para a realização do ensaio foi utilizada uma solução indicadora compostas por dois componentes, a fenolftaleína e o álcool 70%, cuja a concentração deveria obedecer a seguinte dosagem: 1% de fenolftaleína em álcool etílico a 70%. O ensaio seguiu as recomendações prescritas na RILEM CPC 18. Não foi possível extrair corpos de prova para realização dos ensaios. Foram efetuadas pequenas aberturas de profundidades inferiores a 1 cm e aplicada a solução indicadora. Foram efetuados seis furos para investigação. Após aplicada a solução, verificou-se os locais onde a solução apresentou coloração roxa, que não indicava presença de CO₂ e os locais que se mantiveram incolor, que consequentemente, indicavam a presença de CO₂.

3.4.5. Presença e Concentração de Cloretos

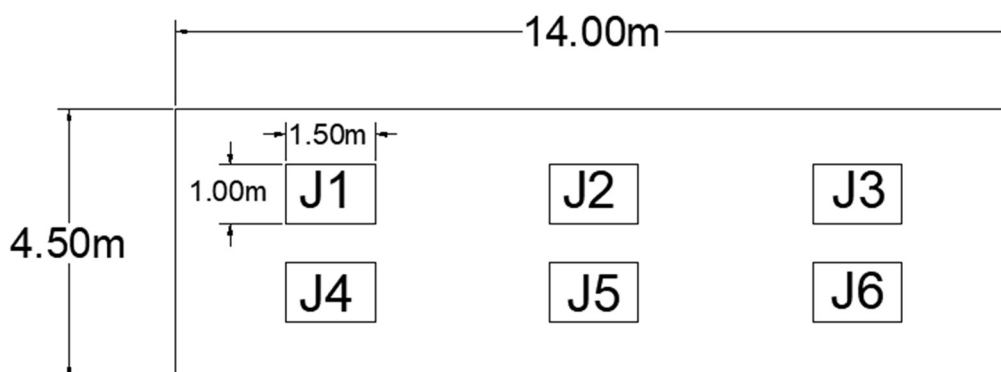
A solução indicadora utilizada para realização do ensaio de frente de penetração de cloretos foi uma solução a base de nitrato de prata. Assim como no ensaio de profundidade de carbonatação foram realizadas pequenas aberturas na superfície do concreto com profundidades inferiores a 1 cm e diâmetro médio de 6 cm. Logo em seguida foi aplicada a solução indicadora e observada a reação. As áreas que apresentaram cor esbranquiçada indicavam a presença de cloretos, enquanto que as cores mais escuras, indicavam ausência de cloretos. Além dos ensaios de presença de cloretos, foram retiradas três amostra do concreto, em pó, a uma profundidade aproximadamente 2cm e levadas ao Instituto de Pesquisa de Sergipe (ITPS) para realização do ensaio de concentração de cloretos livres.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. PACOMETRIA

O primeiro ensaio a ser executado no pontilhão foi a Pacometria, que tinha como objetivo identificar posição das barras de aço presente na estrutura, o seu cobrimento e facilitar a realização dos ensaios posteriores. A laje do pontilhão foi dividida em 6 janelas que representam os pontos onde os ensaios foram executados, assim como pode ser observado na figura abaixo.

Figura 41 - Localização dos pontos de ensaio



Fonte: O Autor (2020)

Figura 42 - Realização do ensaio de pacometria



Fonte: O autor (2020)

Com a utilização do Pacômetro foi possível identificar o cobrimento das armaduras de aço, o cobrimento encontrado variou entre 1,0 e 3,0 cm. De acordo com

a NB 1:1960 (item 41) que era a norma da época, o cobrimento para esse tipo de estrutura deveria ser no mínimo de 1,5cm.

Em seguida foram identificadas as posições e bitola das barras de aço na estrutura e seus respectivos espaçamentos. Sendo determinante para realização dos ensaios de Ultrassonografia e Esclerometria. As barras que estavam orientadas no sentido da menor direção da laje foram mais facilmente identificadas, já as barras orientadas no sentido contrário não foram possíveis de serem determinadas pelo pacômetro, uma vez que estas armaduras apresentaram diâmetros inferiores em relação as barras ortogonais e sofreram interferência nas leituras. A demarcação das barras identificadas seguiu o padrão exposto na figura 43.

Figura 43 - Janela 1



Fonte: O autor (2020)

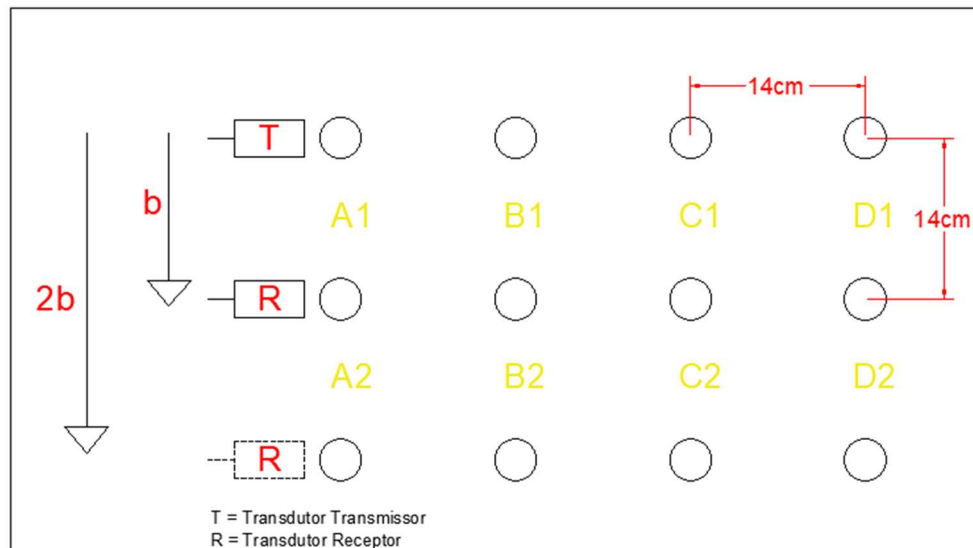
Os traços executados na laje que apresentam tonalidade rosa, representam as barras que estão orientadas no sentido da menor dimensão da laje. Já os traços no sentido contrário foram arbitrados e espaçados a cada 10 cm.

4.2. ULTRASSONOGRAFIA

O método utilizado para realização do ensaio de ultrassonografia foi o indireto, uma vez que os ensaios foram realizados na face inferior da laje do pontilhão. A distância entre os pontos foi de 15 cm. Assim como pode ser observado na figura 48 abaixo, que representa o modelo padrão de realização dos ensaios. Foram executadas ao todo 6 malhas de ensaios. Leituras muito elevadas, acima de 5.000

m/s (cinco mil metros por segundo) foram descartadas pois fogem da realidade dos concretos e muito possivelmente foram influenciadas pelas barras de aço das armaduras.

Figura 44 - Malha de ensaio ultrassonografia



Fonte: O autor (2020)

Figura 45 - Realização do ensaio de ultrassonografia



Fonte: O autor (2020)

Para cada ponto de ensaio foram realizadas, pelo menos, 5 medições e efetuada uma média aritmética entre as medições. Os resultados obtidos em todas as seis malhas estão expostos nas tabelas abaixo.

Tabela 10 - Resultados malha 1

	A	B	C	D
1	3.442,34	3.327,79	4.395,60	4.158,00
2	4.566,21	4.314,99	5.134,79	5.390,84
Velocidade (m/s)	4.004,28	3.821,39	4.765,20	4.774,42

Fonte: O autor (2020)

Tabela 11 - Resultados malha 2

	A	B	C	D
1	3.577,82	2.544,53	2.513,83	2.731,87
2	5.167,96	4.429,68	2.696,69	2.943,34
Velocidade (m/s)	4.372,89	3.487,10	2.605,26	2.837,60

Fonte: O autor (2020)

Tabela 12 - Resultados malha 3

	A	B	C	D
1	3.514,94	3.062,79	3.384,09	3.649,64
2	3.887,27	3.546,10	2.890,17	3.067,48
Velocidade (m/s)	3.701,10	3.304,44	3.137,13	3.358,56

Fonte: O autor (2020)

Tabela 13 - Resultados malha 4

	A	B	C	D
1	4.140,79	4.962,78	5.420,05	4.246,28
2	3.700,28	4.089,98	3.813,16	3.759,40
Velocidade (m/s)	3.920,53	4.526,38	4.616,60	4.002,84

Fonte: O Autor (2020)

Tabela 14 - Resultados malha 5

	A	B	C	D
1	3.816,79	2.652,52	2.587,32	3.012,05
2	4.444,44	3.990,02	3.574,62	2.652,52
Velocidade (m/s)	4.130,62	3.321,27	3.080,97	2.832,28

Fonte: O Autor (2020)

Tabela 15 - Resultados malha 6

	A	B	C	D
1	2.534,85	3.284,07	2.619,86	3.702,33
2	3.308,52	3.558,72	3.324,47	3.921,18

Velocidade (m/s)	2.921,69	3.421,40	2.972,16	3.811,76
-----------------------------	----------	----------	----------	----------

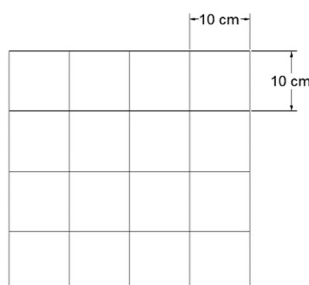
Fonte: O autor (2020)

A resistência característica do concreto, foi estimada a partir da média aritmética entre todas as velocidades de pulso ultrassônico obtido nas diferentes malhas. Comparando as velocidades encontradas a ensaios já realizados em estruturas contemporâneas, onde nessas estruturas foi possível observar resistências para o concreto acima de 15MPa, foi possível adotar para o presente trabalho uma resistência bem conservadora de 10MPa

4.3. ESCLEROMETRIA

Após identificada a posição das barras de aço na estrutura e determinada as janelas de realização dos ensaios. Foram executados os ensaios de esclerometria. A malha utilizada foi uma matriz 4x4 cujo pontos estavam espaçados a cada 10 cm nas duas direções. Assim como pode ser observado abaixo.

Figura 46 - Malha de ensaio



Fonte: O autor (2020)

Os impactos foram realizados orientados de baixo para cima. Antes da execução dos impactos a superfície foi lixada com o auxílio de uma lixadeira manual. Os resultados encontrados na primeira malha (janela 1) estão apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 - Esclerometria malha 1

	A	B	C	D
1	52	58	52	58

2	50	54	54	56
3	48	56	54	58
4	48	52	52	54

Fonte: O autor (2020)

Com os valores encontrados, foi determinado a média aritmética correspondente. Segundo a ABNT NBR 7584:2012 deve-se excluir os valores que estiverem distantes da média em $\pm 10\%$ (mais ou menos dez por cento). Em seguida, faz-se uma nova média e repete o procedimento até que todos os números pertençam ao intervalo. Ainda segundo a norma devem restar no mínimo 5 (cinco) valores para determinação da média final, caso contrário o ensaio deverá ser descartado.

Segundo as recomendações da norma já mencionada a média aritmética encontrada foi de 53,5. Aplicando os 10% para mais e para menos foi determinado o seguinte intervalo: [48,15; 58,85]. Assim os dois últimos valores encontrados na primeira coluna (A3, A4) foram excluídos e foi determinada uma nova média aritmética com os valores restantes. A nova média encontrada foi 54,29 e aplicando a variação de 10% na média obtive o seguinte intervalo [48,86;59,71]. Nenhum dos valores que restaram ficaram fora do intervalo, logo a média utilizada para o cálculo do índice esclerométrico foi 54,29. Este procedimento se repetiu em todos os seis pontos de execução dos ensaios.

Tabela 17 - Esclerometria malha 2

	A	B	C	D
1	60	60	58	62
2	58	62	60	60
3	48	48	54	56
4	48	56	60	48

Fonte: O autor (2020)

MÉDIA FINAL (M2) = 58,2

Tabela 18 - Esclerometria malha 3

	A	B	C	D
1	48	56	56	56
2	58	48	52	60
3	52	60	60	60
4	50	50	58	62

Fonte: O autor (2020)

MÉDIA FINAL (M3) = 57,09

Tabela 19 - Esclerometria malha 4

	A	B	C	D
1	60	64	60	56
2	60	54	62	58
3	48	60	60	60
4	60	56	54	54

Fonte: O autor (2020)

MÉDIA FINAL (M4) = 58,53

Tabela 20 - Esclerometria malha 5

	A	B	C	D
1	60	54	60	62
2	54	48	58	48
3	50	58	56	58
4	50	56	60	56

Fonte: O autor (2020)

MÉDIA FINAL (M5) = 57,27

Tabela 21 - Esclerometria malha 6

	A	B	C	D
1	54	58	58	60
2	58	56	58	58
3	60	58	48	60
4	56	58	60	56

Fonte: O Autor (2020)

MÉDIA FINAL (M6) = 57,87

A partir das médias encontradas foi possível estimar uma resistência característica do concreto de 10 MPa, uma vez que em outros ensaios já realizados, para estas magnitudes de impacto foram encontradas resistências até superiores a 10 MPa.

4.4. PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

Após a realização dos ensaios, assim como descrito no capítulo da metodologia, pode-se observar profundidades de carbonatação quase que insignificantes. Valores muito menores que 1 cm. Logo a superfície não se encontrava carbonatada.

Figura 47 - Ensaio de Profundidade de Carbonatação



Fonte: O autor (2020)

4.5. PRESENÇA DE CLORETOS

Ao final dos ensaios, pode-se observar profundidades de penetração de cloretos de até 1 cm, assim como apresentado na imagem abaixo.

Figura 48 - Abertura (Ensaio de Penetração de Cloretos)



Fonte: O autor (2020)

4.6. PROTEÇÃO CATÓDICA

O sistema de proteção catódica adotado foi o galvânico, em virtude principalmente das pequenas dimensões da estrutura e por ser um método que não necessita de frequente monitoramento e verificações em comparação ao método de sistema de proteção catódica por corrente impressa.

O dimensionamento iniciou-se com o cálculo da corrente necessária à proteção da estrutura do pontilhão. A corrente foi determinada de acordo com a equação abaixo.

$$I = A \times Dc \times F(1 - E)$$

Onde:

I : Corrente necessária (mA);

A : Área da estrutura a ser protegida (m²);

Dc : Densidade de corrente (mA/m²);

F : Fator de correção da velocidade;

E : Eficiência do revestimento.

Para calcular a área total da superfície das armaduras foi utilizado a fórmula de cálculo da área de um cilindro circular reto.

$$At = \{2 \times \pi \times r(h + r)\}$$

r : Raio da barra de aço;

h : Comprimento total da barra de aço.

Detalhamento das armaduras de aço do pontilhão.

- 93 barras de aço de 12,5mm de diâmetro e comprimento de 4 m.
- 9 barras de aço de 8 mm de diâmetro e comprimento de 14 m.

$$At = 93 \times \{2 \times \pi \times r(h + r)\} + 9 \times \{2 \times \pi \times r(h + r)\}$$

$$At = 93 \times \{2 \times \pi \times 6,25(4000 + 6,25)\} + 9 \times \{2 \times \pi \times 4(14000 + 4)\}$$

$$At = 17.798.861,65 \text{ mm}^2$$

ou

$$At = 17,79886165 \text{ m}^2$$

A densidade da corrente foi obtida em função da resistividade elétrica do eletrólito (concreto) e de acordo com a seguinte equação:

$$Dc = 73,73 - 13,35 \log_{10} q$$

Não foi possível a realização do ensaio de resistividade no concreto em virtude da ausência do equipamento de medição. Logo, considerando a idade avançada do pontilhão e uma agressividade ambiental classe 3, adotou-se uma resistividade equivalente a 10.000 ohm.cm.

Substituindo na equação obteve-se o seguinte valor de densidade de corrente (Dc).

Tabela 22 - Probabilidade de corrosão em função da resistividade elétrica

Resistividade do Concreto	Indicação da Probabilidade de Corrosão
> 200 ohm.m	Desprezível
100 a 200 ohm.m	Baixa
50 a 100 ohm.m	Alta
> 50 ohm.m	Muito Alta

Fonte: Polder (2000)

$$Dc = 73,73 - 13,35 \times \log q_{10000}$$

$$Dc = 20,33 \text{ (mA/m}^2\text{)}$$

O valor da eficiência do revestimento das barras de aço foi de 50% em virtude de se tratar de um concreto já envelhecido, da baixa resistividade adotada, do alto consumo de cimento com um mínimo de 350 Kg/m³ e da boa alcalinidade na região de passivação do aço.

O fator de correção em função da velocidade do eletrólito foi adotado igual a 1, uma vez que para a estrutura em análise não existe movimentação do eletrólito. Com todos esses parâmetros definidos, o valor da corrente necessária foi de:

$$I = 17,79886165 \times 0,02033 \times 1(1 - 0,5)$$

$$I = 0,180925 \text{ A}$$

ou

$$I = 180,925 \text{ mA}$$

Em seguida foi determinada a massa de anodos necessária para toda a proteção da estrutura:

$$M = \frac{8760 \times V \times I}{C \times F}$$

Onde:

M: Massa de anodos (Kg);

V: Vida útil desejada para os anodos (anos);

I: Corrente necessária à proteção (A);

C: Capacidade de corrente do anodo (Ah/Kg);

F: Fator de utilização do anodo (adimensional).

A vida útil deseja em virtude das características do tipo de estrutura foi de 20 anos. A corrente necessária foi encontrada no item anterior. A capacidade da corrente foi de 740 (Ah/Kg) que corresponde ao anodo de zinco (Tabela 23). O fator de utilização igual 0,85 o mesmo utilizado para anodos convencionais. Logo, a massa de anodo foi igual a:

Tabela 23 - Propriedades dos Anodos

Anodos	Capacidade de Corrente (A.h/Kg)	Potencial em volts (Cu/CuSO4)	Eficiência (%)
Zinco	740	-1,10	90/95

Magnésio	1.100	-1,60	50/60
Alumínio	2.200/2.800	-1,10	75/95

Fonte: GOMES (1990)

$$M = \frac{8760 \times 20 \times 0,180925}{740 \times 0,85}$$

$$M = 50,394 \text{ Kg}$$

Para fazer a distribuição da massa do anodo por toda a estrutura, foi necessário determinar antes o raio de influência dos anodos na estrutura, que corresponde ao espaçamento máximo na implantação dos anodos.

A tabela 24 traz o raio de influência dos anodos em função da relação entre a área total da superfície das armaduras ($\text{mm}^2 \cdot 10^{-3}$) e a área de concreto (m^2). A área de concreto foi obtida em função das dimensões (4mx14m) da laje do pontilhão a ser protegida que corresponde a uma área de 56m^2 .

$$\frac{17.798,861 \text{ mm}^2 \times 10^{-3}}{56\text{m}^2} = 317,837$$

Com o valor encontrado e consultando a tabela x tem um raio de influência equivalente a 50 cm e uma distância máxima entre os anodos de 75 cm.

Tabela 24 - Raio de Influência

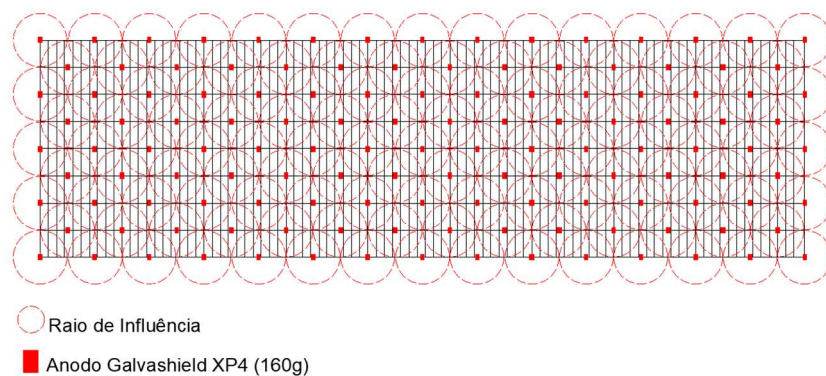
Área superficial do aço ($\text{mm}^2 \cdot 10^{-3}$) por m^2 de concreto	Raio de Ação (mm)	Distanciamento máximo entre unidades (mm)
>200	710	1065
201 – 400	500	750
401 – 600	410	650
601 – 800	350	525
801 - 1000	320	480
1001 - 1200	290	430
1201 - 1400	270	400
1401 - 1600	250	380
1601 - 1800	240	350
1801 - 2000	220	340

Fonte: SILVA apud Fosroc (2005)

Com o raio de influência encontrado foi elaborada toda a distribuição dos anodos na estrutura, que resultou na necessidade de implantação de 122 anodos para a proteção de toda a área (56m^2). Dividindo-se a massa de anodos calculada ($50,394\text{Kg}$) pela quantidade de anodos necessário (122), obteve-se anodos com massa equivalente a aproximadamente 400g . O anodo adotado foi o **Galvashield XP**.

A seguir pode observar o detalhamento e distribuição dos anodos na estrutura de concreto armado do pontilhão.

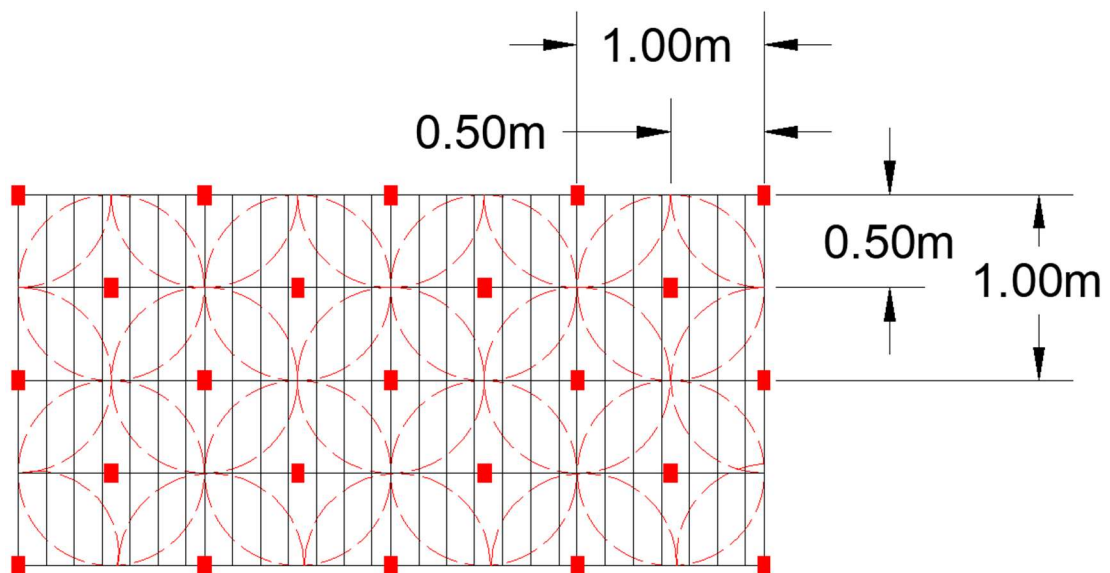
Figura 49 - Projeto da proteção catódica



○ Raio de Influência
■ Anodo Galvashield XP4 (160g)

Fonte: O autor (2020)

Figura 50 - Detalhe proteção catódica

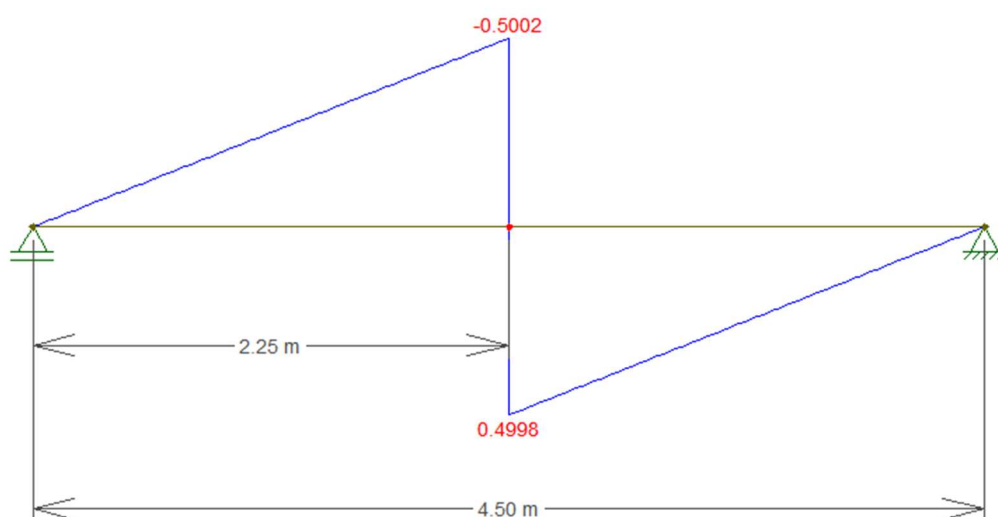


Fonte: O autor (2020)

4.7. ANÁLISE ESTRUTURAL

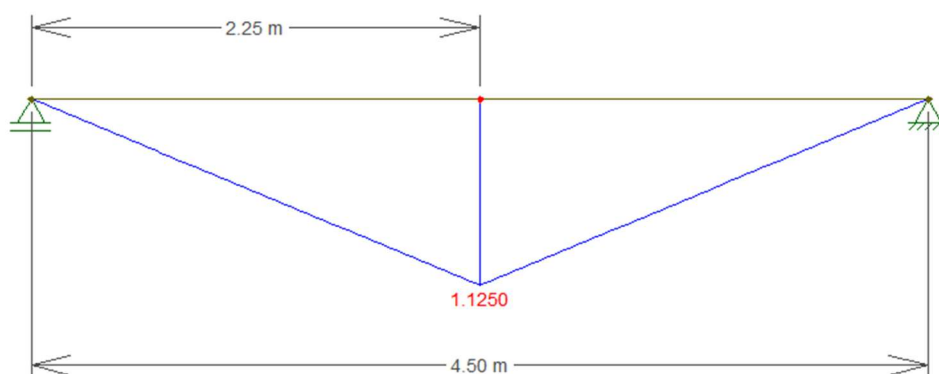
A partir dos cálculos realizados, que estão descritos no capítulo da Metodologia, pode-se observar que para o pontilhão em questão a carga atuante (95KN) é inferior a capacidade de carga do pontilhão (169,44KN). Desta forma, não há a necessidade de um reforço na estrutura. A figura 51 apresenta a linha de influência para o esforço cortante, enquanto que a figura 52 apresenta a linha de influência para o momento fletor. A partir delas, pode-se observar que a situação mais desfavorável para estrutura seria o posicionamento das cargas no meio do vão, assim como foi desenvolvido no cálculo estrutural que comprovou o funcionamento e desempenho adequado da estrutura.

Figura 51 - Linha de Influência do esforço cortante



Fonte: O autor (2020)

Figura 52 - Linhas de influência momento fletor



Fonte: O autor (2020)

4.8. DIAGNÓSTICO, CLASSE DE RISCO

A pacometria permitiu a identificação das barras de aço e os seus respectivos cobrimentos que variaram entre 1,5 e 3,0 centímetros. Além disso, a identificação do posicionamento das barras e os seus respectivos diâmetros, permitiu a realização de uma análise estrutural bastante precisa.

Para avaliação do desempenho estrutural, os ensaios de esclerometria e ultrassonografia foram determinantes, uma vez que através deles, foi possível fazer correlações com ensaios realizados em estrutura similar, no caso, o reservatório de água da DESO (ETA Poxim). Em virtude da proximidade dos resultados, foi possível estimar uma resistência bem conservadora de 10 MPa, já que para a ETA POXIM os valores de resistência encontrado foi de 15 MPa.

Através dos ensaios colorimétricos foi possível identificar a profundidade de carbonatação do concreto, que apresentou profundidades menores que 1 cm, ou seja, bem distante das armaduras. Além disso, foi possível verificar também a frente de cloretos presente no concreto, que indicaram contaminação apenas na camada superficial. Os ensaios de concentração de cloretos apresentaram valores críticos segundo as recomendações da norma ABNT 12655:2015, muito embora a NB 1 não contemplava cloretos.

Com os resultados dos ensaios realizados e da análise estrutural conclui-se que o nível de degradação da estrutura, em função dos agentes agressivos do ambiente é baixa. Os pontos de corrosão aparentes se manifestaram nos locais onde a água pôde escorrer com facilidade, justamente pela falta de pingadeiras. A maior parte das armaduras de aço estão em boas condições e o concreto apresenta bom desempenho estrutural. E segundo a ABNT NBR 9452:2019 a classificação da condição da estrutura é avaliada como boa, o que corresponde, numa classificação de 1 a 5, ao número 4.

4.9. TERAPIA RECOMENDADA À LUZ DA NBR 9452:2019

A NBR 9452:2019 recomenda que para inspeções do tipo extraordinária, o inspetor, ao final do diagnóstico, sugira uma determinada terapia, a fim de reparar os danos encontrados na estrutura. Em face do diagnóstico apresentado no item anterior, foi possível determinar três técnicas principais de recuperação estrutural. Essas

técnicas serão apresentadas nos itens seguintes, bem como o seu procedimento de execução.

4.9.1. Técnica Convencional

Esta é a técnica comumente utilizada entre as empresas de engenharia em virtude, principalmente, da facilidade de execução e custo-benefício, comparadas às outras técnicas disponíveis no mercado. O procedimento inicia-se pela demarcação da área a ser reparada, e em seguida é feita a remoção do concreto deteriorado (Figura 60). No caso do pontilhão em estudo, as áreas a serem reparadas, serão as áreas que já apresentam armaduras expostas devido a corrosão e nos locais onde obteve-se elevado potencial elétrico, superior a 350 mV.

Figura 53 - Área de Reparo



Fonte: O autor (2020)

A remoção do concreto tem o objetivo de desconfinar as armaduras em toda a sua superfície (Figura 61), a remoção é feita nos locais que possuam barras corroídas e devem prosseguir até alcançar pelo menos, 30 cm de barras sãs (sem corrosão). Após a remoção do concreto envolta das armaduras, as mesmas deverão ser lixadas com uma escova de aço, podendo ser empregadas outras técnicas de lixamento, mas como as áreas são pequenas, a utilização das escovas de aço é suficiente. O lixamento deverá eliminar todo o óxido de ferro (Fe_2O_3), ferrugem, presente na superfície das armaduras.

As armaduras que apresentarem perda de seção transversal superior a 10% da seção original, deverão ser substituídas por novas armaduras. Essas armaduras deverão ser ancoradas no concreto remanescente, seguindo o mesmo dimensionamento proposto pela NBR 6118:2014.

Em seguida deve ser aplicada nas armaduras um tratamento superficial, para protegê-las da corrosão. O produto utilizado, normalmente, é um primer a base de zinco (Figura 55), funcionando de acordo com o mecanismo da proteção catódica. O produto é aplicado com a utilização de pincéis, que devem ter o cuidado de cobrir toda a superfície das armaduras de aço.

Figura 54 - Tratamento superficial das armaduras



Fonte: POLICRETO (2020)

Em seguida, é aplicado um agente adesivo, geralmente a base de epóxi, ao concreto remanescente, afim de facilitar a aderência entre o novo concreto e o remanescente, essa etapa é conhecida popularmente como a ponte de aderência (Figura 55).

Figura 55 - Ponte de Aderência



Fonte: QUARTZOLIT (2020)

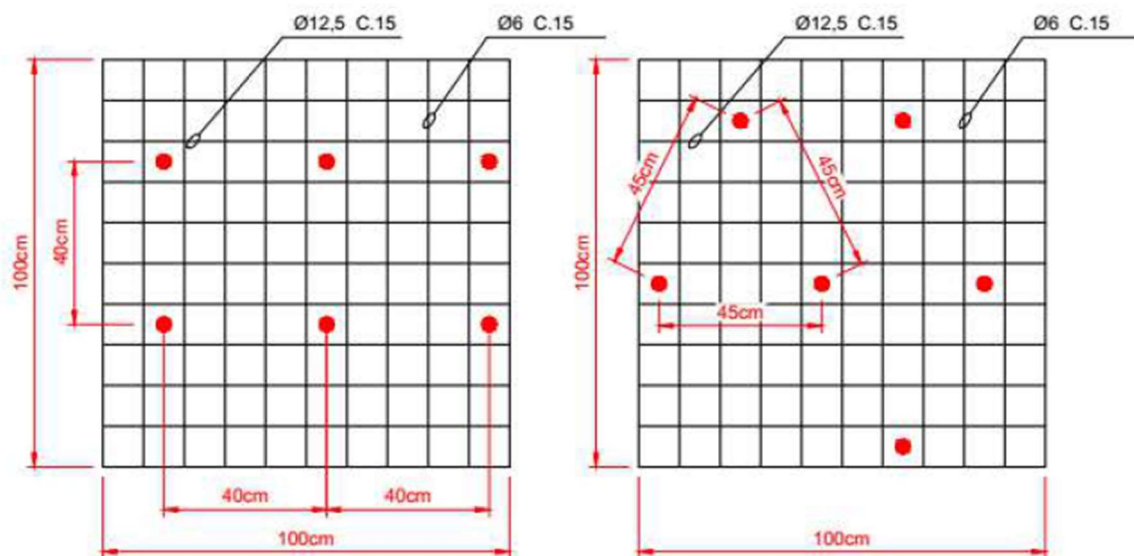
O novo concreto deverá ser aplicado imediatamente após a aplicação da ponte de aderência, obedecendo ao tempo limite para aplicação estabelecido pelo fabricante. Este novo concreto é na verdade um tipo microconcreto, composto por cimento Portland, agregados devidamente graduados, aditivos especiais e aditivos plastificantes.

4.9.2. Proteção Catódica

A técnica utilizada para fazer a proteção catódica do pontilhão foi por meio do emprego de anodos de zinco, que deverão ser inseridos nos locais que apresentaram armaduras corroídas, já aparentes, e nos locais que acusaram potenciais elétricos nas armaduras acima de 350 mV.

A partir do dimensionamento da proteção catódica, que obedeceu ao procedimento exposto no capítulo da metodologia, chegou-se a uma massa anódica, necessária para a proteção das armaduras, equivalente a $0,75 \text{ Kg/m}^2$, ou seja, a cada metro quadrado de laje, são necessários 0,75 Kg de anodos, o que corresponde a 6 anodos por metro, quando utilizado o anodo do tipo CC100 da Vector Galvanode. Esses anodos apresentam formato cilíndrico, diâmetro de 46mm, comprimento de 100mm, e possuem uma massa anódica equivalente a 135g de zinco. A distribuição dos anodos na estrutura deverá ser executada conforme a figura 57.

Figura 56 - Distribuição dos Anodos de Zinco



Fonte: O autor (2020)

O espaçamento encontrado entre os anodos foi de 40cm, e sua distribuição poderá apresentar dois arranjos diferentes, quadrado ou triângulo equilátero, desde que seja respeitado o espaçamento máximo entre os anodos. Antes da aplicação é necessário fazer a remoção da ferrugem na superfície das barras de aço, assim como na técnica convencional, e posteriormente, inserir os anodos de zinco.

5. CONCLUSÃO

Os procedimentos adotados durante a realização do trabalho seguiram estritamente as recomendações da ABNT NBR 9452:2019, que trata das inspeções em OAEs, onde foram realizados ensaios técnicos que subsidiaram o diagnóstico da estrutura e que foram determinantes na avaliação da classificação de condição do pontilhão nos parâmetros de durabilidade, de estrutura e de funcionamento. O procedimento adotado foi considerado satisfatório, uma vez que, permitiu uma inspeção bastante técnica, abrangente e minuciosa, onde foi possível avaliar o grau de risco da estrutura para o usuário e a necessidade ou não, de intervenções no curto, médio e longo prazos.

Ao final do diagnóstico, a norma ABNT NBR 9452:2019 recomenda ainda que, quando constatados danos que podem comprometer o desempenho da estrutura, o inspetor deverá prescrever uma determinada terapia para a reparação desses danos. Desta forma, levando-se em consideração que após a análise estrutural foi descartada a hipótese de um reforço estrutural, uma vez que as cargas atuantes foram menores que a capacidade de carga do pontilhão e sabendo-se que a principal anomalia encontrada foi corrosão das armaduras de aço, foi possível determinar duas técnicas principais para essas reparações dos danos existentes e prevenção de manifestações patológicas futuras. O procedimento de execução, de ambas as técnicas, está detalhado no item de Resultados do presente trabalho.

A disponibilidade de mão de obra, a expertise e experiência das empresas de Engenharia de Recuperação locais e o custo /benefício vigente são fatores catalisadores à decisão pela Técnica Convencional como terapia recomendada para um novo ciclo de vida estrutural desse estratégico componente do sistema viário local. Outras técnicas existem no mercado da engenharia de recuperações como opções, a exemplo das chapas coladas, fibras de carbono, proteção catódica, etc. Entre essas opções elencadas a Proteção Catódica galvânica seria bem adequada inclusive porque seu uso no momento cresce potencialmente nesse nicho de mercado da recuperação de estruturas de concreto armado. porém, na nossa região, torna-se mister, ainda, adequá-la convenientemente, face sua a pequena experiência resultante de eventuais aplicações em casos concretos regionais. essa técnica apresenta vantagens no tocante à postergação da corrosão no longo prazo e no

monitoramento preventivo, com uma relação benefício/custo muito interessante em obras críticas.

Finalizando, salienta-se que todos os objetivos foram alcançados, uma vez que foi possível avaliar-se integralmente as principais recomendações da NBR 9452:2019 e a sua aplicação em um caso concreto. Adita-se, que o trabalho permitiu a elaboração de um Modelo Referencial de Inspeções com a utilização dos principais ENDS, que servirá como referência informativa e subsidiária em legislações futuras, fomento na criação de uma cultura de manutenção preventiva em OAEs, com a consequente contribuição expressiva no âmbito dos profissionais da engenharia local, entidades públicas e privadas. Como sugestão de trabalhos futuros, salienta-se a incorporação de novas tecnologias, já utilizadas na construção civil, tais como: inteligência artificial, realidade aumentada, robótica, gêmeos digitais, entre outras.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9204: **Concreto endurecido – Determinação da resistividade elétrica-volumétrica – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2012.

____. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

____. NBR 7187: **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

____. NBR 9452 **Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2019.

____. NBR 12655 **Concreto de Cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2015.

____. NBR 6484: **Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2019.

ANDREUCCI, R. Infosolda. Radiologia Industrial, 2014. Disponível em: <<ftp://mecanica.ufu.br/LIVRE/Valtair%20-%20END/Radiologia.pdf>>. Acesso em: 21 Maio 2020.

ARAÚJO, F. W. C. D. ESTUDO DA REPASSIVAÇÃO DAS ARMADURAS EM CONCRETOS CARBONATADOS POR MEIO DA TÉCNICA DA REALCALINIZAÇÃO QUÍMICA. São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2009.

BONADEU, J. R. Análise da Penetração de Cloretos no Concreto Armado Exposto em Ambiente Natural e Simulado. Curitiba: Universidade Tecnológica Federal do Paraná , 2016.

COUTO, R. A. **Avaliação Probabilística da Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado Sujeita à Carbonatação.** Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) Universidade Federal de Minas Gerais. Dissertação. Belo Horizonte, 2017.

CPC - 18 - Measurement of hardened concrete carbonation depth – RILEM RECOMMENDATIONS - Materials and Structures, vol. 21, n.26, 1988.

DAL MOLIN, D.C.C. **Fissuras em estrutura de concreto armado: Análise das manifestações típicas e levantamentos de casos ocorridos no Rio Grande do Sul.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 1988.

DNIT. Brasil. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte -Manual de Manutenção de obras de Artes Especiais-OAEs. 1ª. ed. Brasília: [s.n.], v. I, 2016.

GOMES, L. P. Sistemas de proteção Catódica. São Paulo: Diagraphic, v. 2 ed, 1990.

GONÇALVES, Ana Paula. Investigando o concreto armado das empenas da FAUUSP- teste de profundidade de carbonatação utilizando fenolftaleína. **Conserva Fau,** 2017. Disponível em:<https://conservafau.wordpress.com/2017/03/10/investigando-o-concreto-armado-das-empenas-da-fauusp-teste-de-profundidade-de-carbonatacao-utilizando-fenolftaleina/>. Acesso em: 05/10/2019.

INSTITUIÇÃO DE NORMAS BRITÂNICAS. BS 1881-201: **Testando concreto. Guia para o uso de métodos não destrutivos de ensaio para concreto endurecido.** Reino Unido, 1986.

MALHOTRA, V. M.; CARINO, N. J. HANDBOOK ON NONDESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE. 2ª. ed. [S.I.]: CRC PRESS, 2003.

MARISCOTTI, M. A. J. Desenvolvimento e Aplicação da Tomografia por Raios Gama na Inspeção de Estruturas de Engenharia Civil. THASA, 2010. Disponível em: <<http://www.thasa.com/HOME2/home.htm>>. Acesso em: 21 Maio 2020.

MARKHAM. AQURON 7000 - Penetrating hydrogel for halting corrosion & extending life of concrete structures. MARKHAM, Newcastle, 2003. Disponível em: <<https://markhamglobal.com.au/markham-products/remediation-of-existing-concrete/aquron-7000-concrete-repair/>>. Acesso em: 05 Maio 2020.

MÉTODO colorimétrico por aspersão de nitrato de prata para avaliação da penetração de cloretos em concreto: estado da arte. **Revista ALCONPAT**, Porto Alegre, v. 5, 2015.

PINHEIRO, M. L. B., KUHLMANN, B. M., OLIVEIRA, C. T. de A., BARROSSI, A. C., GONÇALVES, A. P. A., CAMPIOTTO, R. C., et al. (2017). Um plano de gestão da conservação para o edifício Vilanova Artigas, sede da FAUUSP. In Caderno de Resumos: O global, o nacional e o local na preservação do patrimônio. Salvador: IAB-BA

POLICRETO ENGENHARIA. Recuperação de Estruturas de Concreto, 2020. Disponível em: <<https://tratamentodeconcreto.com.br/recuperacao-estruturas-concreto-sao-paulo.php>>. Acesso em: 12 Junho 2020.

QUARTZOLIT. Soluções Técnicas para Reparo, Proteção e Reforço. QUARTZOLIT, 2020. Disponível em: <<https://www.quartzolit.weber/solucoes-tecnicas-quartzolit-para-reparos-protecao-e-reforco/como-garantir-boaderencia-em-correcoes-estruturais-e-emendas-de-elementos-de-concreto-novos-e-antigos>>. Acesso em: 12 Junho 2020.

SANTOS, L. Avaliação da Resistividade Elétrica do Concreto como Parâmetro para a Previsão da Iniciação da Corrosão Induzida por Cloretos em Estruturas de Concreto. Brasília/DF: Universidade de Brasília, 2006.

SILVA, V. B. D. Avaliação da eficiência de pastilhas galvânicas na proteção de armaduras em estruturas de concreto sujeitas à ação de cloretos. Brasília: E.DM-008A/05, 2005.