



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CAMPUS RUSSAS**

**YVIS JEFFERSON DA SILVA**

**ANÁLISE DA CORROSÃO DOS PILARES DA PONTE JUSCELINO KUBITSCHK,  
EM ARACATI, CEARÁ**

**RUSSAS**  
**2020**

**YVIS JEFFERSON DA SILVA**

**ANÁLISE DA CORROSÃO DOS PILARES DA PONTE JUSCELINO KUBITSCHK, EM ARACATI, CEARÁ**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará – Campus Russas, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita.

**RUSSAS**

2020

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo autor

---

- S584a Silva, Yvis Jefferson da.  
Análise da corrosão dos pilares da Ponte Juscelino Kubitschek, em Aracati, Ceará /  
Yvis Jefferson da Silva – 2020.  
99 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará,  
Campus de Russas, Curso de Engenharia Civil, Russas, 2020.  
Orientação: Prof. Dr. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita.
1. Pontes. 2. Corrosão. 3. Patologias. 4. MEF. I. Título.

CDD 620

---

**YVIS JEFFERSON DA SILVA**

**ANÁLISE DA CORROSÃO DOS PILARES DA PONTE JUSCELINO KUBITSCHKE,  
EM ARACATI, CEARÁ**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará – Campus Russas, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Profa. Me. Kelvya Maria de Vasconcelos Moreira  
Universidade Estadual Vale do Acaraú (UVA)

---

Profa. Dra. Aliny Abreu de Sousa Monteiro  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Eng. Esp. Henrique Carlos Albuquerque dos Santos  
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT)

A Deus, meu Senhor e Criador.

Aos meus pais, Edilson e Valkiria.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, pela força, apoio e provisão concedidos durante a longa jornada do curso.

Aos meus pais, Edilson e Valkiria, por todos os sacrifícios e investimentos cedidos para que eu chegasse nessa etapa da minha vida.

À minha companheira Wéllida de Assis, por dividir os desafios e ensinamentos da vida acadêmica.

Ao Prof. Dr. Esequiel Mesquita, pela orientação e ensinamentos valiosos.

Aos colegas e amigos do LAREB, pelo auxílio e parceria no desenvolvimento desse trabalho.

“Mas a sabedoria que vem do alto é antes de tudo pura; depois, pacífica, amável, compreensiva, cheia de misericórdia e de bons frutos, imparcial e sincera.”

Tiago 3:17

## RESUMO

A problemática das manifestações patológicas em grandes estruturas, como pontes e viadutos, é uma questão que necessita de cada vez mais atenção nos dias atuais. A combinação de deficiências de projeto, execução e manutenção, somadas ao nível intenso de utilização, comuns a esses tipos de estruturas, faz com que deteriorações e mau funcionamento sejam frequentes no conjunto de pontes do país. Esse trabalho tem como objetivo avaliar a degradação da Ponte Juscelino Kubitschek, localizada no município de Aracati-CE, acometida de ataque corrosivo em elementos da estrutura. O processo de estudo da deterioração da ponte incluiu uma inspeção técnica, acompanhada da realização de um ensaio de potencial de corrosão em determinados elementos da infraestrutura. Além disso, foram utilizadas, como ferramentas de estudo, modelagem numérica dos elementos da ponte e estudo técnico à respeito do tipo de manifestação patológica que a degrada. Como resultado, foram obtidos mapas de potencial de corrosão referentes ao ensaio em campo e à modelagem numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Além disso, a análise visual e o estudo bibliográfico permitiram a identificação das causas da corrosão da ponte, sendo constatados erros de execução de projeto.

**Palavras-chave:** Pontes. Corrosão. Patologias. MEF.



## **ABSTRACT**

The problem of pathological manifestations in big structures, such as bridges and viaducts, is an issue that needs more and more attention nowadays. The combination of design, execution and maintenance deficiencies, added to the intense level of use, common to these types of structures, makes deteriorations and malfunctions frequent in the country's set of bridges. This work aims to evaluate the degradation of the Juscelino Kubitschek Bridge, located in the municipality of Aracati-CE, affected by corrosive attack on elements of the structure. The bridge deterioration study process included a technical inspection, accompanied by a corrosion potential test on certain elements of the infrastructure. In addition, numerical modeling of the bridge elements and technical study regarding the type of pathology that degrades it were used as study tools. As a result, maps of corrosion potential were obtained for field testing and numerical modeling by the Finite Element Method (FEM). In addition, the visual analysis and the bibliographic study allowed the identification of the causes of corrosion of the bridge, with errors in project execution being found.

**Keywords:** Bridges. Corrosion. Pathologies. FEM.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa de pontes e pontilhões do estado do Ceará .....	22
Figura 2 - Elementos constituintes de uma ponte.....	25
Figura 3 - Croqui básico da infraestrutura.....	25
Figura 4 - Pilha eletroquímica em concreto armado.....	33
Figura 5 - Tipos de corrosão .....	36
Figura 6 - Esquema da medida do potencial de corrosão .....	38
Figura 7 - Mapa de localização da cidade de Aracati em relação ao litoral .....	40
Figura 8 - Influência da umidade na densidade de corrente de corrosão de armaduras .....	42
Figura 9 - Correlação entre o potencial de corrosão e o teor de umidade .....	43
Figura 10 - Localização do município de Aracati.....	47
Figura 11 - Ponte Juscelino Kubitschek, Aracati, Ceará .....	48
Figura 12 - Divisão de Áreas e indicação de sentido de numeração .....	51
Figura 13 - Padrão de identificação dos pilares.....	51
Figura 14 - Representação da marcação de malha em um tubulão/pilar.....	52
Figura 15 - Eletrodo de referência em contato com a superfície do concreto.....	53
Figura 16 - Vista esquemática do campo elétrico e fluxo de corrente em uma macrocélula ativa/passiva no aço no concreto. ....	54
Figura 17 - Modelagem do campo elétrico e fluxo de corrente em uma macrocélula ativa/passiva no aço do concreto. ....	55
Figura 18 - Armaduras dos tubulões T1-T7.....	57
Figura 19 - Modelo de tubulão utilizado nos cálculos por MEF.....	58
Figura 20 - Modelo de tubulão utilizado nos cálculos por MEF considerando 1/8 da seção transversal da armadura .....	59
Figura 21 - Armadura exposta no tubulão T2C .....	60
Figura 22 - Deslocamento no Tubulão T3C.....	61
Figura 23 – Indícios de execução inadequada da mistura de concreto no Tubulão T3C.....	62
Figura 24 - Formação de vazios no Tubulão T3C .....	62
Figura 25 - Fissuras e início de deslocamento no Tubulão T4A .....	63
Figura 26 - Armadura exposta no Tubulão T4A.....	63
Figura 27 - Deslocamento em T4B.....	64
Figura 28 - Tubulões T8A, T8B e T8C, da esquerda para a direita.....	64
Figura 29 - Tubulões T9A, T9B e T9C, da esquerda para a direita.....	65

Figura 30 - Armadura exposta e indícios de segregação em T10A.....	66
Figura 31 - Armadura exposta e concreto delaminado no tubulão T10C.....	66
Figura 32 - Resultado do Ensaio de Potencial de Corrosão no Tubulão T1C.....	67
Figura 33 - Resultado do Ensaio de Potencial de Corrosão no Tubulão T2A.....	68
Figura 34 - Resultado do Ensaio de Potencial de Corrosão no Tubulão T7C1.....	69
Figura 35 - Zonas de potencial eletrolítico na armadura do Tubulão T1C.....	71
Figura 36 - Modelagem do potencial de corrosão no Tubulão T1C.....	71
Figura 37 - Modelagem do potencial de corrosão do Tubulão T1C - seção 40x35cm.....	72
Figura 38 - Zonas de potencial eletrolítico na armadura do Tubulão T2A.....	73
Figura 39 - Modelagem do potencial de corrosão no Tubulão T2A.....	74
Figura 40 - Modelagem do potencial de corrosão do Tubulão T2A - seção 40x35cm.....	74
Figura 41 - Zonas de potencial eletrolítico na armadura do Tubulão T7C1.....	75
Figura 42 - Modelagem do potencial de corrosão no Tubulão T7C1.....	76
Figura 43 - Modelagem do potencial de corrosão do Tubulão T7C1 - seção 35x35cm.....	76

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Lei de Sitter (1984) .....	27
Gráfico 2 - Influência do fator água/cimento no coeficiente de permeabilidade do concreto..	29
Gráfico 3 - Equilíbrio termodinâmico, potencial versus pH, para sistema Fe-H <sub>2</sub> O a 25°C .....	31
Gráfico 4 - Influência da relação água/cimento na penetração de cloretos no concreto .....	45

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - OAE's na malha rodoviária federal no estado do Ceará .....	21
Tabela 2 - Percentual das causas de problemas patológicos em estruturas de concreto.....	30
Tabela 3 - Classes de agressividade ambiental (CAA).....	39
Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto .....	44
Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$ .....	46
Tabela 6 - Dados gerais da Ponte Juscelino Kubitschek .....	48
Tabela 7 - Classificação de condição no Ensaio de Potencial de Corrosão.....	53
Tabela 8 - Valores de potencial medidos pelo voltímetro na malha do Tubulão T1C (mV) ....	67
Tabela 9 - Valores de potencial medidos pelo voltímetro na malha do tubulão T2A (mV) .....	68
Tabela 10 - Valores de potencial medidos pelo voltímetro na malha do tubulão T7C1 .....	69

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CIB	<i>Comité International du Batiment</i>
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
$F_{ck}$	Resistência característica do concreto a compressão
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LAREB	Laboratório de Reabilitação e Durabilidade das Construções
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira Regulamentar
OAE	Obra de Arte Especial

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Rodovias estaduais do Ceará auxiliadas pela presença de pontes.....	21
Quadro 2 - Rodovias federais do Ceará auxiliadas pela presença de pontes.....	21
Quadro 3 - Parâmetros de projeto e execução que influenciam na corrosão da Ponte JK .....	77

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	16
1.1	Importância e justificativa	16
1.2	Problemática	16
1.3	Objetivo geral	17
1.4	Objetivos específicos	18
1.5	Estrutura do trabalho	18
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b>	20
2.1	Pontes no estado do Ceará	20
<b>3</b>	<b>PONTES</b>	23
3.1	Histórico das pontes	23
3.2	Elementos estruturais	24
3.3	Materiais	25
3.3.1	<i>Aço</i>	25
3.3.2	<i>Concreto</i>	26
3.4	Durabilidade da estrutura	26
3.4.1	<i>Vida útil</i>	27
3.5	Manifestações patológicas	28
<b>4</b>	<b>CORROSÃO</b>	31
4.1	Camada passivadora	31
4.2	Corrosão eletroquímica	32
4.3	Causas da corrosão	34
4.4	Análise de corrosão	35
4.5	Ensaio de potencial de corrosão	37
4.6	Principais fatores influenciadores da corrosão	38
4.6.1	<i>Influência da agressividade ambiental</i>	39
4.6.2	<i>Influência do grau de umidade do concreto</i>	41
4.6.3	<i>Influência da relação água/cimento</i>	44
4.6.4	<i>Influência da espessura do revestimento</i>	45
<b>5</b>	<b>A PONTE JUSCELINO KUBITSCHK, ARACATI, CEARÁ</b>	47
5.1	Aracati, CE	47
5.2	Ponte Juscelino Kubitschek	47
<b>6</b>	<b>METODOLOGIA</b>	50



<b>6.1</b>	<b>Inspeção técnica</b> .....	50
<b>6.2</b>	<b>Ensaio de potencial de corrosão</b> .....	52
<b>6.3</b>	<b>Linhas equipotenciais de corrosão</b> .....	54
<b>7</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	60
<b>7.1</b>	<b>Análise visual</b> .....	60
<b>7.2</b>	<b>Ensaio de potencial de corrosão</b> .....	66
<b>7.2.1</b>	<b>Tubulão T1C</b> .....	67
<b>7.2.2</b>	<b>Tubulão T2A</b> .....	68
<b>7.2.3</b>	<b>Tubulão T7C1</b> .....	69
<b>7.3</b>	<b>Modelagem numérica</b> .....	70
<b>7.3.1</b>	<b>Tubulão T1C</b> .....	70
<b>7.3.2</b>	<b>Tubulão T2A</b> .....	73
<b>7.3.3</b>	<b>Tubulão T7-C1</b> .....	75
<b>7.4</b>	<b>Parâmetros de projeto e execução</b> .....	77
<b>8</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	79
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	81
	<b>ANEXO A</b> .....	83
	<b>ANEXO B</b> .....	89
	<b>ANEXO C</b> .....	95

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Importância e justificativa

Ponte é a obra destinada a vencer obstáculos que impeçam a continuidade da via. Esses obstáculos podem ser fluxos de água, outras vias de tráfego ou acidentes geográficos, como vales e ravinas. Quando se trata de obstáculos não constituídos por água, define-se como viaduto.

As pontes e viadutos têm importância fundamental na integralização do país. O Brasil tem um território extremamente extenso, com mais de 8,5 milhões de quilômetros quadrados de território, de acordo com o IBGE (2020), sendo apenas menor que os territórios da Rússia, Canadá, China e Estados Unidos. Além disso, possui topografia extremamente diversificada.

Essa extensão propicia uma economia bastante diversificada, composta pelos setores de indústrias, pecuária, agronegócio, serviços e turismo. Essa característica, porém, dificulta a integração e o escoamento dos produtos e serviços produzidos. Considerando isso, as pontes e viadutos são fatores indiscutivelmente importantes, pois tornam possível vencer os obstáculos ao fluxo viário do país, estreitando distâncias, reduzindo o custo dos produtos, aumentando a produtividade e gerando empregos.

A conexão permitida por meio dessas estruturas não se limita unicamente às questões macroeconômicas. A integralização de cidades e estados possibilita que produtos e serviços sejam mais acessíveis aos consumidores, além do que, pequenas regiões e cidades têm a oportunidade de se especializar nas atividades econômicas que tenham vocação.

Ademais, o estreitamento de viagens entre cidades proporciona laços sociais, possibilitando a moradia ou estudos em uma cidade e consultas médicas e compras em outra, por exemplo. Outro benefício é a valorização de propriedades rurais e interiores.

## 1.2 Problemática

Há um grande empenho por parte dos projetistas, em criar estruturas cuja vida útil seja a maior possível, com mínimas manutenções e intervenções. Porém, é necessário que haja o monitoramento, visto que, as condições às quais estão submetidas variam ao longo dos muitos anos que essas obras de arte devem durar. Por exemplo, muitas pontes em funcionamento foram projetadas para fluxos de tráfego menores que os existentes atualmente, enquanto outras se deterioram simplesmente pela falta de manutenção.

A combinação de deficiências de projeto, execução e manutenção faz com que parte considerável do conjunto de pontes do país apresente deterioração ou mau funcionamento. O problema é mais grave quando se considera as estruturas mais antigas, que já superaram a vida útil de projeto, chegando em idades nas quais são necessárias intervenções maiores.

Apesar do grande capital envolvido e das perturbações causadas pelo descaso nesse tipo de projeto, a consciência de conservação ainda não é um conceito comumente adotado no país.

É responsabilidade dos engenheiros dominar os conceitos e princípios dos processos de deterioração e monitorar as estruturas existentes, agindo o mais cedo possível na correção de problemas, tendo consciência que o retardo na mediação pode causar custos adicionais e prejuízos aos usuários.

Dessa forma, esse trabalho se propõe a fazer um estudo aprofundado do quadro de deterioração da Ponte Juscelino Kubitschek, na cidade de Aracati, Ceará, situada na BR-304, ao mesmo tempo que discorre e se aprofunda em uma das manifestações patológicas que mais causam danos e prejuízos em obras de engenharia, tanto no Brasil, quanto no mundo: a corrosão. Trata-se de uma estrutura de concreto armado, construída em 1958, em um período de 14 meses. Tendo passado por obras, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) inaugurou uma segunda parte da ponte, popularmente conhecida como “Ponte Nova”, com uma dimensão longitudinal de 460 metros e uma largura de 15 metros objetivando a duplicação do trecho. As fundações foram executadas no ano de 2009 e a conclusão da ponte nova em 2010, segundo o próprio DNIT. Vale mencionar que parte da obra de incrementação da ponte consistiu na construção de uma ciclovia ao lado da ponte mais antiga.

O segundo trecho, apesar da pouca idade, apresenta fissuras nos tubulões, o que levantou a necessidade de realização de um estudo. Espera-se que esse estudo sirva de referência na difusão da prática da manutenção de obras de arte especiais no contexto da preservação e restauração de estruturas no Brasil.

### **1.3 Objetivo geral**

O objetivo geral deste trabalho é caracterizar o estado de durabilidade da Ponte Juscelino Kubitschek na BR-304, utilizando como ferramentas os resultados obtidos através do ensaio de potencial de corrosão, análise visual de fissuras nos elementos estruturais,

consultas bibliográficas específicas e modelagem do potencial de corrosão por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF).

#### **1.4 Objetivos específicos**

- Identificar e mapear as principais manifestações patológicas;
- Caracterizar o potencial de corrosão dos pilares da ponte de acordo com a designação presente em *ASTM C 876:2015 - Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*;
- Modelar o potencial de corrosão pelo Método dos Elementos Finitos;
- Identificar as causas das manifestações patológicas por meio de consultas bibliográficas científicas.

#### **1.5 Estrutura do trabalho**

O Capítulo 1 faz a introdução do trabalho, apresentando o conceito da ponte, bem como uma breve descrição de sua importância e problemáticas envolvidas. Nesse capítulo também são descritos os objetivos aos quais o estudo se propõe a cumprir.

O Capítulo 2 expõe o contexto em que se insere as pontes do país e mais especificamente, no estado do Ceará, apresentando dados que demonstram sua influência na malha rodoviária do estado.

O Capítulo 3 cita a história das pontes, além de descrever os elementos estruturais que a compõem, bem como os conceitos de durabilidade, vida útil e patologias, necessários ao bom entendimento do estudo.

O Capítulo 4 apresenta um estudo aprofundado sobre corrosão, explicando como se dá o início do processo corrosivo e o funcionamento de uma pilha eletroquímica no concreto armado. Além disso, são citados os fatores e agentes causadores da patologia supracitada, as manifestações patológicas provocadas e os tipos de corrosão existentes.

O Capítulo 5 caracteriza a Ponte Juscelino Kubitschek, bem como as razões que levaram ao seu estudo.

O Capítulo 6 apresenta a metodologia de estudo aplicada, descrevendo as etapas de inspeção técnica, ensaio de potencial de corrosão, modelagem numérica e estudos bibliográficos.

O Capítulo 7 apresenta os resultados dos estudos, que incluem fotos utilizadas no

registro da análise visual das manifestações patológicas, os mapas de potencial de corrosão obtidos pelo ensaio de potencial de corrosão e os mapas de potencial de corrosão provenientes da modelagem numérica.

O Capítulo 8 finalmente apresenta as conclusões obtidas por meio dos estudos do trabalho.

## **2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

No Brasil, as pontes que atuam nas malhas rodoviárias federal, estaduais e municipais, são um patrimônio que agrega valor, importância e desenvolvimento para diferentes regiões do país.

O desenvolvimento do projeto e a construção de uma Obra de Arte Especial (OAE) envolvem estudos criteriosos, profissionais capacitados e aplicação de tecnologias avançadas, a fim de garantir a segurança dessas grandes estruturas. Além disso, os cuidados devem se estender além do período de desenvolvimento e finalização do projeto. Essas grandes obras precisam de manutenção e gerenciamento responsável para que a segurança acompanhe todo o período de funcionamento da estrutura.

Pontes e viadutos de concreto armado, assim como outras OAE, estão sujeitos à diversos fatores que causam a sua deterioração e degradação estrutural, comprometendo a sua integridade e funcionalidade. Essa degradação, na maior parte dos casos, só é evidente com o surgimento de manifestações patológicas. Além do uso contínuo, a falta de programas de manutenção preventiva intensifica ainda mais o surgimento dessas manifestações.

A carência de políticas e estratégias objetivando a conservação das obras públicas faz com que grande parte das pontes existentes no Brasil apresentem condições estruturais e funcionais preocupantes, gerando riscos aos usuários e prejuízos aos diversos setores da economia nacional que são intimamente dependentes do transporte rodoviário. A existência de pontes e viadutos em estados de emergência é mais evidente observando a frequência de desabamentos e incidentes envolvendo essas estruturas. Há de se considerar ainda que, muitas dessas OAE foram construídas há várias décadas.

### **2.1 Pontes no estado do Ceará**

O Laboratório de Reabilitação e Durabilidade das Construções (LAREB), localizado na Universidade Federal do Ceará – Campus Russas, realizou o levantamento das pontes estaduais do Ceará em 2020, contabilizando 210 OAE's, sendo 205 pontes, 4 pontilhões e 1 viaduto, distribuídos por 39 rodovias estaduais. Isso demonstra a importância e influência dessas OAE's em todo o estado. O Quadro 1 demonstra as rodovias estaduais auxiliadas pela presença de pontes no estado do Ceará.

Quadro 1 - Rodovias estaduais do Ceará auxiliadas pela presença de pontes

CE-010	CE-138	CE-240	CE-292	CE-371
CE-025	CE-153	CE-253	CE-350	CE-375
CE-040	CE-163	CE-257	CE-356	CE-385
CE-060	CE-166	CE-261	CE-358	CE-421
CE-085	CE-168	CE-263	CE-362	CE-422
CE-090	CE-176	CE-265	CE-364	CE-456
CE-123	CE-183	CE-266	CE-366	CE-458
CE-138	CE-187	CE-284	CE-368	

Fonte: Adaptado LAREB.

Considerando as rodovias federais (BRs), tratam-se de 399 OAE's, sendo que 132 são classificadas pelo DNIT como boas, 109 regulares, 98 sofríveis e 15 precárias. As demais 45 pontes não têm classificação. Isso significa que apenas 33 % dessas OAE's estão em bom estado de conservação.

Tabela 1 - OAE's na malha rodoviária federal no estado do Ceará

OAE's na malha rodoviária federal no estado do Ceará	
OAE	Quantidade
Ponte	300
Viaduto	36
Viaduto sobre ferrovia	9
Pontilhão	28
Passarela	16
Ponte Inservível	4
Bueiro	6

Fonte: Adaptado LAREB.

Esse conjunto de OAE's contribui para o funcionamento do fluxo de 11 rodovias federais do estado do Ceará, listadas no Quadro 2.

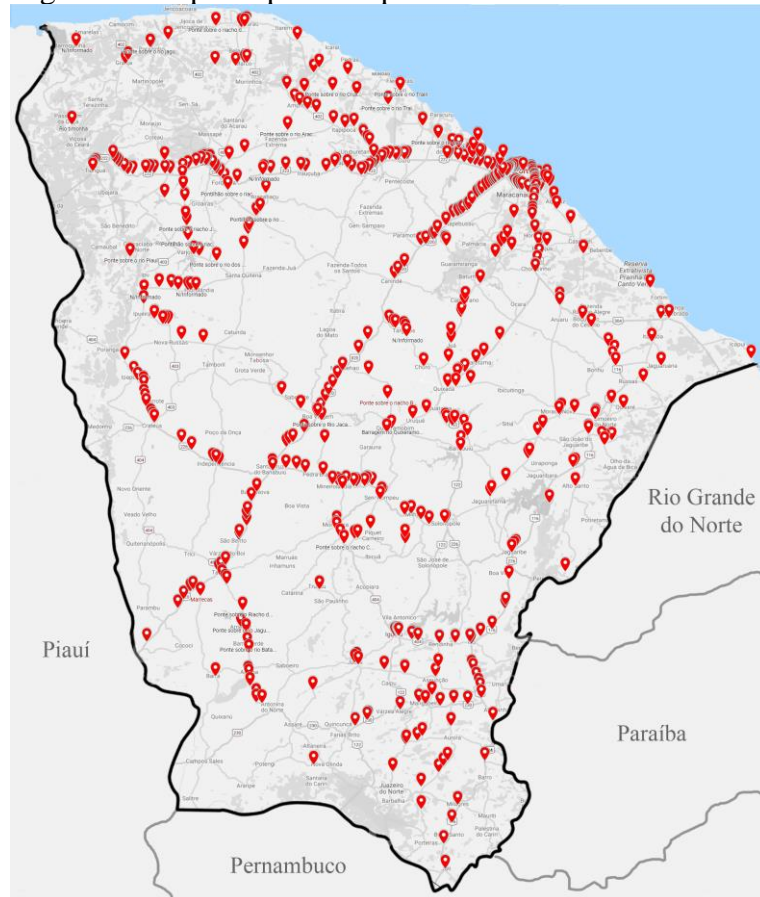
Quadro 2 - Rodovias federais do Ceará auxiliadas pela presença de pontes

BR-020	BR-226	BR-403
BR-116	BR-230	BR-404
BR-122	BR-304	BR-437
BR-222	BR-402	

Fonte: Adaptado LAREB.

Deve-se considerar para o Quadro 1 e o Quadro 2, o termo ‘pontes’ como qualquer OAE que vença um vão entre dois pontos, o que inclui também viadutos e pontilhões. A Figura 1 mostra um panorama geral da localização das OAE’s contabilizadas.

Figura 1 - Mapa de pontes e pontilhões do estado do Ceará



Fonte: Adaptado LAREB.

Esses levantamentos são de fundamental importância no entendimento da influência das pontes, não só no estado do Ceará, mas como no Brasil como um todo, visto que os transportes de cargas e pessoas no país, ocorrem predominantemente pelo meio rodoviário.



### 3 PONTES

Atualmente, há diversas classes de pontes, a depender da finalidade, podendo ser pontes rodoviárias, pontes ferroviárias, pontes rodoferroviárias e quando destinadas ao tráfego de pedestres, são chamadas de passarelas.

Quando se trata do material, as superestruturas podem ser de madeira, pedra, metal, concreto armado, concreto protendido ou pré-moldadas. Para a infraestrutura, comumente é adotado o concreto armado.

As pontes podem variar ainda quanto ao tipo estrutural, à durabilidade, à altimetria e à planimetria.

As normas brasileiras mais conhecidas relacionadas à construção e utilização de pontes são:

- NBR 6118:2014 – Projeto de estrutura de concreto – procedimento;
- NBR 7187:2003 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido;
- NBR 7188: 2003 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- NBR 14931:2003 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento.
- NBR 9451:2019 – Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto – Procedimento

#### 3.1 Histórico das pontes

A história das pontes é provavelmente tão antiga quanto a civilização humana. Atualmente é uma das estruturas mais complexas da engenharia civil e requer atenção especial do projetista que deve considerar não apenas a segurança, mas fatores como economia, construtibilidade, durabilidade, sustentabilidade, estética e adaptação à paisagem e ao meio ambiente (NEDEV; KHAN, 2011).

Ao redor do mundo, o concreto é o material mais utilizado na construção de pontes, especialmente em casos de vão mais curtos. Suas vantagens incluem menor custo, melhor durabilidade e boas tradições no uso do material, porém, em relação aos outros materiais, possui maior peso próprio, maior tempo de construção, necessita de mais mão de obra e tende a apresentar deteriorações estéticas (NEDEV; KHAN, 2011).

De acordo com Bellei (2007), os primeiros materiais a serem utilizados na

construção de pontes foram a pedra e posteriormente a madeira. As pontes de pedra mais antigas foram construídas em Roma com técnicas advindas dos etruscos, que povoaram a Península Itálica a partir do século IX a.C. Com relação às pontes de madeira, acredita-se que os romanos a utilizavam na travessia de rios largos, como o Reno e o Danúbio. Por volta de 1840, iniciou-se a transição das pontes de madeira para as de ferro. Somente em 1857, foi construída o que se acredita ser a ponte mais antiga do Brasil, feita em ferro fundido melhorado, a ponte sobre o Rio Paraíba do Sul, com 5 vãos de 30 metros. A partir de 1930 e alavancado após a Segunda Guerra Mundial, teve início o uso das pontes mistas de aço e concreto.

A construção de pontes e viadutos é agregada por conhecimentos adquiridos ao longo de sua antiga história. A contínua evolução tecnológica de equipamentos e dispositivos modernos incrementa o projeto de obras cada vez mais complexas e ousadas, motivada pela necessidade de transpor obstáculos geográficos e potencializar o fluxo de redes viárias.

### 3.2 Elementos estruturais

Em termos estruturais, uma ponte pode ser dividida em infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

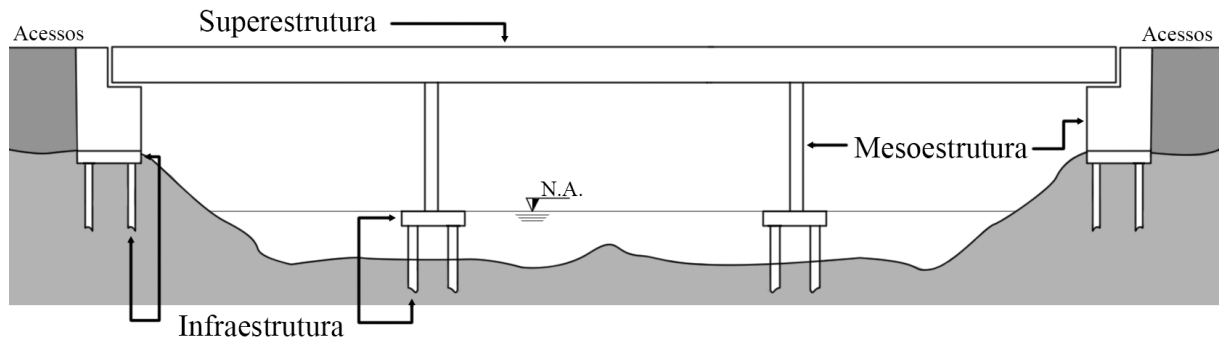
A **Superestrutura** é a parte destinada a vencer o obstáculo e é composta por elementos que se localizam acima dos apoios, podendo ser formada por tabuleiro, estrutura principal, aparelhos de apoio, enrijamentos, pendurais, tímpanos, cortinas e abas laterais, juntas de dilatação, dispositivos de proteção, placas de transição e elementos de captação e drenagem. É subdividida em:

- Estrutura principal, que tem a função de vencer o vão livre;
- Estrutura secundária, também chamada de tabuleiro ou estrado, trata de receber a ação direta das cargas e transmitir para a estrutura principal.

A **Mesoestrutura** é formada pelos apoios, funciona preferencialmente no sentido vertical e tem como finalidade transferir os esforços da superestrutura para as fundações. Pode ser formada por pilares, pórticos, paliçadas e torres.

A **Infraestrutura** transmite os esforços recebidos da mesoestrutura para o terreno sobre o qual a obra está implantada. Seus elementos incluem a fundação, além de peças de ligação entre elementos, como os blocos de coroamento.

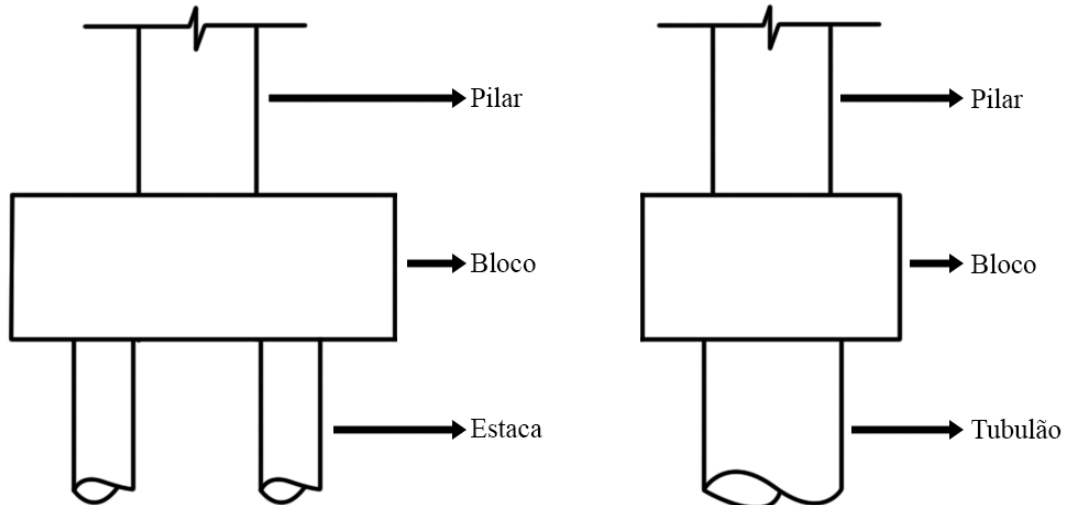
Figura 2 - Elementos constituintes de uma ponte



Fonte: Autor.

A NBR 6118:2014 define os blocos de coroamento como estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação. Ou seja, esses elementos de concreto exercem a função de transferir os esforços dos pilares, provenientes da superestrutura para as fundações profundas.

Figura 3 - Croqui básico da infraestrutura



Fonte: Autor.

### 3.3 Materiais

A construção de pontes abrange o uso de diversos tipos de materiais, adaptados aos seus diferentes casos de aplicação. O aço e o concreto são os mais importantes.

#### 3.3.1 Aço

Atualmente, o mercado disponibiliza uma série de aços estruturais destinados à construção de pontes. Os materiais são adaptados e superados em qualidade de acordo com o

avanço dos estudos e da tecnologia aplicada na construção civil.

Os aços carbono ou de média resistência constituem-se de moderado teor de carbono e possuem uma tensão de escoamento  $F_y = 250$  MPa.

Os aços deste grupo são:

- MR-250 (Norma Brasileira)
- ASTM A36 (Norma Americana)
- St-37 (Norma Alemã)

Os aços de alta resistência apresentam limite de escoamento acima de 300 MPa, e resistência a corrosão 2 a 3 vezes maior que os aços carbono. A maioria das pontes e viadutos do Brasil utilizam esse aço.

Os aços desse grupo são:

- ASTM A 572 (alta resistência mecânica)
- ASTM A 588, USI-SAC, COSACOR (alta resistência mecânica e à corrosão atmosférica)

### **3.3.2 Concreto**

O concreto pode ser usado no tabuleiro, pilares, vigas, fundações, guarda-corpos e parapeitos, podendo ser moldado em qualquer forma. Deve ser executado com adequado controle de qualidade, sendo observados parâmetros como fator água/cimento, tipo de agregados, tipo de cimento, dentre outros. Como qualquer material, necessita de manutenção, tendo como especial atenção a espessura dos revestimentos que deve estar de acordo com a classe de agressividade do meio.

### **3.4 Durabilidade da estrutura**

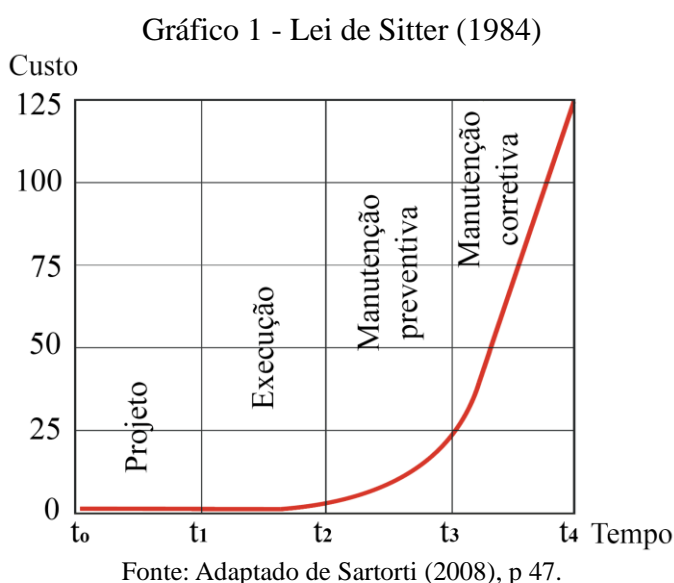
A durabilidade das estruturas de concreto depende da produção e caracterização dos insumos, preparação do concreto, execução e manutenções preventiva e corretiva da estrutura. Deve-se considerar também as propriedades do material e sua exposição ao ambiente ao longo do tempo.

O projeto deve conferir segurança e garantir desempenho satisfatório em serviço, além de aparência aceitável. Devem ser atendidas as exigências de capacidade resistente, as

condições em uso normal e as especificações referentes à durabilidade.

Descuidos, erros de projeto, mão de obra desqualificada, erros de execução e inexistência de manutenção têm gerado estruturas com pouca durabilidade, apresentando problemas patológicos numa idade ainda precoce. Estes problemas acarretam elevados custos e trabalhos exaustivos (CURCIO, 2008).

Sabe-se que, pela Lei de Sitter (1984), demonstrada no Gráfico 1, os custos de projeto, execução e manutenção preventiva são menores que os custos de manutenção corretiva.



### 3.4.1 Vida útil

A vida útil de um material é o período durante o qual suas características físicas e químicas atendem aos limites mínimos capazes de exercer sua função. Esse período pode ser estendido se medidas de manutenção e prevenção de falhas forem atendidas.

De acordo com a NBR 6118:2014, a vida útil de projeto pode ser definida como o período no qual as características da estrutura do concreto são mantidas, considerando os requisitos de uso e manutenção estabelecidos em projeto, além das disposições de execução de reparos necessários ao longo do tempo. Quando as propriedades de um material se deterioram a tal ponto que o seu uso se torna inseguro ou antieconômico entende-se que esse material atingiu o fim de sua vida útil.

A vida útil de estruturas varia de acordo com a finalidade do projeto. Usinas hidrelétricas comumente são projetadas para durarem no mínimo 100 anos, enquanto pontes pelo menos 50 anos, salvo incidentes excepcionais como sismos.

### 3.5 Manifestações patológicas

Pontes e viadutos são obras de arte especiais que frequentemente apresentam diversas manifestações patológicas, devido ao seu uso contínuo, grandes solicitações e, por vezes, ausência de manutenção preventiva. Essas construções são fundamentais para o fluxo viário em diversas partes do mundo, e em grande parte dos casos, suas manifestações patológicas remetem a soluções emergenciais. Nesse contexto, a área de patologias estuda a identificação e recuperação de estruturas, conciliando modelos numéricos e metodologias práticas de avaliação.

De acordo com Lourenço et al. (2009), pontes e viadutos apresentam uma maior susceptibilidade às patologias características dessas construções, devido sua singularidade estrutural. Tendo em vista essa tendência natural à deterioração, programas de manutenção ineficientes aceleram o surgimento de problemas patológicos.

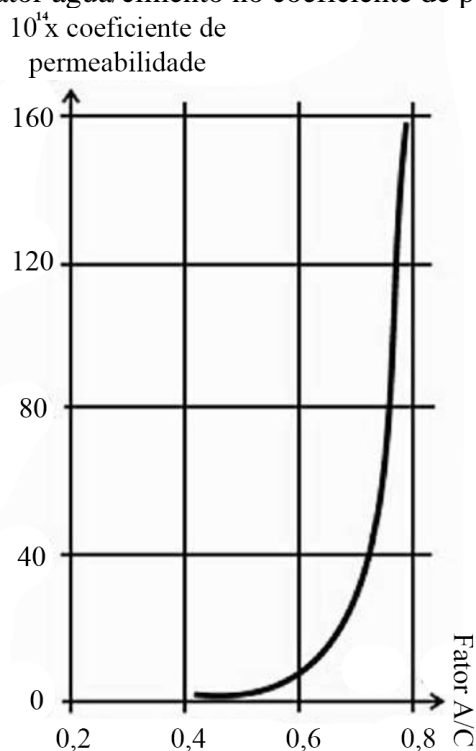
Os principais efeitos patológicos sobre a estrutura, de forma geral, são:

- Degradação da aparência da estrutura, ocasionada pelo surgimento de manchas, eflorescências, lixiviação, fissuras e deformações excessivas no concreto;
- Perda de rigidez e resistência da estrutura, provocadas pela presença de fissuras, pelo destacamento ou desagregação do concreto, ou pela corrosão das armaduras;
- Redução da vida útil da estrutura.

Os principais fatores que exercem influência sobre as estruturas de concreto armado e protendido são:

- Qualidade dos materiais: A qualidade do material é atendida por parâmetros técnicos estabelecidos em norma, sendo assim, de caráter objetivo e não subjetivo.
- Relação água/cimento: A proporção de água empregada no processo de hidratação dos compostos do cimento e que proporciona trabalhabilidade à mistura define características como densidade, compacidade, permeabilidade (Gráfico 2), capilaridade e a própria fissuração, sem considerar a resistência mecânica. O uso em excesso provoca vazios e capilaridade no concreto, facilitando a carbonatação do concreto e a corrosão das armaduras.

Gráfico 2 - Influência do fator água/cimento no coeficiente de permeabilidade do concreto



Fonte: Souza e Ripper (1998), p 36.

- Ações: a sobrecarga da estrutura, dentre outros fatores, pode gerar fissuras ou o colapso da estrutura.
- Meio ambiente: O ambiente onde a estrutura se situa exerce forte influência sobre o seu comportamento no que diz respeito à durabilidade dos materiais empregados. Um ambiente agressivo pode desencadear ou acelerar um processo patológico, introduzindo gases e líquidos que contém agentes químicos agressivos, que penetram pela porosidade e pelos capilares do concreto. Além disso, temperatura, umidade relativa, vento e poluição, também contribuem com a degradação do concreto. Todos esses fatores ambientais são tão importantes quanto as propriedades mecânicas da obra de arte especial.
- Processo de construção: o planejamento, execução e manutenção da estrutura colaboram para o bom desempenho, durabilidade, conformidade e reabilitação da mesma (CURCIO, 2008).

A Tabela 2 demonstra o levantamento realizado por Souza e Ripper (1998), que demonstra o percentual das causas de problemas patológicos em estruturas de concreto, baseado no estudo de diversos autores.

Tabela 2 - Percentual das causas de problemas patológicos em estruturas de concreto

FONTE DE PESQUISA	CAUSAS DOS PROBLEMAS PATOLÓGICOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO			
	Concepção e projeto	Materiais	Execução	Utilização e outras
Edward Grunau Paulo Holcno (1992)	44	18	28	10
D. E. Allen (Canadá) (1979)	55	49		
C.S.T.C. (Bélgica) Verçoza (1991)	46	15	22	17
C.E.B. Boletim 157 (1982)	50	40		10
Faculdade de Engenharia da Fundação Armando Alvares Penteadó Verçoza (1991)	18	6	52	24
B.R.E.A.S. (Reino Unido) (1972)	58	12	35	11
Bureau Securitas (1972)	88			12
E.N.R. (U.S.A.) (1068 -1078)	9	6	75	10
S.I.A. (Suíça) (1979)	46		44	10
Dov Kaminetzky (1991)	51	40		16
Jean Blevot (França) (1974)	35		65	
L.E.M.I.T. (Venezuela) (1965-1975)	19	5	57	19

Fonte: Souza e Ripper (1998), p 23.

É importante observar que para a pesquisa da Tabela 2, nem todos os autores seguem a classificação padrão referente às origens dos vários problemas patológicos, o que resulta em lacunas na tabela. Alguns autores consideram determinado problema como resultante de mais de uma causa, o que explica o fato de a soma percentual das parcelas, em alguns casos, ser superior a 100.

De acordo com Souza e Ripper (1998), as causas de deterioração de estruturas podem ser divididas em dois grandes grupos: causas intrínsecas e causas extrínsecas.

As causas intrínsecas aos processos de deterioração das estruturas de concreto são inerentes às próprias estruturas, ou seja, têm sua origem nos materiais e peças estruturais durante as fases de execução e/ou de utilização das obras, por falhas humanas, por questões próprias ao material concreto e por ações externas (SOUZA; RIPPER, 1998).

As causas extrínsecas de deterioração independem da estrutura em si, assim como da composição interna do concreto, ou de falhas inerentes ao processo de execução. Dessa forma podem ser definidas por fatores que atacam a estrutura "de fora para dentro", durante as fases de concepção ou ao longo da vida útil desta (SOUZA; RIPPER, 1998).



## 4 CORROSÃO

A corrosão é a deterioração natural do material metálico podendo assumir duas formas: corrosão química ou corrosão eletroquímica. A resistência à corrosão é intrínseca a cada estrutura, e decai ao longo do tempo (LOURENÇO et al., 2009).

Na corrosão química, o metal interage diretamente com os gases do meio, o que dá origem à produtos de corrosão. Esse tipo de corrosão é pouco importante para as obras civis, considerando que o processo é lento e os óxidos formados criam uma película sobre o metal, que reduz, ainda mais, a velocidade das reações (MEIRA, 2017).

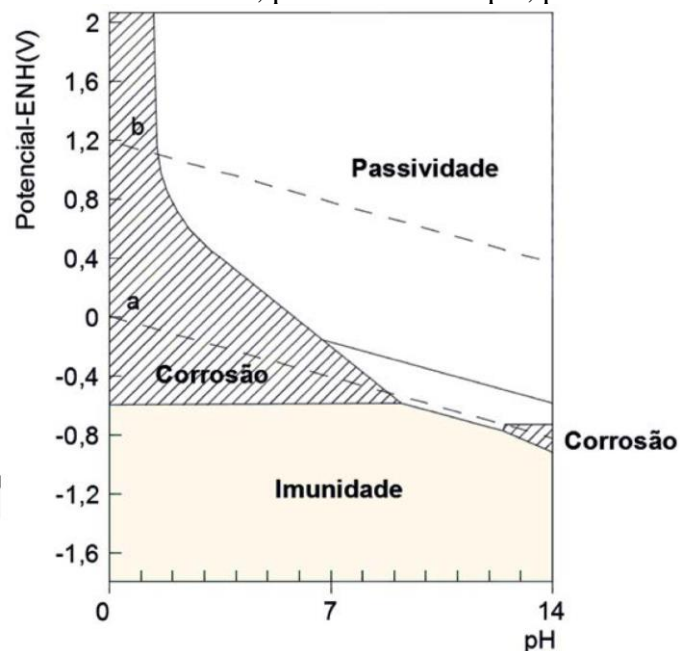
A corrosão eletroquímica é a mais importante para as obras civis, pois ocorre nas estruturas de concreto armado e pode atingir graus de deterioração bastante significativos (MEIRA, 2017).

### 4.1 Camada passivadora

O filme passivo é formado a partir de uma rápida e extensa reação eletroquímica, que gera produtos de corrosão agrupados em uma fina camada aderida à superfície do aço (MEIRA, 2017).

Meira (2017) afirma que há três condições distintas que caracterizam o estado da armadura: corrosão, passivação e imunidade, as quais são definidas em função do pH do meio e do potencial eletroquímico da armadura, conforme pode ser visto no Gráfico 3.

Gráfico 3 - Equilíbrio termodinâmico, potencial versus pH, para sistema Fe-H<sub>2</sub>O a 25°C



Fonte: Meira (2017).

O concreto representa não apenas uma proteção física, que separa o aço do meio externo, como também uma proteção química, em função do seu elevado pH, que contribui para a formação e estabilidade da capa passiva que protege a armadura da corrosão futura (MEIRA, 2017).

A grande concentração de hidróxidos no concreto resulta em uma alta alcalinidade, apresentando um  $\text{pH} \geq 12,5$ . O contato do aço com o concreto alcalino forma uma camada superficial na barra denominada superfície passivante. Essa camada é constituída por um óxido transparente de pequena espessura, podendo ser desfeita por agentes agressivos, num processo chamado de despassivação. Após essa etapa, os agentes agressivos atacam o aço, provocando o processo de corrosão (SARTORTI, 2008).

O problema pode ser acelerado por agentes agressivos presentes no concreto como sulfetos, cloretos, dióxido de carbono, nitritos, gás sulfídrico, cátion amônio, os óxidos de enxofre e a fuligem. A relação água-cimento e a espessura do revestimento são fatores determinantes no processo de corrosão, porque o primeiro define a porosidade do concreto e o segundo influencia na velocidade de carbonatação (CURCIO, 2008).

A NBR 6118:2014 - *Projeto de estruturas de concreto* recomenda medidas preventivas que dificultem o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O revestimento das armaduras e o controle da fissuração minimizam este efeito, sendo recomendável um concreto de baixa porosidade.

## 4.2 Corrosão eletroquímica

O mecanismo de corrosão eletroquímica, ocorre (como na maioria das reações corrosivas) na presença de água ou ambiente úmido. A umidade exerce forte influência na ação corrosiva da atmosfera. Segundo Gentil (1996), o ferro em atmosfera de baixa umidade relativa praticamente não sofre corrosão, enquanto que em umidade acima de 70% o processo se torna acelerado.

Este tipo de corrosão produz óxidos e hidróxidos de ferro, chamados de ferrugem, caracterizados por serem pulverulentos, porosos e apresentarem cor avermelhada. Para esse fenômeno, são necessárias três condições: existência de um eletrólito, diferença de potencial e presença de oxigênio (COMIM; STACECHEN, 2017).

O eletrólito permite a mobilidade de íons que se combinam para formar os produtos da corrosão. Um bom eletrólito, é formado pela solução aquosa dos poros do concreto saturada por produtos de hidratação. A diferença de potencial pode ser causada por

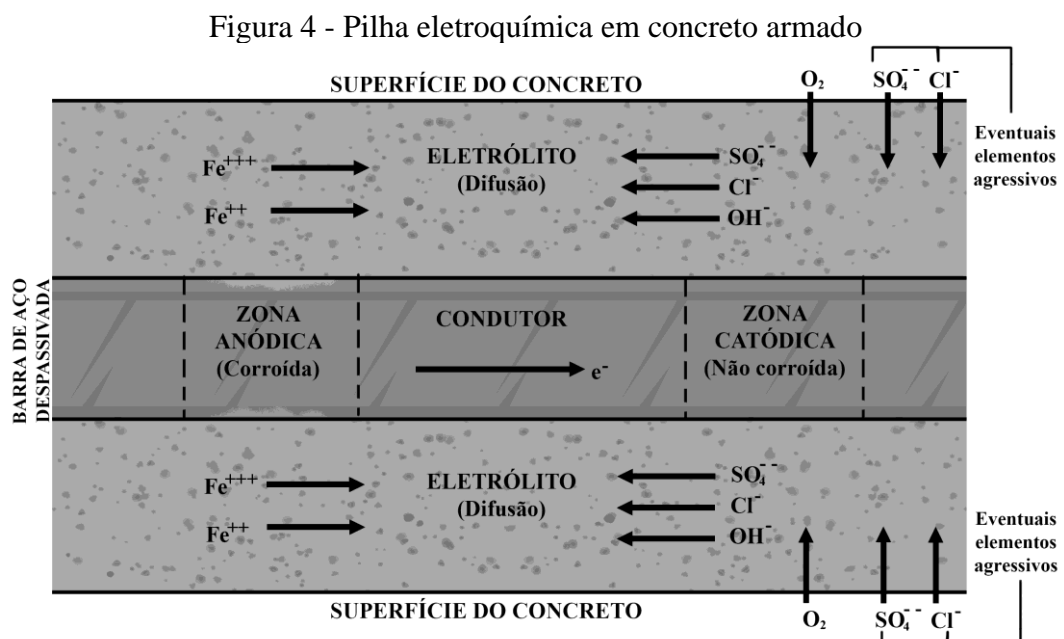
vários fatores como diferenças de umidade, aeração, concentração salina, solicitações mecânicas distintas no concreto e aço, variações significativas nas características superficiais do aço, metais diferentes embutidos no concreto, entre outros (HELENE, 1986).

O oxigênio é necessário porque participa das reações químicas envolvidas na formação da ferrugem (óxidos e hidróxidos de ferro) e sua presença está ligada ao teor de umidade do concreto (FRANCO,2011).

No caso de concretos totalmente úmidos, a propagação do gás carbônico é muito lenta e para que o oxigênio seja consumido, ele precisa estar dissolvido (CASCUDO, 1997).

De acordo com Cascudo (1997), o mecanismo de corrosão eletroquímica promove a formação de pilhas eletroquímicas, que se estabelecem entre dois metais diferentes de uma mesma solução ou em regiões diferentes de um mesmo metal, como é o caso da armadura no interior do concreto. Uma pilha eletroquímica é formada pelos seguintes componentes:

- ânodo: eletrodo onde ocorre oxidação e a corrente elétrica entra no eletrólito, na forma de íons metálicos positivos;
- cátodo: eletrodo onde ocorre redução por meio das cargas negativas (elétrons) e a corrente elétrica sai do eletrólito;
- eletrólito: condutor (normalmente líquido) contendo íons que transportam a corrente elétrica do ânodo para o cátodo;
- circuito metálico: ligação metálica entre o ânodo e o cátodo por onde escoam os elétrons, no sentido ânodo-cátodo (GENTIL, 1996).



Fonte: Adaptado de Helene (1986).

Qualquer diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas causa o surgimento de corrente elétrica. A corrosão acontece de acordo com o tamanho dessa corrente e o livre acesso de oxigênio. A Figura 4 representa a formação de uma célula de corrosão no concreto armado, com armadura despassivada. A camada passivadora da armadura é destruída pela ação conjunta de umidade, oxigênio e agentes agressivos (principalmente os cloretos), que penetram o concreto. A ação destes elementos ocorre de forma variável ao longo da armadura, formando assim, uma pilha de corrosão, devido a diferença de potencial entre os diferentes trechos da armadura (ânodo e cátodo).

A corrente elétrica (fluxo de íons) formada sai das áreas anódicas para o eletrólito (vazios do concreto) e penetra nas áreas catódicas. Nesse processo, as áreas anódicas corroem (oxidação) e as áreas catódicas ficam protegidas (redução). Esta mesma corrente que penetra na área catódica retorna as áreas anódicas pelos ferros da armadura fechando o circuito (FORTES; ANDRADE, 2001).

### **4.3 Causas da corrosão**

A corrosão de armaduras é um caso frequentemente verificado nas estruturas e fortemente influenciada por ambientes agressivos, umidade, alta porosidade, alta capilaridade, deficiência de cobrimento, materiais de construção contestáveis e fissuração acentuada.

Os agentes causadores podem ser o ataque por águas sulfatadas, reação álcali-agregado, retração por secagem, penetração de cloretos, carbonatação, entre outros. Um dos principais causadores é a penetração de cloretos, advinda de maresia ou contato direto com a água do mar. Os íons cloreto no estado sólido adentram progressivamente na superfície do concreto. Eles são transportados para o interior da estrutura por meio de mecanismos como absorção capilar ou difusão, provocando a corrosão das armaduras, no decorrer dos anos. A carbonatação é comum em ambientes com alto grau de poluição, como cidades muito populosas, áreas de garagem e zonas industriais (SOUZA; RIPPER, 1998).

Há de se considerar, que o eletrólito integrante da pilha eletroquímica influencia fortemente o processo de corrosão instalado, sendo que quanto mais eletrólito presente, mais propícia é a passagem de corrente iônica, acelerando o processo de corrosão. Analogamente, a presença de pouco eletrólito aumenta a resistividade do sistema. Considerando o concreto armado, o eletrólito está presente nos poros do concreto, sendo que em ambientes de baixa umidade relativa, o processo de corrosão da armadura é dificultado pela carência de eletrólito, enquanto que em ambientes de elevada umidade o processo pode ser acelerado (MEIRA, 2017).

#### 4.4 Análise de corrosão

Simplificadamente, a análise da corrosão em obras de arte especiais utiliza dois parâmetros básicos: a identificação da forma e natureza da deterioração e a avaliação quantitativa e qualitativa do processo corrosivo. A interpretação dos resultados gera o diagnóstico final da estrutura (LOURENÇO et al., 2009).

A análise visual é o método mais comum de inspeção de pontes e viadutos. É uma etapa fundamental na avaliação global da estrutura e a partir dela são definidos possíveis testes, ensaios e verificações específicas. Essa análise deve ser baseada nas seguintes verificações:

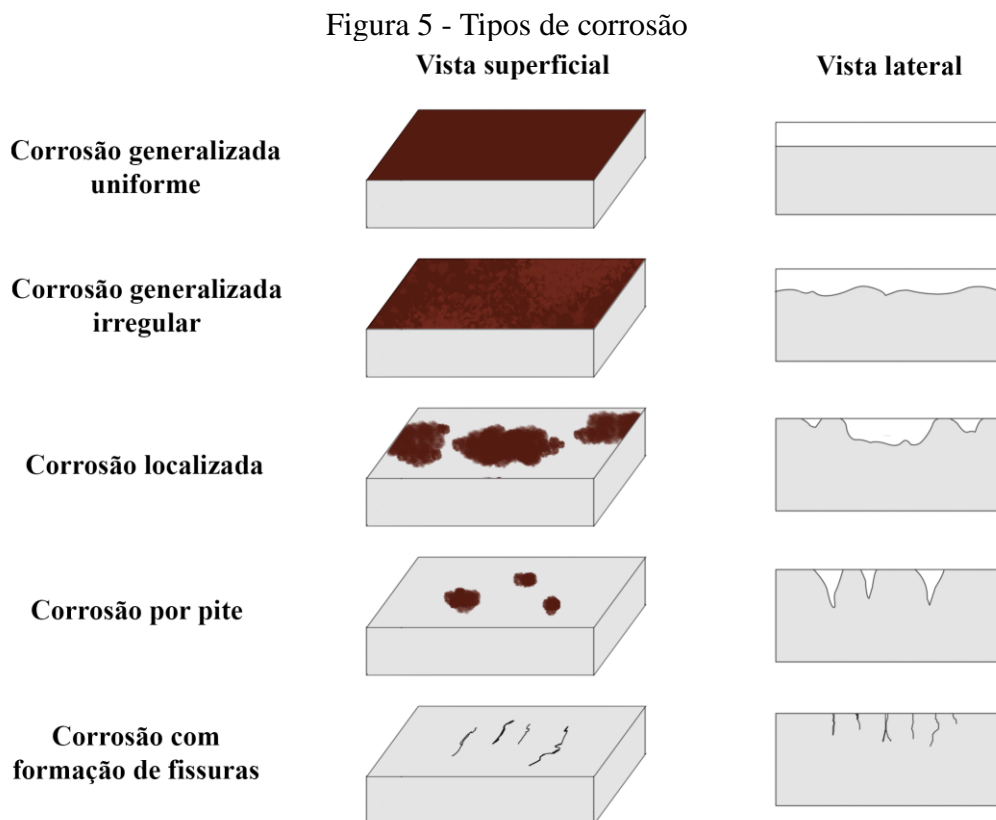
- Fissuras do concreto paralelas à armadura;
- Fragmentação e descolamento do concreto de cobertura;
- Lascamento do concreto;
- Exposição de armaduras corroídas;
- Acúmulo de produtos de corrosão nas armaduras expostas, com formação de crostas;
- Visível perda de seção das armaduras;
- Comprometimento da aderência barra-concreto;
- Flambagem das armaduras longitudinais dos pilares;
- Manchas de ferrugem na superfície do concreto, indicando a migração dos produtos de corrosão.
- Deformações estruturais próximas a áreas com manifestação de corrosão.

Quando se trata de obras-de-arte especiais, alguns fatores são determinantes na ocorrência e intensidade da corrosão, sendo eles: o ambiente onde a estrutura se situa, os agentes agressivos presentes no meio e a capacidade de resistência da estrutura.

- As propriedades ambientais são definidas pela composição física, química e biológica do meio;
- Os agentes agressivos incluem os resultantes de ações ambientais, ações biológicas, vícios construtivos e má utilização. Por vezes, os agentes agressivos confundem-se com os componentes ambientais, porém, nem todos os componentes ambientais contribuem com a agressividade do meio;

- A resistência à corrosão da estrutura depende do seu design e dos materiais empregados em sua construção (MENDES; LOURENÇO; ALVES, 2010).

A corrosão pode se apresentar de forma generalizada ou localizada. A corrosão generalizada promove um desgaste aproximadamente uniforme do material, agindo em áreas extensas do metal. A corrosão localizada age em uma superfície limitada e, em geral, tende a se aprofundar de modo mais rápido (MEIRA, 2017).



Fonte: Adaptado de Meira (2017).

A *corrosão generalizada* age em uma grande superfície do metal, na qual existem inúmeros ânodos e cátodos, formando micropilhas que mudam a todo tempo. Nesse caso, a perda de seção pode ser uniforme ou irregular (MEIRA, 2017).

A *corrosão localizada* trata-se de um ataque intermediário entre a corrosão uniforme e a corrosão por pites, e ocorre em zonas mais ou menos extensas do material. Mudanças ou heterogeneidade na composição química do material ou do eletrólito que o circunda, dentre outros motivos, podem justificar as zonas anódicas do material (MEIRA, 2017).

A *corrosão por pites* ocorre em zonas discretas do material, as quais são mais

ativas do que o resto da superfície. Esse tipo de corrosão é comum no caso da ação de contaminantes que rompem a capa passiva em pontos específicos, como é o caso dos cloretos.

Na *corrosão com formação de fissuras*, além das condições propícias para a corrosão, o metal se encontra submetido a tensões importantes de tração. Tais circunstâncias provocam o aparecimento de fissuras no material que se propagam na direção transversal à carga, produzindo rupturas com níveis baixos de tensão (MEIRA, 2017).

A corrosão generalizada irregular e a corrosão por pites (puntiforme) são as formas mais comuns em estruturas de concreto armado. A primeira está relacionada à carbonatação do concreto, que ocorre na forma de uma frente e desencadeia a corrosão ao longo de uma superfície extensa do metal. O segundo caso está relacionado à ação dos íons cloreto, que agem de forma localizada em relação à ruptura da capa passiva do metal.

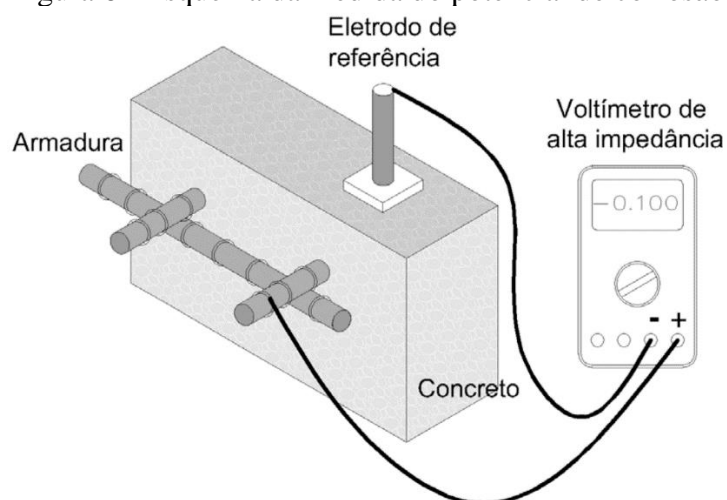
#### **4.5 Ensaio de potencial de corrosão**

A medida do potencial de corrosão é uma ferramenta utilizada para classificar a probabilidade de corrosão de armaduras imersas em concreto, possibilitando a identificação de potenciais degradações internas de estruturas. Trata-se de um método relativamente prático e de baixo custo para a identificação de zonas de aço despassivadas que necessitam de reparos.

O ensaio de potencial de corrosão, definido pela ASTM C876:2015 - *Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*, se trata da diferença de potencial entre a armadura e um eletrodo de referência que, em campo, costuma ser um eletrodo de cobre-sulfato de cobre. O eletrodo é posicionado na superfície do concreto e conectado ao polo negativo de um voltímetro de alta impedância. O positivo é ligado à armadura, conforme se apresenta na Figura 6. Os procedimentos da ASTM C876 recomendam:

- Fazer a ligação do equipamento com a armadura;
- Verificar a continuidade elétrica entre as armaduras na região de ensaio;
- Anotar as anomalias observadas;
- Desenhar uma rede de pequenos quadrados na superfície do concreto;
- Medir os potenciais elétricos em todos os vértices dos quadrados.

Figura 6 - Esquema da medida do potencial de corrosão



Fonte: ASTM C-876 (2009).

Deve-se considerar que alguns fatores podem interferir na medida do potencial, a citar os mais relevantes nesse trabalho:

- O teor de umidade do concreto: as medidas de potencial podem variar significativamente conforme o concreto esteja seco ou úmido. Por isso o concreto foi previamente molhado antes da realização das medidas.
- Espessura do cobrimento da armadura: o potencial obtido na superfície do concreto não se trata do mesmo ao nível da armadura. O potencial varia gradativamente, conforme pode ser visto na Figura 16, mostrada no tópico 6.3, proposta por Bertolini et al. (2004), onde podem ser vistas as linhas equipotenciais que indicam a distribuição dos potenciais em uma seção de concreto armado.
- Carbonatação do concreto: esse fator altera a densidade do material na superfície, diminuindo a porosidade e, conseqüentemente, a quantidade de eletrólito. Quando a carbonatação não está ao nível da armadura, pode haver uma diminuição no módulo das medidas de potencial devido a uma menor quantidade de eletrólito.
- Quantidade de sais no eletrólito: sais dissolvidos na solução dos poros do concreto facilitam o fluxo de corrente. Dessa forma, uma concentração iônica maior em seu eletrólito contribui para medidas de potenciais mais eletronegativos.

#### 4.6 Principais fatores influenciadores da corrosão

Parte do processo de avaliação e compreensão do caso da Ponte Juscelino Kubitschek foi a consulta e estudo aprofundado de bibliografias específicas, que serviram de



base para a determinação das causas do problema. A deterioração é definida por diversos fatores relacionados à execução, utilização das estruturas e manutenção da estrutura.

Foram considerados aqui, os fatores de maior peso de interferência no processo de corrosão, considerando as circunstâncias do caso em estudo, sendo eles: agressividade do ambiente, umidade do concreto, relação água/cimento e eficiência do cobrimento.

#### 4.6.1 *Influência da agressividade ambiental*

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

A mesma norma classifica a agressividade ambiental de acordo com a Tabela 3, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes. O responsável pelo projeto estrutural, de posse de dados relativos ao ambiente em que será construída a estrutura, pode considerar classificação mais agressiva que a estabelecida.

Tabela 3 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

<b>Classe de agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a,b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a,b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a,c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118:2014, p 17.

A cidade de Aracati está a 12 km de distância do litoral, sendo que o Rio Jaguaribe deságua no mar a 17 km de distância da ponte JK.

Figura 7 - Mapa de localização da cidade de Aracati em relação ao litoral



Fonte: Adaptado Google Maps.

De acordo com Veras (2010), a região onde situa-se a cidade de Aracati trata-se de um estuário, ou seja, uma feição da região litorânea situada em uma estreita faixa entre o continente e o mar. Os estuários estão conectados ao oceano por um canal principal e caracterizam-se pela presença e ação da maré por toda sua extensão. Eles se estendem da foz do rio ou de uma endentação na costa até o limite máximo de influência da maré. Esse curso divide-se em três partes: o baixo estuário, que é a região dominada por água do mar; o médio estuário, onde há mistura das águas; e alto estuário quando domina a água doce, mas sujeito a influência da maré. Aracati situa-se no médio estuário, onde ocorre uma mistura das águas fluviais e marítimas (MORAES, 1996).

O estuário do rio Jaguaribe sofre a influência das interações entre os seguintes componentes:

- Deriva litorânea: ação constante das ondas e marés;
- Fluxo eólico: predomínio dos ventos de leste a oeste proporcionando o transporte de sedimentos nas formas de dunas transversais e barcanas;
- Fluxo fluviomarinho: dinâmica imposta pelas oscilações das marés;
- Fluxo de água subterrânea: movimento da água dos aquíferos na direção dos complexos estuarinos;
- Fluxo fluvial/pluvial: dinâmica de aportação e água doce e sedimentos da bacia hidrográfica, controlados atualmente pela barragem de Itaiçaba. (VERAS, 2010)

Sabendo das condições em que se encontra o meio ao qual a ponte está inserida, pode-se observar o nível de agressividade ao qual a ponte está sujeita. A atmosfera marinha é, por natureza, um ambiente mais agressivo às construções, considerando a presença de sais dissolvidos, como o íon cloreto, que ataca diretamente a edificação através da maré ou respingos de maré, além de atacar indiretamente por meio da névoa marinha.

Deve-se considerar também, a intensa ocupação das margens do Rio Jaguaribe, que intensifica a agressividade devido ao escoamento dos esgotos. Vale mencionar também, a contribuição da cidade vizinha, Itaiçaba, no que se refere ao demasiado consumo de água do rio (tornando o fluxo de água menor e menos sujeito à diluição de contaminantes) e despejo de efluentes relacionados à carcinicultura.

O projeto da Ponte Juscelino Kubitschek, cedido pelo DNIT, determina uma Classe de Agressividade III (Forte), em função da proximidade do trecho do rio com o deságue no mar. Nesse parâmetro, o projeto está em acordo com o que se espera da agressividade do ambiente.

#### **4.6.2 *Influência do grau de umidade do concreto***

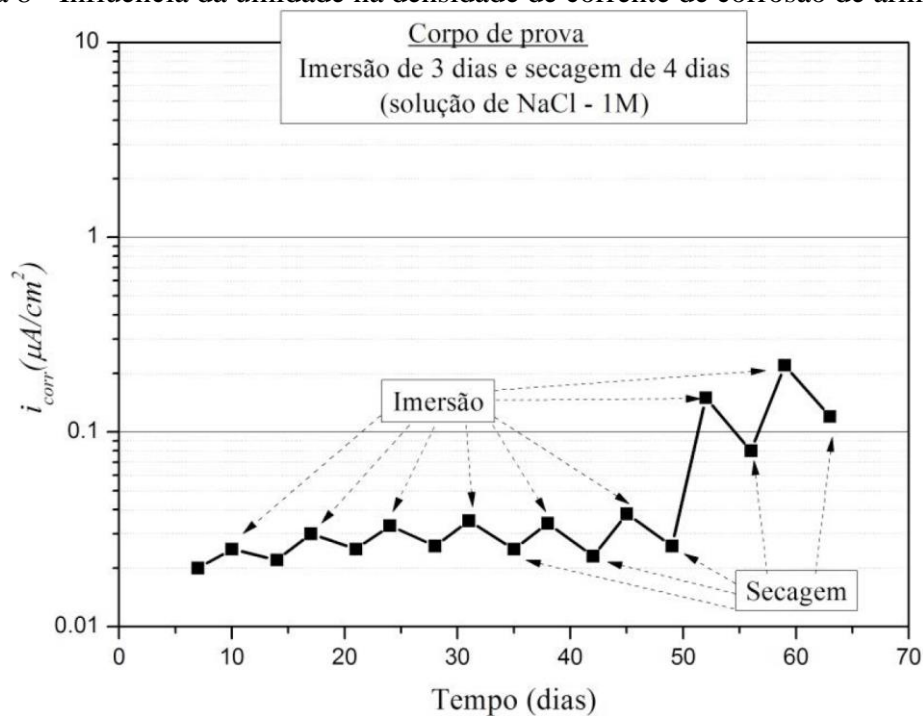
O nível de umidade do ambiente influencia na quantidade de água nos poros do concreto que, por sua vez, contribui com o transporte de agentes agressivos e com as reações químicas relacionadas. Além da água no estado líquido, a presença de umidade nos poros do concreto na forma de vapor influi também no ingresso dos agentes, principalmente o gás carbônico. Isto se deve ao fato de que a difusão é o principal processo pelo qual o dióxido de carbono penetra no concreto, atravessando os poros com ar e também com água.

Em relação à carbonatação do concreto, se os poros estão secos, o  $\text{CO}_2$  entra na rede porosa, mas as reações de carbonatação não avançam devido à falta de água. Se os poros do concreto estão saturados, a carbonatação também não avança porque a difusão do  $\text{CO}_2$  na água é 104 vezes mais lenta do que no ar. Por fim, se os poros estão parcialmente cheios de água, o que ocorre na maioria dos casos, a carbonatação tem as condições ideais para o seu avanço até onde essas condições se mantenham favoráveis (MEIRA, 2017).

No caso do transporte de cloretos, baixos teores de umidade favorecem o transporte por absorção capilar, enquanto que, teores de umidade próximos à saturação favorecem o transporte por difusão. Nesse último caso, o transporte é mais lento, porém, isso pode ser compensado pelo contato constante com a fonte de cloretos, como é o caso de estruturas submersas. O transporte de cloretos por difusão, essencialmente, ocorre em estruturas submersas, enquanto, o transporte por absorção capilar é comum em zonas de atmosfera marinha. Contudo, nesse último caso, também é possível que haja difusão no interior do concreto, desde que os níveis de umidade se mantenham elevados (MEIRA, 2017).

A Figura 8 mostra como a umidade influencia na densidade de corrente de corrosão em armaduras.

Figura 8 - Influência da umidade na densidade de corrente de corrosão de armaduras

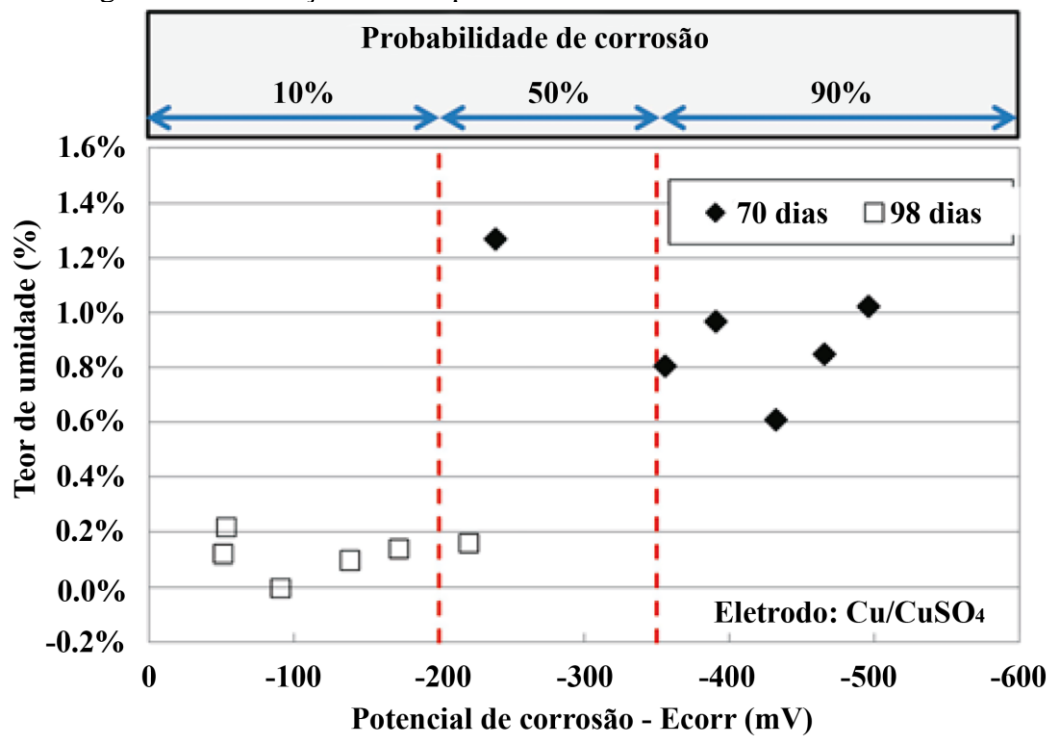


Fonte: Meira (2017), p 70.

Medeiros et al. (2017), em experimento desenvolvido com 12 corpos de prova de concreto armado prismáticos, simulando um trecho de uma viga armada, em situações distintas de umidade, traços e contaminação por cloretos, pôde afirmar com 95% de significância, que existe influência do teor de umidade sobre o potencial de corrosão, como pode ser visto na Figura 9. Teores de umidade maiores tendem a resultar em valores de potencial de corrosão mais eletronegativos devido ao aumento da condutividade elétrica do sistema.

O efeito do teor de umidade no interior dos corpos de prova, de maneira geral, foi analisado em dois momentos: aos 70 dias e aos 98 dias. O primeiro momento representa a condição de umidade relativa do ar acima dos 95% e o segundo momento em ambiente laboratorial, com temperatura média de 23°C e umidade relativa entre 65 e 75%.

Figura 9 - Correlação entre o potencial de corrosão e o teor de umidade



Fonte: Medeiros et al., (2017).

Esses dados estão de acordo com o que se observa na Ponte JK, visto que as áreas corroídas dos tubulões e pilares encontram-se pouco acima do nível de água do rio. Essas áreas estão expostas a respingos e variações do nível do rio, estando o concreto sempre com alto grau de umidade, porém, não totalmente saturado.

### 4.6.3 Influência da relação água/cimento

A relação água/cimento é um importante parâmetro na composição de um concreto, pois influencia na formação de vazios (poros), que prejudicam a resistência do concreto, aumentam sua permeabilidade e diminuem a durabilidade da peça concretada. O fator a/c deve ser sempre o mais baixo possível, dentro das exigências de trabalhabilidade do concreto e qualidade de seus componentes.

Segundo a NBR 6118:2014, ensaios que comprovem o desempenho da durabilidade da estrutura diante da classe de agressividade prevista em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Porém, na falta destes ensaios, deve-se considerar a influência da relação água/cimento na resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, adotando os requisitos mínimos expressos na Tabela 4.

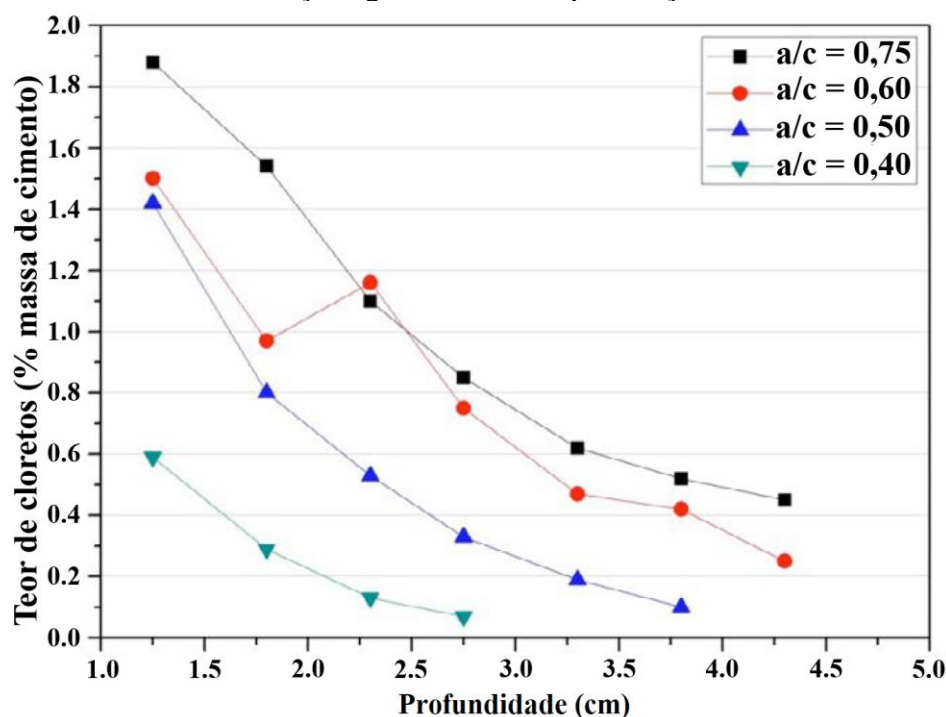
Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. <sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. <sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: NBR 6118:2014, p 18.

Podemos confirmar com o Gráfico 4, como a relação água/cimento influencia na penetração de agentes agressivos (cloretos) no concreto. Os concretos de maior a/c apresentam um desempenho inferior, com maiores concentrações de cloretos totais.

Gráfico 4 - Influência da relação água/cimento na penetração de cloretos no concreto



Fonte: Jaegermann (1990).

O projeto da ponte Juscelino Kubitschek, cedido pelo DNIT, determina um fator  $a/c \leq 0,5$ , o que está de acordo com o máximo estabelecido pela NBR 6118:2014 para concreto armado (CA), ou seja, o projeto estabelece parâmetros adequados de relação água/cimento.

#### 4.6.4 Influência da espessura do cobrimento

A capa de cobrimento da armadura além de representar uma proteção química, devido ao seu elevado pH, é importantíssima na proteção física, já que a espessura de concreto é uma barreira pela qual os agentes agressivos devem passar até chegar na armadura. Um cobrimento de boa qualidade, com baixa porosidade, dificulta o transporte de agentes agressivos e reduz a disponibilidade de água e oxigênio no mesmo, elementos esses necessários para que a corrosão eletroquímica ocorra.

A NBR 6118:2014 estabelece requisitos mínimos para o cobrimento da armadura. Para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{\text{mín}}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{\text{nom}}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido de uma tolerância de execução ( $\Delta c$ ).

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{mín}} + \Delta c \quad (1)$$

As dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 5, para  $\Delta c = 10$  mm. Caso haja um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor  $\Delta c = 5$  mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto.

O cobrimento nominal de uma determinada barra deve ser:

$$c_{nom} \geq \Phi \text{ barra}; \quad (2)$$

$$c_{nom} \geq \Phi \text{ feixe} = \Phi n = \Phi \sqrt{n}; \quad (3)$$

$$c_{nom} \geq 0,5 \Phi \text{ bainha}. \quad (4)$$

Tabela 5 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$ mm

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

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: NBR 6118:2014, p 20.

O projeto da Ponte JK, cedido pelo DNIT, estabelece uma espessura de cobrimento mínima de 40 mm, o que está de acordo com a determinação da NBR 6118:2014, para vigas e pilares de concreto armado em ambientes de agressividade forte (Classe III), de acordo com a Tabela 3. Deve-se considerar também, que o Gráfico 4, no item 4.6.3, confirma que a espessura de cobrimento de 40 mm é maior que a profundidade de penetração de íons cloreto.

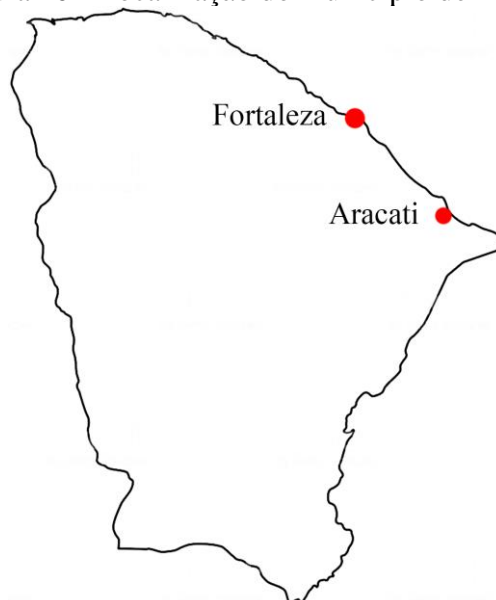


## 5 A PONTE JUSCELINO KUBITSCHKEK, ARACATI, CEARÁ

### 5.1 Aracati, CE

O município de Aracati localiza-se no extremo leste do estado do Ceará, situado na Mesorregião do Baixo Jaguaribe. É delimitado pelo Oceano Atlântico ao norte, pelas cidades de Jaguaruana e Itaiçaba ao sul, pelo município de Icapuí e Estado do Rio Grande do Norte ao leste e pelos municípios de Fortim e Beberibe a oeste. Aracati encontra-se à 12 km de distância do litoral, e à aproximadamente 150 km de distância da capital Fortaleza.

Figura 10 - Localização do município de Aracati



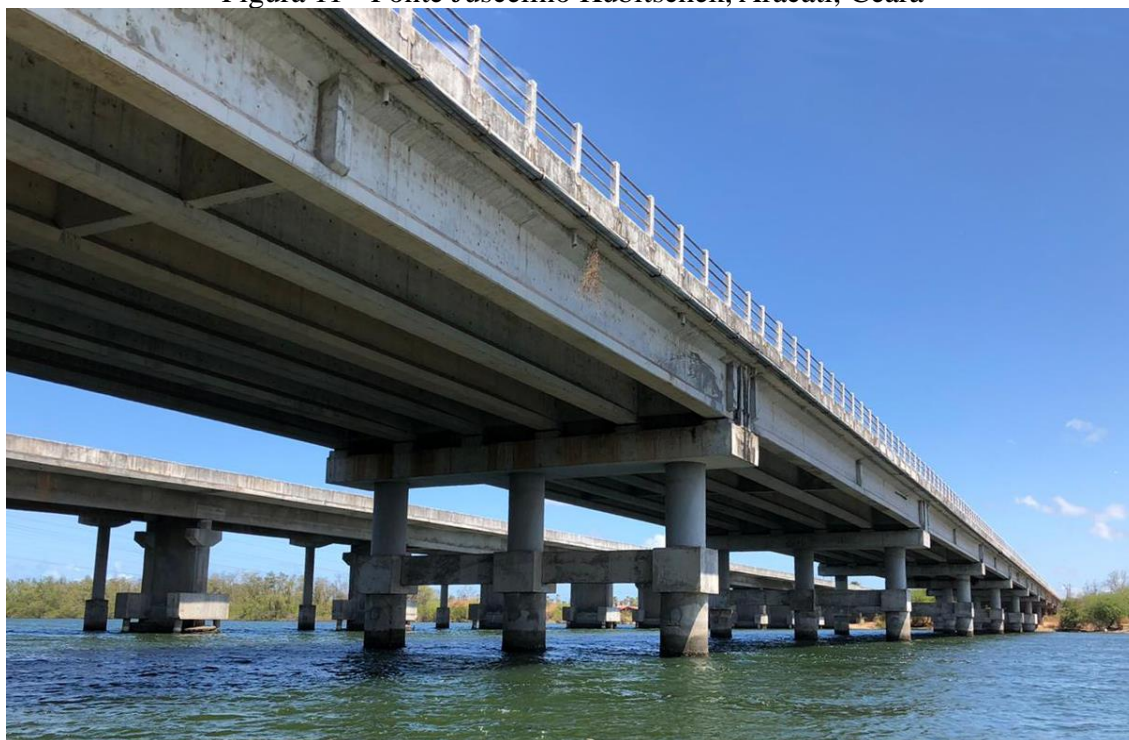
Fonte: Autor.

### 5.2 Ponte Juscelino Kubitschek

A Ponte Juscelino Kubitschek está situada sobre o Rio Jaguaribe, no município de Aracati, na BR-304, e teve como solução estrutural concreto armado. O Rio Jaguaribe atravessa Aracati no sentido norte-sul e deságua no oceano Atlântico há 15 km da sede, sendo o curso principal da bacia de mesmo nome, que ocupa, aproximadamente, 50% da área total do Ceará.

A ponte foi construída em 1958, em um período de 14 meses. Entre 2009 e 2012, a ponte passou por obras, tendo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) inaugurado a segunda parte da ponte, popularmente conhecida como “Ponte Nova”, com comprimento de 460 metros e largura de 15 metros objetivando a duplicação do trecho.

Figura 11 - Ponte Juscelino Kubitschek, Aracati, Ceará



Fonte: Autor, (dezembro de 2019).

*Tabela 6 - Dados gerais da Ponte Juscelino Kubitschek*

**DADOS GERAIS DA PONTE JUSCELINO KUBITSCHEK**

Rodovia	BR-304/CE
Trecho	ENTR. BR-116 (BOQUEIRÃO DO CESÁRIO) – DIVISA CE/RN
Subtrecho	ENTR. CE-123 – ENTR. CE-040
Segmento	Km 46,0 – Km 49,1
Extensão	3,1 km

Fonte: DNIT (2006).

O segundo trecho, apesar da pouca idade, apresenta fissuras nos elementos estruturais, a saber nos tubulões, o que levantou a necessidade de realização de um estudo.

De acordo com o projeto a obra de arte apresenta classe de agressividade ambiental III, com agressividade forte e grande risco de deterioração da estrutura. Todavia, o que chama atenção é o fato do trecho “velho” da ponte, não apresentar degradação no mesmo nível e intensidade de avanço que o trecho “novo” da ponte.

A superestrutura da ponte, de Classe 45 (NBR 7188:2013), é composta de concreto protendido, de  $F_{ck}$  de 30 MPa, enquanto que a mesoestrutura e infraestrutura apresentam  $F_{ck}$  de 25 MPa, e fator  $a/c \leq 0,5$ .

Considerando o exposto, foi priorizada a avaliação do trecho “novo”, por apresentar condições de degradação visualmente em destaque, em relação ao trecho mais antigo. Com o intuito de reconhecimento e mapeamento das fissuras, foi realizada uma inspeção técnica pelo Laboratório de Reabilitação e Durabilidade das Construções (LAREB) da Universidade Federal do Ceará, no dia 09 de dezembro de 2019, que no seguimento, também realizou medidas de potencial de corrosão para se verificar o nível da corrosão e a potencial atividade ou não das pilhas de corrosão nos elementos estruturais de concreto armado.

## 6 METODOLOGIA

O *Comité International du Batiment* (CIB), propõe o emprego de metodologias gerais de inspeção e diagnóstico, no processo de diagnóstico da corrosão, compostas basicamente por três fases: uma etapa inicial de análise do problema, uma etapa intermediária de pré-diagnóstico e uma etapa final de diagnóstico, que auxiliam na tomada de decisões referentes às correções das anomalias (MEIRA, 2017).

Na etapa inicial de análise, ocorre a identificação das anomalias através de observações superficiais. A inspeção visual, o registro fotográfico e a análise dimensional são instrumentos que auxiliam na fase do diagnóstico, tratando-se assim, de uma primeira abordagem que levará ao diagnóstico das falhas encontradas (CIB, 1993).

Na etapa de pré-diagnóstico, ocorre o levantamento das possíveis causas do problema encontrado, empregando consultas bibliográficas, estudos sobre os materiais empregados e levantamento do histórico construtivo da obra. Essas ferramentas conduzem o desenvolvimento de hipóteses iniciais referentes às causas dos problemas (CIB, 1993).

Na etapa de diagnóstico, procura-se confirmar ou não as hipóteses estabelecidas na etapa do pré-diagnóstico. Caso uma hipótese não seja confirmada, uma nova é elaborada e o processo de diagnóstico é retomado da etapa anterior. Obtido o diagnóstico definitivo, uma investigação acurada é necessária, adotando análises detalhadas de campo e de laboratório, incluindo ensaios específicos que envolvam a extração de amostras, emprego de modelagem física e matemática, e análise do processo de construção e manutenção adotados (CIB, 1993).

O processo de diagnóstico deve ser claro e preciso quanto às manifestações patológicas encontradas, o que contribuirá para uma fase de intervenção apropriada, com ações eficientes (CIB, 1993).

### 6.1 Inspeção técnica

A inspeção técnica foi organizada de acordo com os projetos executivos disponibilizados pelo DNIT. A partir de então, foram planejados os procedimentos que seriam realizados em cada pilar ou tubulão com toda área subdividida em duas áreas. A Figura 12 identifica os trechos referidos como “velho” e “novo”.

A ponte em seu comprimento longitudinal foi dividida em duas áreas para a realização dos estudos, sendo a Área 01 em contato com a água e que corresponde aos tubulões T1 a T7 e a Área 02 em solo firme englobando os tubulões T8 a T12 (Figura 12). Os tubulões T0 e T13 não estavam a mostra, por isso não foram observados.

Figura 12 - Divisão de Áreas e indicação de sentido de numeração



Fonte: Adaptado Google Maps.

A Figura 13 mostra o padrão adotado para a numeração dos tubulões. Da esquerda para a direita, os tubulões e pilares foram enumerados longitudinalmente de 1 a 12, e de cima para baixo de A à C. Em alguns casos os pilares encontram-se sobre três tubulões recebendo mais um índice como ilustrado na figura abaixo no tubulão T10C são adicionados os índices 1, 2 e 3, exemplificado na figura identifica-se o tubulão T10C3.

Figura 13 - Padrão de identificação dos pilares



Fonte: Google Maps Adaptada.

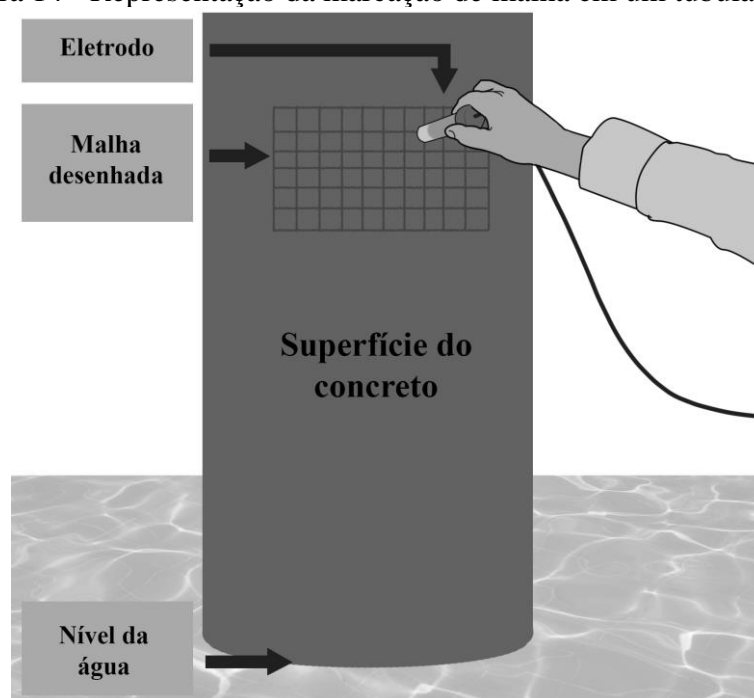
Analogamente, existem índices para o tubo T7A e T7C. O tubo T7A, por exemplo, possui os tubos auxiliares T7A1 e T7A2, construídos por haver suspeitas de má construção dos originais, sendo eles um “reforço” de garantia.

A inspeção da Área 2, em solo firme, consistiu na análise visual das manifestações patológicas presentes nos elementos estruturais. Por outro lado, determinados elementos em contato direto com a água receberam, além da análise visual, o Ensaio de Potencial de Corrosão, já que não apresentavam sinais claros de corrosão.

## 6.2 Ensaio de potencial de corrosão

Os ensaios de potencial de corrosão foram realizados em tubos/pilares cuja gravidade dos danos não pode ser analisada visualmente e que estivessem na região da linha d'água, no caso os elementos T1C, T2A E T7C1. Para o procedimento procedeu-se com a marcação de malha de 40 x 35 cm para tubos T1C e T2A, e de 35 x 35 cm para o tubo T7C1. Os ensaios foram realizados à uma altura de 79 cm do nível da água com uma temperatura de aproximadamente 36° C.

Figura 14 - Representação da marcação de malha em um tubo/pilar



Fonte: Autor.

A solução utilizada no eletrodo foi de Sulfato de cobre ( $\text{SO}_2\text{Cu}$ ). O preparo da solução consistiu na mistura de 200 ml de água destilada até que a mistura se encontrasse

totalmente supersaturada, ou seja, no preparo da solução o procedimento da ASTM C876 determina a adição de sulfato de cobre até a solução apresentar formação corpo de fundo. A calibração do eletrodo de sulfato de cobre foi feita buscando atender os requisitos descritos em norma que são: precisão e repetibilidade nos valores encontrados. Antes do início do ensaio, as áreas medidas foram totalmente saturadas com água.

Figura 15 - Eletrodo de referência em contato com a superfície do concreto



Fonte: Autor.

A norma ASTM C-876 também fornece parâmetros para uma interpretação qualitativa dos resultados:

Tabela 7 - Classificação de condição no Ensaio de Potencial de Corrosão

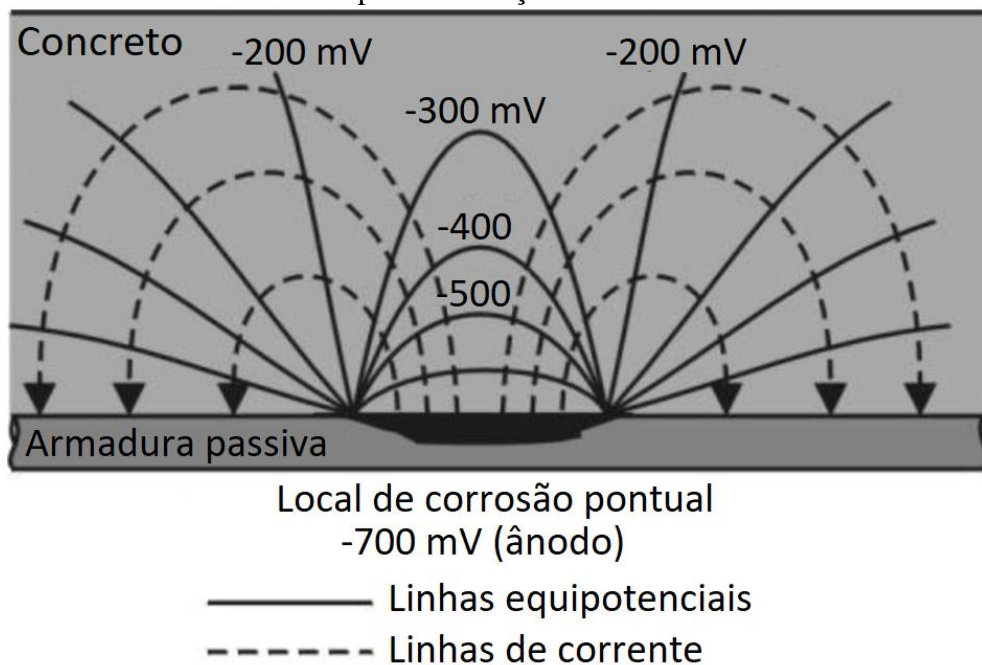
<b>Condição</b>	<b>Potencial (mV)</b>	<b>Análise</b>
Boa	> -200 mV	Ausência de corrosão
Corrosão iniciada	entre -200 mV e -350 mV	Indícios de corrosão
Inaceitável	< - 350 mV	Corrosão ativa

Fonte: Adaptada ASTM C-876, (2015).

### 6.3 Linhas equipotenciais de corrosão

Segundo Bertolini et al. (2004), armaduras corrosivas e passivas no concreto podem apresentar uma diferença de potencial elétrico de até 0,5 V, gerando corrente entre essas áreas. O campo elétrico referente à corrente de corrosão entre as áreas corrosivas e passivas da armadura pode ser medido experimentalmente com um eletrodo de referência adequado posicionado na superfície do concreto, resultando em linhas equipotenciais que ajudam na localização de vergalhões em corrosão em valores mais negativos.

Figura 16 - Vista esquemática do campo elétrico e fluxo de corrente em uma macrocélula ativa/passiva no aço no concreto.

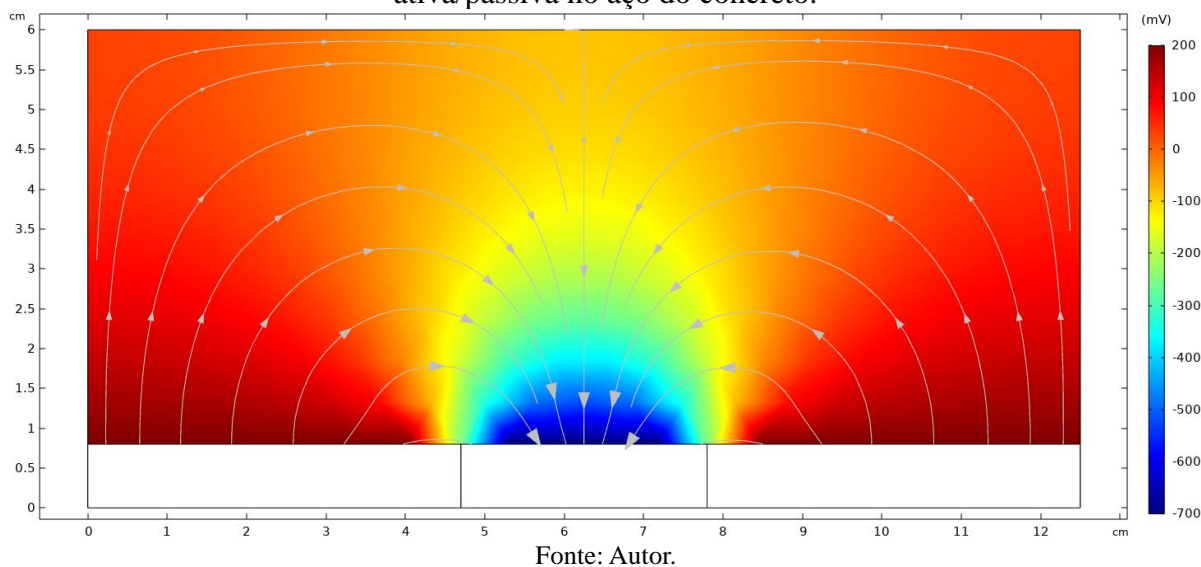


Fonte: Bertolini et al. (2004), p. 278.

O comportamento das linhas de potencial de corrosão pode ser simulado por Método de Elementos Finitos (MEF), ferramenta útil no estudo de fenômenos físico-químicos complexos. Na Figura 17, foi modelado, por meio do software *COMSOL*<sup>®</sup>, o mesmo perfil de macrocélula proposto por Bertolini et al. (2004).



Figura 17 - Modelagem do campo elétrico e fluxo de corrente em uma macrocélula ativa/passiva no aço do concreto.



A modelagem observada na Figura 17 representa adequadamente o modelo de distribuição potencial exposto por Bertolini et al. (2004). É importante observar, porém, que por convenção, o sentido da corrente elétrica é o mesmo sentido de movimento das cargas positivas, ou seja, o movimento dos elétrons ocorre em oposição aos vetores de corrente. Isso está de acordo com o comportamento do fenômeno de oxirredução, onde as partículas negativas saem da área corroída (ânodo) e migram para as áreas sãs (cátodo). No esquema da Figura 16, de Bertolini et al. (2004), o sentido dos vetores foi adotado da forma inversa.

O Método dos Elementos Finitos é um processo numérico que determina soluções aproximadas para equações diferenciais. O MEF discretiza o sistema de equações dividindo o domínio do problema em partes menores (elementos finitos), cuja análise possibilita a resolução do problema como um todo.

Para esse trabalho, o MEF é utilizado na modelagem do potencial eletroquímico de elementos da mesoestrutura da Ponte JK. Os modelos construídos auxiliarão na análise da formação das pilhas eletroquímicas no interior do concreto armado. Essa análise conduzirá à compreensão do estado e distribuição da corrosão da armadura, no interior do concreto.

As correntes de distribuição primária que definem o transporte de íons carregados no eletrólito, consideram uma composição uniforme do concreto. Na condução de corrente nos eletrodos, é utilizada a Lei de Ohm em combinação com um equilíbrio de cargas. Os cálculos desconsideram os superpotenciais de ativação, ou seja, as diferenças de potencial acima do valor de equilíbrio necessário para produzir uma corrente. Os cálculos estimam as perdas ôhmicas em modelos simplificados de células eletroquímicas, onde os superpotenciais

das reações do eletrodo são pequenos em comparação com as quedas de tensão ôhmica no eletrólito e nos eletrodos.

A Primeira Lei de Ohm determina que a diferença de potencial entre dois pontos de um resistor é proporcional à corrente elétrica que passa por ele (SILVA, 2016).

$$U = R \times i \quad (5)$$

O potencial elétrico é representado por  $U$ , enquanto que  $R$  representa a resistência elétrica do sistema e  $i$  é a corrente elétrica estabelecida entre dois pontos.

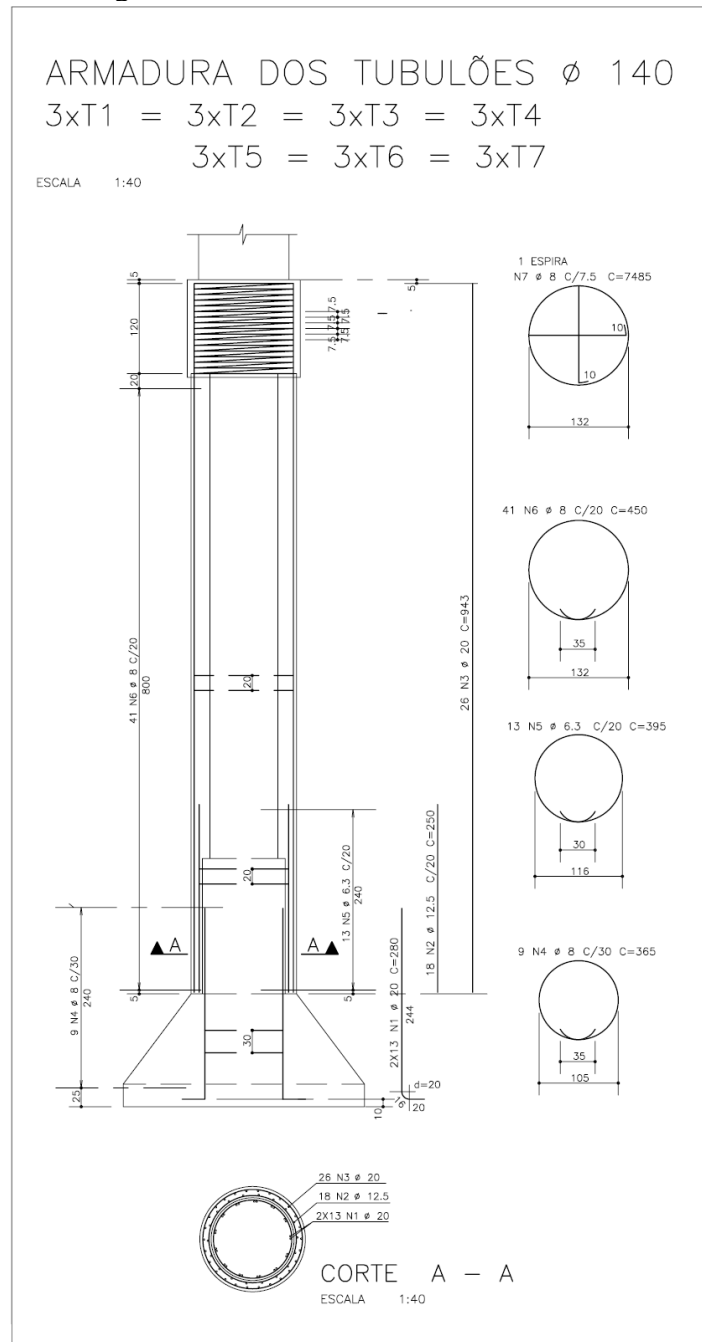
A resistência elétrica  $R$  se relaciona, além da resistividade do corpo, às grandezas geométricas, como comprimento e área transversal do corpo. Essa relação é determinada pela Segunda Lei de Ohm.

$$R = \frac{\rho L}{A} \quad (6)$$

A resistência elétrica é dada em ohms ( $\Omega$ ), enquanto  $\rho$  representa a resistividade elétrica ( $\Omega.m$ ), sendo tal grandeza relacionada exclusivamente ao material do qual o corpo é formado. A variável  $L$  trata-se do comprimento (m) e  $A$  a área transversal ( $m^2$ ).

A primeira etapa da modelagem consiste na construção da geometria. A Figura 18 mostra o desenho de projeto da armadura dos tubulões em estudo.

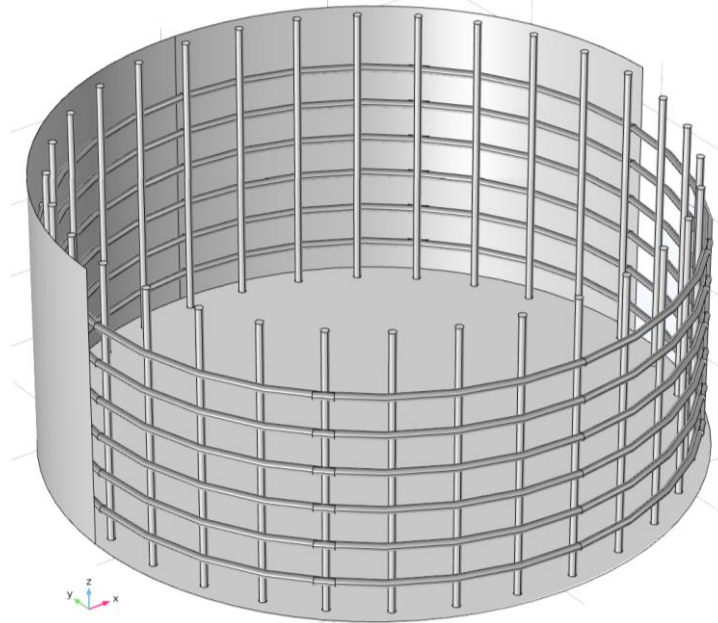
Figura 18 - Armaduras dos tubulões T1-T7



Fonte: DNIT.

Considerando o objetivo do trabalho, foram construídas apenas as barras mais externas da armadura, visto que são as mais expostas aos agentes causadores de corrosão, como pode ser visto na Figura 19. Foi definida também, uma altura arbitrária de 75 cm, por considerar ser uma medida suficiente para representar os valores obtidos em campo.

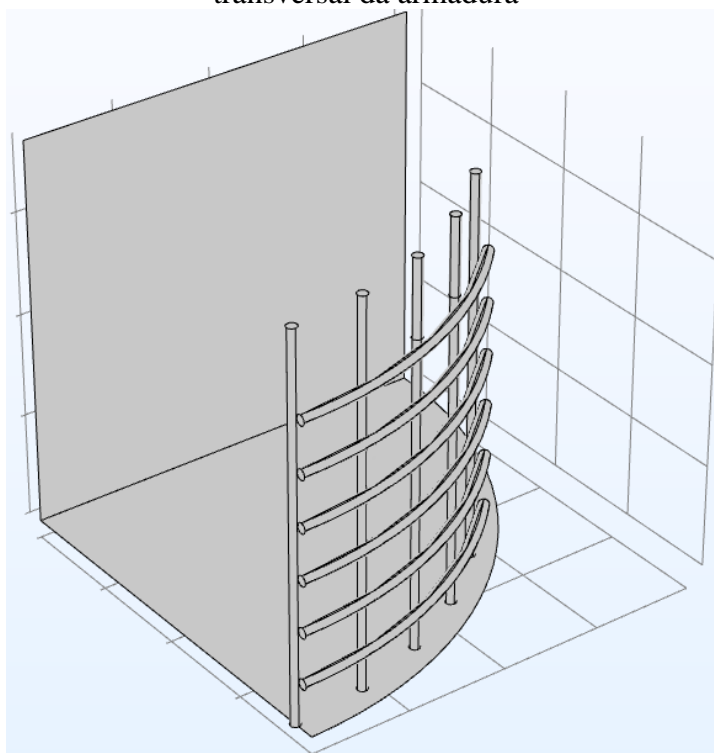
Figura 19 - Modelo de tubulão utilizado nos cálculos por MEF



Fonte: Autor.

Como pode ser observado nos desenhos do projeto, as armaduras são constituídas basicamente por barras de 20 mm de diâmetro. Como trata-se de um elemento simétrico radialmente, é possível reduzir o volume de cálculos, considerando apenas uma fração da armadura total (Figura 20). Essa é uma estratégia habitual quando se trata de modelagem numérica, já que exige menos capacidade de processamento de dados e cálculos menos demorados.

Figura 20 - Modelo de tubulão utilizado nos cálculos por MEF considerando 1/8 da sessão transversal da armadura



Fonte: Autor.

A etapa seguinte à construção da geometria é a definição dos materiais. A resistividade elétrica do concreto pode ser considerada aproximadamente  $100 \Omega/\text{m}$ , de acordo com Silva (2016). Esse parâmetro, porém, é insignificante na modelagem do trabalho, considerando os pequenos valores de corrente elétrica na pilha eletroquímica do concreto. Outros valores de resistência do concreto podem ser consultados em Silva (2016). Os valores de resistividade do aço estrutural, por sua vez, podem chegar a valores de grandeza  $10^{-7} \Omega/\text{m}$ , como pode ser consultado em Rolim (2002).

A seguir, é necessária a aplicação de zonas de potencial eletrolítico nas barras da armadura. A definição dessas zonas se dará a partir dos resultados obtidos em campo. Após a definição dos potenciais eletrolíticos, há a discretização da malha de elementos, que por sua vez proporcionará a modelagem do mapa de corrosão da estrutura.

## 7 RESULTADOS

### 7.1 Análise visual

A análise visual foi realizada com foco no mapeamento dos danos existentes na ponte, essencialmente fissuras e deslocamentos da camada de recobrimento dos elementos de concreto. Assim, foi realizada a classificação entre os elementos já bastante degradados, os quais os danos presentes poderiam ser facilmente identificados devido à grande presença de fissuras e destacamentos, e os elementos com nível de degradação não tão aparentes. Nestes últimos, aplicou-se, portanto, o ensaio de potencial de corrosão.

Na Área 01, pode-se observar que existem tubulões em situações bastante críticas, apresentando deslocamento do concreto e armadura exposta, além de fissuras bem expressivas podendo ser observadas na Figura 21 e Figura 22. As fissuras e armaduras expostas encontradas neste trecho decorrem de processos de corrosão em estágio muito avançado. Há de se ressaltar que as camadas desprendidas revelam a existência de camada de cobrimento inadequada para a sessão. No ponto mostrado pela Figura 21, a medida da camada de recobrimento foi de 15 mm. É possível notar, na mesma figura, que o ataque corrosivo já se entende por uma área considerável do estribo do tubulão, situação que pode ser observada nos demais elementos em estudo. Ademais, observa-se que já houve tentativas de intervenção no elemento, considerando a camada corretiva de concreto acima da área deslocada.

Figura 21 - Armadura exposta no tubulão T2C



Fonte: Autor.

A Figura 22, a seguir, mostra o comportamento do deslocamento da camada de concreto, que nitidamente ocorre ao redor do estribo. Os estribos mostram-se como os elementos da armadura mais sujeitos aos ataques corrosivos, visto que se posicionam mais próximos ao meio externo, além de apresentarem diâmetros próximos ou iguais às barras verticais, se apresentarem em grande quantidade e estarem próximos entre si.

Figura 22 - Deslocamento no Tubulão T3C



Fonte: Autor.

Pode-se observar, em alguns elementos, indícios de execução incorreta da mistura do concreto, como mostra a Figura 23. O Tubulão T3C apresenta vazios na camada superficial do concreto, provenientes do período de execução da ponte. Esses vazios estão alinhados à uma mesma altura, o que pode ser justificado pela pequena distância existente entre os estribos e as formas de moldagem do tubulão, impossibilitando a passagem dos agregados pelo referido espaço.

Além disso, observando a presença de zonas de heterogeneidade e marcas de escorrimento de pasta de cimento na face do tubulão, pode-se deduzir que houve a utilização de concreto com elevado fator água/cimento. A utilização de muita água na execução do concreto facilita a segregação do agregado, que por sua vez pode gerar vazios.

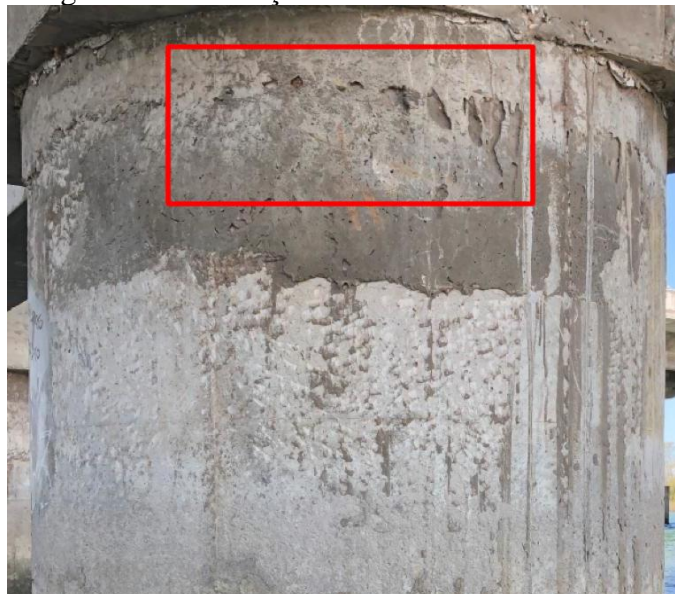
Figura 23 – Indícios de execução inadequada da mistura de concreto no Tubulão T3C



Fonte: Autor

Apesar dos vazios estarem à uma distância bem acima do nível de corrosão, eles indicam um inadequado controle de qualidade do concreto na obra como um todo.

Figura 24 - Formação de vazios no Tubulão T3C



Fonte: Autor

No caso do Tubulão T4A, há um avançado estado de fissuração do elemento e início de deslocamento. Essa situação acelera ainda mais o processo de corrosão da armadura, já que as fissuras são um acesso mais fácil à entrada dos agentes agressivos. Na Figura 25, pode-se observar o deslocamento e consequente exposição da armadura, além de resquícios de produtos de oxidação emergindo através das fissuras. Observa-se ainda a exposição do



agregado graúdo na superfície do concreto, demonstrando que o controle de concretagem ocorreu de forma inadequada também no Tubulão T4A.

Figura 25 - Fissuras e início de deslocamento no Tubulão T4A



Fonte: Autor

Armaduras expostas ao ambiente (Figura 26), sem a proteção da camada de concreto, são atacadas mais facilmente por agente agressivos.

Figura 26 - Armadura exposta no Tubulão T4A



Fonte: Autor

O Tubulão T4B (Figura 27) também apresenta deslocamento da camada de concreto.

Figura 27 - Deslocamento em T4B



Fonte: Autor.

Semelhante ao realizado na primeira área, em todos os pilares da área 02 também foi feita uma inspeção visual, nos tubulões T8 e T9 que não apresentaram danos visíveis como pode ser visto na Figura 28 e Figura 29, respectivamente.

Figura 28 - Tubulões T8A, T8B e T8C, da esquerda para a direita



Fonte: Autor.

Figura 29 - Tubulões T9A, T9B e T9C, da esquerda para a direita



Fonte: Autor.

A presença de um fluxo de água derivado do Rio Jaguaribe em contato com T10 seguramente intensificou a degradação da estrutura neste ponto como mostrado nas Figura 30 e Figura 31, as quais mostram as fissuras com armaduras expostas em T10A e T10C. As regiões dos tubulões e pilares próximas à linha d'água, apresentaram maior intensidade de deterioração, uma vez que nesses locais a presença de sais e umidade, e o realce entre uma região com baixo teor de oxigênio disponível (região submersa) com uma região com elevada disponibilidade de oxigênio, potencializam tanto a ocorrência, quanto a velocidade da corrosão.

Figura 30 - Armadura exposta e indícios de segregação em T10A



Fonte: Autor.

A Figura 30 mostra a segregação do agregado na base do Tubulão T10A, confirmando o que foi defendido anteriormente sobre a incorreta execução da mistura e lançamento do concreto.

Figura 31 - Armadura exposta e concreto delaminado no tubulão T10C



Fonte: Autor.

## 7.2 Ensaio de potencial de corrosão

Os resultados obtidos a partir do ensaio de potencial de corrosão foram registrados e reproduzidos em mapas de cores, que ilustram os valores de potencial elétrico obtidos na inspeção *in situ*.

### 7.2.1 Tubulão TIC

A Tabela 8 demonstra os valores de potencial elétrico do Tubulão TIC, em mV, obtidos pelo ensaio de potencial de corrosão, lembrando que cada valor representa um quadrante da malha de 40 x 35 cm.

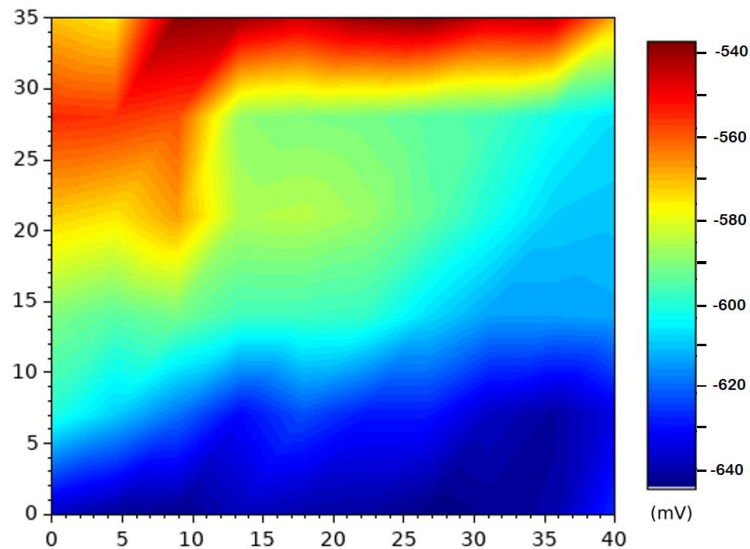
Tabela 8 - Valores de potencial medidos pelo voltímetro na malha do Tubulão TIC (mV)

Tubulão TIC									
-569	-573	-535	-537	-542	-536	-534	-542	-541	-567
-522	-553	-556	-587	-589	-590	-593	-595	-601	-606
-570	-573	-565	-584	-583	-586	-592	-600	-608	-609
-589	-593	-590	-596	-596	-597	-606	-613	-613	-612
-599	-608	-618	-630	-622	-628	-628	-637	-641	-633
-637	-642	-643	-638	-640	-641	-644	-642	-640	-626

Fonte: Autor.

A partir dos dados registados, foi modelado o mapa de cores, como pode ser visto na Figura 32.

Figura 32 - Resultado do Ensaio de Potencial de Corrosão no Tubulão TIC



Fonte: Autor.

No Tubulão TIC, pode-se observar que todos os quadrantes estão com resultados abaixo de -350 mV, o que de acordo com o ASTM C 876:2015 indica uma zona de corrosão ativa. Nota-se também que os valores diminuem gradativamente de cima para baixo, sendo explicado pela sua maior proximidade do nível da água.

### 7.2.2 Tubulão T2A

A Tabela 9 demonstra os valores de potencial elétrico do Tubulão T2A, em mV, obtidos pelo ensaio de potencial de corrosão, lembrando que, da mesma forma do Tubulão T1C, cada valor representa um quadrante da malha de 40 x 35 cm.

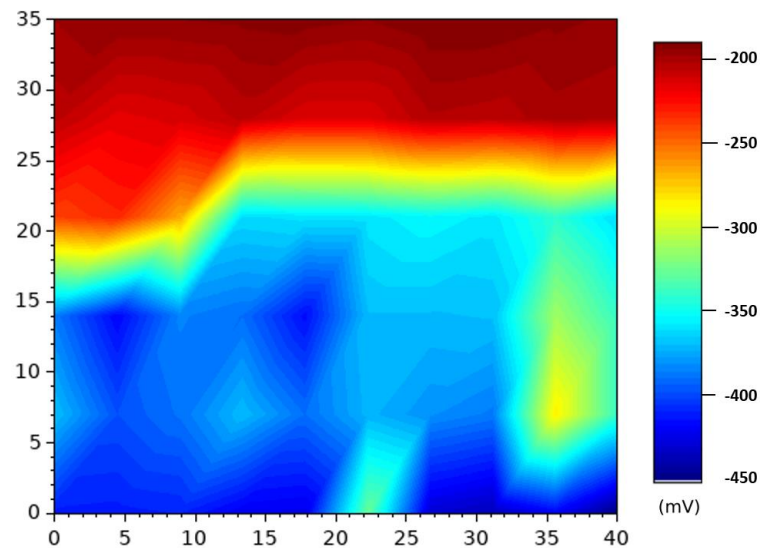
Tabela 9 - Valores de potencial medidos pelo voltímetro na malha do tubulão T2A (mV)

Tubulão T2A									
-198	-194	-194	-193	-192	-194	-190	-190	-193	-195
-205	-216	-213	-205	-214	-214	-203	-205	-200	-202
-239	-232	-266	-362	-360	-359	-354	-359	-341	-362
-387	-418	-385	-390	-416	-370	-370	-369	-312	-339
-369	-398	-389	-370	-390	-372	-381	-387	-285	-339
-411	-412	-410	-422	-424	-326	-430	-437	-419	-451

Fonte: Autor.

A partir dos dados registados, foi modelado o mapa de cores, como pode ser visto na Figura 33.

Figura 33 - Resultado do Ensaio de Potencial de Corrosão no Tubulão T2A



Fonte: Autor.

Tratando do tubulão T2A, assim como no tubulão T1C, os valores diminuem gradativamente ao se aproximarem do nível da água. Porém nesse caso, apenas a metade inferior (entre 0 e 18 cm, aproximadamente) da área está em zona de corrosão ativa (valores

abaixo de -350 mV). Na zona situada entre as alturas de 18 e 30 cm, aproximadamente, há indícios de corrosão, já que os valores estão entre -200mV e -350mV. Observa-se então, que nessa faixa de área do tubulão, encontra-se a linha de avanço de corrosão ativa da armadura.

### 7.2.3 Tubulão T7C1

A Tabela 10 demonstra os valores de potencial elétrico do Tubulão T7C1, em mV, obtidos pelo ensaio de potencial de corrosão, dessa vez, com cada valor representando um quadrante da malha de 35 x 35 cm.

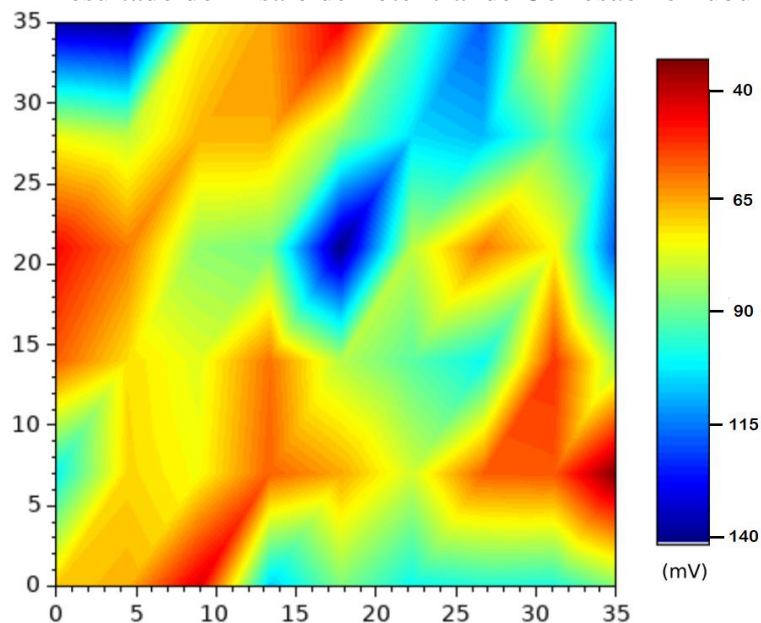
Tabela 10 - Valores de potencial medidos pelo voltímetro na malha do tubulão T7C1

Tubulão T7C1								
140	143	75	65	46	92	121	73	100
77	82	67	67	87	106	110	92	112
48	61	87	90	144	82	61	75	122
58	72	78	60	83	93	102	53	85
102	71	76	58	66	80	58	57	34
70	67	44	108	89	102	99	100	88

Fonte: Autor.

A partir dos dados registados, foi modelado o mapa de cores, como pode ser visto na Figura 34.

Figura 34 - Resultado do Ensaio de Potencial de Corrosão no Tubulão T7C1



Fonte: Autor.

No tubulão T7C1, são observadas zonas de potencial descentralizadas e generalizadas. Em toda a área verificada, conta-se potenciais de corrosão bem acima de -200 mV, o que consiste em ausência de corrosão. No entanto, as zonas de potencial descentralizadas podem indicar o início da formação de pilhas eletroquímicas em pontos do concreto, o que indica o já presente ataque de íons cloreto na camada passivadora da armadura.

### **7.3 Modelagem numérica**

Com base nos valores obtidos com o Ensaio de Potencial de Corrosão, foi possível a modelagem de um mapa de corrosão mais geral da seção do tubulão. Com esse mapa, é possível compreender melhor o avanço e distribuição da corrosão na armadura como um todo.

Deve-se considerar que o modelo leva em conta apenas as zonas de potencial atribuídas, desprezando as áreas úmidas, as fissuras e a heterogeneidade do concreto. Sabe-se que na pilha eletrolítica do concreto, as áreas em que os poros estão úmidos funcionam como eletrólito (meio pelo qual ocorre o transporte de corrente elétrica).

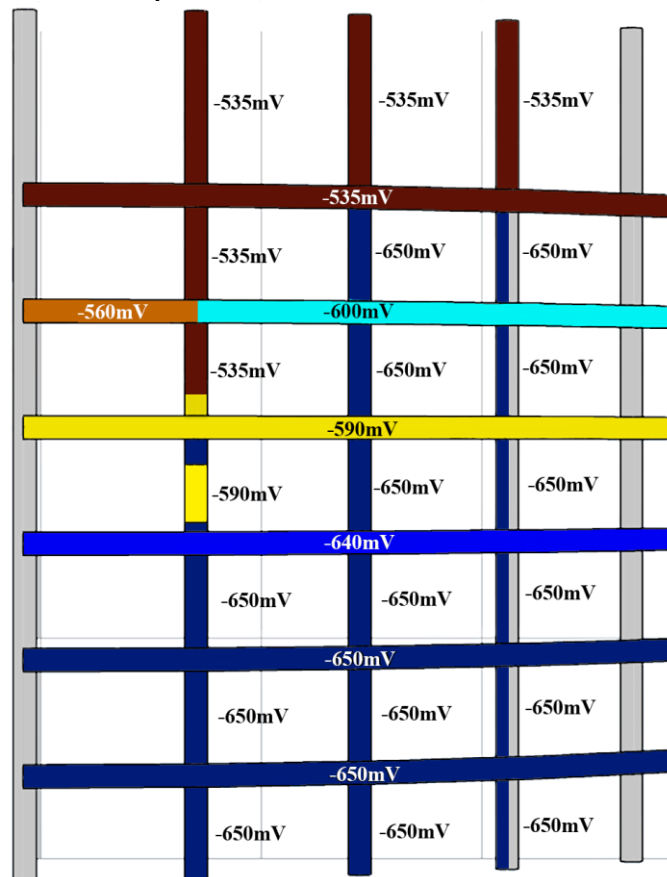
O modelo em questão considera o volume total de concreto como eletrólito, diferente da situação real em que os fluxos de corrente elétrica fluem apenas pelas áreas úmidas. Dessa forma, deve-se ter o cuidado para não atribuir às zonas do interior do elemento estrutural potenciais eletrolíticos do mesmo grau das regiões mais superficiais. Portanto, nos modelos, despreza-se os valores de potencial mais internos dos tubulões, atentando-se apenas às zonas mais próximas das armaduras.

#### **7.3.1 Tubulão T1C**

A Figura 35 representa os valores de potencial elétrico atribuídos à armadura para que o tubulão apresente um mapa de potencial eletrolítico como o obtido em campo para o Tubulão T1C.



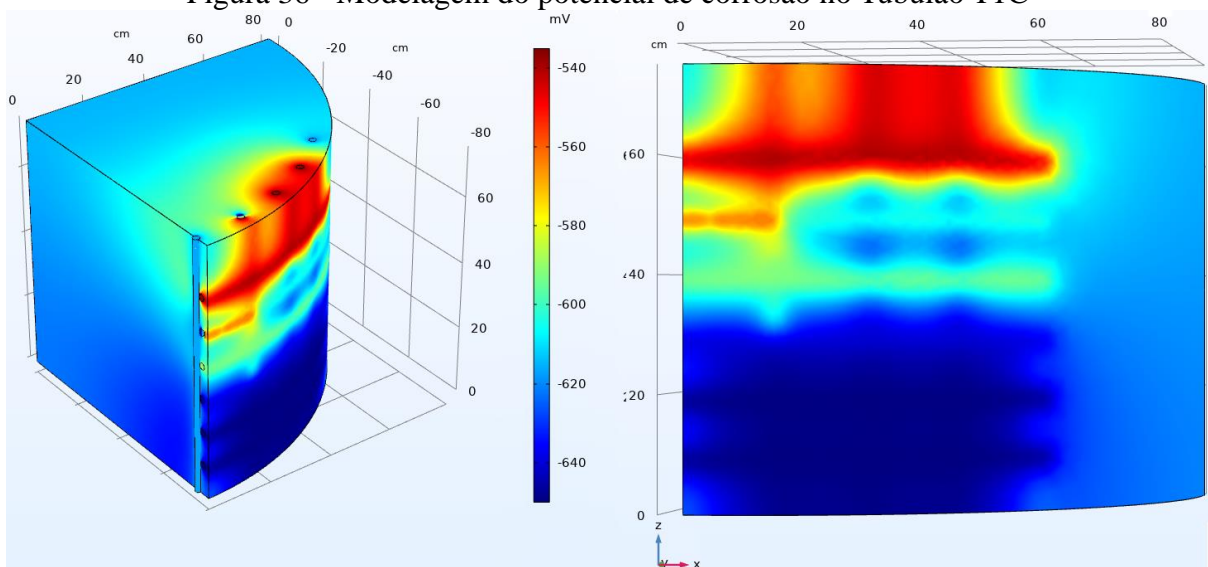
Figura 35 - Zonas de potencial eletrolítico na armadura do Tubulão T1C



Fonte: Autor.

Na modelagem do elemento, não foram atribuídos potenciais eletrolíticos nas faces internas da armadura. Com os valores de potenciais devidamente atribuídos, foi possível modelar a distribuição da corrosão no tubulão em estudo, como pode ser visto na Figura 36.

Figura 36 - Modelagem do potencial de corrosão no Tubulão T1C



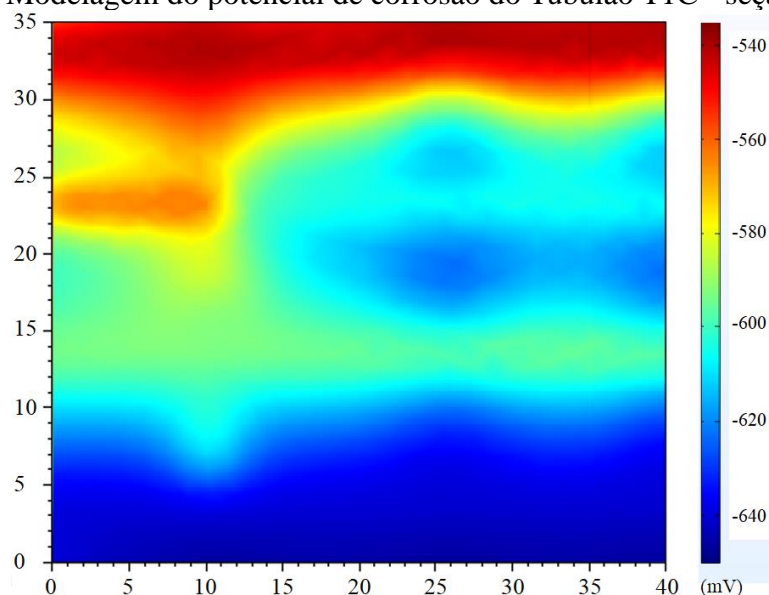
Fonte: Autor.

Vale lembrar que valores menos negativos são menos sujeitos a corrosão, logo as áreas em azul apresentam maior probabilidade de corrosão. Pode-se observar com o modelo que a corrosão do Tubulão T1C aumenta conforme a altura do mesmo se aproxima do nível da água e se distribui de forma quase que generalizada sobre as faces da armadura voltadas ao meio externo.

Era de se esperar que a corrosão ocorresse de forma mais localizada ou por pites, característica do ataque de íons cloreto (como é abordado no tópico 4.4). Porém, isso pode ser explicado pelo nível de agressividade do meio e pela pequena camada de proteção de concreto, mostrando a avançada distribuição da corrosão da armadura. Vale lembrar também que os estribos estão bem mais sujeitos aos agentes agressivos, devido à proximidade com o meio externo.

A Figura 37 apresenta a área extraída da modelagem geral equivalente à área real do Tubulão T1C estudada em campo.

Figura 37 - Modelagem do potencial de corrosão do Tubulão T1C - seção 40x35cm



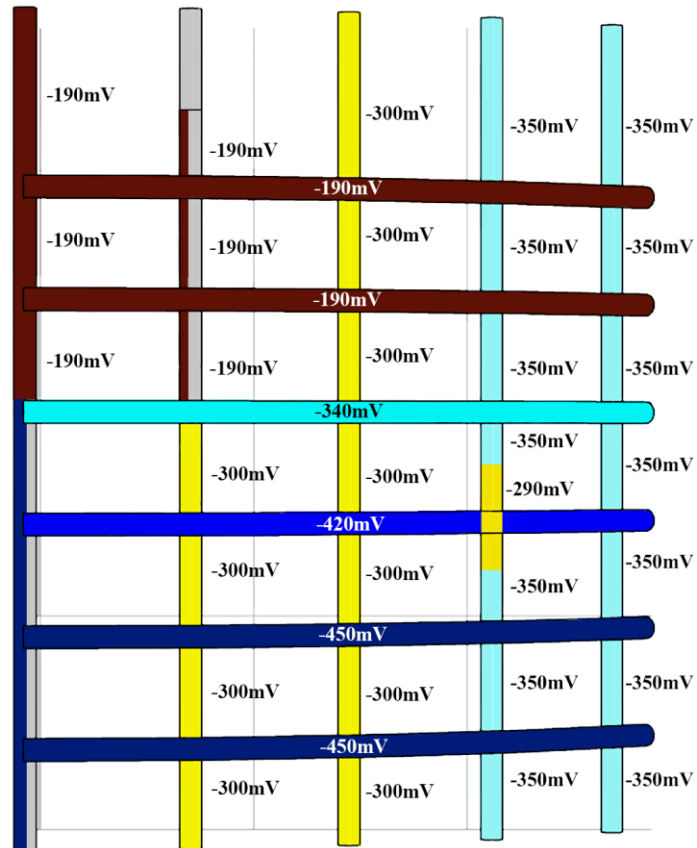
Fonte: Autor.

Apesar do caráter irregular do comportamento químico da corrosão em um material tão heterogêneo como o concreto, pôde-se produzir um modelo bem próximo dos resultados obtidos em campo.

### 7.3.2 Tubulão T2A

Analogamente ao Tubulão T1C, a Figura 38 representa os valores de potencial elétrico atribuídos à armadura para que o tubulão apresente um mapa de potencial eletrolítico como o obtido em campo para o Tubulão T2A.

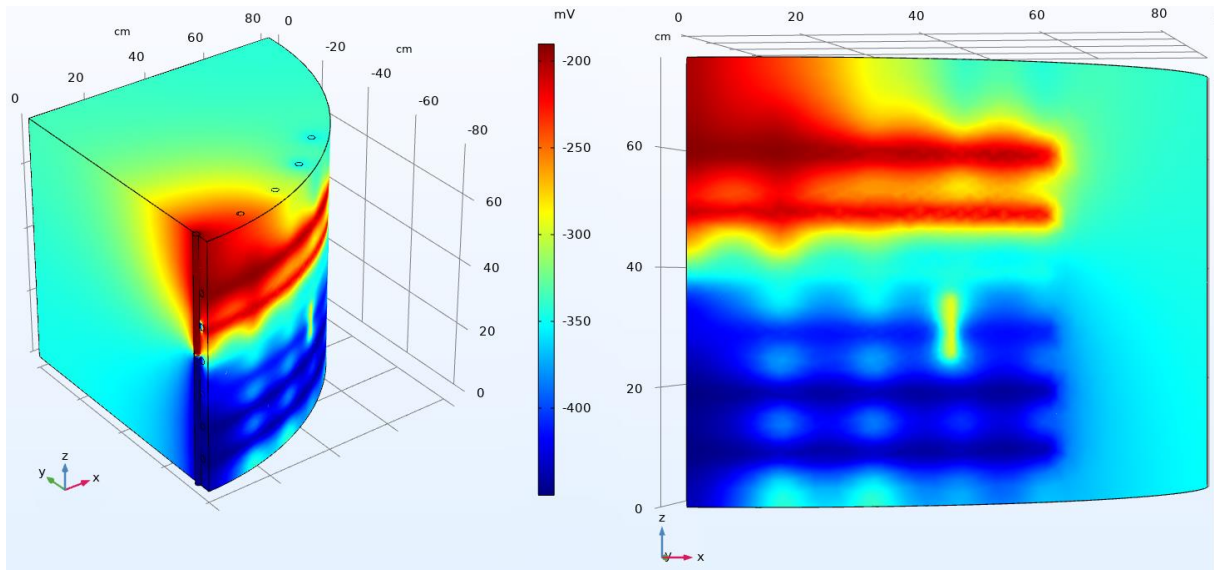
Figura 38 - Zonas de potencial eletrolítico na armadura do Tubulão T2A



Fonte: Autor.

Da mesma forma do Tubulão T1C, a corrosão ataca as faces da armadura voltadas ao meio externo. Com os valores de potenciais atribuídos, foi realizada a modelagem da distribuição da corrosão no tubulão em estudo, como pode ser visto na Figura 39.

Figura 39 - Modelagem do potencial de corrosão no Tubulão T2A

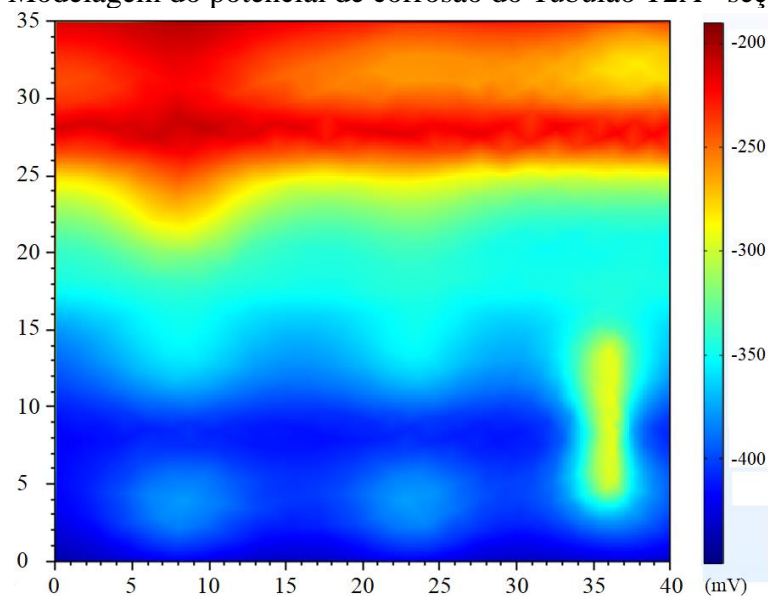


Fonte: Autor.

Mais uma vez, deve-se considerar que valores menos negativos são menos sujeitos a corrosão, logo as áreas em azul apresentam maior probabilidade de corrosão. Os potenciais de corrosão aumentam conforme a altura do tubulão se aproxima do nível da água e se distribui de forma quase que generalizada sobre as faces da armadura voltadas ao meio externo, com exceção de um ponto de corrosão localizada, situado próximo ao meio do mapa.

A Figura 40 apresenta a área extraída da modelagem geral equivalente à área real do Tubulão T2A estudada em campo.

Figura 40 - Modelagem do potencial de corrosão do Tubulão T2A - seção 40x35cm



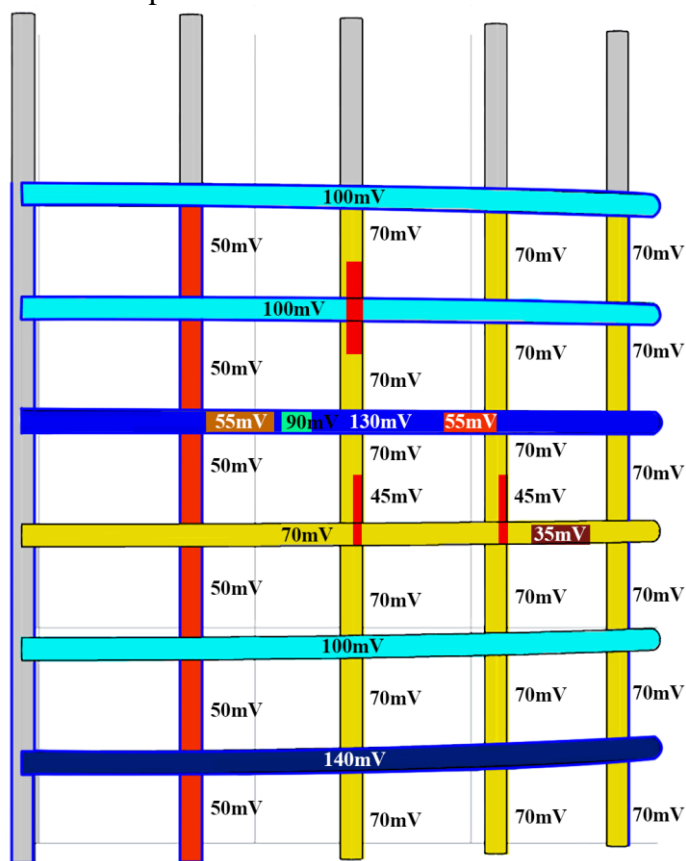
Fonte: Autor.

Mais uma vez, apesar da dificuldade de reprodução do comportamento da corrosão, pôde-se produzir um modelo bem próximo dos resultados obtidos em campo. Como determinado no mapa resultante do ensaio de potencial de corrosão, consta-se que o quadrante estudado representa a altura de avanço do ataque corrosivo no Tubulão T2A.

### 7.3.3 Tubulão T7-C1

A Figura 41 apresenta os valores de potencial elétrico atribuídos à armadura do Tubulão T7C1, para que modelo represente um mapa de potencial eletrolítico semelhante ao obtido em campo.

Figura 41 - Zonas de potencial eletrolítico na armadura do Tubulão T7C1

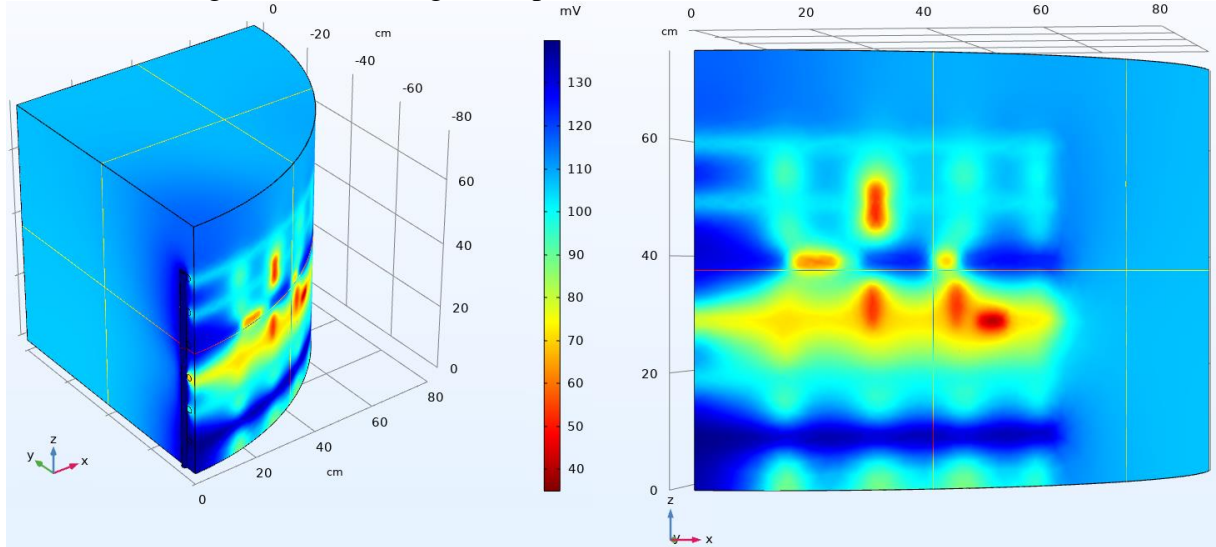


Fonte: Autor.

Como já se sabe, o ataque de íons cloreto ocorre de forma localizada na superfície do aço, o que justifica as pequenas zonas de potencial atribuídas ao longo da armadura. O quadrante do Tubulão T7C1 foi o mais difícil de simular, visto que, diferente dos anteriores, não apresenta áreas de corrosão generalizada.

Por meio dos valores de potenciais atribuídos, foi realizada a modelagem da distribuição da corrosão no tubulão em estudo, como pode ser visto na Figura 42.

Figura 42 - Modelagem do potencial de corrosão no Tubulão T7C1

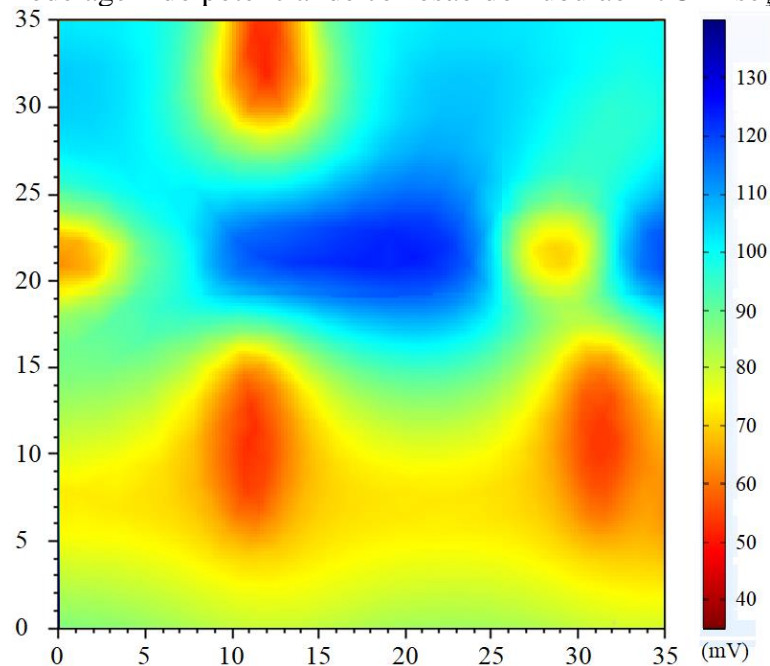


Fonte: Autor.

Diferente dos tubulões anteriores, o Tubulão T7C1 apresenta valores positivos de potencial. Dessa forma, deve-se atentar que as zonas mais avermelhadas são as mais próximas de apresentarem um eventual quadro de corrosão.

A Figura 36 apresenta a área extraída da modelagem geral equivalente à área real do Tubulão T7C1.

Figura 43 - Modelagem do potencial de corrosão do Tubulão T7C1 - seção 35x35cm



Fonte: Autor.

Em comparação aos outros modelos, o modelo do Tubulão T7C1 foi o que mais destoou do mapa de potencial proveniente do ensaio de potencial de corrosão, devido à natureza complexa do comportamento eletroquímico do concreto. Porém, ainda pode-se tirar algumas conclusões em relação a esse modelo.

Como já mencionado anteriormente, a corrosão ocorre principalmente nos estribos da armadura. No entanto, nesse modelo fica mais evidente que a corrosão tende a se iniciar nos encontros entre as barras verticais e os estribos. Foram empregadas zonas de potencial menores no terceiro e quarto estribos do modelo. Contudo, é de se esperar que os estribos mais próximos do nível da água, apresentem uma maior tendência à corrosão.

#### 7.4 Parâmetros de projeto e execução

Os estudos das normas e consultas científicas possibilitaram estabelecer a qualidade dos parâmetros estabelecidos em projeto e adotados, como consta-se no Quadro 3.

Quadro 3 - Parâmetros de projeto e execução que influenciam na corrosão da Ponte JK

	INDICADO POR NORMA	ESTABELECIDO EM PROJETO	EXECUTADO
<b>Agressividade do meio</b>	Classe de agressividade III	Classe de agressividade III	Classe de agressividade III
<b>Relação água/cimento</b>	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	Controle inadequado do concreto
<b>Cobrimento</b>	40 mm	40 mm	Execução de cobrimentos bem abaixo do estabelecido em norma, na faixa dos 15 mm
<b>Umidade</b>	Presente		

Fonte: Autor.

O projeto da Ponte Juscelino Kubitschek determina uma Classe de Agressividade III (Forte), em função da agressividade proveniente do meio em que se situa. Nesse parâmetro, o projeto está em acordo com o que é indicado.

O mesmo projeto determina um fator  $a/c \leq 0,50$ , o que está de acordo com o máximo estabelecido pela NBR 6118:2014 para concreto armado (CA), ou seja, o projeto estabelece parâmetros adequados de relação água/cimento. No entanto, com a análise visual, pode-se perceber um inadequado controle de qualidade do concreto.

O projeto da ponte estabelece uma espessura de cobrimento mínima de 40 mm, estando de acordo com a determinação da NBR 6118:2014 e outros estudos científicos, para vigas e pilares de concreto armado em ambientes de agressividade forte. Contudo, as análises visuais e medições determinaram que não foram adotadas as espessuras mínimas normativas.



## 8 CONCLUSÃO

Esse trabalho teve por objetivo a caracterização do estado estrutural da Ponte Juscelino Kubitschek, em Aracati, Ceará, seguido de um estudo do comportamento da corrosão, utilizando como ferramentas: inspeção técnica visual, bibliografias técnicas, Ensaio de Potencial de Corrosão ASTM e modelagem numérica.

Foi constatado, um quadro generalizado de corrosão nos elementos da infraestrutura da ponte, nomeadamente nos tubulões, e em especial caso, nos tubulões que estão na região em contato com a água. Esse quadro intenso de corrosão instalado, resultou no destacamento da camada de recobrimento da armadura e a presença de fissuras características de corrosão, implicando num cenário de risco iminente.

Os tubulões T10A e T10C3, em especial, visto e analisados *in loco*, apresentam concreto e armaduras com um grau de degradação com efeito negativo para o desempenho da estrutura e sua segurança.

O ensaio de potencial de corrosão aplicados nos tubulões T1C e T2A, comprovam que a corrosão é o principal fator causador da degradação da estrutura, especialmente na região diretamente em contato com a linha d'água. No caso do Tubulão T7C1, não foi constatada corrosão ativa, porém, as zonas descentralizadas de potencial de corrosão indicam um início de ataque de agentes agressivos.

Considerando a exposição das armaduras nos pilares da ponte, verifica-se que as dimensões da camada de recobrimento (conforme especificado em projeto executivo) não foram respeitadas durante a sua construção, o que corrobora para o acelerado quadro de degradação das armaduras.

Foram constatados quadros de segregação e presença de vazios, em especial, nos Tubulões T3C e T10A, o que indica uma execução inadequada do traço e lançamento do concreto.

De modo geral, pode-se atribuir o quadro de degradação da ponte à uma execução de baixa qualidade, descumprindo os parâmetros estabelecidos no projeto.

A inspeção técnica realizada contribuiu com a identificação e mapeamento das principais manifestações patológicas.

O Ensaio de Potencial de Corrosão ASTM C 876:2015 contribuiu para a determinação do grau de corrosão dos elementos que não apresentavam anomalias visíveis, enquanto o estudo bibliográfico auxiliou na identificação das causas das manifestações patológicas.

A modelagem do potencial de corrosão pelo Método dos Elementos Finitos proporcionou um estudo do comportamento da corrosão e dos ataques de agentes agressivos nas armaduras da ponte JK, identificando quais elementos de aço eram mais afetados.

Dessa forma, o estudo contribuiu para o entendimento dos fatores que podem levar à um quadro grave de deterioração por agentes químicos em grandes Obras de Arte Especiais, auxiliando também em um futuro processo de restauração de danos da Ponte JK.

Como sugestões para trabalhos futuros, pode-se citar:

- Construção de um modelo de corrosão que considere a penetração de água e a presença de fissuras no concreto;
- Elaboração de um manual ou norma de inspeção de pontes e viadutos que se baseie em metodologias científicas, ensaios para obtenção de dados e que abordem os parâmetros mais complexos causadores de patologias;
- Análise da integridade estrutural de outras pontes do estado do Ceará;
- Estudo do nível de agressividade dos trechos da Bacia do Rio Jaguaribe;
- Análise da influência da atmosfera marinha nas estruturas das regiões litorâneas do estado do Ceará.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C-876**: Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. Philadelphia, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9451**: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BELLEI, F. O. P. I. H. **Pontes e Viadutos em Vigas Mistas**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia; Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2007.

BERTOLINI, L. et al. **Corrosion of Steel in concrete** – prevention, repair and diagnosis. Weinheim: Wiley-VCH, 2004.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto**: Inspeção e técnicas eletroquímicas. São Paulo: PINI, 1997.

COMIM, K. W.; STACECHEN, T. A. C. Causas e alternativas de reparo da corrosão em armaduras para concreto armado. 2017.

CURCIO, R. C. DE L. **PONTES RODOVIÁRIAS**: Levantamento das principais patologias estruturais. 2008.

FORTES, L.R.; ANDRADE, J.C. **Corrosão na armadura do concreto armado**: influência dos agentes cloretos e da carbonatação, 2001.

FRANCO, A.P.G. **Corrosão de armadura em estruturas de concreto armado devido ao ataque de íons cloreto**. Caruaru: FAVIP, 2011. 42p. Trabalho de conclusão de curso, engenharia civil, Faculdade Vale do Ipojuca.

GENTIL, V. **Corrosão**. 3 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996.

HELENE, P.R.L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo: PINI, 1986.

JAEGERMANN, C. Effect of water-cement ratio and curing on chloride penetration into concrete exposed to Mediterranean sea climate. **ACI Materials Journal**, v. 87, n. 4, p. 333-339, 1990.

LOURENÇO, L. C. et al. Parâmetros de Avaliação de Patologias em Obras-de-Arte Especiais. **Universidade Federal Fluminense**. 2009.

MEDEIROS, M. H. F. et al. Corrosion potential: influence of moisture, water-cement ratio, chloride content and concrete cover. **IBRACON**, v. 10, 2017.

MEIRA, G. R. **Corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado: Fundamentos, diagnóstico e prevenção**. João Pessoa: IFPB, 2017.

MENDES, L. C.; LOURENÇO, C.; ALVES, V. R. Pontes em concreto armado em meios de elevada agressividade ambiental. **Cinpar**, 2010.

MORAIS, Jader Onofre. Processos de impactos ambientais em zona costeira. **Revista de Geologia - Geologia do planejamento ambiental**, 1996.

NEDEV, G.; KHAN, U. **Guidelines for conceptual design of short-span bridges**. Gotemburgo: Department of Civil and Environmental Engineering - Division of Structural Engineering, 2011.

POURBAIX, M. **Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions**. Brussels: **CEBELCOR**, 1974. p. 644.

ROLIM, J. G. Materiais elétricos. **Universidade Federal de Santa Catarina**, 2002.

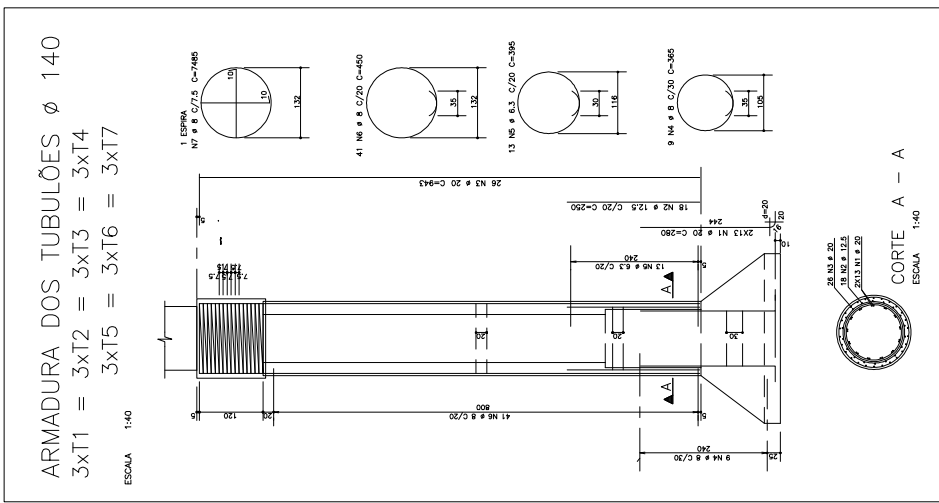
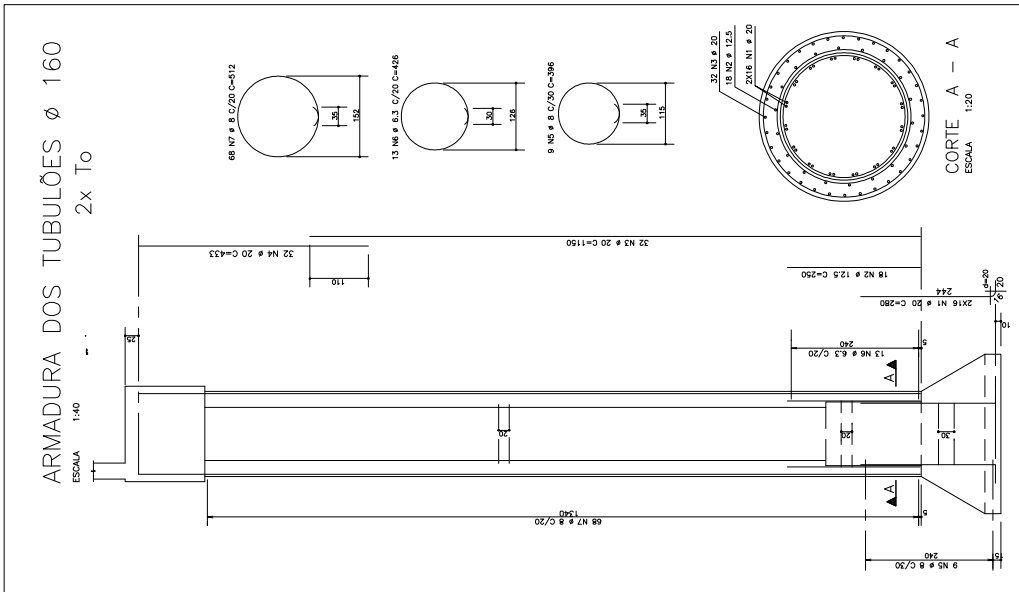
SARTORTI, A. L. Identificação de patologias em pontes de vias urbanas e rurais no município de Campinas-SP. **Universidade Estadual de Campinas**, 2008.

SILVA, L. M. A. E. Resistividade elétrica superficial do concreto: Influência da cura. **Universidade Federal de Goiás**, 2016.

SOUZA, V. C. M. DE; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.

VERAS, A. O. DE C. Impactos Socioambientais do Estuário do Rio Jaguaribe: O Caso da Cidade de Aracati-CE. **Universidade Federal do Ceará**, 2010.

ANEXO A – PROJETO DNIT PONTE NOVA



ACO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	UNIT	TOTAL
				(m)	(m)	(m)
<b>ARMADURA DOS TUBULÕES To</b>						
50A	1	24	64	280	17920	
50A	2	20,5	64	1150	23600	
50A	3	20	18	280	5040	
50A	4	9	18	396	7128	
50A	5	9	26	426	11076	
50A	6	6,3	26	26	426	
<b>ARMADURA DOS TUBULÕES T1 a T7 (2x1)</b>						
50A	1	24	54	280	15120	
50A	2	20,5	54	1150	23670	
50A	3	20	18	280	5040	
50A	4	9	18	396	7128	
50A	5	9	26	426	11076	
50A	6	6,3	26	26	426	
50A	7	8	21	280	5880	
50A	8	8	21	280	5880	

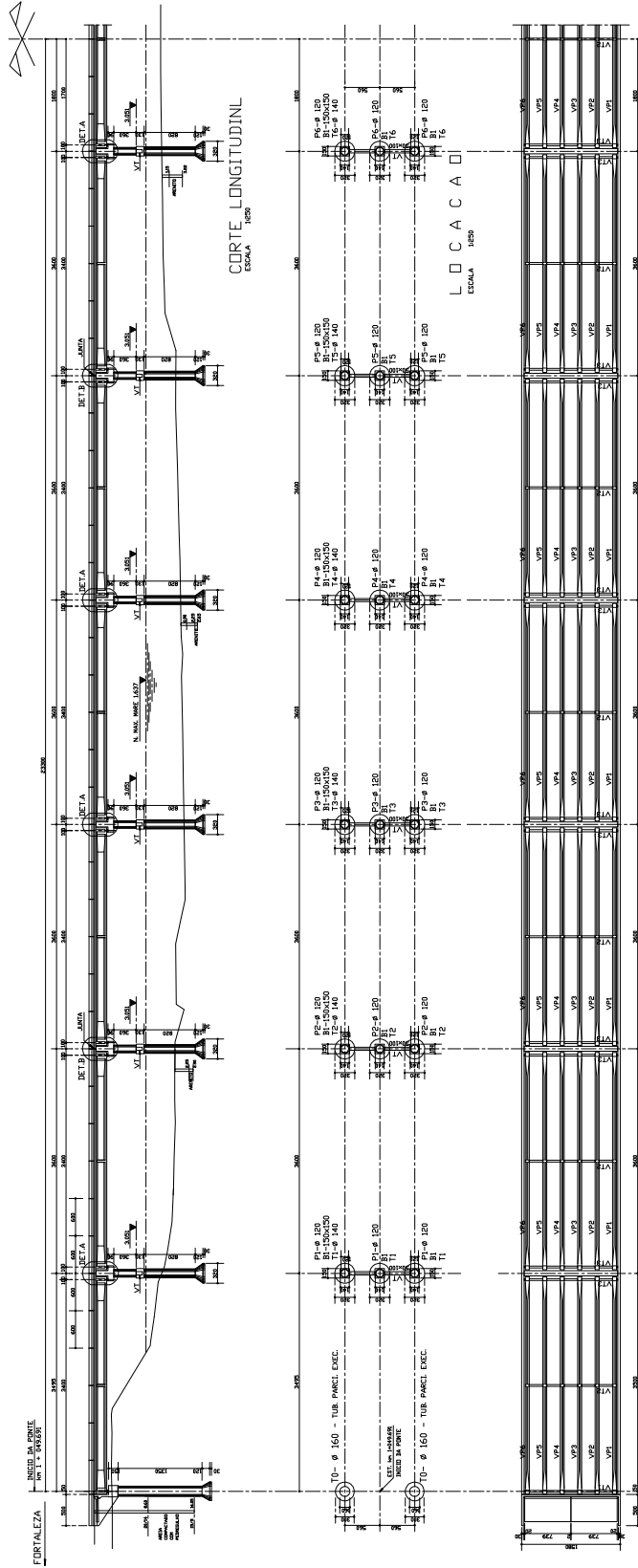
ACO	BIT	RESÍDUO ACO	50 - 50	50 - 80	PFSO
				(m)	(m)
50A	8	1089			2367
50A	12,5	1035			1035
50A	20	2000			11700
Peso Total = 500A =					23765 kg

- NOTAS:
- 1 - fck=25MPa
  - 2 - COBRIMENTO DA ARMADURA C=4cm

**HUGO A. MOTA**

PROFESSOR DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS  
CURSO DE ENGENHARIA DE ENFERMAGEM - UNICAMP

PROFESSOR RESPONSÁVEL: ENG. CARLOS ALBERTO DE MOURA  
PROFESSOR RESPONSÁVEL: ENG. MARCELO MOURA DE MOURA

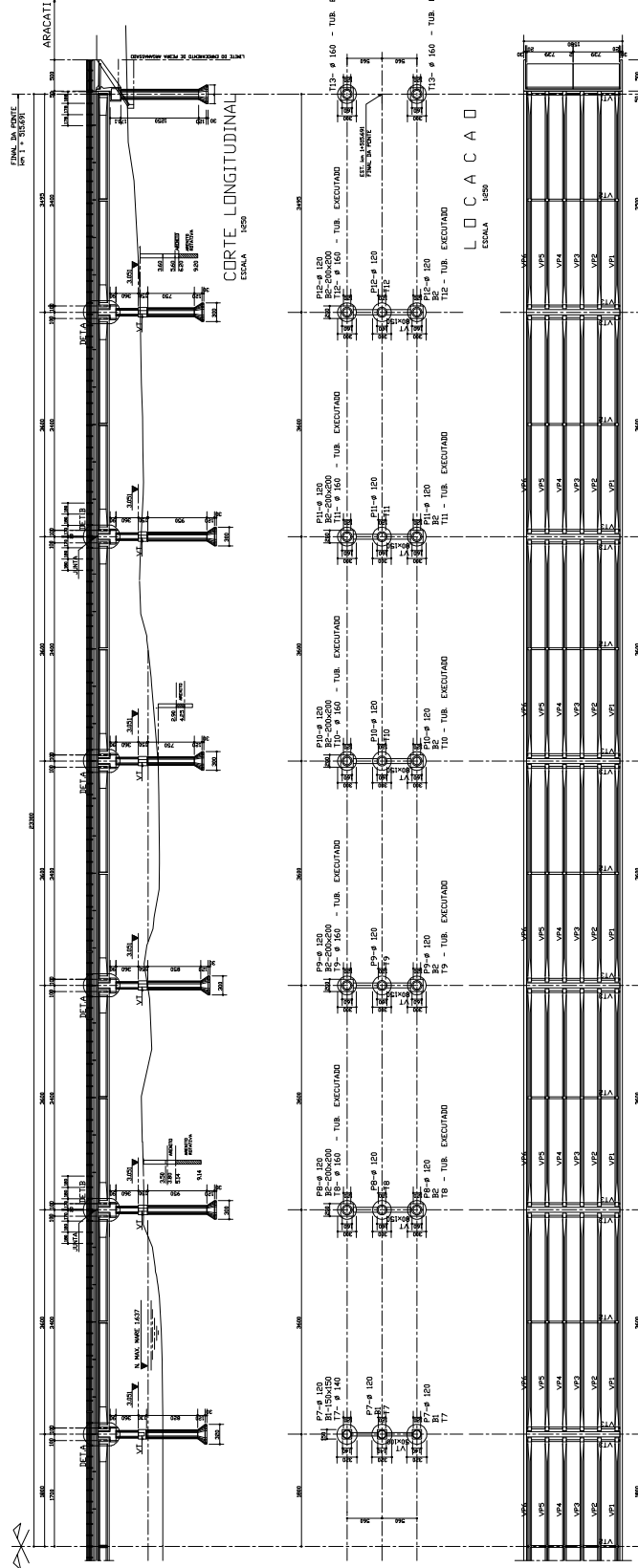


CORTE HORIZONTAL - PLANTA  
ESCALA 1:200

OBS: FOR DESEJO DA CONSTRUÇÃO DA PONTE EXECUTAR SONDAJENS  
MISTAS PERCUSSIVO \* ROTATIVA NOS LOCOS CORRESPONDENTES  
AOS TUBULARES T1, T3, T5, T7, T9, T11, T13 PERFORANDO  
COM A SONDA ROTATIVA PELO MENOS 3m NO ARENITO

**HUGO A. MOTA**  
PROFESSOR DE ARQUITETURA E URBANISMO  
DE GRADUACAO EM ARQUITETURA  
E URBANISMO  
REG. Nº 10.512/97  
CREA Nº 10.512/97

- NOTAS:
- 1 - SUPERESTRUTURA DE CONCRETO PROTENDIDO FCH-30MPa.
  - 2 - RESZ/INFRAESTRUTURA Fch-25MPa.
  - 3 - CLASSE DE AGRESIVIDADE III - AVC-0,50
  - 4 - PONTE CLASSE 45



L O C A C A O

CORTE HORIZONTAL - PLANTA  
ESCALA 1/250

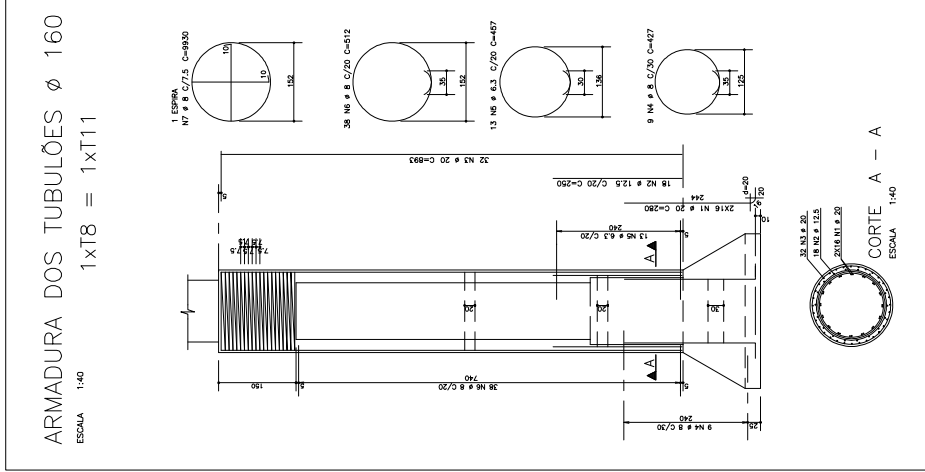
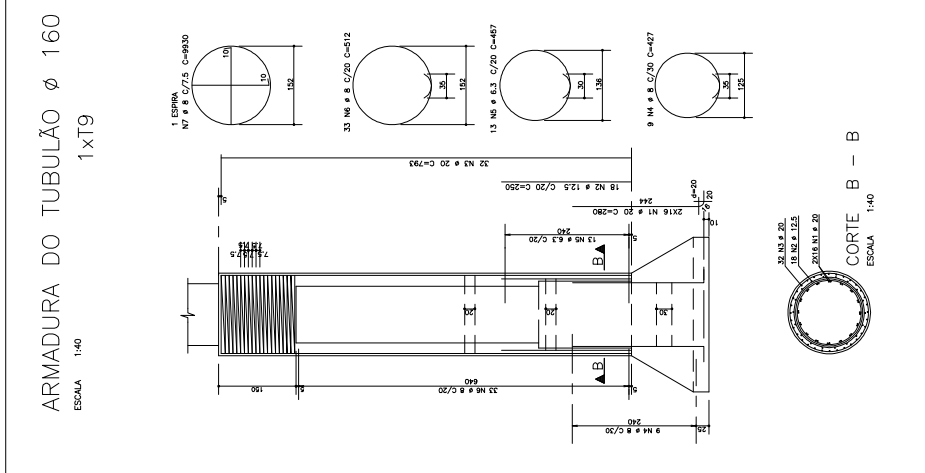
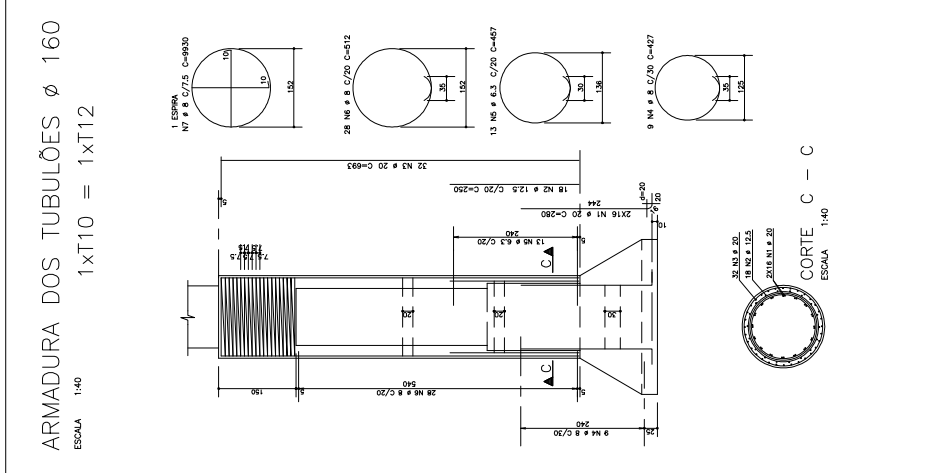
**HUGO A. MOTA**  
 INGENIERO DE PROFESION  
 INGENIERIA DE VIALIDAD  
 RUTAS 4024-00000-0000-0000-0000  
 INGENIERIA DE VIALIDAD  
 RUTAS 4024-00000-0000-0000-0000  
 INGENIERIA DE VIALIDAD  
 RUTAS 4024-00000-0000-0000-0000  
 INGENIERIA DE VIALIDAD  
 RUTAS 4024-00000-0000-0000-0000

- NOTAS:**
- 1 - SUPERESTRUCTURA DE CONCRETO  
 PRETENDIDO FCH-30MPc.
  - 2 - RES/D/INFRAESTRUCTURA FCH-25MPa
  - 3 - FONTE CLASE 45



ACO	POS	BIF. (mm)	QUANT.	CORRIMENTADO	UNIT	TOTAL
<b>ARMADURA DOS TUBULÕES Ø 160</b>						
50A	1	20	32	286	kg	17920
50A	2	12,5	36	290	kg	8700
50A	3	8	18	145	kg	4560
50A	4	8	18	427	kg	7686
50A	5	8	18	457	kg	8226
50A	6	8	78	512	kg	28912
50A	7	8	2	950	kg	19860
<b>ARMADURA DO TUBULÃO Ø 160</b>						
50A	1	20	32	286	kg	8660
50A	2	12,5	36	290	kg	8700
50A	3	8	18	145	kg	4560
50A	4	8	18	427	kg	7686
50A	5	8	18	457	kg	8226
50A	6	8	78	512	kg	28912
50A	7	8	2	950	kg	19860
<b>ARMADURA DOS TUBULÕES Ø 160</b>						
50A	1	20	36	290	kg	8700
50A	2	12,5	36	290	kg	8700
50A	3	8	18	145	kg	4560
50A	4	8	18	427	kg	7686
50A	5	8	18	457	kg	8226
50A	6	8	78	512	kg	28912
50A	7	8	2	950	kg	19860

ACO	BIT	COMPR. (mm)	PESO (kg)
50A	20	297	613
50A	8	453	1182
50A	20	177	422
Peso Total =			5905 kg

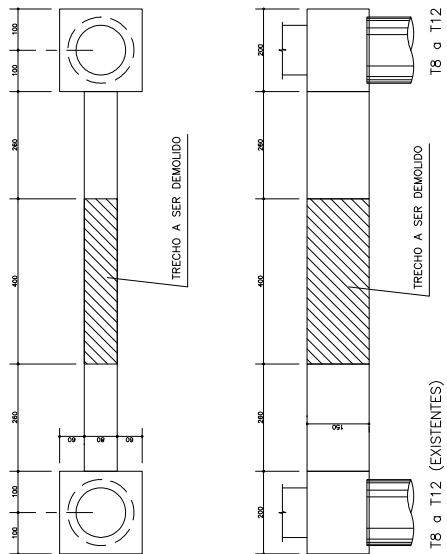


NOTAS:  
1 - fck=25MPa  
2 - GOBRNMO DA ARMADURA C=4cm

**HUGO A. MOTA**  
CONSTRUTORA E COMERCIAL DE MATERIAIS  
DE CONCRETO E ACARREDORES DE CIMENTO  
SUA FILIAL EM SÃO PAULO - SP  
RUA JOSÉ DE VASCONCELOS, 100 - JARDIM SÃO CARLOS - SÃO PAULO - SP  
FONE: (11) 5072-1111 FAX: (11) 5072-1112  
CNPJ: 06.895.270/0001-01

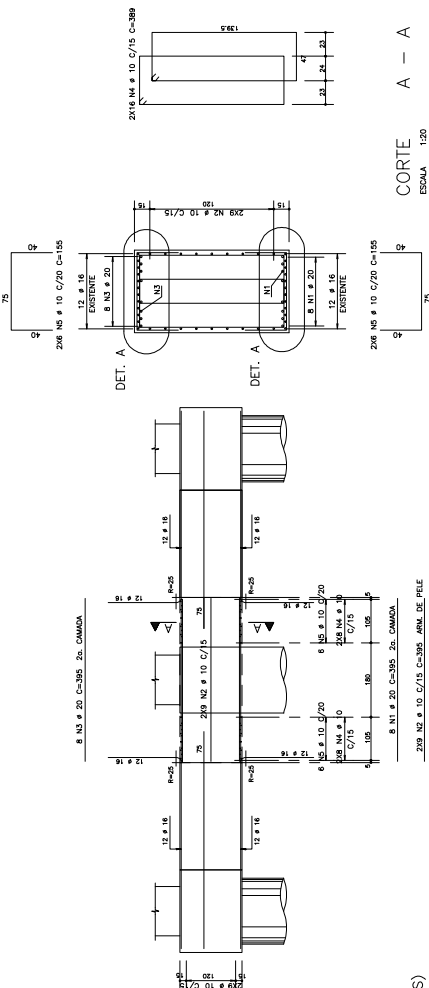
(5X) VIGAS DE TRAVAMENTO DOS TUBULÕES EXISTENTES T8 a T12

ESCALA 1:50



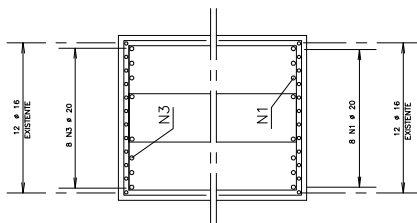
T8 a T12 (EXISTENTES)

T8 a T12 (EXISTENTES)



CORTE A - A

DETALHE A



CORTE E RECOMPOSIÇÃO DAS VIGAS DE TRAVAMENTO DOS TUBULÕES EXISTENTES PARA PERMITIR A EXECUÇÃO DOS TUBULÕES E PILARES CENTRAIS;

- 1 - FAZER O CORTE DO CONCRETO SEM DANIFICAR A ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR, INFERIOR E DE PELE.
- 2 - RETIRAR OS ESTRIÇOS, SECCIONAR AS BARRAS E DOBRÁ-LAS CONFORME INDICADO.

METODOLOGIA CONSTRUTIVA:

- 3 - FAZER A LIMPEZA DAS BARRAS LEVANTADAS, DAS ARMADURAS DE PELE E DAS BARRAS DOS PILARES EXISTENTES, COM JATO DE AREIA/ÁGUA, DE ALTA INTENSIDADE;
- 4 - DEPOIS DE LIMPADA, E SEMPRE COM O TUBULÃO EM POSIÇÃO VERTICAL, RECORRER A SUPERFÍCIE DAS BARRAS EXISTENTES COM AS BARRAS DE ARMADURA DE PELE EM TODA SUAS EXTREMIDADES E DO AMBIENTE MARINHO, APLICAR COM AS BARRAS COMPLETAMENTE SECAS, PROTETOR DE CORROÇÃO
- 5 - APÓS A EXECUÇÃO DO TUBULÃO ATÉ O NÍVEL DO FUNDO DA VIGA RETORNAR AS BARRAS A POSIÇÃO ORIGINAL OU SEJA NA HORIZONTAL;
- 6 - POSICIONAR A ARMADURA COMPLEMENTAR DA VIGA E A ARMADURA DO PILAR;
- 7 - CONCRETAR A VIGA JUNTAMENTE COM A CABEÇA DO TUBULÃO UTILIZANDO CONCRETO ESTRUTURAL fck=25MPg + MICROSILICA.

ACO	POS	BT	QUANT	COMPRIENTO (cm)	PESO (kg)
CORTE E RECOMPOSIÇÃO DAS VIGAS					
N3	2	10	30	1800	3600
N1	2	10	30	1800	3600
N1	4	10	120	7200	14400
N3	4	10	120	7200	14400
N1	5	10	150	9000	18000

ACO	RESUMO ACO	CA	50	60	PESO
BT	COMP	10	100	100	200
BT <th>COMP</th> <td>10</td> <td>100</td> <td>100</td> <td>200</td>	COMP	10	100	100	200
50A	20	50A	=	316	15273,42
FREQ. TOTAL					15273,42

NOTAS:

- 1 - fck=25MPg + MICROSILICA
- 2 - COBRIMENTO DA ARMADURA C=4cm

**HUGO A. MOTA**

CONSTRUTORA E CONSULTORIA DE PROJETOS S.A.

CNPJ Nº 09.052.753/0001-68

RUA JOSE DE SALES Nº 100 - JARDIM PAULISTA - SÃO PAULO - SP

TELEFONES: (11) 5535-1511 / 5535-1512 / 5535-1513 / 5535-1514

E-MAIL: hmotam@hugomota.com.br

PROJ. Nº 1501/2015 - 01

PROJ. Nº 1501/2015 - 01

PROJ. Nº 1501/2015 - 01

PROJ. Nº 1501/2015 - 01

ANEXO B – REFORÇO, ALARGAMENTO E RESTAURAÇÃO DA PONTE  
ANTIGA

**METODOLOGIA CONSTRUTIVA**

**1. REFORÇO DA INFRA-ESTRUTURA**

1.01 Executar a sinalização horizontal e vertical, cobocar redutores de velocidade que não poderá exceder 10 km/h;

1.02 Colocar semáforos para controle do tráfego;

1.03 Executar andainhas suspensas e plataformas de madeira;

1.04 Executar as plataformas necessárias à execução das estacas raz sob lâmina d'água;

1.05 Executar as estacas raz, Ø 410mm com e sem lâmina d'água;

1.06 Executar apicamento nos pilares nos trechos correspondentes aos blocos de concreto e aos consolos;

1.07 Executar corte no concreto nos pilares;

1.08 Aplicar jato de areia nos trechos apicados e cortados dos pilares e subsequente complementação, com jato de ar comprimido e lavagem com jato d'água sob alta pressão;

1.09 Executar furos nos pilares Ø 48mm para permitir a perfuração posterior de barras DYWIDAG Ø 32mm, aço ST 85/105, através das balizas metálicas, coroadas Ø 40 / 45mm tanto nos blocos de concreto como nos consolos, utilizar sonda rotativa leve (portátil);

1.10 Executar furos no concreto, ligeiramente inclinados, limpando-se rigorosamente os furos soprando com ar comprimido, completando-se a limpeza com estopa embebida no adesivo estrutural;

1.11 Ancorar as barras Ø 12,5, Ø 16 e Ø 20mm nos blocos de concreto e Ø 10 e Ø 12,5 nos consolos utilizando-se adesivo estrutural SIKADUR 31 ou similar;

1.12 Posicionar a armadura e concretar os blocos de concreto das estacas utilizando concreto estrutural fck=25MPa + microfílica;

1.13 Decorridos 3 (três) dias de concretagem proceder as barras DYWIDAG, aplicar o produto adesivo em seguida a perfuração das balizas e furos no concreto com calma de cimento;

1.14 Posicionar a armadura e concretar os consolos utilizando concreto estrutural fck=25MPa + microfílica;

1.15 Decorridos 3 (três) dias de concretagem e com o concreto estrutural apresentando resistência fck > 15MPa proceder as barras DYWIDAG, aplicando 300 por barra, limpando-se em seguida a perfuração com nada de cimento;

1.16 Concretar o vazio existente entre os pilares e a camisa dos tubulões com concreto estrutural fck = 20MPa;

1.17 Fazer a restauração da viga-parade de travessia dos pilares, como se descreve a seguir:

- a) Executar, nas regiões de concreto desagregado e/ou deteriorado, corte gradativo e superficial desse concreto até atingir a homogeneidade do concreto sadio;
- b) Recompôr a armadura oxidada por adição de outras barras seja por superposição, seja por soldagem à parte inferior e nas faces laterais
- c) Executar apicamento mecânico na face inferior e nas faces laterais numa altura aproximada de 1,0m do fundo das vigas paredes, até deixar o agregado graúdo à mostra;
- d) Fazer a limpeza das superfícies de concreto cortadas e apicadas com jato de água sob alta pressão, subsequente complementação com jato de ar comprimido e lavagem com jato d'água sob alta pressão;
- e) Aplicar concreto projetado nas superfícies apicadas, fck=25MPa + microfílica.

**2. OPERAÇÃO DE MACACQUEAMENTO E TROCA DOS APARELHOS DE APOIO**

2.01 Macaquear dois apoios simultaneamente utilizando portanto 4 (quatro) macacos de 100tf de cada vez. Os macacos hidráulicos deverão possuir sistema para travamento mecânico que permita mantê-los como escoramento provisório do tabuleiro durante o período compreendido entre a retirada dos aparelhos de apoio existentes e a colocação dos novos;

2.02 Relevar os aparelhos de apoio existentes - Placas de chumbo sobre os pilares;

2.03 Aplicar argamassa auto-nivelante sobre os pilares cujas vigas principais foram levantadas, utilizar argamassa de alta resistência de tipo SIKADUR 42 ou similar;

2.04 Decorridos 12 (doze) horas da aplicação da argamassa sobre os pilares posicionar os novos aparelhos de apoio colocados em carga através do adornamento dos macacos;

2.05 Estas operações devem ser efetuadas sem tráfego sobre a ponte, mas com o mínimo de interrupção;

2.06 Repetir estas operações para cada par de pilares.

**3. REFORÇO, ALARGAMENTO E RESTAURAÇÃO DA SUPERESTRUTURA**

3.01 Interditar meio tabuleiro desviando o tráfego para a outra faixa, limitando-se a velocidade a 10km/h;

3.02 Demolir o guarda-corpo e pequeno passeio existente na faixa isolada;

3.03 Relevar o pavimento asfáltico (CBUQ) e o pavimento de concreto da faixa isolada;

3.04 Executar apicamento mecânico até deixar o agregado graúdo a mostra nos trechos onde houver aplicação de concreto projetado e concretagem convencional;

3.05 Fazer limpeza das superfícies de concreto apicadas com jato de areia de alta intensidade e subsequente complementação com jato de ar comprimido e água sob alta pressão;

3.06 Fazer a limpeza das superfícies de armadura e de concreto contido com jato de areia de alta intensidade e subsequente complementação com jato de ar comprimido e jato d'água sob alta pressão;

3.07 Executar furos no concreto para passagem de estibos, armaduras de pele e outras armaduras, utilizando brocas apropriadas;

3.08 Limpar rigorosamente os furos soprando com ar comprimido, completando-se a limpeza com estopa embebida com adesivo estrutural;

3.09 Posicionar as armaduras de vigas e lajes;

3.10 Ancorar as barras preenchendo os furos com adesivo estrutural SIKADUR 31 ou similar;

3.11 Fixar tela soldada Ø 283 no fundo da laje do tabuleiro utilizando pinos Walsylva;

3.12 Concretar a laje do tabuleiro com concreto estrutural fck=30MPa + microfílica;

3.13 Concretar o reforço das vigas transversais das extremidades com concreto estrutural fck = 25MPa + microfílica;

3.14 Aplicar o concreto projetado fck = 25MPa + microfílica no reforço e restauração da laje do tabuleiro, dos apoios das vigas principais e dos vãos gerber cujos dentes serão bloqueados;

3.15 Bloqueio dos Dentes Gerber:

- a) Preparar as juntas removendo todos os detritos, utilizando-se jato de areia de alta intensidade completando-se a limpeza com jato de ar comprimido e jato d'água sob alta pressão;
- b) Preencher as juntas nos dentes gerber injetando-se grout fluido, vedando-se lateralmente e o fundo da junta para evitar perdas e garantir seu perfeito preenchimento.

3.16 Executar os serviços de acabamento;

3.17 Executar a barreia;

3.18 Transferir o tráfego para a meia pista albergada restaurada e reforçada;

3.19 Repetir os procedimentos e operações descritas na outra metade da superestrutura após desviar o tráfego para o trecho reforçado.

**RESUMO**

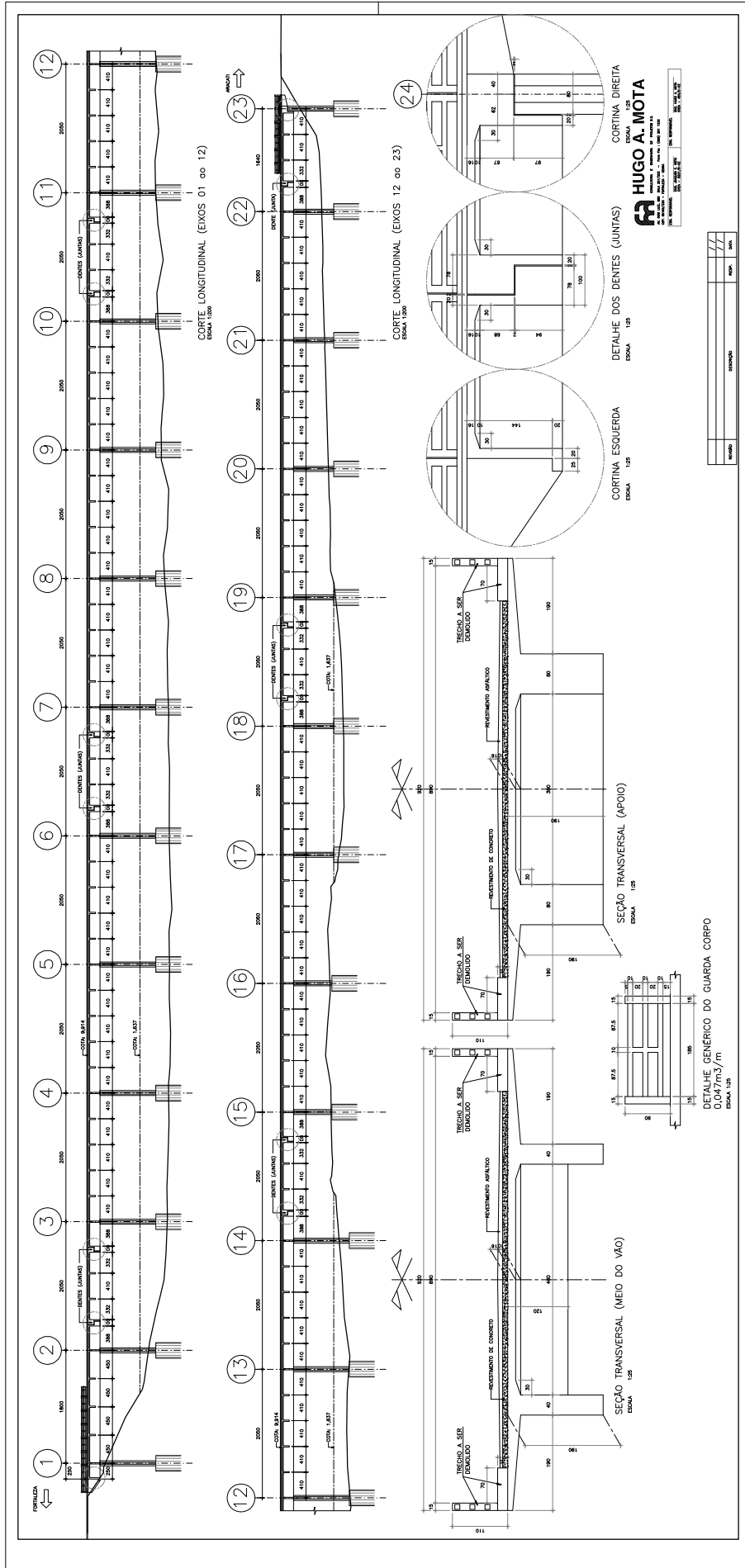
**RESPOSTA**

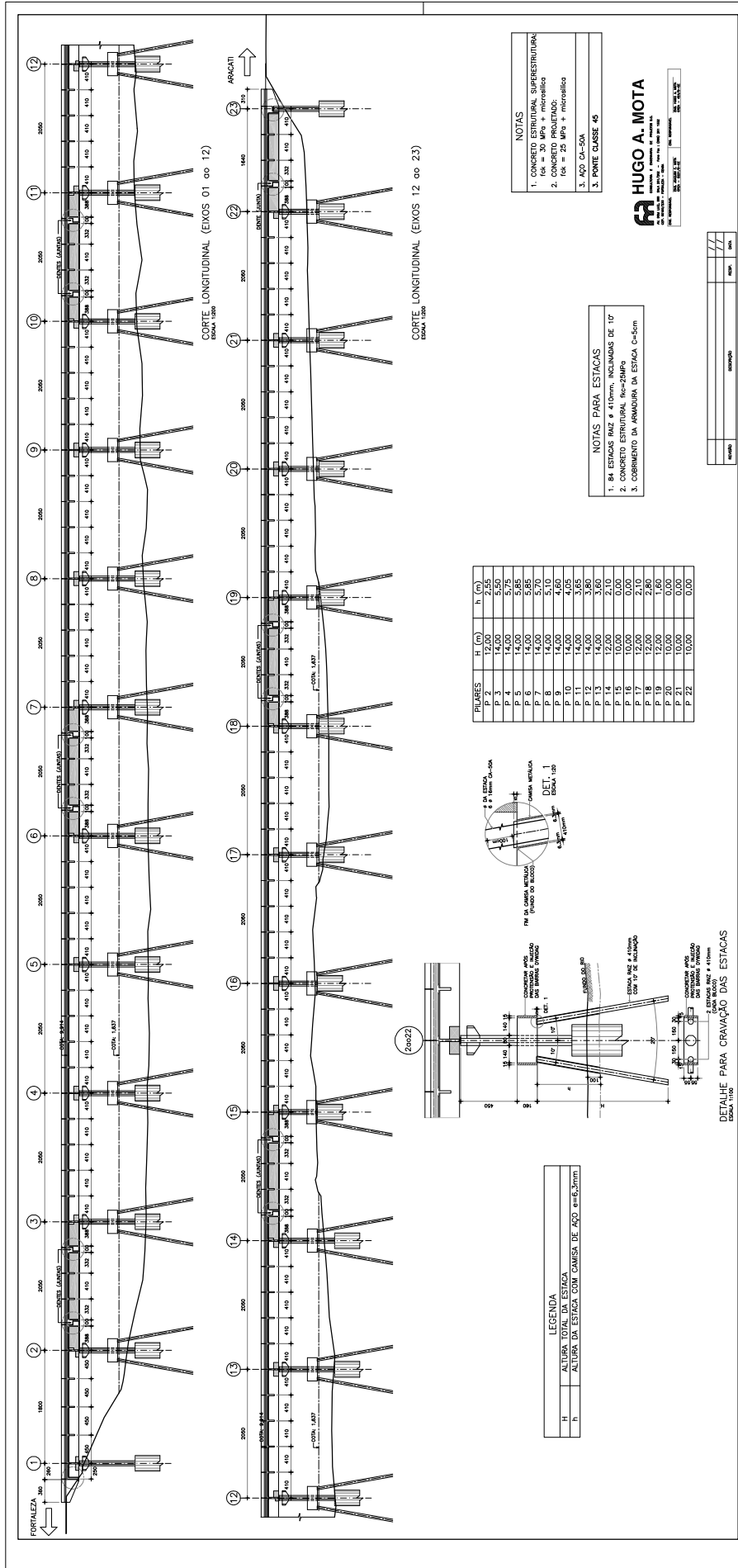
**DESCRIÇÃO**

**DATA**

**HUGO A. MOTA**  
CONSTRUTORA E EMPRESAS DE PROJETOS S.A.  
 RUA MARQUESE DE SÃO CARLOS, 1111 - JARDIM BOTANICAL - SÃO PAULO - SP - BRASIL  
 CEP: 04706-000

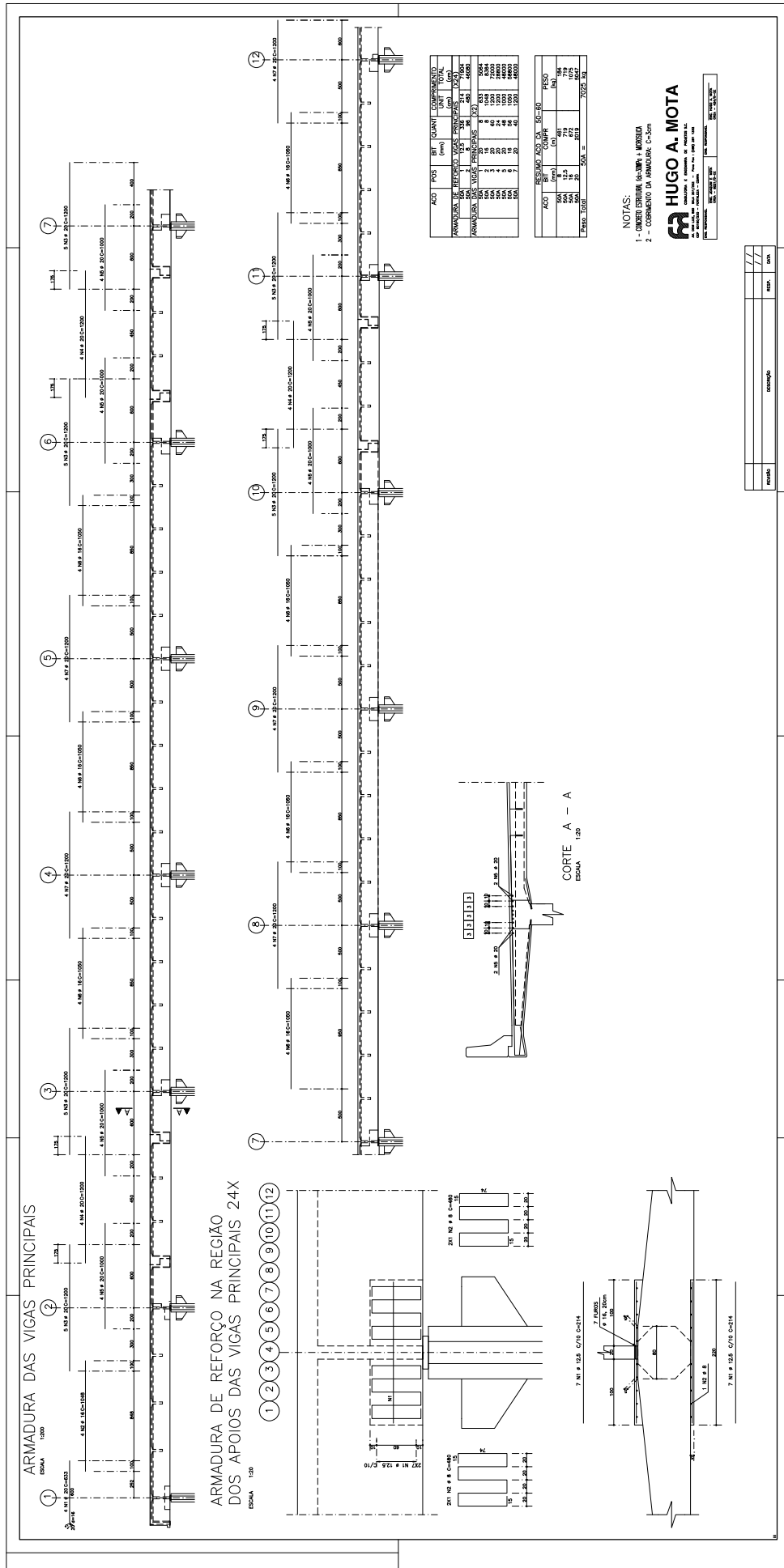
PROJETO Nº: 01/01  
 DATA: 12/12/2012



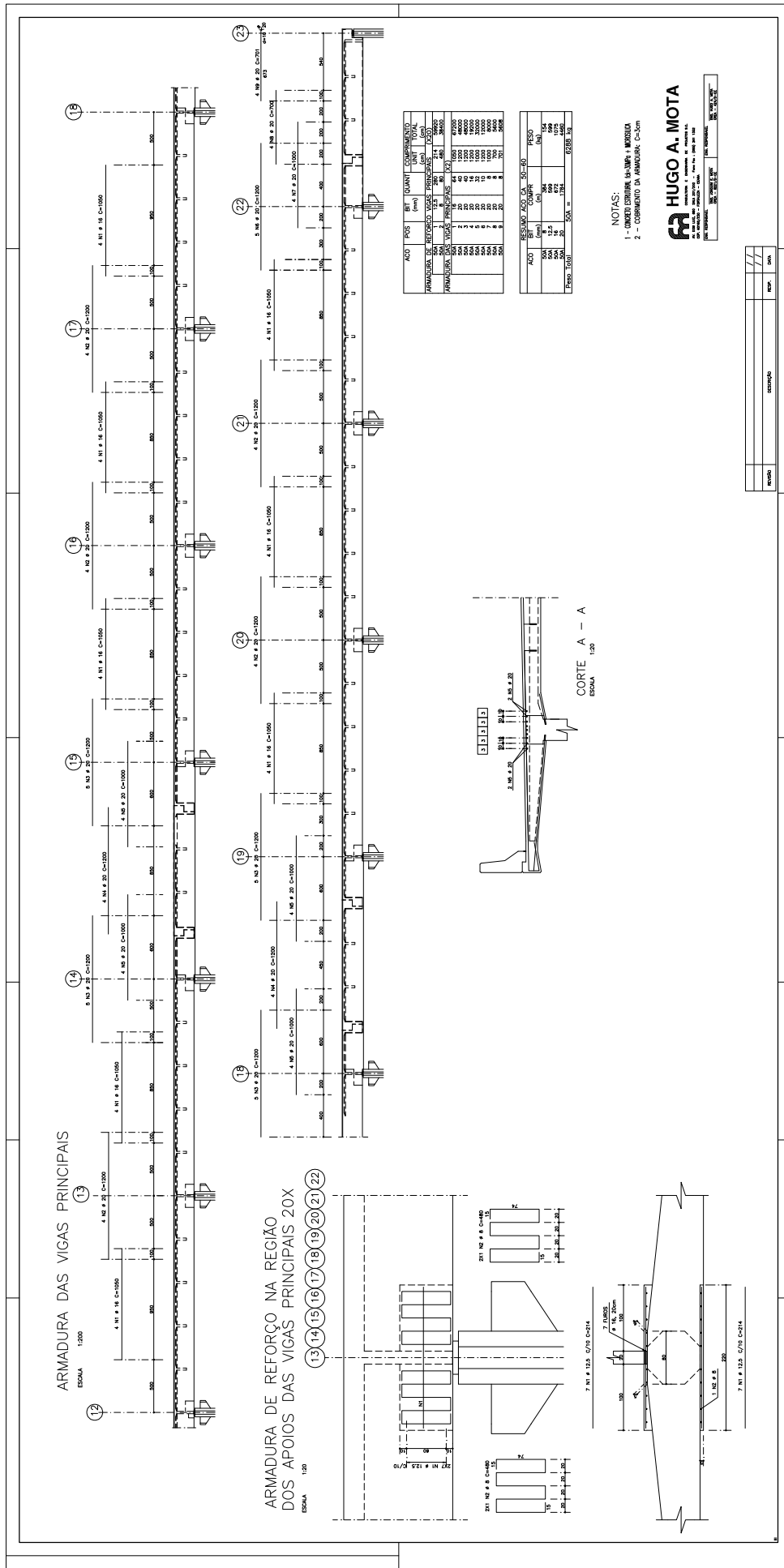


REVISÃO	DATA

**HUGO A. MOTA**  
PROFESSOR ASSOCIADO DE ARQUITETURA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO  
INSTITUTO DE ARQUITETURA  
RUA MARQUÊS DE SÃO CARLOS, 225 - MARACÃS  
Cidade do Rio de Janeiro, RJ - CEP: 22251-900  
TEL: (21) 2512-2121 FAX: (21) 2512-2122  
E-MAIL: hmot@arq.ufrj.br



PROJETO	REVISÃO	DATA



ACID.	PQS	BT	QUANT.	COMPLEMENTOS		
			(mts)		(mts)	(mts)
ARMADURA DE REFORÇO	20X		520		3200	3200
ARMADURA DAS VIGAS PRINCIPAIS	30X		100	400	2400	2400
SOMA			620		5600	5600
500A			20		1000	1000
500B			20		1000	1000
500C			20		1000	1000
500D			20		1000	1000
500E			20		1000	1000
500F			20		1000	1000
500G			20		1000	1000
500H			20		1000	1000
500I			20		1000	1000
500J			20		1000	1000
500K			20		1000	1000
500L			20		1000	1000
500M			20		1000	1000
500N			20		1000	1000
500O			20		1000	1000
500P			20		1000	1000
500Q			20		1000	1000
500R			20		1000	1000
500S			20		1000	1000
500T			20		1000	1000
500U			20		1000	1000
500V			20		1000	1000
500W			20		1000	1000
500X			20		1000	1000
500Y			20		1000	1000
500Z			20		1000	1000
500AA			20		1000	1000
500AB			20		1000	1000
500AC			20		1000	1000
500AD			20		1000	1000
500AE			20		1000	1000
500AF			20		1000	1000
500AG			20		1000	1000
500AH			20		1000	1000
500AI			20		1000	1000
500AJ			20		1000	1000
500AK			20		1000	1000
500AL			20		1000	1000
500AM			20		1000	1000
500AN			20		1000	1000
500AO			20		1000	1000
500AP			20		1000	1000
500AQ			20		1000	1000
500AR			20		1000	1000
500AS			20		1000	1000
500AT			20		1000	1000
500AU			20		1000	1000
500AV			20		1000	1000
500AW			20		1000	1000
500AX			20		1000	1000
500AY			20		1000	1000
500AZ			20		1000	1000
500BA			20		1000	1000
500BB			20		1000	1000
500BC			20		1000	1000
500BD			20		1000	1000
500BE			20		1000	1000
500BF			20		1000	1000
500BG			20		1000	1000
500BH			20		1000	1000
500BI			20		1000	1000
500BJ			20		1000	1000
500BK			20		1000	1000
500BL			20		1000	1000
500BM			20		1000	1000
500BN			20		1000	1000
500BO			20		1000	1000
500BP			20		1000	1000
500BQ			20		1000	1000
500BR			20		1000	1000
500BS			20		1000	1000
500BT			20		1000	1000
500BU			20		1000	1000
500BV			20		1000	1000
500BW			20		1000	1000
500BX			20		1000	1000
500BY			20		1000	1000
500BZ			20		1000	1000
500CA			20		1000	1000
500CB			20		1000	1000
500CC			20		1000	1000
500CD			20		1000	1000
500CE			20		1000	1000
500CF			20		1000	1000
500CG			20		1000	1000
500CH			20		1000	1000
500CI			20		1000	1000
500CJ			20		1000	1000
500CK			20		1000	1000
500CL			20		1000	1000
500CM			20		1000	1000
500CN			20		1000	1000
500CO			20		1000	1000
500CP			20		1000	1000
500CQ			20		1000	1000
500CR			20		1000	1000
500CS			20		1000	1000
500CT			20		1000	1000
500CU			20		1000	1000
500CV			20		1000	1000
500CW			20		1000	1000
500CX			20		1000	1000
500CY			20		1000	1000
500CZ			20		1000	1000
500DA			20		1000	1000
500DB			20		1000	1000
500DC			20		1000	1000
500DD			20		1000	1000
500DE			20		1000	1000
500DF			20		1000	1000
500DG			20		1000	1000
500DH			20		1000	1000
500DI			20		1000	1000
500DJ			20		1000	1000
500DK			20		1000	1000
500DL			20		1000	1000
500DM			20		1000	1000
500DN			20		1000	1000
500DO			20		1000	1000
500DP			20		1000	1000
500DQ			20		1000	1000
500DR			20		1000	1000
500DS			20		1000	1000
500DT			20		1000	1000
500DU			20		1000	1000
500DV			20		1000	1000
500DW			20		1000	1000
500DX			20		1000	1000
500DY			20		1000	1000
500DZ			20		1000	1000
500EA			20		1000	1000
500EB			20		1000	1000
500EC			20		1000	1000
500ED			20		1000	1000
500EE			20		1000	1000
500EF			20		1000	1000
500EG			20		1000	1000
500EH			20		1000	1000
500EI			20		1000	1000
500EJ			20		1000	1000
500EK			20		1000	1000
500EL			20		1000	1000
500EM			20		1000	1000
500EN			20		1000	1000
500EO			20		1000	1000
500EP			20		1000	1000
500EQ			20		1000	1000
500ER			20		1000	1000
500ES			20		1000	1000
500ET			20		1000	1000
500EU			20		1000	1000
500EV			20		1000	1000
500EW			20		1000	1000
500EX			20		1000	1000
500EY			20		1000	1000
500EZ			20		1000	1000
500FA			20		1000	1000
500FB			20		1000	1000
500FC			20		1000	1000
500FD			20		1000	1000
500FE			20		1000	1000
500FF			20		1000	1000
500FG			20		1000	1000
500FH			20		1000	1000
500FI			20		1000	1000
500FJ			20		1000	1000
500FK			20		1000	1000
500FL			20		1000	1000
500FM			20		1000	1000
500FN			20		1000	1000
500FO			20		1000	1000
500FP			20		1000	1000
500FQ			20		1000	1000
500FR			20		1000	1000
500FS			20		1000	1000
500FT			20		1000	1000
500FU			20		1000	1000
500FV			20		1000	1000
500FW			20		1000	1000
500FX			20		1000	1000
500FY			20		1000	1000
500FZ			20		1000	1000
500GA			20		1000	1000
500GB			20		1000	1000
500GC			20		1000	1000
500GD			20		1000	1000
500GE						



ANEXO C - FOTOS



