

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA SETOR DE CIÊNCIAS  
AGRÁRIAS E TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**FLÁVIA FASOLO**

**AVALIAÇÃO E PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO DE EDIFICAÇÃO  
EM CONCRETO ARMADO DESTINADA A UMA ARQUIBANCADA NO  
CAMPUS UVARANAS DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA  
GROSSA**

**PONTA GROSSA**

**2020**

**FLÁVIA FASOLO**

**AVALIAÇÃO E PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO DE EDIFICAÇÃO  
EM CONCRETO ARMADO DESTINADA A UMA ARQUIBANCADA NO  
CAMPUS UVARANAS DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA  
GROSSA**

Trabalho apresentado à disciplina de OTCC como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharelado em Engenharia Civil, da Universidade Estadual de Ponta Grossa.

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Msc. Gabriela Mazureki Campos Bahniuk

**PONTA GROSSA**

**2020**

**FLÁVIA FASOLO**

**AVALIAÇÃO E PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO DE EDIFICAÇÃO  
EM CONCRETO ARMADO DESTINADA A UMA ARQUIBANCADA NO  
CAMPUS UVARANAS DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA  
GROSSA**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado e aprovado como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Ponta Grossa.

**BANCA EXAMINADORA:**

---

Prof.<sup>a</sup> Msc. Gabriela Mazureki Campos Bahniuk

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

---

Prof. Dr. Eduardo Pereira

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

---

Prof. Dr. Joel Larocca Junior

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Ponta Grossa, 14 de dezembro de 2020.

## RESUMO

O concreto armado é o principal material utilizado na execução de estruturas de edifícios e, à vista disso, cabe salientar que, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), tais estruturas devem preservar segurança, estabilidade e eficiência em serviço durante o período correspondente à sua vida útil. Nesse contexto, o presente trabalho trata da avaliação da estrutura em concreto armado da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância, edificada em anos anteriores a década de 80, localizada na Universidade Estadual de Ponta Grossa. Como principal objetivo, destaca-se a análise da estrutura a fim de avaliar e realizar uma proposta de recuperação. Para tanto, foram realizados os ensaios não destrutivos de esclerometria, de potencial de corrosão e de análise de frente de carbonatação, bem como, modelagens computacionais – arquitetônica e estrutural. A partir dos ensaios realizados, foi possível verificar que nos elementos estruturais avaliados (pilar e viga), as armaduras não apresentavam sinais de corrosão, já a armadura da laje, devido a infiltrações que ocorreram antes da cobertura da arquibancada, apresentava aspectos de oxidação. Considerando essa integridade das armaduras, a realização de reparos que visem proteger a estrutura no que diz respeito às intempéries, demonstrou-se suficiente para o contexto analisado. Quanto aos comparativos entre as diferentes versões da norma NBR 6118, evidenciou-se que a norma vigente se mostrou mais adequada à necessidade e à realidade prática. Em complemento a isso, o dimensionamento segundo a norma de 2014 apresentou recomendações no que diz respeito a requisitos de qualidade e durabilidade, evidenciando uma dada consciência em relação a vida útil da estrutura, a qual não foi observada com igual relevância na versão de 1980.

**Palavras-chave:** Manifestações Patológicas. Ensaios não destrutivos. Concreto Armado. TQS.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diferentes desempenhos de uma estrutura, com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos .....	12
Figura 2 - Fluxograma para estratégia de inspeção .....	18
Figura 3 - Representação da frente de carbonatação .....	22
Figura 4 - (a) Aspersão de indicador químico e (b) Medição da profundidade da carbonatação.....	23
Figura 5 - Área de ensaio do esclerômetro e pontos de impacto .....	26
Figura 6 - Execução do ensaio de esclerometria.....	26
Figura 7 - Execução do ensaio de pacometria .....	27
Figura 8 - Interferência gerada por barras próximas no ensaio de pacometria .....	28
Figura 9 - Execução do ensaio de resistividade elétrica.....	30
Figura 10 - Execução do ensaio de ultrassom.....	31
Figura 11 - Modos de transmissão segundo a NBR 8802 .....	32
Figura 12 – Execução do ensaio de extração de testemunho .....	34
Figura 13 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	37
Figura 14 – Vista aérea da edificação de estudo.....	41
Figura 15 – Vista frontal da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância bem como do Anexo.....	43
Figura 16 – Vista posterior da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância .....	43
Figura 17 – Estratégia de inspeção.....	44
Figura 18 – a) Fissurômetro antes da instalação, b) Fissurômetro instalado .....	45
Figura 19 – a) Fissura sem a presença fissurômetro, b) Fissura com a presença fissurômetro.....	45
Figura 20 – Descascamento do revestimento a fim de determinar suas dimensões.....	46
Figura 21 – Abertura realizada na fachada lateral da edificação à vista de determinar a presença do aterro .....	47
Figura 22 – Estrutura modelada no software TQS .....	49
Figura 23 – Altura da edificação segundo a NBR 14432 (ABNT, 2000) .....	53
Figura 24 - Diagrama de momento fletor ( $M_y$ ) do nível 2 a) segundo a NBR 6118:2014, b) ( $M_y$ ) segundo a NB1-78 .....	58

Figura 25 - Diagrama de esforço cortante (Fz) a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78 .....	59
Figura 26 – Comparativos dos momentos máximos, em y, atuantes, entre o nível 1 e o nível 2, nos pilares.....	60
Figura 27 – Comparativos dos esforços cortantes, em z, atuantes nas vigas inclinadas .....	60
Figura 28 – Detalhamento dos pilares P1 e P7 a) segundo a NBR 6118:2014, b) 7 segundo a NB1-78 .....	62
Figura 29 - Detalhamento do pilar P8 a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78 .....	63
Figura 30 - Detalhamento da viga V3 a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78 .....	64
Figura 31 - a) Detalhamento da viga V5 segundo a NBR 6118:2014, b) Detalhamento da viga V5 segundo a NB1-78 .....	65
Figura 32 - Detalhamento da viga VI4 a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78 .....	67
Figura 33 - Detalhamento da viga V15 a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78 .....	68
Figura 34 – Detalhamento da armadura positiva principal para as lajes da estrutura .....	69
Figura 35 – Exemplo de malha de isovalores.....	70
Figura 36 – Enchimento dos degraus da arquibancada com calça .....	73
Figura 37 – Planta baixa arquitetônica da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância.....	73
Figura 38 – Perspectivas da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância	74
Figura 39 – Base metálica da antiga estrutura de cobertura permanente .....	76
Figura 40 – Imagem da estrutura sem nenhuma cobertura no ano de 2012, retirada do Google Maps .....	76
Figura 41 – Imagem atual da estrutura com cobertura provisória sobre a Arquibancada .....	77
Figura 42 – Esclerômetro utilizado para realização dos ensaios.....	78
Figura 43 – Sequência da realização do ensaio de esclerometria .....	79
Figura 44 – Análise de frente de carbonatação no pilar “P13”.....	84
Figura 45 – Análise de frente de carbonatação na viga “VI7” .....	85

Figura 46 – Exemplos de aberturas presentes nos degraus que compõem a Arquibancada .....	86
Figura 47 - Análise de frente de carbonatação na laje “L5” .....	86
Figura 48 – Descascamento do pilar “P13” .....	87
Figura 49 – Realização do ensaio de potencial de corrosão no pilar “P13” .....	88
Figura 50 – Relação de conversão entre eletrodos utilizados para aferição de potencial.....	89
Figura 51 – Pilar exposto.....	90
Figura 52 – a) Dia da instalação do fissurômetro (04 de setembro de 2020) b) Dia da verificação do fissurômetro (13 de novembro de 2020).....	92
Figura 53 – Corte da estrutura .....	93
Figura 54 – Fenda ocasionada por recalque em degrau situado entre a divisa da estrutura e o aterro.....	94
Figura 55 – Fachadas laterais da edificação .....	94
Figura 56 - Fachada lateral com a presença de fissuras do tipo mapeadas.....	95
Figura 57 – Região sugerida para instalação dos rufos .....	98
Figura 58 – Ilustração da instalação de um rufo tipo pingadeira .....	99

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental (CAA) .....	13
Tabela 2 - Correspondências entre as classes de agressividade ambiental e o cobrimento nominal $\Delta c = 10 \text{ mm}$ .....	14
Tabela 3 – Interpretação dos resultados do ensaio de potencial de corrosão.....	29
Tabela 4 - Correlação entre a resistividade elétrica do concreto e a taxa de corrosão das armaduras .....	31
Tabela 5 – Qualidade do concreto em função da velocidade da onda ultrassônica	33
Tabela 6 - Classificação da edificação quanto ao uso.....	38
Tabela 7 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos .....	39
Tabela 8 – Cobrimentos mínimos, segundo a NB-1 (ABNT, 1940) e segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) .....	51
Tabela 9 - Cobrimentos para TRRF de 60 minutos .....	53
Tabela 10 – Carregamentos aplicados a estrutura da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância.....	55
Tabela 12 – Resultado do cálculo do coeficiente de arrasto do vento para a edificação analisada segundo NBR 6118 (ABNT, 2014) .....	56
Tabela 13 – Comparativo dos resumos de aço das lajes entre a versão de 1980 e 2014 da NBR 6118.....	71
Tabela 14 - Valores para correção dos índices esclerométricos .....	80
Tabela 15 – Resultados do índice esclerométrico efetivo .....	80
Tabela 16 – Equações de diversos autores para correlação entre $f_c$ e I.E.....	81
Tabela 17 - Correlação entre o índice esclerométrico médio efetivo e a resistência à compressão.....	81
Tabela 18 – Interpretação dos resultados do ensaio de potencial de corrosão para eletrodos de cobre/sulfato de cobre .....	88
Tabela 19 – Resultados provenientes do ensaio de potencial de corrosão para um eletrodo de Calomelano 3,5 M e a respectiva conversão para um eletrodo de cobre/sulfato de cobre (mV) .....	89

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>7</b>
1.1	OBJETIVOS .....	8
1.2	JUSTIFICATIVA .....	8
1.3	ESTRUTURAÇÃO.....	9
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>11</b>
2.1	PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	11
2.1.1	Desempenho de estruturas, vida útil e durabilidade.....	11
2.1.2	Estratégia de inspeção, avaliação e diagnóstico de manifestações patológicas 15	
2.2	ENSAIOS COMO AUXÍLIO PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS .....	19
2.2.1	Inspeção visual .....	21
2.2.2	Profundidade de carbonatação .....	22
2.2.3	Esclerometria .....	23
2.2.4	Pacometria .....	26
2.2.5	Potencial de corrosão.....	28
2.2.6	Resistividade Elétrica .....	29
2.2.7	Ultrassom .....	31
2.2.8	Extração de testemunho .....	33
2.3	MODELAGENS COMPUTACIONAIS .....	35
2.3.1	Concreto Armado .....	35
2.3.2	Análise estrutural.....	37
2.3.3	TRRF.....	38
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>41</b>
3.1	OBJETO DO ESTUDO DE CASO.....	41
3.2	ESTRATÉGIA DE INSPEÇÃO .....	43
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>49</b>

4.1	MODELAGEM DA ESTRUTURA E COMPARATIVO ENTRE VERSÕES DA NORMA 6118.....	49
4.1.1	Lançamento estrutural.....	49
4.1.2	Cobrimento.....	50
4.1.3	Cargas.....	54
	Fonte: A autora.....	56
4.1.4	Comparativo entre os esforços e os detalhamentos oriundos dos processamentos realizados, com auxílio do TQS, para as versões de 1980 e de 2014 da NBR 6118.....	56
4.2	HISTÓRICO E ANTECEDENTES.....	72
4.3	RESULTADOS DOS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO .....	77
4.3.1	Esclerometria .....	77
4.3.2	Verificação da presença de frente de carbonatação .....	82
4.3.3	Potencial de Corrosão.....	87
4.3.4	Análise das aberturas presentes na edificação.....	92
4.3.5	Proposta de recuperação .....	96
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>100</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>102</b>
	<b>ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO.....</b>	<b>107</b>
	<b>APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS, CORTE E DETALHAMENTOS .....</b>	<b>109</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A construção em concreto armado é um dos sistemas construtivos mais utilizados e, dada sua importância estrutural, suas falhas consistem em um grande risco no que concerne ao desempenho em serviço e à segurança dos usuários.

Com o decorrer dos anos, de acordo com Passos et al. (2019), as estruturas estão “envelhecendo” e várias encontram-se em condições precárias de conservação e segurança, necessitando, muitas vezes, da execução de intervenções em seus elementos estruturais. Tais intervenções podem ser de reforço ou recuperação, conceitos que apesar de inúmeras vezes serem empregados como sinônimos, possuem significados técnicos divergentes. Segundo Couto (2016), a recuperação de estruturas consiste na execução de reparos que visem o reestabelecimento das condições de uso e de segurança da estrutura, enquanto que, diferentemente da recuperação, o reforço confere acréscimo de capacidade resistente às estruturas de concreto.

Nesse contexto, ressalta-se a importância de compreender o comportamento estrutural de uma edificação, examinar a estrutura avariada para mensurar a sua capacidade resistente e analisar as diversas possibilidades de recuperação para que haja eficiência, economia e desempenho satisfatórios. Uma vez que, conforme as exigências de durabilidade apresentadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais e quando utilizadas em conformidade com o que foi orientado em projeto, preservem segurança, estabilidade e eficiência em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

Diante deste cenário, o presente trabalho visa a análise, avaliação e uma proposta de recuperação de uma estrutura em concreto armado que abriga uma Arquibancada e dependências da seção de Vigilância, localizada na Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), Campus Uvaranas. Esta edificação foi construída anteriormente a década de 1980, com o propósito de atuar como pista de arremate do antigo parque de exposições de Ponta Grossa – PR. Tal construção apresenta diversas manifestações patológicas em função sobretudo da sua idade, as quais serão avaliadas por meio da realização de ensaios não destrutivos, assim como, por meio de modelagens computacionais da estrutura.

## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é avaliar e realizar uma proposta de recuperação da estrutura da edificação da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância – localizada na Universidade Estadual de Ponta Grossa, Campus Uvaranas.

Estabeleceu-se como objetivos específicos os seguintes itens:

- a) Realizar ensaios não destrutivos que visem avaliar a qualidade dos elementos estruturais;
- b) Elaborar um laudo técnico;
- c) Desenvolver modelo arquitetônico 3D da edificação, por meio do software Autodesk Revit;
- d) Desenvolver modelagem computacional da estrutura, com auxílio do software TQS;
- e) Comparar o detalhamento dos elementos estruturais a partir dos seus respectivos processamentos com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e com a norma NB-1 (ABNT, 1980), a fim de discutir mudanças nas normativas;
- f) Propor métodos a serem adotados para a recuperação da estrutura.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Sabe-se que a questão da qualidade das construções tem sido bastante evidenciada, tanto no Brasil como no exterior. O crescente número de problemas nas obras de engenharia, em função de falhas de projeto, construção e manutenção fez com que as estruturas de concreto armado, segundo Da Silva (2006), passem a ser vistas como não perenes e sujeitas à deterioração.

Processos de degradação na estrutura da edificação da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância fizeram com que fosse necessário realizar uma avaliação e proposta de recuperação da estrutura. Para tanto, serão executados ensaios visando a verificação da qualidade e durabilidade do concreto armado, assim como, de sua segurança estrutural. Além disso, a ausência de registros concernentes ao projeto estrutural também se caracterizou como uma justificativa para elaboração da modelagem estrutural no software TQS.

Pode-se afirmar que, em razão do seu caráter histórico, a edificação em questão possui um valor intrínseco aos acontecimentos que nela se desenrolaram. Por anos, a construção serviu como pista de arremate para os leilões que eram realizados no antigo Parque de Exposição, hoje Campus Uvaranas da Universidade Estadual de Ponta Grossa. Em consequência disso, nota-se que a simples demolição poderia resultar na desvalorização da sua história e na perda do seu valor histórico e cultural.

Tendo isso exposto, o presente trabalho torna-se relevante, uma vez que possibilitará a avaliação e proposta de recuperação da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância de tal forma a viabilizar a sua restauração sem a perda da sua identidade e, conseqüentemente, do seu valor. Por fim, a Universidade Estadual de Ponta Grossa poderá valer-se dos resultados obtidos, executando as soluções sugeridas e evitando a reincidência dessas degradações.

### 1.3 ESTRUTURAÇÃO

Este trabalho será dividido em cinco capítulos, sendo eles: introdução, revisão da literatura, metodologia, resultados e conclusão.

O primeiro capítulo compreende a apresentação, de maneira sucinta, do material de estudo e dos objetivos, bem como, aborda quais são as justificativas para a realização da pesquisa.

O segundo capítulo revisa as principais literaturas acerca das temáticas presentes neste trabalho, englobando estratégias de inspeção, ensaios para a análise de estrutura e conceitos de concreto armado relevantes para modelagem no software TQS.

O terceiro capítulo aborda a metodologia adotada para a presente pesquisa, onde é discorrido a respeito do objeto do estudo de caso e da estratégia de inspeção aplicada, bem como, da modelagem da estrutura.

O quarto capítulo foi apresentado em duas partes, sendo que a primeira parte retrata as análises provenientes da modelagem da estrutura no software TQS, bem como, dos comparativos realizados entre as normativas de diferentes versões, enquanto que a segunda parte é referente aos resultados dos ensaios realizados e conseqüente proposta de recuperação.

Finalmente, no capítulo 5, apresentam-se as conclusões do trabalho, evidenciando os propósitos e as intenções que motivaram sua elaboração e os resultados obtidos.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

O campo da Engenharia responsável pelo estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência dos sistemas de degradação das estruturas é intitulado como Patologia das Estruturas. Nesse contexto, classificam-se os problemas patológicos em simples ou complexos. Os simples, podem ser resolvidos sem a inevitabilidade de um conhecimento altamente especializado. Enquanto os complexos, requerem uma análise pormenorizada e particularizada do problema, exigindo, portanto, demasiados conhecimentos em Patologia das Estruturas. (DE SOUZA, RIPPER, 1998).

Ademais, de acordo com França et al. (2011), a patologia nas edificações concerne ao estudo das anomalias, dos problemas da construção e de suas alterações anatômicas e funcionais, os quais podem ser obtidos durante a execução da obra, na concepção de projeto, ou ainda, adquiridos ao longo da sua vida.

#### 2.1.1 Desempenho de estruturas, vida útil e durabilidade

As manifestações patológicas, segundo Tutikian e Pacheco (2012), são decorrentes das falhas oriundas de uma ou mais atividades envolvidas no processo da construção civil. Tais etapas, de acordo com Red Reabilitar<sup>1</sup> (2003, apud Tutikian e Pacheco, 2012) são: planejamento, projeto, fabricação dos materiais e componentes fora do canteiro, execução e uso. Cabe salientar que, as etapas iniciais requerem um tempo bem inferior a última etapa – fase de uso, a qual é responsável pela operação e manutenção das edificações que, conforme a NBR 15575 (ABNT, 2013) é de, no mínimo, cinquenta anos, no Brasil.

A vida útil e o desempenho de estruturas durante esse período são, muitas vezes, prejudicados, em face da falta de cautela com o projeto, com a construção e com a utilização das edificações. De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014), vida útil de projeto é o período de tempo o qual as características de projeto se preservam, em virtude do cumprimento dos requisitos de uso e manutenção e da execução dos reparos que se façam necessários. Já desempenho, segundo De Souza e Ripper (1998), é o comportamento em serviço de cada produto ao longo de sua vida útil,

---

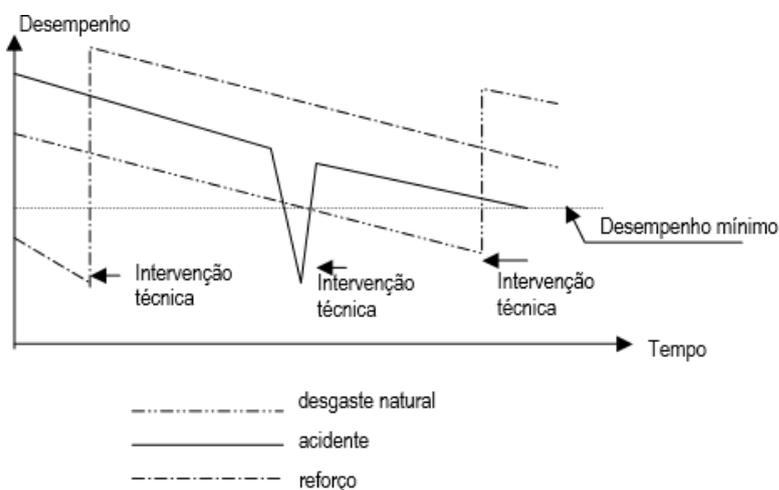
<sup>1</sup> REHABILITAR, R. Manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto. **Cyted**, São Paulo, 2003.

estando diretamente relacionado com a manutenção realizada na edificação, o que influi diretamente na sua vida útil.

A depender do nível de deterioração da estrutura, essa atingirá níveis de desempenho considerados insatisfatórios. Todavia, não significa necessariamente que a estrutura esteja “vetada”, mas sim, carecendo de urgentes intervenções técnicas que visem sua reabilitação. (REIS, 2001).

Para exemplificar diferentes desempenhos de uma estrutura, apresenta-se a Figura 1, onde a linha em traço-duplo ponto indica o desgaste natural da estrutura que apresentará recuperação de acordo com o desempenho exigido para sua utilização após intervenção. A linha cheia expõe que a estrutura esteve submetida a um problema súbito, reivindicando uma imediata mediação para que volte apresentar um comportamento adequado. A linha traço-monoponto revela uma estrutura com problemas originais – seja de projeto ou execução – ou ainda, que tenha alterado seus propósitos funcionais, necessitando de reforço no princípio de sua vida útil.

Figura 1 - Diferentes desempenhos de uma estrutura, com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos



Fonte: DE SOUZA; RIPPER (1998).

Ademais, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a durabilidade pode ser definida como a capacidade da estrutura de resistir as influências ambientais previstas e definidas durante a elaboração do projeto. Assim sendo, o estudo da durabilidade engloba a avaliação e compatibilização da agressão ambiental e da “qualidade” do concreto da estrutura, considerando o tempo e o custo da estrutura. (DE SOUZA, RIPPER, 1998).

Normas e regulamentos optaram por estabelecer critérios, tendo como base a definição de classes de exposição das estruturas e de seus componentes em função da deterioração a que estarão submetidas. Tal deterioração engloba a corrosão das armaduras, sob efeito da carbonatação e/ou dos cloretos, por tipo de ambiente; ação do frio e/ou do calor, também por tipo de ambiente e agressividade química. Dessa forma, é possível definir a dosagem mínima de cimento, o fator água/cimento máximo, a classe de resistência mínima do concreto, o cobrimento mínimo das barras das armaduras e método de cura.

O cobrimento mínimo é o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento estrutural ( $c_{min}$ ). Todavia, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), para projeto e execução deve-se considerar um cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), sendo esse o cobrimento mínimo acrescido de uma tolerância de execução ( $\Delta c$ ) ( $c_{min}=c_{nom}+\Delta c$ ). De forma geral, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar o cobrimento nominal considerando  $\Delta c = 10$  mm. Contudo, em obras com um rigoroso controle de qualidade, pode-se reduzir esse valor adotando  $\Delta c = 5$  mm.

Ressalta-se que, umas das grandes causas da perda da durabilidade das estruturas é a agressividade do meio ambiente, a qual está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a agressividade ambiental pode ser descrita conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental (CAA)

(continua)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
II	Moderada	Urbana <sup>a),b2)</sup> Marinha <sup>a)</sup>	Pequeno
III	Forte	Industrial <sup>a), b)</sup>	Grande
IV	Muito Forte	Industrial <sup>a), c)</sup> Respingos de maré	Elevado

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

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental (CAA)

(conclusão)

- b) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.
- c) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

---

 Fonte: Tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Conhecida a classe de agressividade ambiental, bem como, o elemento estrutural é possível determinar o valor do comprimento nominal ( $C_{nom}$ ) requerido para cada circunstância, de acordo com Tabela 2.

 Tabela 2 - Correspondências entre as classes de agressividade ambiental e o cobrimento nominal  
 $\Delta c = 10 \text{ mm}$ 

(continua)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV <sup>c)</sup>
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje <sup>b)</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto Armado	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d)</sup>	30	40	50	
	Concreto Protendido <sup>a)</sup>	Todos	30	35	45

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

b) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15 \text{ mm}$ .

Tabela 2 - Correspondências entre as classes de agressividade ambiental e o cobrimento nominal  
 $\Delta c = 10 \text{ mm}$

(conclusão)

- c) Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
- d) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45 \text{ mm}$ .

---

Fonte: Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

As indicações apresentadas na Tabela 1 e Tabela 2 referem-se a norma atual de concreto armado, porém, a edificação analisada foi construída a uma data anterior a década de 1980. Portanto, cabe enfatizar também, o cobrimento de concreto, para qualquer barra de armadura, indicado pela normativa vigente a época – NB-1 (ABNT, 1940). Segundo tal norma, as barras da armadura não deveriam ter um cobrimento de concreto menor que:

- a) em lajes e paredes no interior do edifício: 1 cm;
- b) em lajes e paredes ao ar livre: 1,5 cm;
- c) em vigas, pilares e arcos no interior de edifícios: 1,5 cm;
- d) em vigas, pilares e arcos ao ar livre: 2 cm;
- e) em peças em contato com o solo: 2 cm.

A NB-1 (ABNT, 1940) também adverte que, no interior de edifícios, é permitido que 0,5 cm do cobrimento exigido seja realizado com emboço. Ademais, além do cobrimento mínimo, a norma indica a realização de medidas especiais para incremento da proteção da armadura em caso do concreto estar sujeito a agentes externos, tais como ácidos, álcalis, águas agressivas, óleos, gases nocivos, altas e baixas temperaturas.

### 2.1.2 Estratégia de inspeção, avaliação e diagnóstico de manifestações patológicas

Visando o estabelecimento de métodos de reparo ou reforço para manifestações patológicas presentes em edificações, um estudo de diagnóstico faz-

se necessário. De acordo com Appleton<sup>2</sup> (2002, apud Ferreira, 2010) um estudo de diagnóstico consiste na avaliação do estado de conservação e segurança da construção, assim como, a identificação das causas das anomalias tendo em vista o pleno conhecimento a respeito de um edifício ou estrutura.

O estudo engloba diversas etapas, revelando informações tanto quanto a primeira vistoria local, quanto a coleta de dados para posterior formulação do diagnóstico. Ressalta-se, nesse contexto, a importância de uma extensa pesquisa, uma vez que equívocos podem gerar além de gastos desnecessários, intervenções não cabíveis àquela dada circunstância. (SCHEIDEGGER, CALENZANI, 2019).

Mazer (2011) apresenta algumas premissas que motivam a realização da avaliação de construções:

- a) Quando a confiabilidade da estrutura se encontra comprometida por deterioração geral;
- b) Quando cargas adicionais serão inseridas na estrutura;
- c) Para obtenção de informações visando o dimensionamento de reforço ou reparos;
- d) Para garantir a segurança e funcionalidade em condições normais de utilização;
- e) Desenvolver um banco de dados de informações atualizadas da condição da estrutura como um todo, obtendo dados para planejamento de manutenções preventivas;
- f) Estabelecer prioridades de reparo ou substituição de estruturas de acordo com o nível de deterioração.

Salienta-se que, a avaliação de estruturas é uma interação entre dados de serviço – ambientais e estruturais, dados de inspeção visual e dados de testes “in-situ” ou de laboratório. No caso da avaliação de estruturas já existentes e em serviço, propõem-se a análise de mecanismo de deterioração, da agressividade do meio, teste de materiais e da estrutura e, por fim, instrumentação e monitoramento. (MAZER, 2011).

---

<sup>2</sup>APPLETON, J. **Estudos de Diagnóstico em Edifícios**. Da Experiência à Ciência. A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação. Porto, FEUP, 2002.

Para um eficiente diagnóstico é preciso detectar em que etapa as manifestações se originaram e o que provocou o aparecimento destes danos. De acordo com Broomfield<sup>3</sup> (1997, apud Scheidegger e Calenzani, 2019), é necessário, a princípio, a realização de uma inspeção visual que será registrada por meio de fotografias e mapeamentos de fissuras. Após tal processo, pode-se persistir a incerteza a respeito do diagnóstico, dado que uma mesma manifestação patológica pode demandar diferentes soluções. Dessa forma, tem-se um conjunto de informações imprecisas que serão gradativamente esclarecidas, sendo o caso dado como solucionado quando este responder satisfatoriamente ao tratamento estabelecido.

Assim como indica Appleton<sup>4</sup> (2002, apud Ferreira, 2010) há três vias que se podem percorrer para chegar ao diagnóstico, sendo essas:

- a) Via empírica, em que o estudo se baseia exclusivamente no “saber de experiência feito” do(s) seu(s) autores(s);
- b) Via científica, em que o diagnóstico se baseia no recurso a modelações matemáticas e físicas, à experimentação in situ ou em laboratório;
- c) Combinação das duas vias, que significa o recurso preliminar à experiência do observador prosseguido pela utilização de meios complementares de diagnóstico.

De forma geral, constata-se que a terceira via resultará em respostas mais fundamentadas. Nesse sentido, conforme esclarece Mazer (2011), pode-se adotar, para casos gerais, a seguinte metodologia:

- i. Classificação analítica do ambiente, tendo como foco a agressividade à estrutura em questão;
- ii. Levantamento visual e de medições expeditas da estrutura;
- iii. Suposição de possíveis decorrências dos danos e, se necessário, tomada de medida de emergência;

---

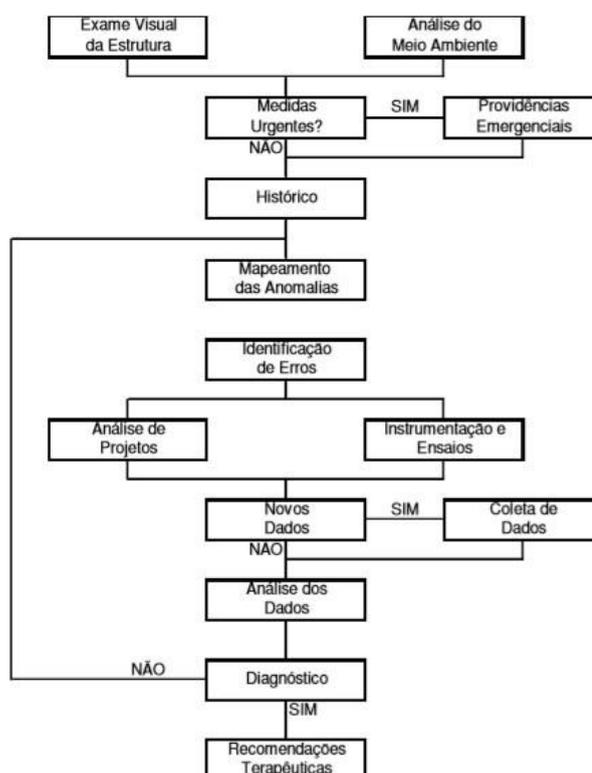
<sup>3</sup> BROOMFIELD, J. P. **Corrosion on Steel in Concrete**, 1.ª edição. Londres, E. & Fn Spon, 1997.

<sup>4</sup> APPLETON, J. **Estudos de Diagnóstico em Edifícios**. Da Experiência à Ciência. A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação. Porto, FEUP, 2002.

- iv. Levantamento detalhado dos sintomas patológicos – compreendendo documentação fotográfica, medidas de deformações, trincas e fissuras, avaliação da presença de cloretos ou outros agentes agressores, carbonatação e etc.
- v. Apontar erros quanto à concepção estrutural, à sua execução, ou ainda utilização e manutenção;
- vi. Estudo do projeto original e dos projetos de modificações, caso existam, visando a definição de possíveis deficiências na concepção ou dimensionamento dos elementos estruturais danificados;
- vii. Instrumentação da estrutura e promoção de ensaios específicos, inclusive de laboratório.

Ressalta-se, portanto, que se identificado a presença de problemas patológicos em uma dada edificação, é fundamental a realização de uma vistoria detalhada e planejada para determinar a real condição da estrutura. Nesse contexto, em complemento à metodologia supracitada, Mazer (2011) apresenta um fluxograma ilustrado na Figura 2 que esquematiza sua estratégia de inspeção.

Figura 2 - Fluxograma para estratégia de inspeção



Fonte: MAZER (2011).

A análise de dados é a etapa subsequente ao diagnóstico, a qual tem como objetivo elucidar o comportamento da estrutura, assim como, a origem das manifestações patológicas. Tal análise deverá ser realizada minuciosamente, de forma que anomalias graves não sejam camufladas por anomalias superficiais. Para tanto, deve-se averiguar se não houve mais do que um fator gerador do sintoma patológico que está sendo investigado.

Além disso, entende-se como diagnóstico, o processo de explicação científica dos fenômenos ocorridos e seus respectivos desenvolvimentos de uma construção onde ocorrem manifestações patológicas. Assim sendo, à vista da realização de um correto diagnóstico, faz-se necessário compreender as suas formas de manifestação, os processos de surgimento, os agentes desencadeadores desse processo e em que etapa da vida da estrutura originou-se o problema. (TUTIKIAN; PACHECO, 2012).

No que concerne as etapas subsequentes, ressalta-se a realização de um prognóstico, o qual tem a função de apresentar as consequências que surgirão caso medidas não sejam realizadas para supressão do problema. E, por fim, na etapa das recomendações terapêuticas, indica-se quais são as possíveis alternativas de intervenção frente as manifestações patológicas.

## 2.2 ENSAIOS COMO AUXÍLIO PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS

Sabe-se que para compreender o grau de conservação, durabilidade e segurança das estruturas, bem como, para definição de adequados procedimentos de recuperação e/ou reforço estrutural é imprescindível a realização de ensaios destrutivos e/ou não destrutivos nas edificações.

Para Passos et al. (2019), os ensaios destrutivos (ED) no concreto reivindicam a extração de testemunho do elemento estrutural com o propósito de submetê-lo a algum tipo de ensaio. Enquanto que, os ensaios não destrutivos (END) são realizados em materiais, acabados ou semiacabados, para verificar a existência ou não de descontinuidades ou defeitos e, são caracterizados por não ocasionar permanentes alterações nas propriedades físicas, mecânicas ou químicas de tais elementos.

Salienta-se que, a designação dos ensaios a serem realizados está a cargo do engenheiro responsável pela inspeção da estrutura, visto que a determinação de testes prescindíveis poderá onerar o processo de avaliação e, ainda, trazer resultados que se repetem.

Ademais, é preciso atentar-se a um conjunto de requisitos para que haja fidelidade nos resultados provenientes dos ensaios realizados. Destaca-se, portanto, a necessidade de garantir a qualificação dos operadores, bem como, a manutenção e calibração dos instrumentos. (CÓIAS<sup>5</sup>, 2006 apud FERREIRA, 2010).

Os ensaios não destrutivos são métodos relevantes para monitoramento dos estados das estruturas de concreto armado. Uma vez que, segundo Lorenzi et al. (2019), sua natureza predominantemente não invasiva possibilita que sejam extensivamente empregues como ferramenta de controle de materiais e produtos. Ademais, sua ampla utilização justifica-se, também, pela obtenção de estimativas de resistência sem provocar danos onerosos para reparar, ou ainda, restauros cujas interfaces entre os materiais antigos e novos sejam pontos vulneráveis à deterioração.

Contudo, os ensaios não destrutivos dependem de variáveis como a confiabilidade da aplicação dos métodos, do conhecimento sobre a aplicação e de seu aspecto econômico. Apesar de parecerem ser de aplicação bastante simplificada estes ensaios estão sujeitos a diversas influências, como a necessidade da execução dos ensaios por operadores qualificados para obtenção de resultados congruentes. (LORENZI et al., 2019).

É importante ressaltar que a propriedade de controle mais utilizada como indicativa da qualidade do concreto é a resistência à compressão. Tendo isso em vista, reconhece-se que a utilização de métodos de END constituem uma possibilidade interessante de fiscalização, visto que possibilitam a obtenção de uma estimativa da resistência do concreto a partir da estrutura real. (LORENZI et al., 2016).

Assim, os END apresentam algumas vantagens que os tornam mais adequados para aplicação em estruturas em uso. Todavia, não podem ser considerados como substitutos aos ensaios destrutivos que há anos são empregados na engenharia diagnóstica. Mazer (2011) exemplifica alguns casos mais frequentes de utilização desses tipos de ensaios na construção civil, sendo esses, obras que apresentam paralisações por tempo indeterminado, modificações no projeto, acréscimo de pavimento, influência de altas temperaturas (incêndio), ou então utilização de peças estruturais não previstas no projeto. Além disto, os END podem ser aplicados tanto para avaliar os materiais, bem como, podem monitorar a

---

<sup>5</sup> CÓIAS, V. **Inspecções e Ensaio na Reabilitação de Edifícios**. Lisboa, IST PRESS, 2006

integridade da estrutura durante a sua vida útil. Evidencia-se, dessa forma, que as principais utilizações técnicas de END estão associadas à localização e avaliação da importância de falhas e defeitos em estruturas de concreto endurecido.

No que condiz à análise estrutural, reconhece-se a baixa probabilidade da obtenção de uma adequada análise baseando-se na realização de apenas um ensaio. Assim sendo, apresenta-se a aplicabilidade de alguns tipos de ensaios, em complemento a inspeção visual, na edificação a ser estudada, sendo esses: profundidade de carbonatação, esclerometria e potencial de corrosão.

### 2.2.1 Inspeção visual

A inspeção visual, de acordo com Manjunath<sup>6</sup> (2007, apud Choquepuma, 2011), confere uma avaliação subjetiva, pelo ponto de vista do inspetor responsável, aos componentes do elemento avaliado. Tal método proporciona, sobretudo, informações concernentes às condições visíveis da estrutura, uma vez que avarias presentes no seu interior, por não serem visíveis, são de difícil diagnóstico. (RADOMSKI<sup>7</sup>, 2001 apud CHOQUEPUMA, 2011). As inspeções visuais, portanto, possibilitam uma avaliação mais qualitativa da estrutura em análise.

De acordo com Carvalho (2009), a inspeção tem como objetivo visitar o local de estudo à vista de delimitar a área estudada, detectar os tipos de manifestações patológicas presentes na edificação e definir quais os procedimentos técnicos fundamentais à análise das anomalias. Assim sendo, a inspeção visual pode ser considerada uma vistoria inicial, a qual será responsável por direcionar o profissional habilitado a compreender o estado da estrutura e, então, determinar quais os métodos mais adequados de avaliação e recuperação frente às necessidades apresentadas.

Ademais, conforme Tutikian e Pacheco<sup>8</sup> (2013, apud Brito, 2017) durante a inspeção visual, é fundamental identificar a forma com que a manifestação patológica

---

<sup>6</sup> MANJUNATH, R. P. D. R. **Review of nondestructive evaluation techniques for composite structural components**. 2007. 235p. Dissertação (Mestrado) – Virginia University, Morgantow, EUA, 2007.

<sup>7</sup> RADOMSKI, W. **Bridge rehabilitation**. Poland: Imperial College Press. 2001.

<sup>8</sup> TUTIKIAN, B; PACHECO, M. **Boletín Técnico - Inspección, Diagnóstico y Prognóstico en la Construcción Civil. Merida**, 2013. Disponível em: <[http://alconpat.org.br/wpcontent/uploads/2012/09/B1\\_Inspe%C3%A7%C3%A3o-Diagn%C3%B3stico-e-Progn%C3%B3stico-na-Constru%C3%A7%C3%A3o-Civil1.pdf](http://alconpat.org.br/wpcontent/uploads/2012/09/B1_Inspe%C3%A7%C3%A3o-Diagn%C3%B3stico-e-Progn%C3%B3stico-na-Constru%C3%A7%C3%A3o-Civil1.pdf)>. Acesso em: 05 mai. 2017.

se apresenta – generalizada ou localizada, assim como, observar e registrar quaisquer não conformidades julgadas pertinentes. Para tanto, faz-se necessário a realização de um amplo registro fotográfico.

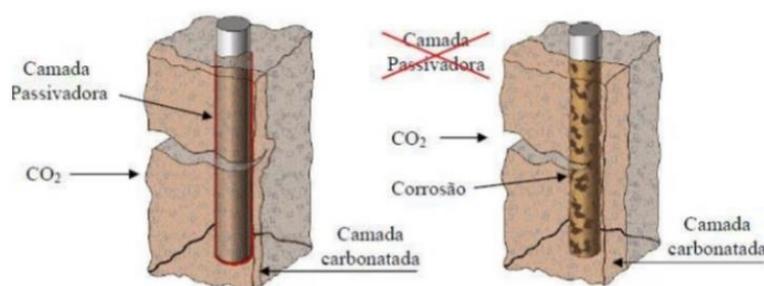
Considerando esses aspectos, torna-se evidente, de acordo Passos et al. (2019), que a simplicidade e o baixo custo faz com as inspeções visuais se tornem indispensáveis como método para análise e avaliação de estruturas. Ademais, segundo Tutikian e Pacheco (2012), para certos profissionais experientes, a inspeção visual pode ser considerada suficiente para estabelecer o diagnóstico da manifestação patológica, todavia, às vezes, a realização de ensaios específicos e a análise de projetos se fazem necessárias como auxílio no estabelecimento das causas que resultaram no problema patológico.

### 2.2.2 Profundidade de carbonatação

O fenômeno da carbonatação consiste, de acordo com Farias (2019), em um processo físico-químico entre o gás carbônico presente na atmosfera e os compostos da pasta de cimento. O dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) ao ser diluído na umidade presente nos poros do concreto origina o ácido carbônico ( $\text{H}_2\text{CO}_3$ ). Tal ácido, em contato com o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) presente da pasta de cimento hidratada, resulta em água e carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ). Ao contrário do que se pensa, segundo Santos (2009), o carbonato de cálcio não deteriora o concreto, todavia, consome os álcalis da pasta e reduz seu pH.

A carbonatação inicia-se a partir da superfície e avança progressivamente para o interior do concreto, dando origem à frente de carbonatação (Figura 3), sendo essa separada em duas zonas de pH distintas – uma básica e outra neutra. Quando essa frente atinge a armadura ocorre a despassivação do aço, tornando-o vulnerável. (SANTOS, 2009).

Figura 3 - Representação da frente de carbonatação



Fonte: BAZAN (2014).

Por meio da aplicação de indicadores químicos, como timolftaleína e fenolftaleína a 1%, em áreas expostas a diferentes profundidades, conforme ilustrado na Figura 4, é possível verificar a extensão da carbonatação. Cabe salientar que, a ausência de carbonatação será manifestada em uma coloração róseo-avermelhada – característica da fenolftaleína em meio fortemente alcalino (valores de pH superiores a 8,5), enquanto que se a área estiver carbonatada, a cor permanecerá inalterada. (MAZER, 2011).

Figura 4 - (a) Aspersão de indicador químico e (b) Medição da profundidade da carbonatação



Fonte: FARIAS (2019).

Em função da presença do  $\text{Ca(OH)}_2$ , derivado das reações de hidratação do cimento, o concreto possui características alcalinas. Estudos apontam um valor entre 11,5 e 11,8 para o pH do concreto, conforme Mazer (2011). No entanto, segundo Santos (2009), ao sofrer o processo de carbonatação, esse pH reduz para valores próximos de 8,5.

É conveniente destacar, por fim, que a presença de carbonatação no concreto não tem como consequência obrigatória a corrosão da armadura, todavia, gera condições para o início dos processos corrosivos em estruturas de concreto.

### 2.2.3 Esclerometria

O ensaio normalizado pela NBR 7584 (ABNT, 2012) pode ser considerado o ensaio não destrutivo mais utilizado na atualidade, segundo Pereira e de Medeiros (2012). O esclerômetro, aparelho utilizado para sua realização, consiste em uma massa martelo que, impulsionada por uma mola, se choca com a área de ensaio. A depender das características da estrutura de concreto e do grau de precisão almejado,

emprega-se esclerômetros com diferentes energias de percussão, tais energias devem ser definidas de acordo com as especificações expressas na NBR 7584 (ABNT, 2012).

A esclerometria foi elaborada para testes em estruturas de concreto, tendo como objetivo a determinação da dureza superficial do concreto baseando-se no princípio da reflexão. Em conformidade com Reis (2001), a esclerometria consiste em causar impacto na superfície do concreto de maneira padronizada, medindo-se a distância de reflexão como uma medida da dureza da superfície. Assim sendo, o índice esclerométrico indica a porcentagem da reflexão obtida em relação a uma reflexão máxima.

Nesse sentido, é possível estimar, a partir desse índice, a resistência do concreto com base na construção de curvas de correlação adequadas. Tais correlações, bem como, as propriedades do concreto são determinadas empiricamente por meio da análise de tabelas ou curvas fornecidas pelo fabricante do aparelho, conforme explica a norma regulamentadora.

Todavia, segundo a BS1881:Part 202<sup>9</sup> (1986, apud Evangelista 2002), os resultados provenientes do ensaio de esclerometria estão relacionados a uma zona superficial de concreto – profundidade de cerca de 30 mm. Dessa forma, destaca-se que após três meses a influência da carbonatação do concreto pode ser significativa e, por conseguinte, a camada superficial deixa de ser representativa do concreto presente no interior da peça.

Ademais, o tipo de agregado apresenta influencia no que condiz a dureza do concreto. Assim sendo, é recomendado a aplicação de curvas de correlação que tenham sido desenvolvidas para o mesmo tipo de agregado que o empregado na estrutura investigada. Uma vez que, diferentes tipos de agregados podem fornecer concretos de mesma resistência, todavia, com índices esclerométricos distintos.

Devido as circunstâncias mencionadas, salienta-se que, de acordo com a ASTM C805 (1985), é ideal que os índices esclerométricos sejam correlacionados com resultados de resistência oriundos de testemunhos extraídos da estrutura em

---

<sup>9</sup> BRITISH STANDARD INSTITUTION, **BS 1881**: Part 201. Guide to the use of nondestructive methods of test for hardened concrete, London, 1986.

análise. Isso se deve ao fato que, as curvas de calibração fornecidas pelos fabricantes dos equipamentos, são referentes a realidades de concretos preparados em seus respectivos países de origem, ou seja, normalmente diferentes das condições de realização ensaio. Diante disso, é preferível adotar correlações confiáveis obtidas para concretos com materiais locais.

Assim, destaca-se que o tipo de acabamento da superfície, o tipo de agregado, o proporcionamento do concreto, a inclinação do esclerômetro, a carbonatação, idade, umidade e tipo de cimento são as condições que mais influenciam nos resultados obtidos. (MALHOTRA<sup>10</sup>, 1984 apud PEREIRA; FREZ; MEDEIROS, 2011).

No que condiz a realização da esclerometria, a área de ensaio deve, segundo a NBR 7584 (ABNT, 2012):

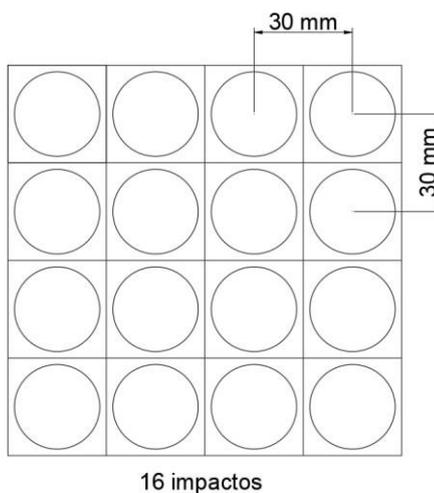
- a) Ser preparada com polimento energético com prisma ou disco de carborundum;
- b) Priorizar as faces verticais das peças de concreto;
- c) Evitar regiões atingidas por segregação, exsudação, concentração excessiva de armadura, juntas de concretagem, arestas e etc.;
- d) Estar afastada, no mínimo, 50 mm dos cantos dos elementos estruturais;
- e) Ter área que pertença ao intervalo de 8000 mm<sup>2</sup> (90 mm x 90 mm) e 40000 mm<sup>2</sup> (200 mm x 200 mm);
- f) Estar geométrica e uniformemente distribuída pela área da estrutura em estudo.

Ademais, devem ser executados 16 impactos uniformemente distribuídos na área de ensaio, não sendo permitido mais de um impacto sobre um mesmo ponto. A norma regulamentadora indica a realização do reticulado, ilustrado nas Figura 5 e Figura 6, sobre a região de estudo, para então, aplicar o esclerômetro entre as limitações estabelecidas.

---

<sup>10</sup> MALHOTRA, V.M. - **In-situ/Nondestructive Testing of Concrete - A Global Review**, In **Situ/Nondestructive Testing of Concrete**, SP-82, American Concrete Institute, Detroit, 1984.

Figura 5 - Área de ensaio do esclerômetro e pontos de impacto



Fonte: NBR 7584 (ABNT, 2012).

Figura 6 - Execução do ensaio de esclerometria



Fonte: LOXXI (2020).

É conveniente ressaltar que, de acordo com a NBR 7584 (ABNT, 2012), elementos de concreto com dimensões inferiores a 100 mm na direção do impacto devem ser evitadas. Diante disso, recomenda-se que o ensaio seja realizado na direção de maior inércia da peça.

#### 2.2.4 Pacometria

O ensaio de pacometria baseia-se na análise de perturbações geradas pela presença de um objeto metálico exposto a um campo eletromagnético. O aparelho analisa os sinais induzidos por este campo e calcula o cobrimento e/ou o diâmetro dos aços situados no aprumo do sensor. No Brasil, ainda não existe uma norma

regulamentadora para esse ensaio. À vista disso, de acordo com Pedroza (2018), a base do método de ensaio está especificada em ACI 228 2R-98.

A operação do pacômetro envolve a movimentação do aparelho pela superfície de estudo lentamente, conforme demonstra a Figura 7, evitando a retirada do equipamento antes que o processo esteja finalizado. Ao identificar a presença de armadura, o pacômetro emitirá um alerta sonoro acompanhado de uma leitura no visor digital do aparelho, correspondente ao eixo da armadura. Este ensaio contribui para identificação de vários fatores, dentre eles, a determinação da localização das armaduras, determinação das bitolas e a espessura do cobrimento. Dessa forma, tais resultados podem contribuir com o bom andamento de ensaios não destrutivos como esclerometria e ultrassom, dado que para evitar a obtenção de resultados equivocados estes devem ser realizado em locais com baixa presença de armadura.

Figura 7 - Execução do ensaio de pacometria



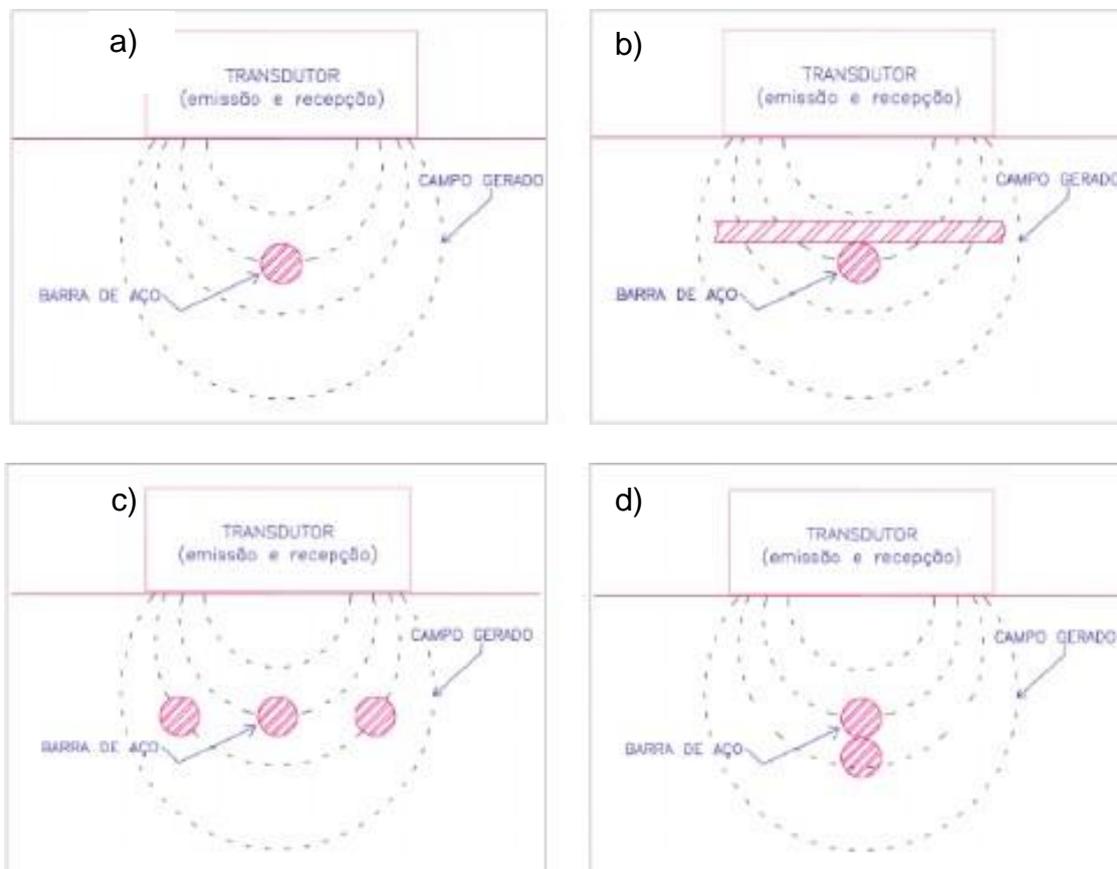
Fonte: BARBOSA; NÓBREGA (2017).

Ressalta-se ainda, algumas particularidades do aparelho, sendo essas, segundo Andrade (2017), o fato de sua eficiência apresentar limitação entre 7 e 10 cm de profundidade, não reconhecer armaduras sobrepostas ou feixes, o sensor operar paralelamente a barra, emissão de sinal sonoro quando identificadas as armaduras e sinal progressivo à medida que se aproxima e, por fim, apresentar influências nos resultados, em função da interferência magnética gerada, quando frente a proximidade de barras.

O item (a) da Figura 8 ilustra a situação ideal, quando o aparelho detecta uma única barra. Além disso, também são representadas nos itens (b) a (d), demais possíveis circunstâncias que podem ser interpretadas equivocadamente pelo aparelho. Como exemplos de fatores que colaboram para uma aferição imprecisa,

tem-se a proximidade da barra com uma outra transversal, como representado em (b), em (c) a presença de duas barras muito próximas e em (d) agrupamento em feixe.

Figura 8 - Interferência gerada por barras próximas no ensaio de pacometria



Fonte: BARBOSA; NÓBREGA (2017).

O caráter não destrutivo, responsável por evitar a quebra e posterior necessidade de recomposição da camada de concreto, o baixo custo e o resultado imediato são as principais vantagens desta técnica.

#### 2.2.5 Potencial de corrosão

A técnica do potencial de corrosão, cujo ensaio é descrito pela ASTM C 876 (2003), é, segundo Helene e Matos<sup>11</sup> (1992, apud Silva, 2010), a técnica mais antiga para monitorar e avaliar o comportamento de estruturas de concreto armado com relação à corrosão de armadura. Tal ensaio possibilita, por meio do mapeamento de potenciais, uma avaliação qualitativa do processo de corrosão, revelando possíveis

<sup>11</sup> HELENE, P. R. L.; MATOS, O.C. **Avaliação experimental da corrosão de armaduras em concreto utilizando a técnica de medidas dos potenciais de eletrodo**. São Paulo: EPUSP, 1992. São Paulo.

zonas comprometidas, ou seja, áreas prováveis de apresentar um processo ativo de corrosão.

O fluxo de corrente elétrica no processo de corrosão eletroquímica da armadura é detectado pelo eletrodo de referência, sendo a corrosão, portanto, revelada pelos potenciais medidos. Ressalta-se que, os valores mais negativos indicam atividade corrosiva, enquanto que o oposto sugere a passivação do aço. A ASTM C 876 (2003) fornece um padrão, apresentado na Tabela 3, que permite melhor compreender a análise dos resultados provenientes da realização do ensaio de potencial de corrosão.

Tabela 3 – Interpretação dos resultados do ensaio de potencial de corrosão

Condição	Potencial (mV)	Análise
Boa	Mais positivos que -200 mV	Ausência de corrosão
Corrosão iniciada	Entre -200mV e -350 mV	Indícios de corrosão
Inaceitável	Mais negativos que -350 mV	Corrosão ativa

Fonte: MAZER (2011).

#### 2.2.6 Resistividade Elétrica

Uma importante propriedade do concreto que se encontra vinculada à velocidade do processo de corrosão das armaduras é a resistividade elétrica, a qual está relacionada a resistência que o concreto apresenta à passagem de corrente elétrica. Este é um excelente parâmetro para a averiguação da corrosão em armaduras, uma vez que um concreto com alta resistividade elétrica apresenta baixa probabilidade de apresentar corrosão.

A resistividade é medida por meio da determinação da diferença de potenciais entre eletrodos posicionados em faces opostas e planas do material e a posterior medida da corrente resultante, conforme Santos (2006). A Figura 9 exemplifica a realização do ensaio.

Figura 9 - Execução do ensaio de resistividade elétrica



Fonte: SOLUÇÃO ENGENHARIA, CONSULTORIA E TECNOLOGIA (2017).

O processo corrosivo nas armaduras do concreto ocasiona a manifestação de uma corrente elétrica, sendo essa corrente de natureza essencialmente eletrolítica e sua condução ocasionada por meio dos íons presentes na água evaporável das pastas de cimento, de acordo com Monfore<sup>12</sup> (1968 apud Santos, 2006). Nessa perspectiva, em função da relação existente entre a condução de corrente e a água no interior concreto, evidencia-se que a quantidade, tamanho e intercomunicabilidade dos poros da matriz, assim como, a condutividade da solução apresentam forte influência na resistividade elétrica (Santos, 2006). Assim, nota-se que com o aumento da atividade iônica há uma tendência de redução na resistividade do concreto.

Fatores como uma alta relação água-cimento, elevado grau de saturação do concreto ou ainda elevada concentração de sais dissolvidos nos poros da massa do concreto são responsáveis por reduzir a resistividade do concreto, tornando-o mais suscetível ao surgimento de corrosão nas armaduras. Assim, Andrade<sup>13</sup> (2004 apud Santos, 2006) afirma que a resistividade elétrica está relacionada com a microestrutura do concreto.

---

<sup>12</sup> MONFORE, G. E. The Electrical Resistivity of Concrete. **Journal of the PCA Research and Development Laboratories**. v. 10, n. 2, p. 35-48, 1968.

<sup>13</sup> ANDRADE, C. **Calculation of initiation and propagation periods of service life of reinforcement by using the electrical resistivity**. In. International symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, RILEM. Evanston: 2004. p.1-8.

A Tabela 4 aponta a correlação entre a resistividade elétrica do concreto e a taxa de corrosão das armaduras, estabelecido pelo Comité Euro-International du Béton (CEB).

Tabela 4 - Correlação entre a resistividade elétrica do concreto e a taxa de corrosão das armaduras

Resistividade do concreto (Gm)	Taxa de corrosão provável
> 200	Desprezível
100 a 200	Baixa
50 a 100	Alta
< 50	Muito alta

Fonte: MAZER (2011).

### 2.2.7 Ultrassom

A partir de estudos, realizados em meados dos anos 40, constatou-se que a velocidade de propagação de uma onda sônica está relacionada com as propriedades elásticas e com a densidade do material, não apresentando extensiva relação com a geometria do elemento inspecionado. (BUNGEY<sup>14</sup>, 1989 apud PEREIRA; FREZ; MEDEIROS, 2011). A Figura 10 exemplifica a realização do ensaio em peças de concreto armado.

Figura 10 - Execução do ensaio de ultrassom



Fonte: ITAMBÉ (2013).

<sup>14</sup> BUNGEY, J. H. **The Testing of Concrete in Structures**. Surrey University Press, 2nd Edition, Glasgow, 1989.

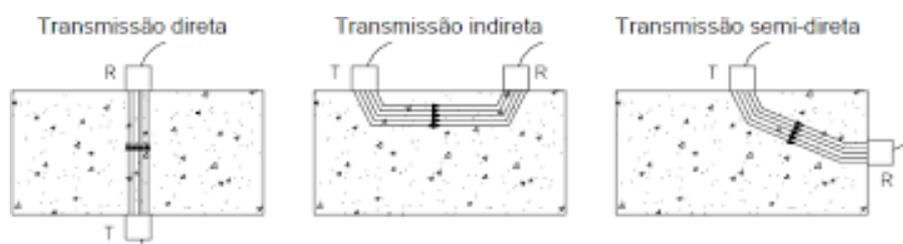
A NBR 8802 (ABNT, 2019) estabelece o ultrassom para a avaliação da uniformidade do concreto na obra, indicação de mudanças nas características do concreto com o tempo e avaliação do grau de deterioração e/ou fissuração nas estruturas de concreto. Ademais, conforme a ASTM C 597 (2009), o ensaio pode ser utilizado para controle da qualidade, detecção de defeitos, medição de espessuras ou caracterização dos materiais constituintes do concreto. Nessa perspectiva, torna-se evidente que o método da medição da velocidade de propagação de ultrassom é provavelmente, dentre os ensaios não destrutivos, aquele que tem mais aplicações.

O ensaio consiste na determinação do tempo que a onda ultrassônica necessita para percorrer o caminho entre o transdutor e o receptor, sendo essa, a velocidade de propagação da onda projetada em um dado material. De acordo com Lorenzi et al. (2008), a velocidade é dependente da natureza do material, da sua porosidade e da presença de vazios ou de água no sistema de poros, entre outros fatores. Destaca-se que esse tempo seria uniforme se o concreto não fosse heterogêneo, assim sendo, quanto maior a velocidade do pulso ultrassônico, melhor a qualidade do concreto ensaiado.

O ensaio dá-se início, segundo a NBR 8802 (ABNT, 2019), aplicando uma fina camada de acoplante nas faces dos transdutores. Em seguida, deve-se posicionar os transdutores de acordo com um dos arranjos (Figura 11) abaixo descritos:

- a) Transmissão direta, com os transdutores nas faces opostas do material;
- b) Transmissão indireta, com os transdutores na mesma face;
- c) Transmissão semidireta, com os transdutores nas faces adjacentes.

Figura 11 - Modos de transmissão segundo a NBR 8802



Fonte: CARLI; TORALLES (2015).

A classificação da qualidade dos concretos, bem como, suas propriedades mecânicas – como módulo de elasticidade e a resistência mecânica, podem ser estimados com base na velocidade da onda ultrassônica. A Tabela 5 apresenta a

relação entre a velocidade de pulsos longitudinais e qualidade do concreto. Demais gráficos podem ser consultados para identificação das propriedades mecânicas supracitadas, as quais são fatores preponderantes na determinação da velocidade de propagação das ondas ultrassônicas.

Tabela 5 – Qualidade do concreto em função da velocidade da onda ultrassônica

Velocidade da Onda Ultrassônica (m/s)	Qualidade do Concreto
$V > 4500$	Excelente
$3500 < V < 4500$	Bom
$3000 < V < 3500$	Duvidoso
$2000 < V < 3000$	Pobre
$V < 2000$	Muito Pobre

Fonte: QASRAWI (2000).

Por ser um ensaio fácil e rápido de realizar, o ultrassom oferece a oportunidade de fazer um controle total dos elementos que compõem a estrutura, inclusive ao longo do tempo, apresentando como vantagem a possibilidade de oferecer uma grande quantidade de informação e avaliar o concreto no seu interior.

#### 2.2.8 Extração de testemunho

Em busca de superar limitações como a não medição da resistência à compressão e sim de propriedade correlacionadas a ela – caso de alguns ensaios não destrutivos, tais como esclerometria e ultrassom, aplica-se conhecimentos técnicos para realização de ensaios que exigem a extração de testemunhos. Entretanto, ao optar pela extração de testemunhos é preciso conhecer as finalidades da atividade, seja para escolha do local de extração ou para análise dos resultados.

Sabe-se que esse ensaio é o mais utilizado e confiável, pois transmite os melhores e mais fiéis resultados, todavia, a destruição do corpo de prova pode ocasionar elevados custos para sua realização.

Uma das técnicas mais aceitas para determinação das propriedades do concreto, bem como, sua resistência in loco como material estrutural é extração de testemunhos. Os testemunhos possuem formatos variados, sendo a forma cilíndrica a mais comum, que são extraídos com auxílio de sonda rotativa ou com disco. O

ensaio, normalizado pela NBR 7680 (ABNT, 2007), é considerado por muitos a técnica de maior confiabilidade, dado que proporciona uma avaliação direta da estrutura. Um exemplo da execução do ensaio, encontra-se ilustrado na Figura 12.

Figura 12 – Execução do ensaio de extração de testemunho



Fonte: DYNAMIS TECHNE (2020).

O tamanho dos testemunhos apresenta primeiramente uma limitação em função das dimensões dos elementos estruturais, além da possibilidade da existência de regiões densamente armadas que podem restringir o diâmetro e/ou comprimento dos testemunhos. Ademais, dado o seu caráter semi-destrutivo, é preciso uma análise prévia da segurança estrutural.

Após a extração, o corpo-de-prova precisa ser submetido a inúmeros cuidados, tais como, ter seu topo aparado e capeado com enxofre ou fresado, ser mantido em umidade compatível com a estrutura de origem e serem protegidos de intempéries e ações deletérias. Em função dos inúmeros fatores intervenientes em sua resistência final, aceita-se, por pesquisadores e entidades normalizadoras, percentuais entre 10 a 30% de redução em relação aos corpos-de-prova referência. (MAZER, 2011).

Segundo Castro (2009), muitas variáveis, tais como diâmetro do testemunho, relação altura/diâmetro – esbeltez, presença de armadura, teor de umidade, idade e condição de cura, direção de extração em relação a direção de concretagem, posição de extração entre outras inibem que os resultados obtidos do ensaio apresentem o valor exato da resistência real do concreto da estrutura.

## 2.3 MODELAGENS COMPUTACIONAIS

### 2.3.1 Concreto Armado

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015) o concreto consiste da associação entre o concreto simples e a armadura adequadamente colocada, de tal forma que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes.

Como algumas das principais vantagens da utilização do concreto armado como material estrutural destaca-se, de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015):

- a) Boa resistência a grande parte das solicitações;
- b) Boa trabalhabilidade, se adaptando a diversas formas;
- c) Obtenção de estruturas monolíticas;
- d) Técnicas de execução dominadas na maioria do país;
- e) Material durável;
- f) Possibilita a utilização da pré-moldagem;
- g) Durabilidade e resistência ao fogo superiores em relação ao aço e à madeira;
- h) Resistente a choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos.

Como desvantagens, cita-se suas grandes dimensões em comparação com materiais como o aço, além de seu elevado peso específico que resulta em pesos próprios bastante grandes. Apresenta, também, boa condução de calor e som, bem como, a necessidade da utilização de sistema de fôrmas e escoramentos.

As principais propriedades do concreto podem ser divididas em dois grandes grupos, as referente ao concreto fresco e as relativas ao concreto endurecido. Aqui serão abordadas as concernentes ao concreto endurecido.

- Resistência à compressão

A principal característica do concreto é sua resistência a compressão, sendo função de fatores como cimento, agregados e água – também conhecido como traço, e a idade do concreto. Define-se, de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015), a resistência característica do concreto à compressão como sendo o valor que

apresenta 95% de grau de confiança, ou seja, valor cujo 95% dos resultados dos ensaios estejam acima dele e, portanto, 5% abaixo. Sendo essa resistência determinada por meio de ensaios de corpos de provas submetidos à compressão centrada.

- Resistência à tração

Como a resistência a tração dos concretos é muito baixa, para algumas solicitações não é considerada nos cálculos, todavia, é pertinente conhecê-la. Para tanto, sua definição pode ser feita de forma análoga à resistência à compressão, por meio de ensaios e tendo em vista um grau de confiança de 95%. Em casos da inexistência de ensaios, pode-se obter tal informação por meio de correlações, as quais são encontradas na NBR 6118 (ABNT, 2014), com o valor da resistência a compressão.

- Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade pode ser definido a partir de relações entre tensões e deformações, sendo definido como uma grandeza mecânica destinada a medir a rigidez de um sólido. Na avaliação de elementos estruturais, pode-se adotar um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, equivalente ao módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ). (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2015). Na ausência de ensaio específico, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando equações empíricas – as quais estão vinculadas ao  $f_{ck}$  do concreto, disponíveis NBR 6118 (ABNT, 2014).

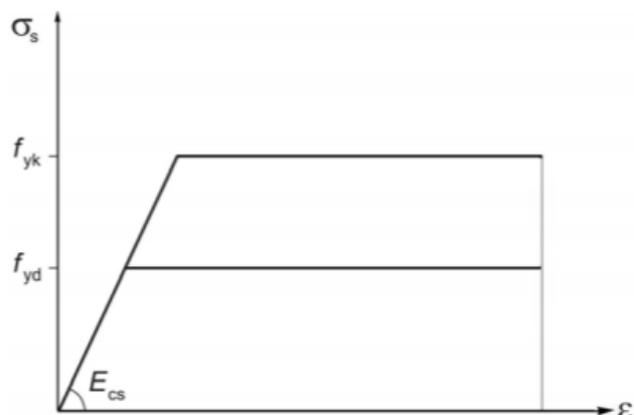
- Aço

A norma NBR 7480 (ABNT, 2007) esclarece que as barras são produtos com diâmetro igual a 6,3 mm ou superior, resultante de um processo de laminação a quente. Enquanto, os fios possuem diâmetro de 10 mm ou inferior, obtidos por trefilação ou laminação a frio. Ademais, as barras podem ser classificadas nas categorias CA-25, CA-50 e os fios de aço na categoria CA-60.

Os aços pertencentes as categorias CA-25 e CA-50, por serem resultantes de um processo de laminação a quente, possuem patamar de escoamento em sua curva tensão-deformação. O aço CA-60 apresenta um diagrama de tensão-deformação sem patamar de escoamento, em função de seu processo de produção, como já mencionado, ser realizado por meio de um tratamento a frio. A Figura 13 ilustra o

diagrama simplificado, apresentado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), para o cálculo nos estados-limite de serviço e último, para os aços com ou sem patamar de escoamento.

Figura 13 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: Figura 8.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

As barras da categoria CA-50, de acordo com a NBR 7480 (ABNT, 2007), são obrigatoriamente providas de nervuras transversais oblíquas – o que aprimora sua aderência com o concreto, sendo utilizadas sobretudo em armação de vigas, pilares e lajes.

### 2.3.2 Análise estrutural

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), o objetivo da análise estrutural é garantir a segurança, em relação aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), considerando a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura em análise. Possibilita, também, determinar a distribuição dos esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos que acometem uma parte ou toda a estrutura.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), norma que regulamenta o projeto de estruturas de concreto, adota o método dos estados limites para a verificação da segurança. Nesse método, tem-se como propósito fazer com que as solicitações correspondentes às cargas majoradas sejam inferiores as solicitações últimas – sendo estas responsáveis pela ruína da estrutura caso os materiais tivessem suas resistências reais minoradas por coeficiente de ponderação das resistências. (CARVALHO, PINHEIRO, 2009).

No que diz respeito as condições analíticas de segurança, a NBR 6118 afirma que:

As resistências não devem ser menores que as solicitações e devem ser verificadas em relação a todos os estados limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerado, ou seja, em qualquer caso deve ser respeitada a condição:

$$R_d \geq S_d$$

### 2.3.3 TRRF

O cobrimento é responsável, também, por evitar o colapso não imediato da estrutura quando exposta a situações de incêndio, visto que contribui para que esta resista por um período de tempo pré-estabelecido na NBR 14432 (ABNT, 2000), o que viabiliza a evacuação do empreendimento. Este tempo, classifica-se como tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), que é o máximo tempo que o elemento construtivo pode manter sua função, segundo os critérios de resistência ao fogo – estabilidade estrutural ou compartimentação. De acordo com a NBR 14432 (ABNT, 2000), considera-se o tipo de uso do edifício, altura do subsolo e altura da edificação para definição do TRRF de cada construção.

No que diz respeito ao tipo de uso, a edificação é classificada segundo a Tabela 6.

Tabela 6 - Classificação da edificação quanto ao uso

(continua)

F	Locais de reunião pública	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F-2	Templos e auditórios	Estádio, ginásio e piscina cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F-3	Centros esportivos	Estações rodoferroviárias, aeroportos, estações de transbordo e outros
		F-4	Estações e terminais de passageiros	

Tabela 6 - Classificação da edificação quanto ao uso

			(conclusão)	
F	Locais de reunião pública	F-5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral, cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros

Fonte: Tabela B.1 da NBR 14432 (ABNT, 2001).

Conhecendo qual a altura da edificação – distância contida entre o nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento, e qual a profundidade do subsolo – distância compreendida entre o nível de descarga do edifício até o subsolo mais profundo, é possível identificar qual o TRRF de cada edificação conforme a Tabela 7.

Tabela 7 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos

(continua)

Grupo	Ocupação/Usos	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
		Classe S2 Hs > 10 m	Classe S1 Hs ≤ 10 m	Classe P1 Hs ≤ 6 m	Classe P2 6 m < Hs ≤ 12 m	Classe P3 12 m < Hs ≤ 23 m	Classe P4 23 m < Hs ≤ 30 m	Classe P5 Hs > 30 m
A	Residencial	90	60	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	90	60	30	60	60	90	120
C	Comercial varejista	90	60	60	60	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	90	60	30	60	60	90	120
E	Educacional e cultura física	90	60	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	90	60	60	60	60	90	120
G	Serviços automotivos	90	60	30	60	60	90	120
		90	60	30	30	30	30	60

Tabela 7 - Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos

(conclusão)

Grupo	Ocupação/Usos	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
		Classe S2 Hs>10m	Classe S1 Hs≤10m	Classe P1 Hs≤6m	Classe P2 6m<Hs≤12m	Classe P3 12m<Hs≤23m	Classe P4 23m<Hs≤30m	Classe P5 Hs>30m
H	Serviços de saúde e institucionais	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		120	90	30	60	90 (60)	120 (90)	120

Fonte: Tabela A.1 da NBR 14432 (ABNT, 2001).

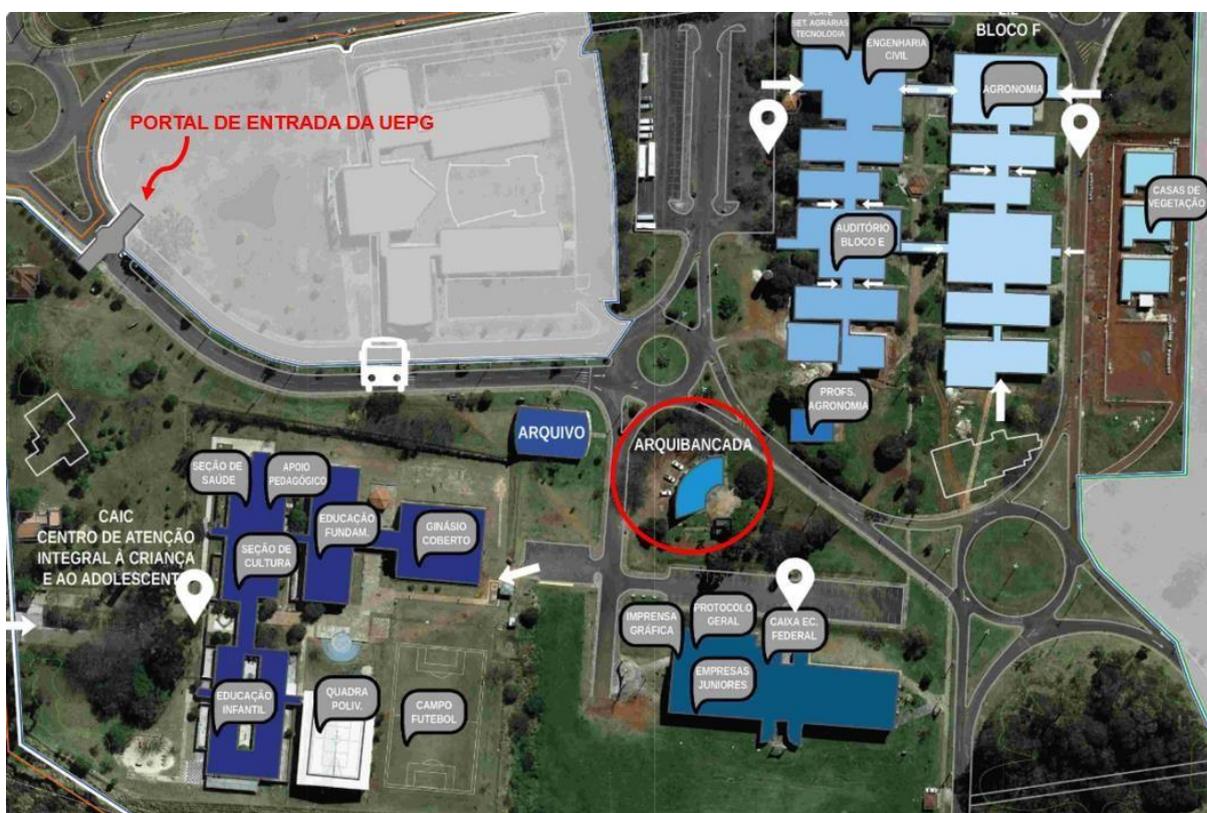
Cada elemento estrutural requer uma característica de construção específica – as quais podem ser encontradas na NBR 15200 (ABNT, 2012), para assegurar o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF).

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 OBJETO DO ESTUDO DE CASO

A edificação em análise neste trabalho, refere-se à antiga pista de arremate de gado da Exposição Feira Agropecuária e Industrial (EFAPI), construída em data anterior a década de 80, situada na Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), Campus Uvaranas, localizada na cidade de Ponta Grossa, Estado do Paraná. A Figura 14 mostra uma vista aérea da construção em relação ao portal de entrada da universidade.

Figura 14 – Vista aérea da edificação de estudo



Fonte: UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA (2020).

Em consulta a Pró-Reitoria de Planejamento da UEPG (PROPLAN) teve-se acesso ao projeto arquitetônico em papel vegetal e ao projeto de prevenção de incêndio e pânico no formato .dwg. Como a obra foi edificada em época antecedente à instalação da UEPG no Campus Uvaranas, atribui-se a responsabilidade de construção à Prefeitura Municipal de Ponta Grossa, a qual foi consultada, mas não dispôs de registros complementares que pudessem colaborar com a coleta de informações acerca da edificação. Durante o período de busca de informações que

propiciassem o pleno conhecimento acerca da edificação, conclui-se que a estrutura da Arquibancada já existia quando a Universidade recebeu o Colégio Agrícola pelo Governo do Estado, no dia 14 de maio de 1980. Assim sendo, o que se pode afirmar com base no que se tem de esclarecimentos acerca do histórico de construção da edificação, é que essa foi edificada em anos precedentes ao de 1980.

No que diz respeito a arquitetura da edificação, a área interna é dividida em 4 salas e 2 instalações sanitárias, enquanto que a parte externa é composta de 14 degraus destinados, quando construída, ao assento do público para a audiência de leilões de gado. Hoje, apenas o espaço interno é ocupado, sendo utilizado como dependências da seção de Vigilância da UEPG. Cabe salientar que, a parte interna da edificação, construída em concreto armado, é limitada aos seis últimos degraus, sendo o restante do espaço tomado pela presença de um aterro. Ademais, há também um anexo à edificação que atualmente exerce função de depósito de jardinagem e que não será avaliado nesse trabalho.

É conveniente destacar também que, alguns anos posteriores a construção da Arquibancada, foi realizada uma estrutura de cobertura metálica permanente para a edificação, a qual foi retirada tempos mais tarde em virtude de sua deterioração. No entanto, a Figura 15 revela a presença de uma cobertura provisória cobrindo apenas parte dos degraus – os quais estão localizados acima dos ambientes ocupados pela equipe de Vigilância. A presente cobertura, construída há menos de 8 anos, foi proposta a fim de evitar manifestações de infiltrações nas dependências da seção de Vigilância da UEPG, uma vez que essas eram frequentes e decorrentes da ação das chuvas.

A Figura 15 e a Figura 16 ilustram um registro geral do local de estudo.

Figura 15 – Vista frontal da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância bem como do Anexo



Fonte: A autora.

Figura 16 – Vista posterior da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância



Fonte: A autora.

### 3.2 ESTRATÉGIA DE INSPEÇÃO

A Figura 17 apresenta a metodologia utilizada para a inspeção da estrutura, dividida em quatro etapas básicas: levantamento de dados referentes à edificação (inspeção visual da estrutura, coleta do histórico e análise do meio ambiente), análise (realização de ensaios e modelagem nos softwares Revit e TQS), diagnóstico e recomendações terapêuticas.

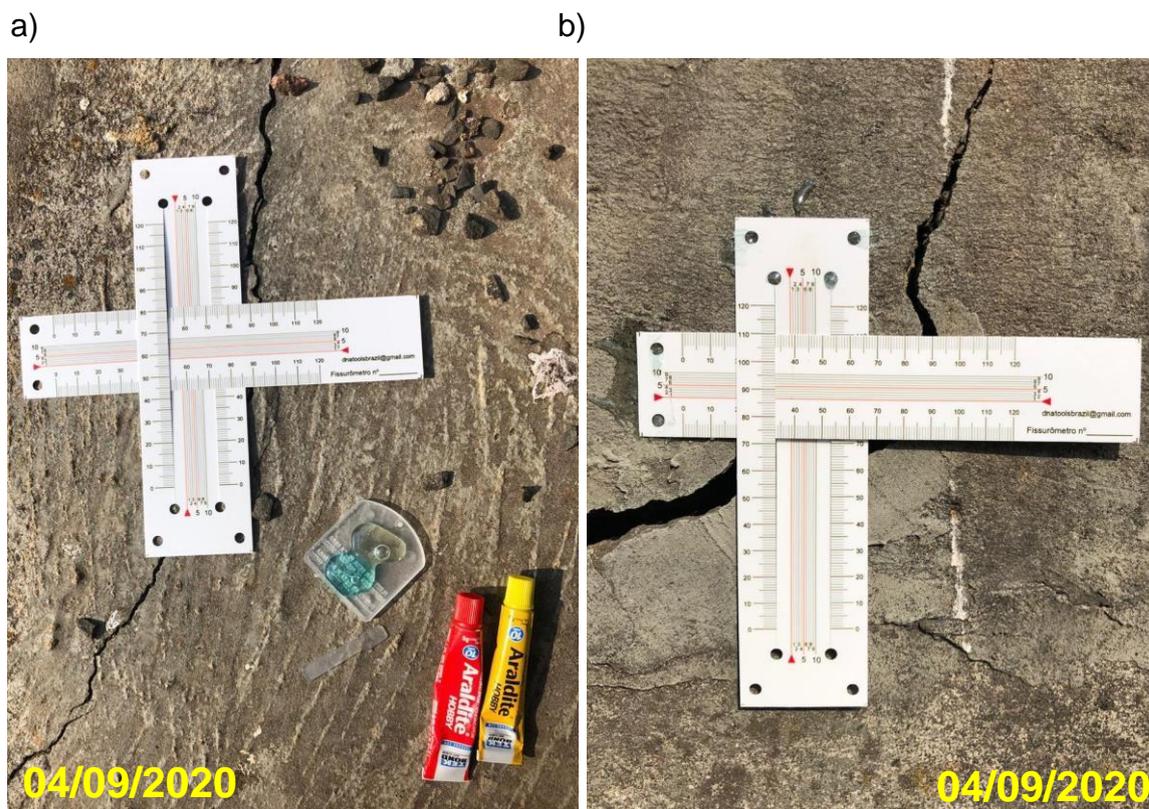
Figura 17 – Estratégia de inspeção



Fonte: A autora.

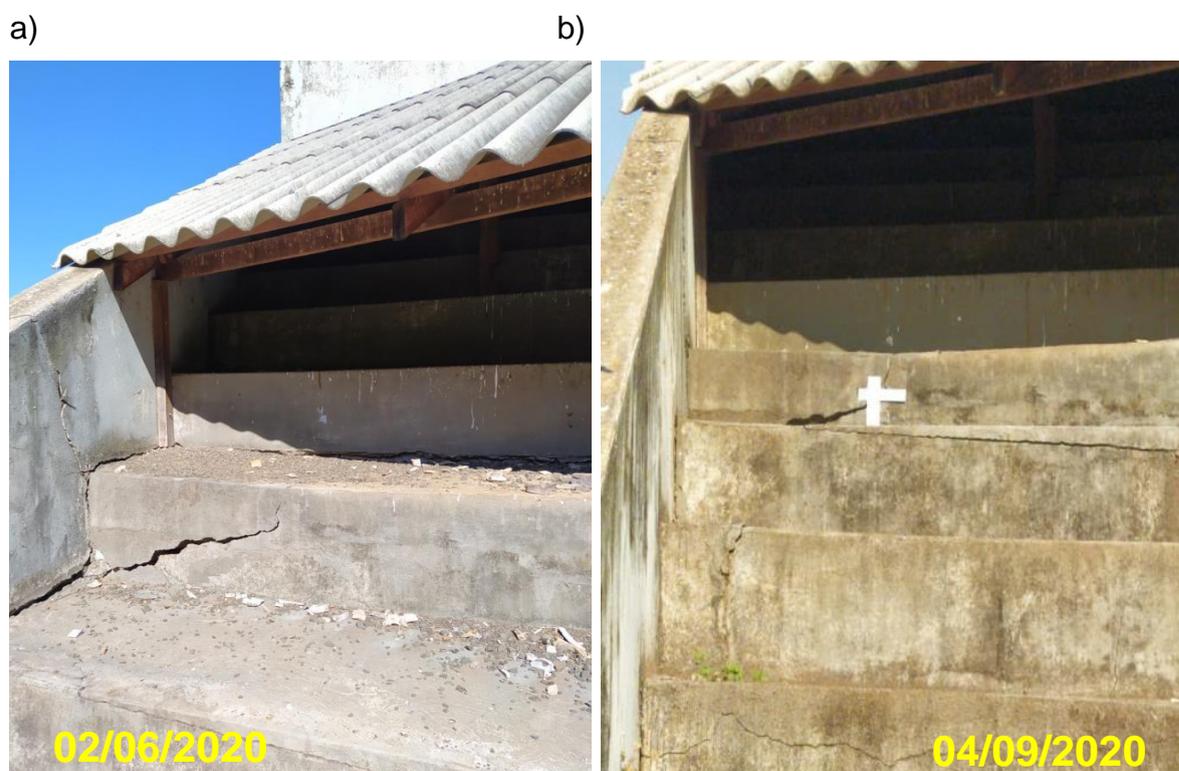
A simplicidade de realização e baixo custo operacional são as características da inspeção visual, que foi a primeira análise realizada nos componentes estruturais, uma vez que o simples fato de observar as condições superficiais de uma estrutura de concreto pode fornecer conclusões acerca do seu estado. Para tanto, nessa etapa, foram identificadas e registradas por meio de fotografias as manifestações patológicas presentes na edificação. E, a fim de melhor compreender o movimento que deu origem as fissuras, assim como, de obter uma ideia quantitativa dos deslocamentos ocorridos, instrumentou-se a obra com um fissurômetro. O fissurômetro foi instalado com auxílio de uma cola epóxi no dia 04 de setembro de 2020, em uma fissura presente no degrau que marca a divisa entre a região do aterro e a estrutura de concreto armado, sendo o objetivo principal da sua utilização a verificação da atividade ou não da fissura em questão. A Figura 18 e a Figura 19 ilustram o processo de instalação do fissurômetro na estrutura.

Figura 18 – a) Fissurômetro antes da instalação, b) Fissurômetro instalado



Fonte: A autora.

Figura 19 – a) Fissura sem a presença fissurômetro, b) Fissura com a presença fissurômetro



Fonte: A autora.

Ademais, em busca de definir a existência e as dimensões dos elementos estruturais, descascou-se, em alguns pontos, as camadas de revestimento argamassado (Figura 20). Em seguida, mediu-se as dimensões de uma amostragem dos elementos estruturais e dos degraus que compõem a estrutura, tendo em vista uma modelagem computacional, tanto arquitetônica quanto estrutural, fidedigna à realidade.

Figura 20 – Descascamento do revestimento a fim de determinar suas dimensões



Fonte: A autora.

Outro ponto investigado durante a realização da inspeção visual, foi a verificação da presença ou não de aterro sob os primeiros oito degraus. À vista de tal conferência, foi realizado uma abertura de inspeção na estrutura que confirmou o aterro na região - Figura 21.

Figura 21 – Abertura realizada na fachada lateral da edificação à vista de determinar a presença do aterro



Fonte: A autora.

Tendo em vista a aquisição de informações que colaborassem com a análise, buscou-se também o histórico da obra, o qual limitou-se aos projetos fornecidos pela PROPLAN e aos eventuais relatos por parte de colaboradores da Universidade. E, como último item da etapa de levantamento de dados, foi feita a classificação da agressividade do meio ambiente da estrutura em questão.

Em sequência, com auxílio dos projetos disponíveis e de medições efetuadas “in loco”, modelou-se a construção em plataforma BIM – utilizando para tal o software Revit 2019. Esta modelagem teve como objetivo a criação, de forma precisa, de um modelo digital da edificação, por meio do qual foi possível melhor analisá-la.

Posteriormente, modelou-se a estrutura no software de cálculo TQS. Para a modelagem no TQS, foi considerado separadamente duas versões da norma NBR 6118: a de 2014, a que está em vigor, e a versão mais próxima da época de construção que é disponibilizada pelo programa – de 1980. Após o processamento da estrutura foi possível analisar e comparar os esforços e os detalhamentos, de forma a verificar as diferenças obtidas pelas normas. As pranchas de formas, o corte, bem como, os

detalhamentos resultantes do processamento da estrutura a partir da versão da norma de 2014 e de 1980, encontram-se no Apêndice A.

Como parte da etapa de análise, foi efetuada a inspeção da estrutura por meio da realização de ensaios, os quais contemplaram a verificação dos elementos por meio da avaliação da resistência e da qualidade do concreto. Visando a obtenção de tais informações, os seguintes ensaios de característica não destrutiva foram executados: análise de frente de carbonatação, esclerometria e potencial de corrosão. Destaca-se o fato que a abrangência de ensaios teve que ser alterada e reduzida devido a indisponibilidade de equipamentos, que seriam cedidos pela Universidade Federal do Paraná (UFPR), devido a pandemia de COVID-19. Preliminarmente, os seguintes ensaios também estavam previstos: pacometria, resistividade elétrica, ultrassom, velocidade de corrosão e extração de testemunhos.

A realização dos ensaios e o desenvolvimento da modelagem possibilitaram avaliar as anomalias existentes. Assim, com base em tais informações, foi possível elaborar o diagnóstico e a proposta dos métodos a serem adotados para a recuperação/revitalização da estrutura.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 MODELAGEM DA ESTRUTURA E COMPARATIVO ENTRE VERSÕES DA NORMA 6118

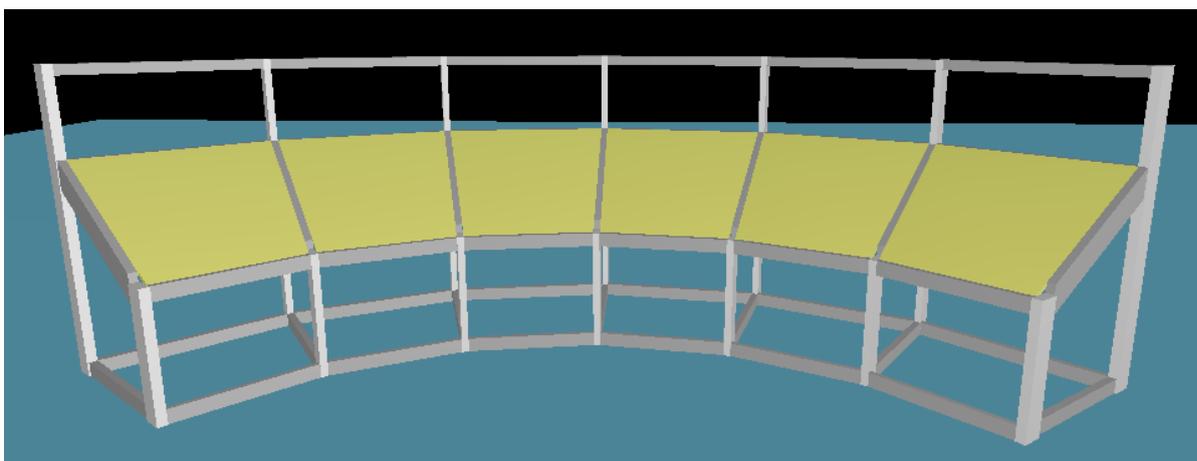
#### 4.1.1 Lançamento estrutural

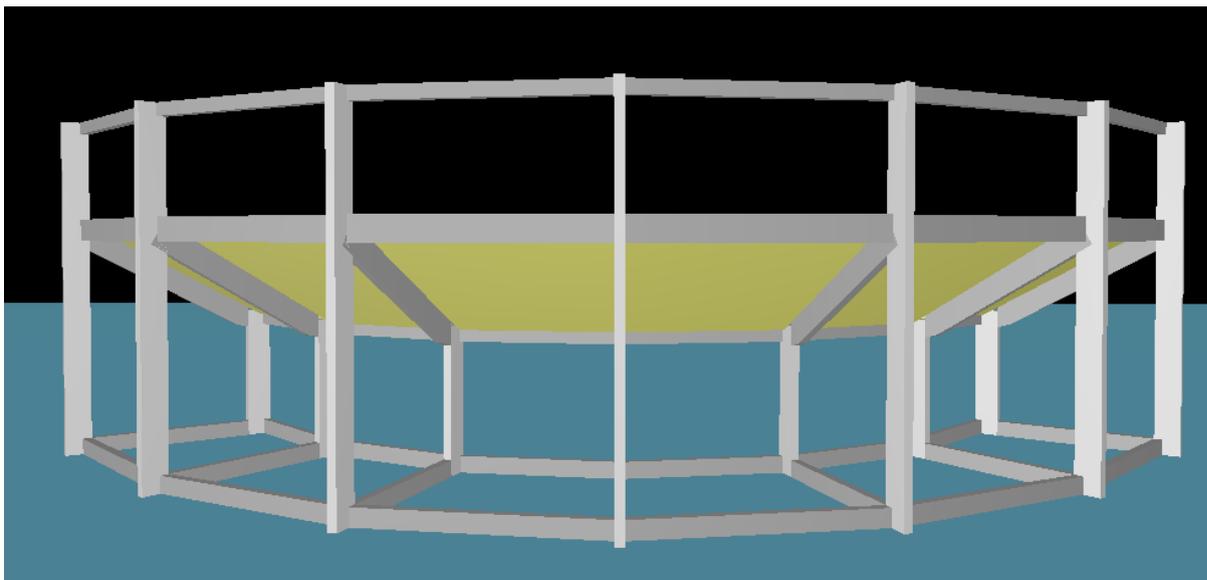
O lançamento dos elementos estruturais no software TQS teve como base a geometria e a disposição da estrutura já edificada. Para tanto, foram realizadas medidas “in loco” das seções transversais de alguns elementos, a fim de modelá-los de forma mais precisa. Ressalta-se que devido a não existência de projeto estrutural, não foi possível avaliar a disposição e quantidade de armaduras, assim como, a bitola que foi adotada para cada elemento estrutural. Ademais, destaca-se que, em virtude da impossibilidade de visualização e acesso, as dimensões das vigas baldrame e das vigas de travamento superiores foram estimadas.

Após o lançamento da estrutura no software, adicionou-se as cargas atuantes no edifício, para então, proceder a análise e o dimensionamento dos elementos estruturais de acordo com as respectivas normas de projeto de estruturas de concreto armado de 2014 e de 1980.

O resultado da modelagem da estrutura em 3D está apresentado na Figura 22, sendo as demais pranchas – planta de fôrmas, corte e os detalhamentos dos pilares e vigas, resultantes da modelagem presentes no Apêndice A.

Figura 22 – Estrutura modelada no software TQS





Fonte: A autora.

#### 4.1.2 Cobrimento

De acordo com a classificação presente na NBR 6118 (ABNT, 2014), a classe de agressividade ambiental da estrutura em questão pode ser descrita como nível II, sendo considerada, portanto, moderada, devido estar situada em ambiente urbano, dispondo assim de pequeno risco de deterioração. Conhecida a classe de agressividade ambiental, é possível determinar o valor do cobrimento requerido para cada elemento, os quais podem ser consultados na Tabela 8.

Os dados apresentados na última coluna da Tabela 8, referem-se a norma atual de concreto armado, no entanto, a estrutura em análise foi edificada em anos anteriores a vigência de tal versão. Assim sendo, é pertinente enfatizar o cobrimento de concreto recomendado pela normativa vigente na época – NB-1 (ABNT, 1940). Nessa perspectiva, tem-se que, os cobrimentos mínimos exigidos para cada elemento em ambas as versões da normativa 6118 – 1980 e 2014, estão exibidos na Tabela 8.

Tabela 8 – Cobrimentos mínimos, segundo a NB-1 (ABNT, 1940) e segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014)

Elemento	Cobrimento (mm) - 1940	Cobrimento classe II (mm) - 2014
Lajes no interior do edifício	10	25
Lajes ao ar livre	15	
Vigas/Pilares no interior do edifício	15	30
Vigas/Pilares ao ar livre	20	

Fonte: A autora.

Destaca-se que, quando a edificação da Arquibancada foi construída, a cidade de Ponta Grossa praticamente “acabava” no que hoje é Campus Uvaranas da Universidade Estadual de Ponta Grossa, sendo aquele espaço o limite urbano da cidade. Dessa forma, torna-se evidente que, na sua época de construção, apesar de localizada no interior da cidade, a região em que a estrutura foi edificada possuía características de um microclima praticamente rural, dado sobretudo a limitação do crescimento urbano na região e a presença de atividades agropecuárias. Assim, evidencia-se que os cobrimentos necessários a edificação naquela época são divergentes das atuais necessidades, uma vez que hoje o local de sua construção encontra-se em um meio que vem gradativamente se urbanizando e, por consequência, estando mais suscetível a deteriorações. Nessa perspectiva, será considerado, a nível de proposta de recuperação, a classe de agressividade ambiental como sendo, segundo a versão vigente da NBR 6118, nível II.

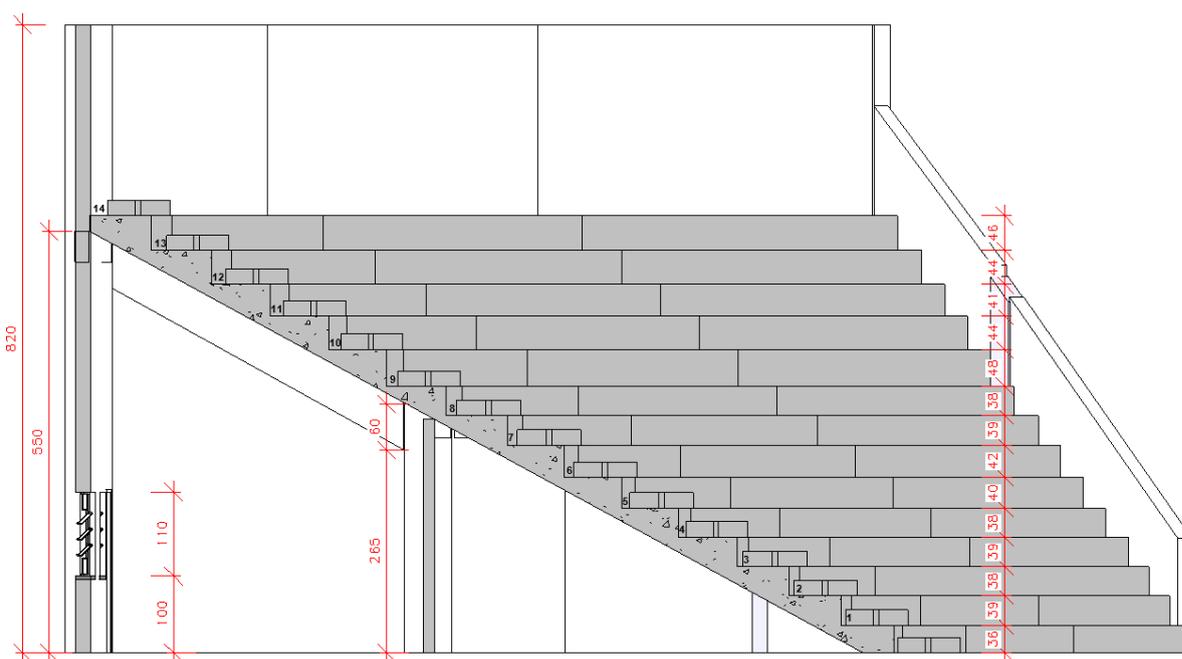
No que diz respeito as diferentes versões das normas, tem-se que a primeira divergência pertinente observada deve-se ao fato de que a NB-1 (1940) não dispõem de quaisquer informações acerca de classe de agressividade. O cobrimento especificado na NB-1 é indicado para todas as barras de armaduras, em função apenas do tipo de elemento estrutural, sendo, portanto, independente do meio onde a estrutura está localizada. Ressalta-se que, a questão da relação entre durabilidade e cobrimento das armaduras em função da classe ambiental entrou em vigor com a publicação da NBR 6118 de 2003, ou seja, antes dessa data nenhuma das estruturas levavam tal fator em consideração.

Outro ponto a ser destacado é que a norma de 2014 permite que, para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, revestimentos finais secos tipo carpete e madeira e com argamassa de revestimento/acabamento pode ser respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm. Do mesmo modo, a NB-1 afirma que no interior de edifícios, é permitido que 5 mm do cobrimento exigido seja feito com emboço.

Para a presente edificação, os cobrimentos especificados pela NB-1 para os elementos ao ar livre atenderiam ao estipulado pela norma atual apenas para a face superior dos elementos de lajes e vigas, uma vez que tanto para laje (15 mm) quanto para vigas (20 mm) o valor supera os 15 mm, todavia, para as faces inferiores de tais elementos, o valor mínimo de 25 mm proposto na norma atual não é respeitado. No que diz respeito aos pilares ao ar livre, a NB-1 carece em 10 mm ao solicitado atualmente. O mesmo se repete para os elementos locados no interior de ambientes, os quais, com a redução permitida pela NB-1, ficam com 5 mm para lajes, e 10 mm para pilares e vigas, não atingindo os mínimos especificados pela norma atual que permite até 15 mm para lajes e vigas adequadamente revestidas e 30 mm para pilares.

Ressalta-se que o cobrimento deve também estar apto a proteger as armaduras em situação de incêndio, para tanto, deve garantir que a estrutura não colapse por um determinado tempo – TRRF. A definição do TRRF de cada edificação depende dos seguintes aspectos: tipo de uso do edifício, altura do subsolo e altura da edificação. Assim sendo, tem-se que a presente edificação pode ser classificada como sendo, segundo a Tabela 6, “F-5 – Locais de produção e apresentação”. Ademais, sabe-se que a altura da edificação é a distância compreendida entre o ponto da saída do nível de descarga do prédio até o piso do último pavimento, dessa forma, tem-se que a altura é equivalente a 5,50 m (Figura 23), sendo classificada, de acordo com a Tabela 7, como Classe P1, a qual exige um TRRF equivalente a 60 minutos.

Figura 23 – Altura da edificação segundo a NBR 14432 (ABNT, 2000)



Fonte: A autora.

Em consulta a NBR 14432 (ABNT, 2000) e, supondo bitolas para armaduras longitudinais e para os estribos, definiu-se que os cobrimentos mínimos exigidos para atender um TRRF de 60 minutos são os exibidos na Tabela 9 abaixo.

Tabela 9 - Cobrimentos para TRRF de 60 minutos

Elemento	h-mín.	b-mín.	C1	Bitola (long./estribo)	Cobrimento
Laje	180 mm	-	15 mm	10 mm / --	10 mm
Viga	-	300 mm	25 mm	10 mm / 5 mm	15 mm
Pilar	-	250 mm	37,5 mm	20 mm / 5 mm	22,5 mm

Fonte: A autora.

A partir da análise da Tabela 9, torna-se evidente que os cobrimentos resultantes da análise da agressividade ambiental, proposta na NBR 6118 (ABNT, 2014), são maiores do que os cobrimentos necessários para resistência ao fogo em um tempo de 60 minutos, logo, ao considerar os valores exigidos pela NBR 6118 ambas as normativas serão atendidas. Todavia, importante ressaltar que a NBR 14432 (ABNT, 2000) também estabelece dimensões mínimas previstas para elementos destinados a suportar um TRRF de 60 minutos, as quais são de 25 cm para os pilares, 30 cm para as vigas e 18 para as lajes, conforme indicado na Tabela 9.

Assim sendo, evidencia-se que as dimensões dos elementos da presente edificação em análise não atendem a tais valores estipulados, visto que a largura dos pilares da edificação possui 20 e 25 cm, enquanto que as larguras das vigas são correspondentes a 15 ou 20 cm e, por fim, a altura da laje é equivalente a 13 cm, conforme pode ser observado na prancha 1 disponível no Apêndice A.

A fim de se estabelecer um comparativo, destaca-se que a NBR 14432 (ABNT, 2000) que visa a determinação da ação térmica nos elementos construtivos em edificações, bem como, a NBR 15200 (ABNT, 2005) – que substituiu a NBR 5627 (ABNT, 1980), as quais apresentam recomendações para estruturas de concreto em situação de incêndios e, demais normativas que tratem dessa temática, tiveram suas publicações realizadas depois da década de 80, ou seja, após a construção da estrutura em estudo. Assim sendo, é possível perceber que a ausência de instruções acerca do dimensionamento de estrutura em situação de incêndio impediu que considerações acerca do assunto fossem levadas em consideração na edificação em análise.

No que diz respeito aos cobrimentos medidos no local, tem-se que o pilar P13 apresentou um cobrimento médio de 3,0 cm, enquanto que, para a viga VI7, notou-se um valor de 6,5 cm e, por fim, para a laje L5, obteve-se 1,5 cm. Como foi analisado apenas um elemento de pilar, viga e laje, os considerou como sendo representativos para os demais.

É possível perceber que, analisando a Tabela 8, os cobrimentos medidos “in loco” satisfazem a versão da NBR 6118 vigente, exceto para as lajes, na qual é especificado um valor de no mínimo 30 mm – para a classe de agressividade ambiental da edificação em estudo, e foi encontrado 15 mm, carecendo em 15 mm o solicitado. Já no que diz respeito a versão da NBR 6118 de 1940, tem-se que todos elementos estariam em concordância.

#### 4.1.3 Cargas

A NBR 6120 fixa as condições exigíveis para determinação dos valores das cargas que devem ser consideradas no projeto da estrutura de edificações, qualquer que seja sua classe e destino. Nesta norma, as cargas são classificadas em permanentes – peso próprio da estrutura, de todos os elementos construtivos fixos e das instalações permanentes; e acidentais – carga que atuará sobre a estrutura em

função do seu uso. Cabe salientar que, a norma sofreu revisão ao longo dos anos e, em função de tal revisão, valores de carregamento foram retificados para melhor se adequar a realidade das edificações. Nesse sentido, a estrutura em estudo foi processada com auxílio do software TQS, para carregamentos em concordância com a NBR 6120 (ABNT, 2019) – atual, e com a NBR 6120 (ABNT, 1980) – primeira edição.

Ressalta-se que em ambas as análises foram simuladas as mesmas considerações, no entanto, os diferentes valores de carregamentos sugeridos por cada uma das versões da norma são divergentes, as quais estão evidenciadas na Tabela 10.

Assim, para o carregamento das lajes inclinadas, considerou-se, a princípio, o peso exercido pelos degraus, o qual foi calculado tendo em vista que tais elementos são preenchidos internamente com calça – a norma de 1980 não apresenta valores para tal situação, nesse sentido, adotou-se o mesmo proposto pela norma vigente. Para cargas permanentes, além do peso próprio, considerou-se também espessuras estimadas para a regularização com contrapiso e com reboco – de 2 cm e 1 cm de espessura, respectivamente. No que concerne a carga acidental, considerou-se uma sobrecarga equivalente à arquibancada. Já para o carregamento das vigas, ponderou-se, além do peso próprio, a carga linear referente as paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, para quando fosse o caso. A Tabela 10 exemplifica todos os carregamentos aplicados na presente edificação.

Tabela 10 – Carregamentos aplicados a estrutura da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância

Discriminação	Carga NBR 6120		Unidade
	1980	2019	
Alvenaria	13 kN/m <sup>3</sup>	1,8 kN/m <sup>2</sup>	Indicada
Contrapiso	21	19 a 23 (21)	kN/m <sup>3</sup>
Enchimento da escada com calça	-	15	kN/m <sup>3</sup>
Peso próprio	25	25	kN/m <sup>3</sup>
Reboco	19	19	kN/m <sup>3</sup>
Sobrecarga (Escada e passarela servindo arquibancadas)	4	5	kN/m <sup>2</sup>

Fonte: A autora.

Além das considerações usuais de carregamento, deve-se também analisar os parâmetros de cálculo, estabelecidos pela NBR 6123 (ABNT, 1988), para projetos de estruturas sujeitos a força do vento. Nesse contexto, tem-se que, para a modelagem estrutural que leva em consideração as normativas mais recentes,

calculou-se os coeficientes de arrasto de vento por meio do programa para cálculo automático disponível no software TQS, os quais estão apresentados na Tabela 11. Já, para a modelagem segundo as normativas vigentes na época, não foi considerado a atuação do vento, uma vez que os estudos relacionados aos efeitos de ventos nas edificações passaram a ser mais abordados a partir do processo de verticalização das cidades, resultando na publicação da “NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações: considerações gerais” no ano de 1988, ou seja, após o projeto e construção da edificação em estudo.

Tabela 11 – Resultado do cálculo do coeficiente de arrasto do vento para a edificação analisada segundo NBR 6118 (ABNT, 2014)

Ângulo	Coeficiente de arrasto
90	1,2
270	1,2
0	0,73
180	0,73

Como fatores de ponderação, considerou-se  
 $V_0$  (Velocidade Básica) = 42 m/s  
 $S_1$  (Fator do terreno) = 1,0  
 $S_2$  (Categoria de rugosidade) = II  
 $S_2$  (Classe da edificação) = B  
 $S_3$  (Fator estatístico) = 1,00

Fonte: A autora

#### 4.1.4 Comparativo entre os esforços e os detalhamentos oriundos dos processamentos realizados, com auxílio do TQS, para as versões de 1980 e de 2014 da NBR 6118

Como um dos objetivos do presente trabalho, tem-se a comparação entre o detalhamento dos elementos estruturais da edificação da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância – os quais foram elaborados com auxílio do software TQS, a partir de um dimensionamento considerando separadamente a versão de 1980 e a versão de 2014 da NBR 6118. Destaca-se que tal comparativo tem como principal propósito discutir mudanças normativas. Para tanto, modelou-se a estrutura no software TQS e, em seguida, realizou-se o seu devido carregamento conforme os valores apresentados na Tabela 10.

Fazendo uma análise comparativa entre as cargas sugeridas por ambas as versões da norma, nota-se que a divergência se dá meramente no que concerne ao

valor da sobrecarga e da alvenaria, tendo uma diferença de 1 kN/m<sup>2</sup> e 0,02 kN/m<sup>2</sup>, respectivamente. Torna-se evidente, que tal distinção, para edificação em questão, é mínima e, portanto, o dimensionamento considerando a versão de 1980 possui estimativas de carregamentos e, conseqüentemente de esforços, bastante similares com o que hoje seria proposto.

No entanto, cabe destacar que a edificação em questão é anterior a época de publicação da primeira versão da NBR 6120, assim sendo, pouco se sabe acerca dos reais valores adotados para os carregamentos do projeto estrutural construído. Por esse motivo e para fins de estudo, as cargas estimadas, para o dimensionamento realizado a partir da NB-1 (ABNT,1980), tiveram como base a primeira publicação acerca dessa temática que se tem registro – a NBR 6120 (ABNT, 1980). Além disso, para tal dimensionamento também foi desconsiderada a carga do vento.

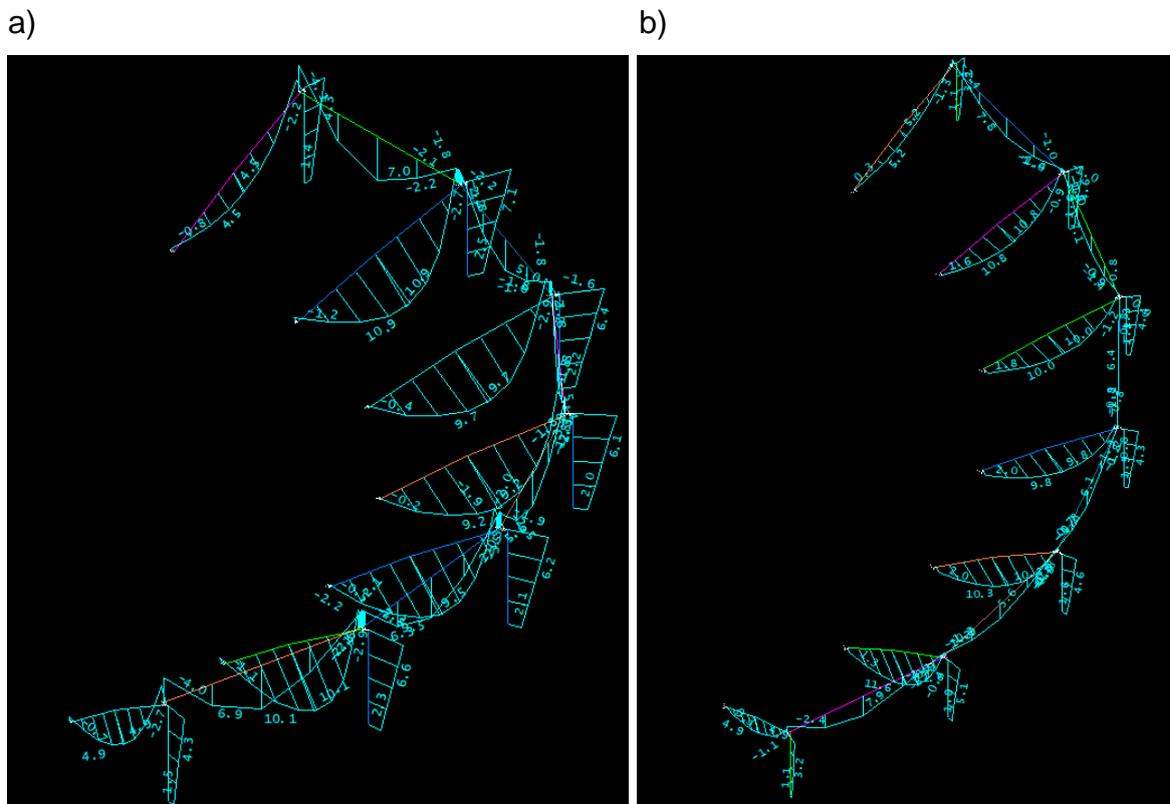
As normas utilizadas para os processamentos que serviram de base para as comparações foram: a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a NB-1 (ABNT,1980). A NB1 de 1980 foi utilizada pelo fato de que o TQS não dispõe de versões anteriores a essa, então, dentre as disponíveis pelo software, foi a alternativa que mais se aproximou da realidade de projeto da edificação.

#### a) Esforços

Para efeitos comparativos, foi analisado exclusivamente os esforços de momento fletor e esforço cortante existentes nos elementos estruturais pertencentes ao trecho delimitado pelo “Nível 1” e “Nível 2” da edificação – consultar prancha 1 do Apêndice A, onde tem-se a presença das vigas inclinadas e de um trecho dos pilares.

A princípio, destaca-se que para o processamento realizado em concordância com a NBR 6118 (ABNT, 2014) foi considerada a ação do vento, uma vez que o texto normativo vigente declara obrigatória sua consideração. Já para NB-1 (ABNT, 1980) a influência do vento foi desconsiderada. Na Figura 24, tem-se o comparativo entre as intensidades de momentos oriundos dos diferentes processamentos.

Figura 24 - Diagrama de momento fletor ( $M_y$ ) do nível 2 a) segundo a NBR 6118:2014, b) ( $M_y$ ) segundo a NB1-78



Fonte: A autora.

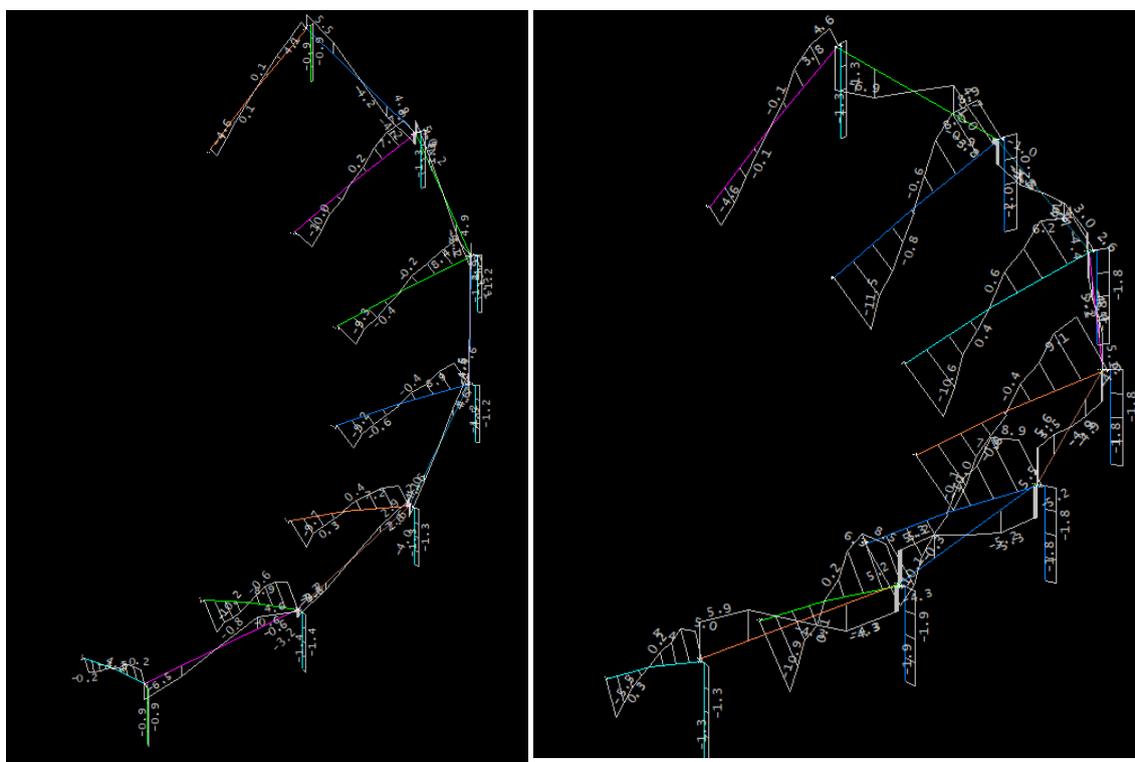
Destaca-se que, a partir da análise dos diagramas, o vento pode ser considerado como uma das ações mais desfavoráveis e determinantes para o dimensionamento da estrutura, uma vez que devido a sua influência os elementos de pilares apresentaram variações consideráveis de momento fletor, sobretudo devido a absorção das ações horizontais provenientes do vento, uma vez que a diferença dos demais carregamento entre os distintos processamentos foi mínima, conforme pode ser verificado na Tabela 10. Para os pilares externos foram observados acréscimos no esforço de momento fletor de até, por exemplo, 54,34% no pilar P2, quando comparadas às situações com e sem a ação do vento juntamente com as diferenças de carregamento provenientes das distintas versões da NBR 6120.

Realizando a análise dos diagramas referentes aos esforços cortantes ( $F_z$ ), tem-se que para a versão da norma de 2014, resultaram valores maiores se comparados com a norma mais antiga. Isso pode ser justificado, devido ao aumento do valor da sobrecarga para arquibancada na versão mais atual da NBR 6120.

Figura 25 - Diagrama de esforço cortante (Fz) a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78

a)

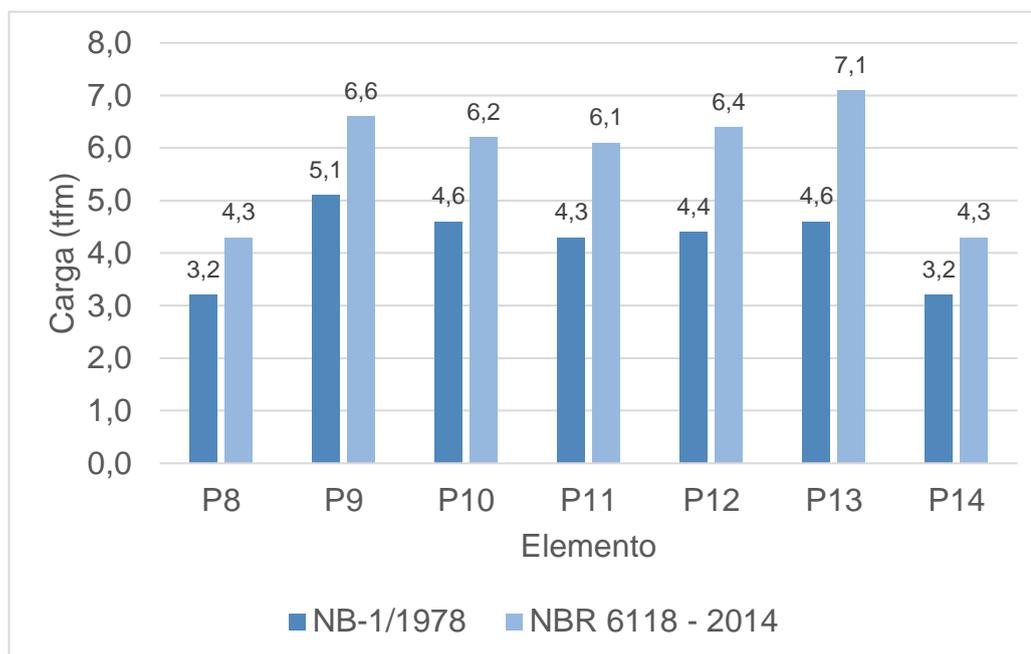
b)



Fonte: A autora.

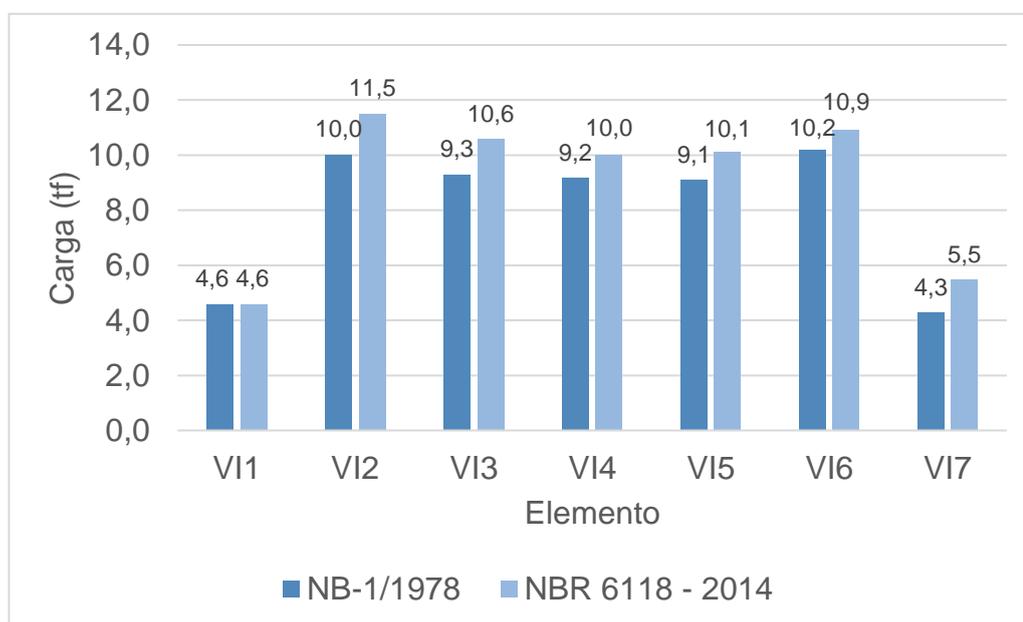
A fim de validar o supracitado quanto à análise dos resultados dos esforços, foram gerados gráficos para comparar os momentos em Y nos pilares – Figura 26, e a força cortante nas vigas inclinadas – Figura 27, para os diferentes casos de cálculo da estrutura.

Figura 26 – Comparativos dos momentos máximos, em y, atuantes, entre o nível 1 e o nível 2, nos pilares



Fonte: A autora.

Figura 27 – Comparativos dos esforços cortantes, em z, atuantes nas vigas inclinadas



Fonte: A autora.

## b) Pilares

Cabe destacar que, com o passar do tempo, as revisões da NBR 6118 foram introduzindo mudanças no dimensionamento dos pilares, as quais tiveram por consequência uma economia no consumo de aço dado que o método ficou mais

rigoroso e menos conservador. Tais mudanças foram bastante evidentes a partir de 1978, quando o método de dimensionamento das tensões admissíveis foi substituído pela aplicação dos estados limites.

Dentre os principais pontos de divergência entre os dois métodos, nota-se que para o método das tensões admissíveis é considerado uma linearidade no comportamento da estrutura – a qual não ocorre de fato na prática, além disso, as cargas são tratadas como de mesma natureza, diferentemente do método dos estados limites. Além disso, o método dos estados limites considera diferentes fatores para cada uma das combinações, enquanto que, para as tensões admissíveis, é considerado apenas um coeficiente de fator de segurança, gerando assim um dimensionamento mais conservador que tem por consequência estruturas menos otimizadas.

A partir da comparação entre os detalhamentos dos pilares apresentados pelo processamento de ambas as versões da norma 6118 – 1980 e 2014, ficou evidente que, de modo geral, as divergências entre os detalhamentos dos pilares apresentados por ambos os dimensionamentos se mostraram pouco expressivas, com áreas bastante próximas de aço, todavia, detalhadas com bitolas diferentes.

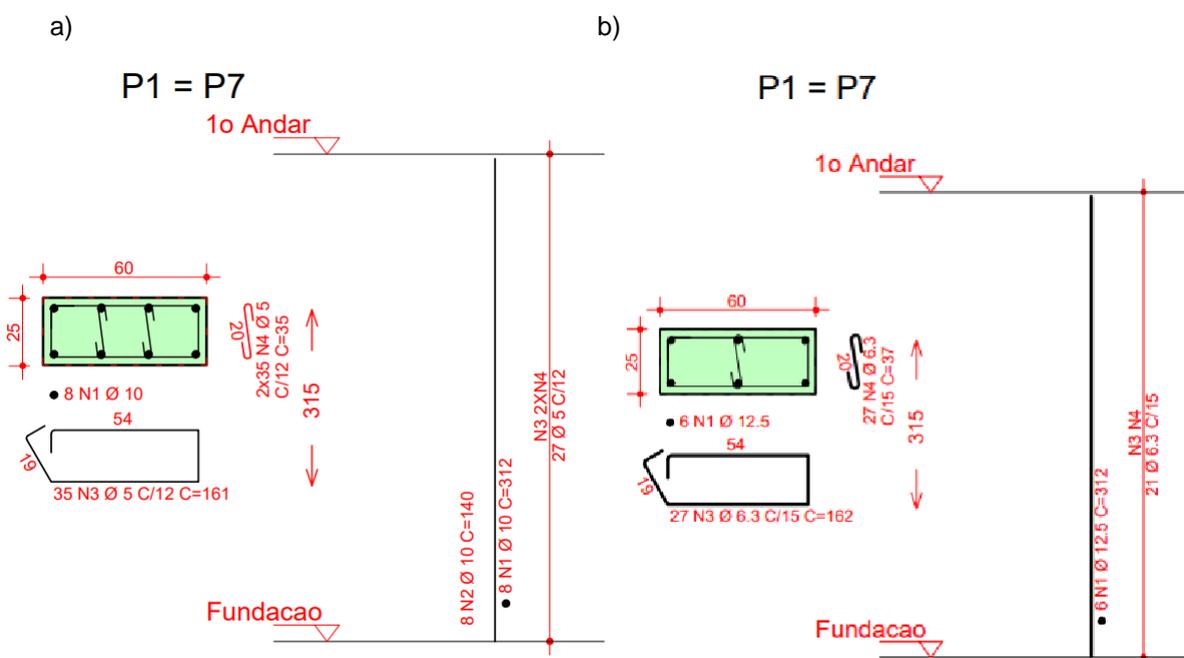
Percebe-se que apesar da estrutura estar submetida a uma solicitação inferior, as armaduras adotadas para a versão de 1980 resultaram em um resumo de aço maior se comparado com o resultante da versão de 2014 – verificar Apêndice A. Conquanto, os detalhamentos dos pilares apresentaram áreas de aço bastante próximas entre si, e não seguindo necessariamente um padrão de detalhamento específico em cada versão da norma, uma vez que ambas adotaram soluções semelhantes.

Um dos pontos que justifica o maior consumo de aço na versão da norma mais antiga (804 kgs em 1980 e 730 kgs em 2014) é o aprimoramento da análise estrutural realizada pela norma mais recente. Com a evolução dos métodos de cálculos foi possível obter resultados mais otimizados para a estrutura como um todo, uma vez que, anteriormente, os elementos eram dimensionados de maneira isolada e, atualmente, são analisados por pórticos e de uma maneira global, sendo o mesmo princípio aplicado para análise dos efeitos de segunda ordem.

Outras diversas modificações também ocorreram na forma de dimensionar pilares, como nos valores de excentricidade acidental e de 2ª ordem, na consideração do momento fletor mínimo para o tratamento das imperfeições geométricas locais e na armadura longitudinal mínima para os elementos de pilares, que foi de 0,8% da área da seção transversal do pilar na versão de 1980, para 0,4% na norma de 2014. Assim sendo, nota-se que tal redução, deve-se a inúmeros fatores provenientes das revisões dos métodos de cálculo, que se tornaram mais rigorosos, como também, da redução da armadura mínima para pilares.

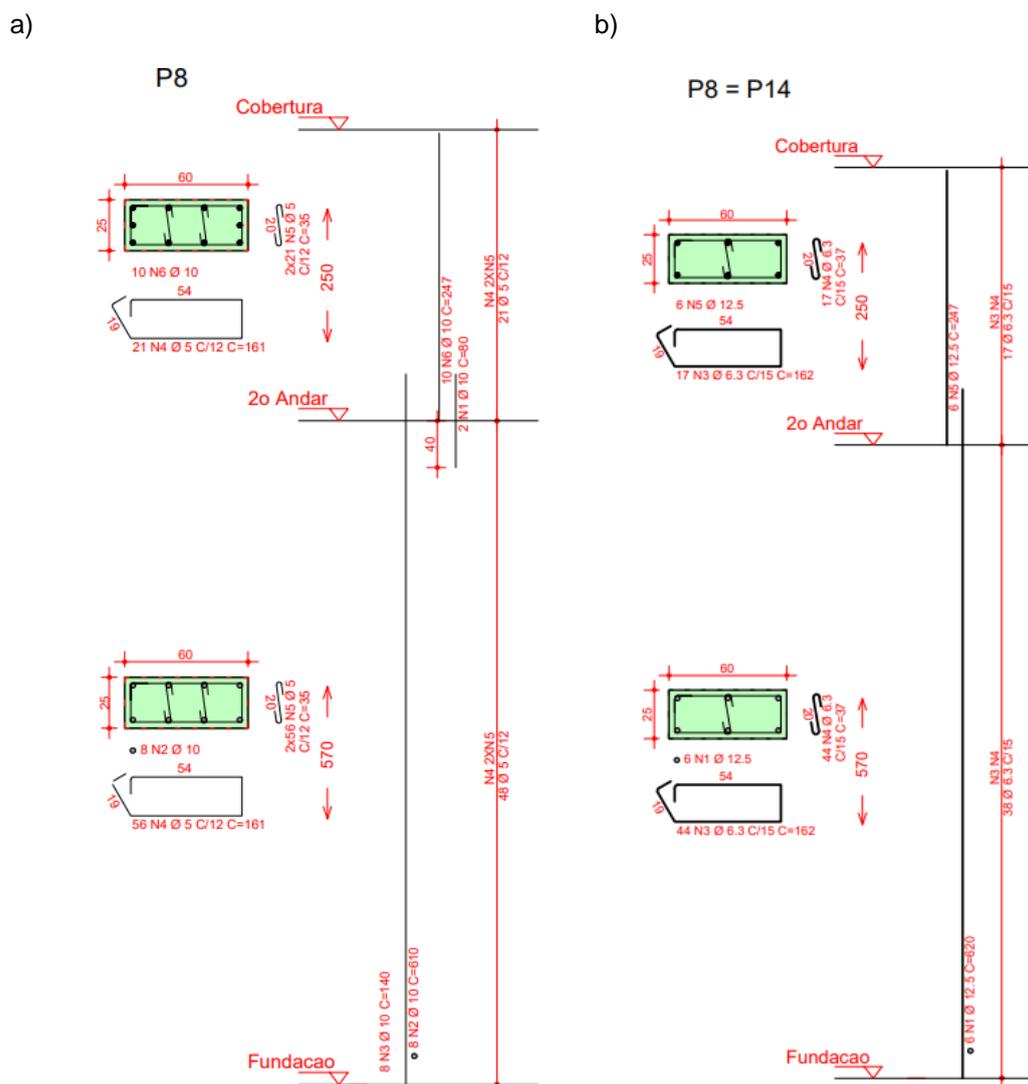
A Figura 28 e a Figura 29 ilustram o supracitado, onde tem-se que as armaduras embora em menor quantidade, apresentaram-se com bitolas maiores no detalhamento oriundo do processamento da NB1-78 e com soluções de detalhamento similares para ambas normativas. O detalhamento completo dos pilares para ambas as normativas podem ser consultadas no Apêndice A, pranchas 2 e 5.

Figura 28 – Detalhamento dos pilares P1 e P7 a) segundo a NBR 6118:2014, b) 7 segundo a NB1-78



Fonte: A autora.

Figura 29 - Detalhamento do pilar P8 a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78



Fonte: A autora.

### c) Vigas

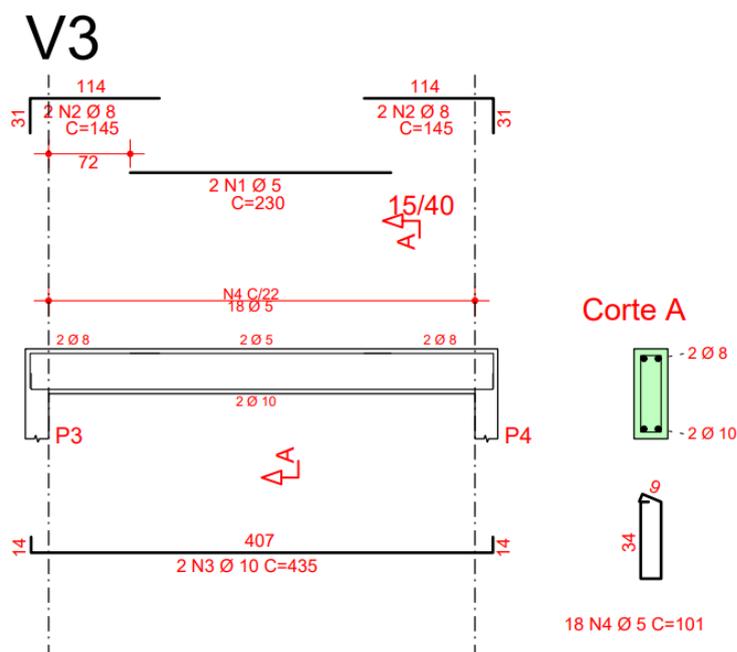
Ao analisar o detalhamento proposto para as vigas, fica evidente as disparidades sobretudo no que diz respeito às especificações de detalhamento. Diferentemente do que foi observado para os pilares, nas vigas foi possível constatar um padrão realizado por cada uma das normativas e que se diferem em dados pontos.

O primeiro aspecto averiguado trata da especificação da armadura de estribo que, para a NBR 6118 (ABNT, 2014) foi detalhada, em todos os casos, de forma contínua e com uma única dimensão de bitola de 5 mm. Em contrapartida, o dimensionamento pela NB1-78, indicou para todas as vigas, alternâncias de bitolas ao longo do comprimento do elemento de viga, sendo bitola de 6,3 mm no tramo

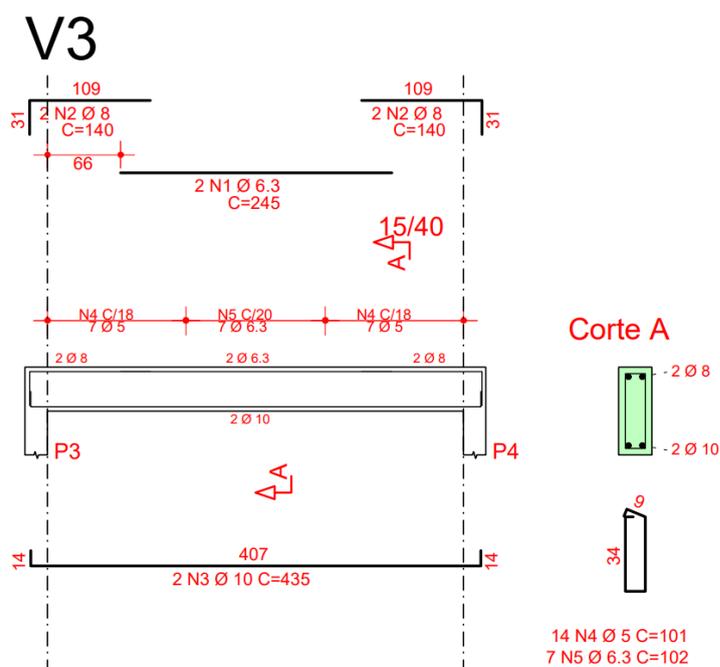
central, e de 5 mm em suas extremidades. Apesar dessa distinção, o comprimento de cada estribo foi igual entre as vigas para as duas normativas. O constado acima pode ser constatado na Figura 30.

Figura 30 - Detalhamento da viga V3 a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78

a)



b)



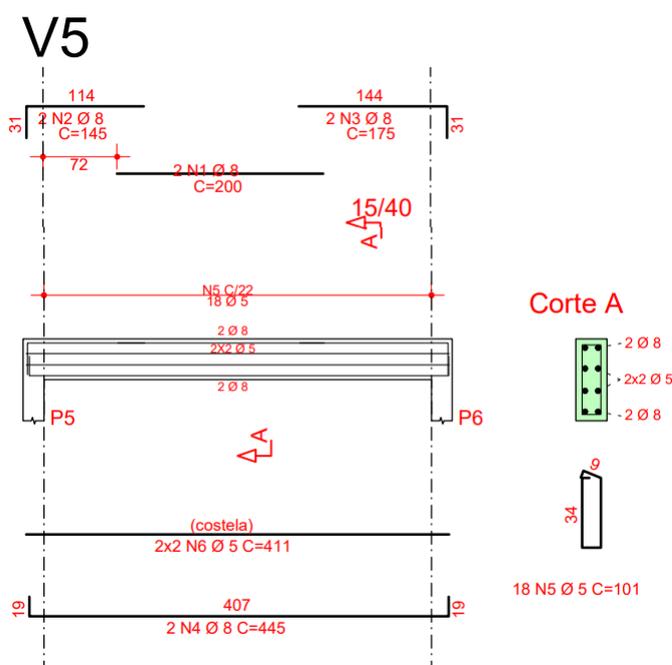
Fonte: A autora.

Outra questão verificada foi quanto a utilização de armadura laterais. Na NBR 6118 (ABNT, 2014), notou-se a presença de armaduras laterais em vigas com alturas diversas, por exemplo, nas vigas com 40 cm de altura, apenas as mais carregadas – V2 e V5 ilustradas na prancha 3, as apresentaram. Já para as vigas com altura de 55 cm e 70 cm, todas apresentaram um detalhamento incluindo armadura lateral.

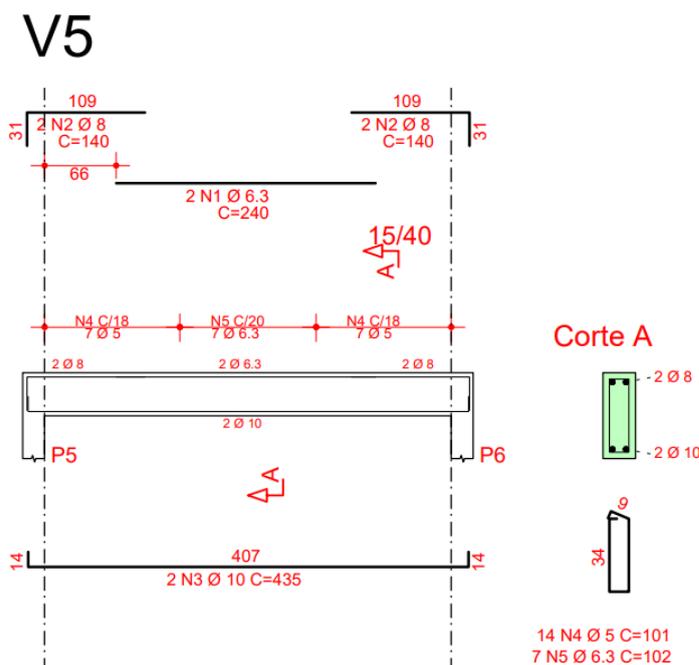
Porém, no que diz respeito a versão de 1980, foram detalhadas armaduras laterais unicamente para as vigas com altura superior a 60 cm, ou seja, nas vigas inclinadas. A diferença de detalhamento, deve-se, principalmente, a existência de esforço axial devido a ação do vento que teve, por consequência, a introdução de armaduras laterais nas vigas com alturas inferiores a 60 cm na versão de 2014. A Figura 31 ilustra o supracitado.

Figura 31 - a) Detalhamento da viga V5 segundo a NBR 6118:2014, b) Detalhamento da viga V5 segundo a NB1-78

a)



b)



Fonte: A autora.

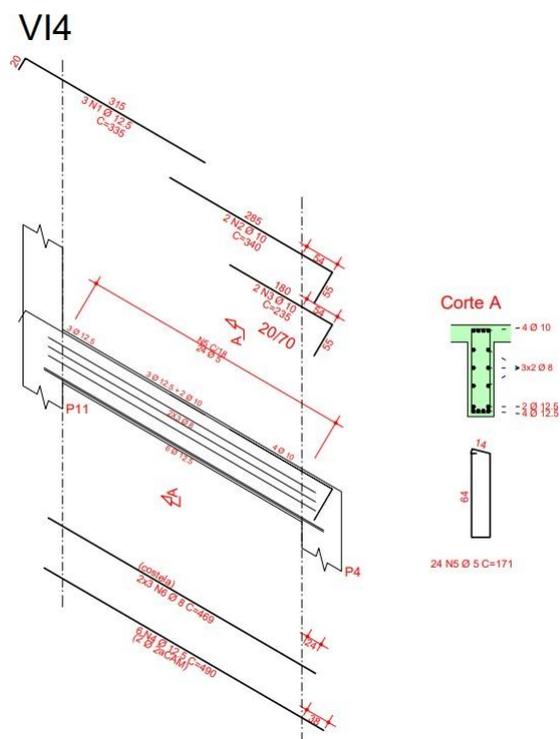
Já no que diz respeito as vigas com altura superior a 60 cm, é recomendando, em ambas as normativas, a utilização de armadura de pele que tem como principal função minimizar os problemas decorrentes da fissuração, retração e variação da temperatura.

De acordo com a NBR 6118 do ano de 2014, a armadura lateral mínima deve ser 0,10% da área da seção transversal de concreto da alma, em cada uma das faces do elemento, com espaçamento não superior a 20 cm. Enquanto que, para a NBR 6118 de 1980, a armadura lateral mínima deve ser de 0,05% a área da seção transversal da viga, sendo que, para este caso, as armaduras não devem distar mais que 30 cm entre si.

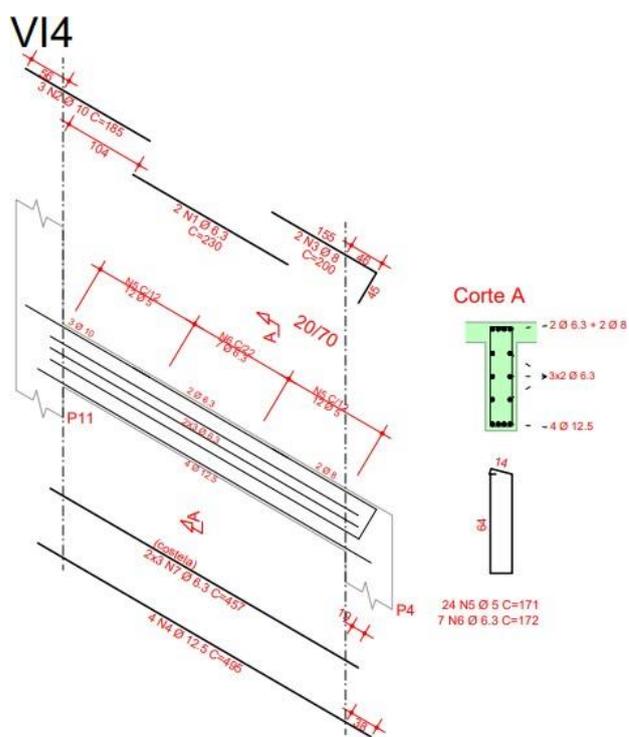
Assim sendo, fica evidente que a armadura de pele recomendada pela antiga normativa (0,05% da área da seção transversal de concreto da alma) é corresponde à metade do valor sugerido pela normativa vigente (0,10% da área da seção transversal de concreto da alma), fato que pode ser verificado na Figura 32.

Figura 32 - Detalhamento da viga VI4 a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78

a)



b)

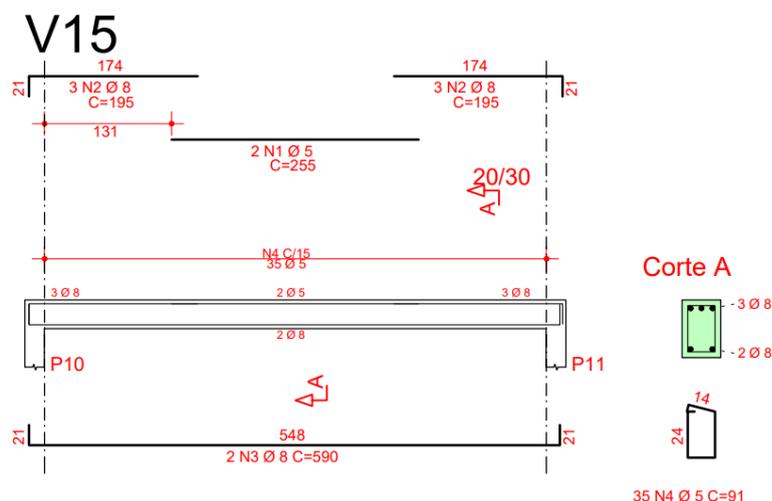


Fonte: A autora.

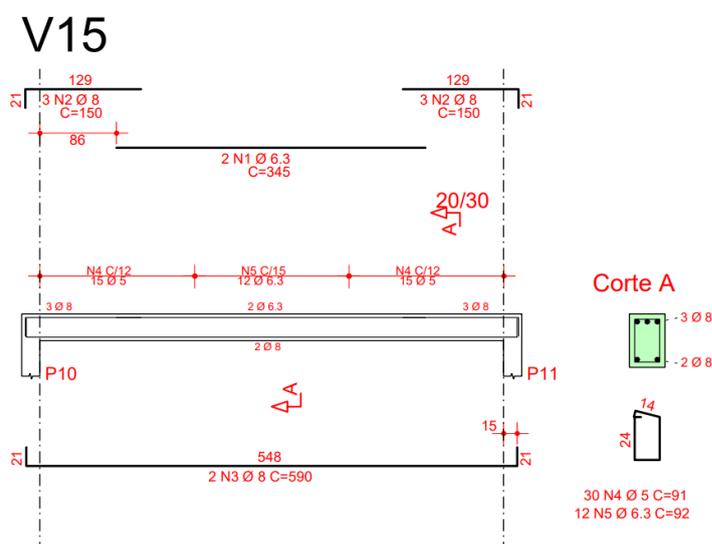
E, por fim, constatou-se que as vigas de menor altura no projeto, modeladas com a função principal de travamento da estrutura, apresentaram detalhes com a mesma quantidade de bitola e armadura longitudinalis, como ilustrado na Figura 33.

Figura 33 - Detalhamento da viga V15 a) segundo a NBR 6118:2014, b) segundo a NB1-78

a)



b)



Fonte: A autora.

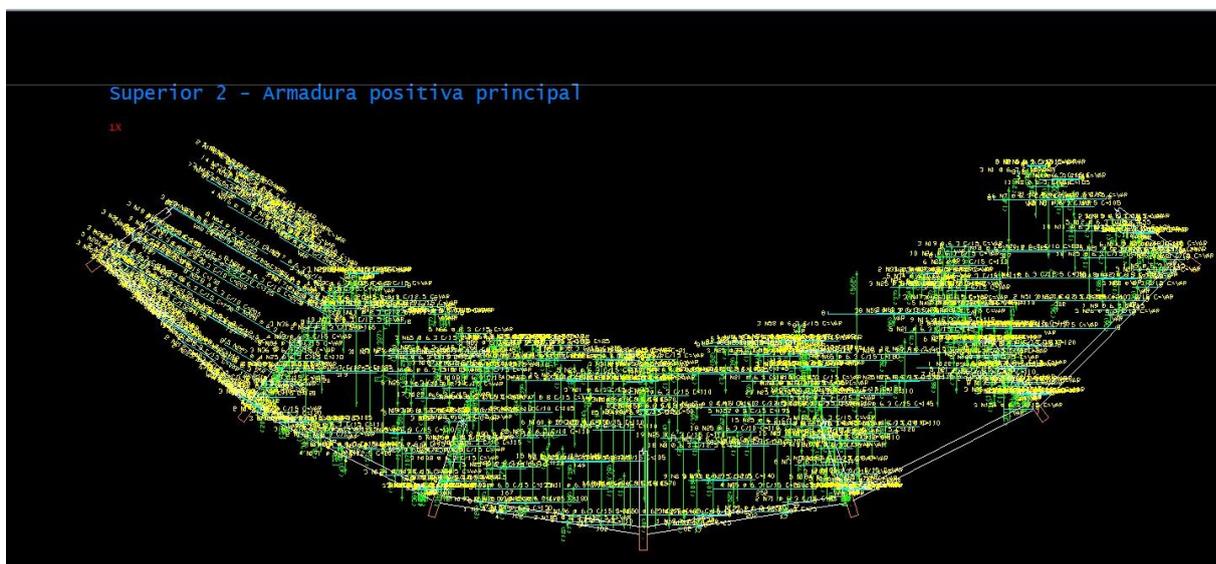
A partir dos pontos mencionados e, diferentemente do que foi observado para os pilares, tem-se que o resumo de aço para os elementos de viga mostrou-se superior quando dimensionado com a NBR 6118 de 2014, se comparado a versão de 1980. Tal aumento se justifica em função da inserção de armaduras laterais no processamento com a versão de 2014 devido a consideração da influência do vento, assim como também, dado a maior área de armadura de pele dimensionada para

elementos com altura superior a 60 cm na norma de 2014 em comparação com a de 1980.

#### d) Lajes

O detalhamento das lajes no TQS apresentou resultados de difícil entendimento e visualização, conforme apresentado pela Figura 34, devido ao fato da estrutura das lajes não apresentar planos formando ângulos retos de 90°. Este inconveniente ocorre devido a configuração de esforços e ao formato das malhas de isovalores de momento fletor apresentados para os planos das lajes da estrutura analisada.

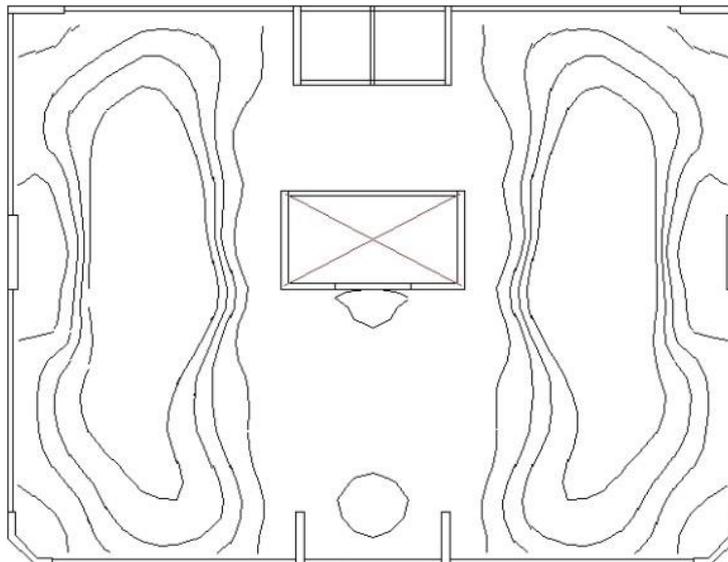
Figura 34 – Detalhamento da armadura positiva principal para as lajes da estrutura



Fonte: A autora.

As malhas de isovalores são curvas, conforme apresentado na Figura 35, que representam em suas delimitações variações nos valores dos momentos fletores atuantes nos planos das lajes. Devido a configuração padrão do programa TQS para as curvas de isovalores – que visam utilizar armaduras de forma otimizada, evitando gastos excessivos com bitolas de aços maiores em locais onde não há necessidade aparente, o detalhamento, quando os planos das lajes não estão formando ângulos retos de 90° ou então lajes contínuas em linha reta, apresenta a configuração, por padrão de programa, de confuso entendimento.

Figura 35 – Exemplo de malha de isovalores



Fonte: TQS (2020).

Apesar do detalhamento apresentado pelo TQS não ter sido otimizado, o processamento da estrutura no presente trabalho tem como principal propósito a comparação entre diferentes versões da normativa e não a execução, portanto, utilizou-se a tabela de resumo de aço como meios de compreender o total de armadura dimensionado para cada uma das versões da norma.

Após o dimensionamento, ficou evidente que a norma vigente teve como resultado um valor final superior de armadura quando comparado com a norma mais antiga. Isso pode ser justificado devido ao aumento de sobrecarga inserido durante o processamento da versão mais recente em comparação com a versão de 1980. Porém, além do aumento de carregamento, sabe-se que outro aspecto importante considerado nas últimas revisões, foi a preocupação com a durabilidade das edificações, observada principalmente na inovação que exige a armadura negativa em lajes sem continuidade, as quais devem se estender no mínimo até 0,15 do menor vão da laje a partir da face de apoio. Ademais a NBR 6118:2014 também determina que para lajes que sejam dispensadas de armadura transversal para força cortante, a armadura deverá se estender até no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio, não sendo permitido o escalonamento dessa armadura.

Outro ponto de destaque, presente na norma de 2014, diz a respeito do estudo de alternância de cargas objetivas a fim de obter os esforços mais desfavoráveis que possam acometer a estrutura, ou seja, composição dos piores esforços resultantes

das várias situações de carregamento que a peça possa estar submetida. Tal consideração de cargas em estruturas de concreto armado é exigida, na versão de 2014, para casos em que a carga variável seja superior a 50% da carga total. Salienta-se que, o usuário que pretende considerar a alternância de cargas no TQS deve inicialmente estipular um plano de alternância de cargas, o qual servirá para definir o número de situações de carregamento diferentes a serem criadas, não sendo realizado de forma automática pelo software. Na presente análise tal alternância não foi considerada, todavia, é importante que a mesma seja levada em consideração para obtenção dos valores mais críticos para a estrutura dimensionada.

Para fins comparativos, também processou a estrutura com a versão de 2014 com carregamentos equivalentes ao dimensionamento realizada para versão de 1980 – identificada na Tabela 12 como 2014 versão 2, a fim de verificar a influência devido a mudança no carregamento e a influência decorrente de alterações normativas.

Tabela 12 – Comparativo dos resumos de aço das lajes entre a versão de 1980 e 2014 da NBR 6118

Aço	Bitola (mm)	Comp. (m) 1980	Comp. (m) 2014	Comp. (m) 2014, versão 2	Peso (kg) 1980	Peso (kg) 2014	Peso (kg) 2014, versão 2
60A	5	388	445	433	60	68	67
50A	6,3	6067	7219	7077	1486	1769	1734
50A	8	430	451	449	170	178	177
50A	10	108	293	116	67	181	72
Peso total		60A 50 A			60 1723	64 2132	67 1983

Fonte: A autora.

Assim sendo, por meio da análise dos resultados apresentados na Tabela 12 é possível concluir que, de forma geral, a norma atual teve como resultado um dimensionamento superior em função da utilização de comprimento maiores de armaduras, dado sobretudo a preocupação em relação a aspectos de durabilidade da estrutura – como a inserção de armadura negativa em lajes sem continuidades, e ao aumento do carregamento. Sendo a influência da diferença de carregamento influente no comprimento e, conseqüentemente no peso, previsto para armadura de fi de 10, e os aspectos de durabilidade impactantes nos comprimentos das armaduras de menores bitolas – 5 mm e 6,3 mm.

## 4.2 HISTÓRICO E ANTECEDENTES

O método de inspeção visual, utilizado neste trabalho, fundamenta-se no “Check List Para Vistoria de Edificações em Concreto Armado” da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), que consiste na realização de entrevista com os responsáveis pelo empreendimento, inspeção visual in loco e ensaios expeditos. A seguir, encontra-se o estudo do histórico e antecedentes da edificação em estudo.

- **Dados cadastrais**

**Nome da edificação:** Arquibancada e Dependências da Seção de Vigilância da UEPG

**Endereço:** Av. General Carlos Cavalcanti, 4748 - CEP 84.030-900 - Ponta Grossa - Paraná - Brasil

**Data da construção:** Anterior a década de 80

**Motivo da solicitação:** Revitalização da edificação

**Órgão responsável pela obra:** Prefeitura Municipal de Ponta Grossa

**Agressividade do ambiente:** Classe de agressividade II

- **Informações gerais**

**Identificar a construtora:** Não se tem tal informação

**Identificar os projetistas:** Não se tem tal informação

**Verificar utilização da edificação X concepção de projeto:** A edificação foi construída quando o local, que hoje abriga o Campus Uvaranas da UEPG, era de concessão da Prefeitura Municipal de Ponta Grossa, sendo utilizado, na época, para realização de Exposições de Feiras Agropecuárias. Nesse contexto, a Arquibancada foi projetada para exercer função de pista de arremate, possibilitando a realização de leilões de gados bovinos, ovinos e equinos no local. A utilização da parte interna da estrutura, na época em que foi edificada, é desconhecida. Atualmente, a parte interna é ocupada pela equipe da Vigilância da Universidade Estadual de Ponta Grossa, todavia, o espaço destinado ao assento do público não é utilizado, dada a deterioração em que se encontra.

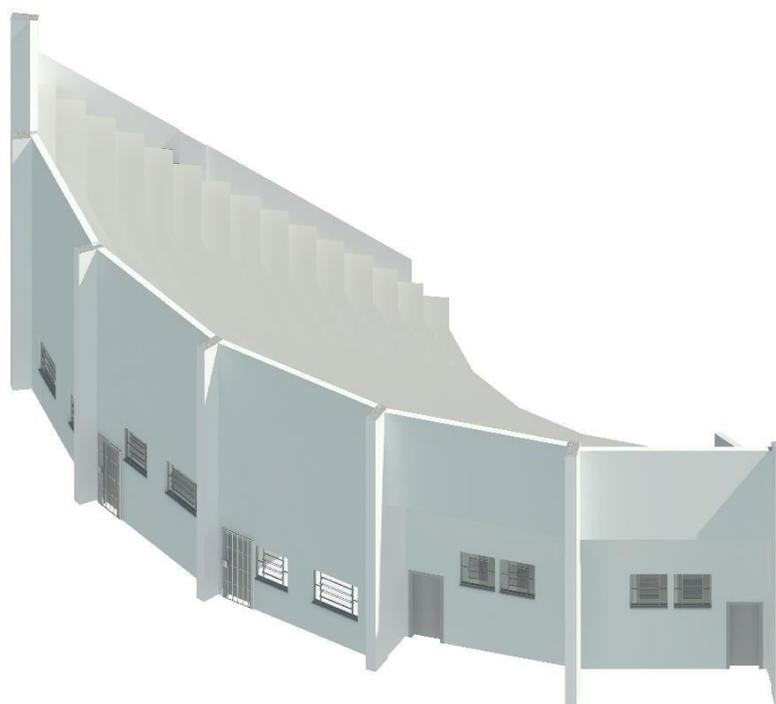
**Caracterizar a edificação:** A construção possui uma área interna térrea composta de 6 ambientes distintos, os quais são sobrepostos externamente por 6 degraus de uma arquibancada que dispõe de um total de 14. Parte da estrutura é aterrada – 8 degraus, e o restante é composto por estrutura em concreto armado no sistema laje-viga-pilar. Os degraus da arquibancada foram construídos com resíduos de materiais de construção civil (Figura 36). Cabe salientar que, quando o local passou para a administração da Universidade Estadual de Ponta Grossa, não havia projetos, assim sendo, os hoje disponíveis são oriundos de levantamentos realizados posteriormente in-loco. A planta baixa e o modelo 3D do projeto arquitetônico da edificação, elaborados com auxílio do software Revit, encontram-se representados na Figura 37 e na Figura 38. Sendo o projeto disponível no Anexo A.

Figura 36 – Enchimento dos degraus da arquibancada com calça



Fonte: A autora.





Fonte: A autora.

**Verificar registros de intervenções anteriores:** Sabe-se que, anos após a construção da edificação, foi realizado o projeto e a construção de uma cobertura metálica para proteção da estrutura, sob responsabilidade do Engenheiro Civil Joel Larocca. No entanto, entre os anos 1990 e 1992, a cobertura metálica, por motivos de deterioração, foi retirada. A base metálica de tal cobertura ainda é pode ser identificada no local, conforme apresentado na Figura 39. A retirada da cobertura (Figura 40) fez com que problemas de infiltração voltassem a existir. E, visando minimizar tal problemática, foi executada, anos mais tarde, uma cobertura provisória com objetivo de impedir a entrada da água de chuvas nas salas ocupadas pela Vigilância, a qual encontra-se ilustrada na Figura 41.

Figura 39 – Base metálica da antiga estrutura de cobertura permanente



Fonte: A autora.

Figura 40 – Imagem da estrutura sem nenhuma cobertura no ano de 2012, retirada do Google Maps



Fonte: GOOGLE MAPS (2012).

Figura 41 – Imagem atual da estrutura com cobertura provisória sobre a Arquibancada



Fonte: A autora.

#### 4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO

Os ensaios abaixo explanados foram realizados em uma face de cada umas das seguintes peças constituintes do sistema estrutural: pilar “P13”, viga “VI7” e laje “L5” – tais elementos podem ser identificados na prancha 01 apresentada no Apêndice A.

##### 4.3.1 Esclerometria

O equipamento utilizado para realização do ensaio (Figura 42) foi um esclerômetro da empresa suíça Proceq. Os procedimentos, orientações e verificações do ensaio foram realizados seguindo as indicações da NBR 7584 (ABNT, 2012).

Figura 42 – Esclerômetro utilizado para realização dos ensaios



Fonte: A autora.

O ensaio deu-se início a partir da face do pilar “P13”, onde foram marcados quadros que possibilitassem a realização de 16 impactos, enquanto que na viga “VI7” e na laje “L5”, em virtude da dificuldade de realização – dado à altura dos elementos, foram executados em malhas que propiciassem 9 pontos de ensaio. No pilar e na viga os impactos foram aplicados horizontalmente e perpendiculares às superfícies das faces das peças estruturais estudadas, todavia, na laje, em virtude da sua inclinação os impactos não foram aplicados horizontalmente, apenas perpendiculares à sua orientação.

A Figura 43 ilustra a sequência de realização do ensaio para o pilar estudado da estrutura.

Figura 43 – Sequência da realização do ensaio de esclerometria



Fonte: A autora.

Destaca-se que, para análise dos resultados, realizou-se inicialmente a média aritmética dos  $n$  (9 ou 16) valores individuais dos índices esclerométricos (I.E.) correspondentes a cada área de ensaio. Em sequência, desprezou-se todo índice esclerométrico individual que esteja afastado em mais de 10% do valor médio obtido e, então, calculou-se a média aritmética. Foi corrigido, para o elemento de laje, o valor médio para um índice correspondente à posição horizontal, utilizando para tanto o

valor de correção equivalente a -3,1. Na Tabela 13 encontram-se os valores de correção a serem aplicados aos valores de I.E. obtidos com a utilização do aparelho em uma posição que não seja a horizontal.

Tabela 13 - Valores para correção dos índices esclerométricos

Valor Medido (IE)	Direção do impacto			
				
10	-	-	2,8	3,9
20	-5,5	-3,5	2,5	3,4
30	-4,7	-3,1	2,2	3
40	-3,9	-2,6	1,9	2,6
50	-3,1	-2,1	1,6	2,2
60	-2,3	-1,6	1,3	1,7

Fonte: SCHIMIDT, 2007.

Por fim, também foi necessário calcular o coeficiente de correção do índice esclerométrico por meio da Equação 1.

$$k = n \times \frac{IEnom}{\sum_{i=0}^n IEi} \quad \text{Equação 1}$$

Obteve-se, após aferição do esclerômetro de reflexão utilizado e da consequente aplicação dos valores obtidos na Equação 1, o coeficiente de correção como sendo igual a 1.

Assim, foram calculados os índices esclerométricos médios efetivos para os elementos analisados, os quais estão apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Resultados do índice esclerométrico efetivo			
Elemento	P13	VI7	L5
Índice esclerométrico médio efetivo	24,81	20,56	28,90

Fonte: A autora.

Com os índices esclerométricos médios obtidos, buscou-se na literatura relações entre a grandeza medida no ensaio de esclerometria (I.E.) e a resistência a compressão ( $f_c$ ). Todavia, cabe salientar que parâmetros como: tipo e quantidade de cimento, natureza do agregado, carbonatação, idade e teor de umidade do concreto, possuem influência relevante nas correlações entre I.E. e  $f_c$ .

Torna-se evidente, portanto, que não há correlação única entre o valor do índice esclerométrico e a resistência à compressão, devido à influência de vários

fatores nessa relação. Cabe salientar, desse modo, a não aplicabilidade de tal ensaio na estrutura para determinação do  $f_c$ , uma vez que não se tem informações suficientes a respeito da construção que possibilitem determinar uma curva de correlação que seja adequada a realidade em estudo. Isso tudo, se deve ao desconhecimento da composição do concreto – tipo de agregado e de cimento utilizado, da idade da estrutura que se encontra avançada – mais de 40 anos, por consequência, não representativa do valor da resistência à compressão devido a influência de efeitos oriundos de prováveis frentes de carbonatação.

Todavia, optou-se por aplicar uma correlação com objetivo de avançar no conhecimento referente a estrutura. Evangelista (2002) apresenta diversos autores que indicam curvas de correlação entre  $f_c$  e I.E. No entanto, o mesmo autor em seu estudo concluiu que, dentre as equações apresentadas, a curva de Lima e Silva (2000) – Tabela 15, foi a que, em geral, mais se aproximou das obtidas em seu trabalho – no qual foram analisados 30 tipos de concreto realizados no Brasil nas idades de 3, 7, 14, 28 e 90 dias.

Tabela 15 – Equações de diversos autores para correlação entre  $f_c$  e I.E.

Autor	Equação
Lima e Silva (200)	$f_c = 0,0501 \times IE^{1,8428}$

Fonte: Evangelista (2002).

Dessa forma, para a estimativa da resistência a compressão ( $f_c$  estimado) foi realizada a correlação dos índices médios (I.E. médio), com a curva do autor Lima e Silva (2000). Os resultados provenientes dessa análise estão expressos na Tabela 16.

Tabela 16 - Correlação entre o índice esclerométrico médio efetivo e a resistência à compressão

Autor	$f_c$ (MPa)		
	P13	VI7	L5
Lima e Silva (200)	18,62	13,16	24,66

Fonte: A autora.

Sabe-se que, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a correspondência entre classe de agressividade ambiental nível II – correspondente a estrutura em estudo, e a qualidade do concreto exige, no mínimo, uma classe de concreto que seja igual ou superior a 25 MPa. Nesse sentido, fica evidente que, supondo tal correlação como aplicável a presente estrutura, nenhuma das peças estariam de acordo com a atual normativa. Percebe-se também que os resultados das aplicações da equação

de Lima e Silva para os índices esclerométricos obtidos demonstram-se coerentes, tendo em vista que a estrutura foi edificada em época anterior a década de 80 e, naquele período, não se dispunha de preocupações acerca da classe de concreto mínima a depender do nível de agressividade apresentado pela estrutura, assim sendo, já eram esperados valores inferiores aos hoje estabelecidos em norma.

Todavia, percebe-se que o valor correspondente ao  $f_{ck}$  para o elemento de laje resultou em um valor consideravelmente superior aos demais, tal fato pode ser justificado devido as condições de ensaio impostas para análise do elemento de laje – que se encontra em um plano inclinado e precisou ser alvo de correções. Porém, de modo geral, desconsiderando o valor obtido para o elemento de laje, tem-se que o  $f_{ck}$  estimado da estrutura estaria em torno de 15 MPa, considerando que todos os elementos tenham sido concretados com uma mesma composição de concreto.

Contudo, ressalta-se que, em busca de superar limitações como a não medição da resistência à compressão e sim de propriedade correlacionadas a ela – como é o caso do ensaio de esclerometria, recomenda-se a realização de outros ensaios que sejam complementares ao já realizado, tais como extrações de testemunhos. Uma vez que, assim como supracitado, os resultados de cada equação de correlação são dependentes das circunstâncias de cada estrutura. Como o processo de obtenção das equações leva em conta diferentes materiais, como o tipo de cimento e dos agregados, é importante que uma curva de correlação seja ajustada para cada traço de concreto. Nesse sentido, a obtenção dos testemunhos pode ser importante ao contribuir para o ajuste do método, uma vez que fornecerá a real resistência à compressão dos elementos estruturais examinados.

#### 4.3.2 Verificação da presença de frente de carbonatação

Com objetivo de averiguar a existência de frente de carbonatação nos elementos estruturais em estudo, utilizou-se o indicador de pH fenolftaleína, que quando aspergido no concreto torna-se incolor em pH inferior a 8,3 - indicando a parte carbonatada, e rosa ou vermelho-carmim para valores superiores a 8,3 - indicando a parte não carbonatada, sendo o pH normal do concreto entre 12,5 a 14.

A princípio, para viabilizar a realização do ensaio, foram descascados os elementos estruturais com auxílio de uma marreta até que a armadura ficasse

exposta. Após tal processo, limpou-se a região, para então, realizar a aspersão da fenolftaleína e verificar a presença ou não da frente de carbonatação.

Devido à ausência de projeto estrutural, pouco se sabe a respeito das características das peças que constituem a estrutura em análise. No entanto, ficou evidente, após o descascamento de um dos pilares da edificação, que o revestimento adotado para os pilares na época de construção foi de aproximadamente 3 cm, além de estar em concordância com a norma vigente, também se mostrou suficiente para evitar que as armaduras em seu interior estivessem suscetíveis a processos corrosivos ao longo de sua vida útil. Ademais, além do revestimento o revestimento apresentou cerca de 3 cm, espessuras que somadas garantiram a integridade da peça ao longo dos anos.

A Figura 44 demonstra o resultado obtido após a aspersão da fenolftaleína no pilar “P13”. Nota-se que a peça apresentou uma coloração vermelho-carmim em todos os pontos do pilar em que a solução foi aplicada, ou seja, tal elemento não apresenta frente de carbonatação e, conseqüentemente, baixa probabilidade de estar submetido a processos corrosivos. Além disso, com a exposição das armaduras foi possível realizar uma análise visual de sua integridade. A partir de tal análise, verificou-se que as armaduras em questão não apresentaram perda de seção, assim sendo, evidencia-se mais um aspecto que certifica a eficácia da espessura de revestimento adotada na época de construção para o elemento estudado. Muito embora apenas um pilar tenha sido vistoriado, acredita-se que a mesma situação se repita para os demais, considerando a aparência destes. Concluindo, dessa forma, que os pilares se encontram em boas condições de uso e de segurança, por conseguinte, sem a necessidade de consideráveis intervenções, uma vez que para o presente ensaio os resultados mostraram-se adequados.

Figura 44 – Análise de frente de carbonatação no pilar “P13”



Fonte: A autora.

Do mesmo modo, procedeu-se o ensaio para a viga “VI7”. Onde, também foi necessário descascar o revestimento que se encontrava íntegro. Para o presente elemento, identificou-se um revestimento de 1,5 cm e um revestimento de 3 cm. Assim como no pilar, a fenolftaleína apresentou-se majoritariamente em uma coloração vermelho-carmim, portanto, com baixa probabilidade de ocorrência de carbonatação. Porém, diferentemente do observado para as armaduras dos pilares, o aço apresentou-se sinais de desgaste. Tal fenômeno pode ser justificado em virtude do baixo revestimento se comparado com o valor recomendado para elementos de viga na norma atual para um nível II de agressividade – 3 cm. Todavia, considerando reduções possíveis devido a presença do revestimento, é permitido ainda 2,5 cm de espessura, valor 1 cm acima do encontrado no local.

Nesse contexto, evidencia-se que a estrutura apresenta características de oxidação, não sendo verificado, no entanto, um processo corrosivo, uma vez que o desgaste é pouco significativo sobretudo se comparado com a idade estimada da edificação. Além disso, também não houve redução de seção, como pode ser observado na leitura do paquímetro. Assim sendo, tem-se que cessar a ocorrência de fenômenos que estejam deteriorando a estrutura, tais como a percolação d’água na estrutura, já resultaria na não progressão do quadro.

Figura 45 – Análise de frente de carbonatação na viga “V17”



Fonte: A autora.

No que concerne à análise realizada de frente de carbonatação para a laje “L5”, observa-se que tal elemento demonstrou-se o mais afetado se comparado aos demais analisados – com mais regiões onde a fenolftaleína se mostrou incolor. Esse fato se deve as diversas trincas e fissuras distribuídas nos degraus que compõem a estrutura da Arquibancada (Figura 46). Como já mencionado, a construção esteve por anos exposta a intempéries – período o qual a cobertura metálica havia sido removida, as quais atingiam os elementos de lajes por meio das fissuras principalmente, nos seis últimos degraus que sobrepõem a estrutura das lajes, resultando na percolação de água seu interior.

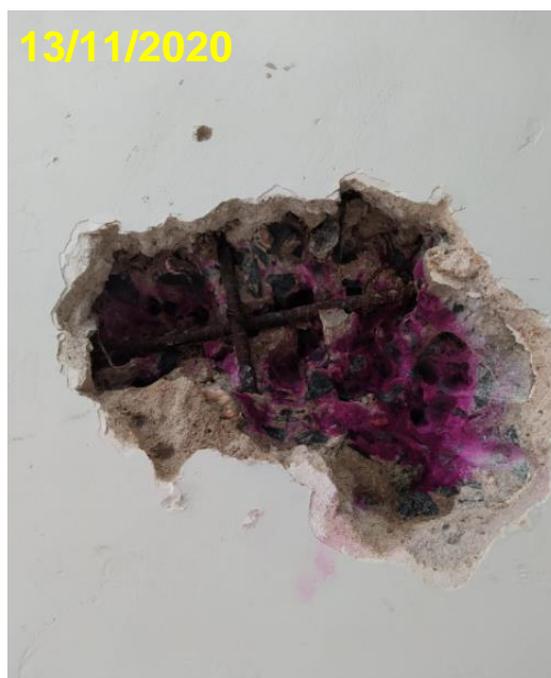
Figura 46 – Exemplos de aberturas presentes nos degraus que compõem a Arquibancada



Fonte: A autora.

É de conhecimento que a carbonatação é uma reação que ocorre em concretos expostos ao ambiente natural onde algumas condições como: temperatura, umidade e concentração de  $\text{CO}_2$  influenciam na velocidade do processo. Tais fatores quando conjuntamente presentes dão origem a compostos que tem como consequência a diminuição do pH do concreto e, portanto, a exposição do aço à corrosão, conforme pode ser verificado na Figura 47.

Figura 47 - Análise de frente de carbonatação na laje "L5"



Fonte: A autora.

### 4.3.3 Potencial de Corrosão

Para realização do ensaio, realizou-se o descascamento do pilar “P13” (Figura 48) em uma de suas extremidades a uma profundidade que possibilitasse a visualização da armadura, uma vez que o pilar se encontrava íntegro, conforme pode ser observado na Figura 43.

Figura 48 – Descascamento do pilar “P13”



Fonte: A autora.

As leituras de medidas das diferenças de potenciais de corrente contínua foram realizadas com auxílio de um multímetro digital da marca Mister, o qual foi conectado a um eletrodo de referência de calomelano com solução de 3,5 molar e à armadura dos elementos estruturais ensaiados (Figura 49). À vista de aprimorar a condutividade elétrica entre o eletrodo de referência e o concreto/revestimento, uma esponja umedecida com água foi posicionada na superfície de contato entre ambos no momento das leituras. O ensaio compreendeu a realização de leituras no concreto e no revestimento.

Figura 49 – Realização do ensaio de potencial de corrosão no pilar “P13



Fonte: A autora.

A fim de melhor compreender os resultados oriundos do ensaio de potencial de corrosão, comparou-se os valores obtidos com o padrão apresentado pela ASTM C 876 (2003).

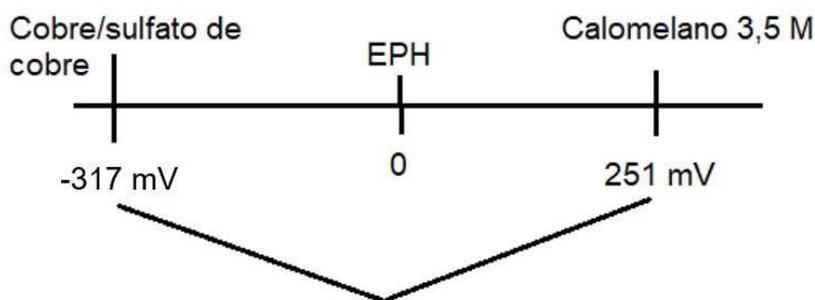
Tabela 17 – Interpretação dos resultados do ensaio de potencial de corrosão para eletrodos de cobre/sulfato de cobre

Condição	Potencial (mV)	Probabilidade de corrosão
Boa	Mais positivos que -200 mV	Inferior a 10%
Corrosão iniciada	Entre -200mV e -350 mV	Incerta
Inaceitável	Mais negativos que -350 mV	Superior a 90%

Fonte: ASTM C 876: 2009.

No entanto, as referências de potenciais apresentadas pela Tabela 17 são concernentes a um eletrodo de cobre/sulfato de cobre. Nessa perspectiva, com o propósito de viabilizar a comparação entre os valores, efetuou-se a conversão dos dados obtidos por meio do eletrodo de calomelano para uma medida equivalente caso a referência tivesse sido um eletrodo de cobre/sulfato de cobre, a partir da relação apresentada na Figura 50.

Figura 50 – Relação de conversão entre eletrodos utilizados para aferição de potencial



Fonte: A autora.

Após a realização das devidas conversões, os resultados obtidos durante a realização do ensaio para cada um dos elementos estruturais estudados estão apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 – Resultados provenientes do ensaio de potencial de corrosão para um eletrodo de Calomelano 3,5 M e a respectiva conversão para um eletrodo de cobre/sulfato de cobre (mV)

Local de medição	Elemento					
	P13		VI7		L5	
	Calomelano	Cobre/ Sulfato de cobre	Calomelano	Cobre/ Sulfato de cobre	Calomelano	Cobre/ Sulfato de cobre
Revest.	56	-10	11	-55	4	-62
	15	-51	-36	-102	-78	-144
Concreto	16	-50	-48	-114	-41	-107
	11	-55	-68	-134	-66	-132

Fonte: A autora.

Realizando uma análise comparativa entre a Tabela 17 e Tabela 18, torna-se evidente que nenhum dos valores obtidos a partir da realização do ensaio apresentou potenciais mais negativos que -200 mV, medida a qual, segundo a Tabela 17, indica uma probabilidade de corrosão inferior a 10%, sendo que tal probabilidade aumenta à medida que os potenciais se mostram mais negativos. Dessa forma, é possível afirmar que, a partir do estudo realizado, os elementos em análise não apresentaram indícios de corrosão.

Ressalta-se também que o pilar apresentou os valores mais positivos de potencial quando comparado com as lajes e com as vigas, ou seja, com menor probabilidade de corrosão. Se observados os resultados provenientes desse ensaio, fica evidente que os pilares são os elementos que se encontram em melhor estado de conservação, em virtude do considerável cobrimento que lhes foi proporcionado em

sua época de construção – cerca de 3 cm, o que assegurou uma melhor proteção ao longo dos anos. Em seguida, nota-se que os potenciais apresentados pelas vigas são maiores do que os exibidos pelas lajes. Dessa forma, evidencia-se que o elemento de laje foi o que mais esteve suscetível a deteriorações frente as intempéries que atuaram na edificação ao longo da sua vida útil, seguido pela viga e, então, pelo pilar. Ademais, cabe salientar que, em virtude de tais deteriorações, os elementos de lajes estiveram por anos submetidos a problemas de infiltrações que acometiam o interior das dependências da seção de Vigilância da Universidade.

Ademais, a fim de verificar a acurácia do equipamento utilizado, procedeu-se a mesma metodologia de ensaio para um pilar (Figura 51) referente ao anexo. Tal pilar apresentava suas armaduras expostas há um tempo e com aparentes sinais de corrosão, dessa forma, ao proceder o ensaio na estrutura era esperado a obtenção de valores mais negativos que -200 mV – valor a partir do qual a corrosão se inicia. A média de valores obtidos para leitura do potencial de corrosão para um eletrodo de calomelano, no mesmo dia em que foi realizado o ensaio para as demais peças, foi de 92 mV, convertendo para o eletrodo de cobre/sulfato de cobre obtém-se um valor de 26 mV – sem sinais de corrosão.

Figura 51 – Pilar exposto



Fonte: A autora.

Durante a análise dos valores obtidos, notou-se a incoerência do dado apresentado. Frente a isso, realizou-se, em uma outra data, um novo ensaio na mesma região do pilar que teve como resultado o valor de -186 mV para o eletrodo de calomelano, e de -252 mV para o eletrodo de cobre/sulfato de cobre, ou seja, o pilar apresenta sua corrosão iniciada, assim como observado na Figura 51.

Destaca-se que, para a realização do ensaio de potencial de corrosão nas peças em estudo, foi necessário suceder o descascamento da estrutura de tal forma que fosse possível visualizar as armaduras. E, para evitar a ocorrência de deteriorações em função da exposição do aço, logo após a realização dos ensaios foram reparadas as localidades que haviam sido expostas. Todavia, o pilar utilizado como base para aferição do equipamento, por pertencer a outra construção e já estar exposto antes da data de realização dos ensaios, não foi reparado, o que permitiu a repetição do ensaio.

Assim sendo, tem-se que os resultados provenientes das medições de potencial realizadas não são suficientes para confirmar a ocorrência ou não de corrosão nas peças em estudo, uma vez que os resultados para o pilar exposto se demonstraram incoerentes no dia em que se realizaram as medidas de potencial para todas as peças, o que leva a acreditar que para os demais elementos o mesmo equívoco pode ter ocorrido, sendo necessário, portanto, para uma adequada conclusão, a repetição do ensaio.

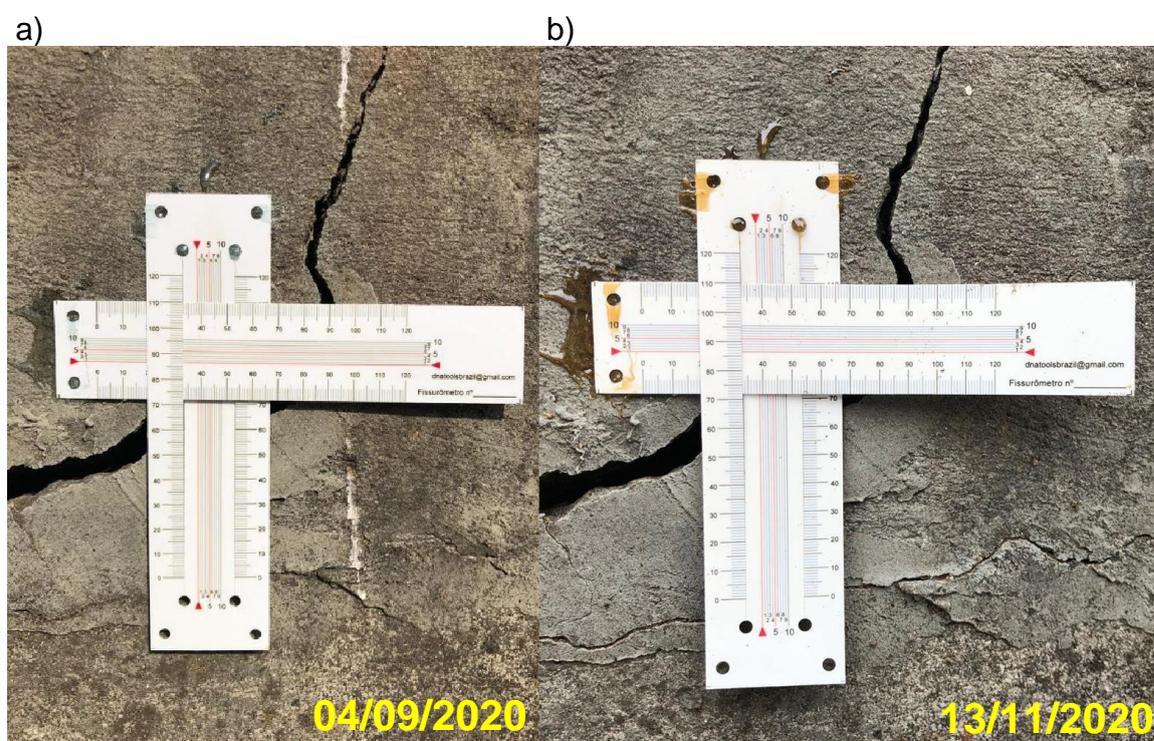
Cabe igualmente salientar que, ao observar a condição das armaduras da laje, é evidente que a mesma está submetida a um processo de corrosão – Figura 47, em virtude sobretudo da percolação d'água na estrutura. E, ao observar os resultados apresentados na Tabela 18, nota-se que a estrutura não demonstra sinais de corrosão, o que também gerou incertezas a respeito da representatividade dos valores obtidos.

Por fim, como adversidades enfrentadas na execução do ensaio, destaca-se, primeiramente, a pequena abertura da garra jacaré utilizada, que dificultou o contato com a armadura dos elementos estruturais analisados. Ademais, em virtude da oxidação presente na barra da armadura exposta, acredita-se que possa ter havido algum problema referente ao contato durante a realização do ensaio que resultou em valores fora da faixa esperada.

#### 4.3.4 Análise das aberturas presentes na edificação

De forma complementar aos ensaios realizados e, a fim de melhor compreender a metodologia mais adequada para selagem das aberturas existentes na presente edificação, instalou-se um fissurômetro bidimensional em uma fenda localizada no degrau que se encontra situado na região de transição entre o aterro e a estrutura. A instalação do fissurômetro foi realizada no dia 04 de setembro de 2020 e a medição cerca de dois meses mais tarde, no dia 13 de novembro de 2020. A leitura observada em ambos os momentos pode ser verificada na Figura 52.

Figura 52 – a) Dia da instalação do fissurômetro (04 de setembro de 2020) b) Dia da verificação do fissurômetro (13 de novembro de 2020)



Fonte: A autora.

A partir da análise da Figura 52, pode-se classificar a abertura em questão como passiva, visto que não apresentou variações em sua abertura com o passar do tempo, assim sendo, tem seu avanço estacionado. Esta definição é pertinente, dado que o tratamento da abertura engloba várias fases e difere uma das outras de acordo com a sua causa e classificação.

A fenda em análise está situada no oitavo degrau – situado na divisão entre a estrutura de concreto e a região aterrada, conforme pode ser verificado no corte ilustrado na Figura 53. Nesse contexto, admite-se que tal abertura tenha sido

resultado da consolidação desse aterro aos longos dos anos. Uma vez que, de acordo com Thomaz (1989), os solos são constituídos basicamente de partículas sólidas, entremeadas por água, ar e não raro material orgânico. Assim, sob efeito de carga externas todos os solos, em maior ou menor proporção, sofrem deformação, podendo gerar o aparecimento de trincas. Ademais, segundo Holanda Jr. (2002), as fissuras decorrentes de recalque desenvolvem-se preferencialmente em direção vertical ou diagonal, apresentando variação da abertura ao longo do comprimento, exatamente como observado na Figura 54.

Figura 53 – Corte da estrutura



Fonte: A autora.

Figura 54 – Fenda ocasionada por recalque em degrau situado entre a divisa da estrutura e o aterro



Fonte: A autora.

A mesma situação da fenda, repete-se para as trincas localizadas nas fachadas laterais da edificação (Figura 55), as quais também são consequência da consolidação sofrida pelo aterro, conjuntamente com a diferença entre os coeficientes de dilatação térmica apresentados pela alvenaria e a estrutura de concreto.

Figura 55 – Fachadas laterais da edificação



Fonte: A autora.

Além das aberturas ocasionadas pelo recalque do aterro, nas fachadas laterais da edificação também se nota a presença de fissuras do tipo mapeada, conforme Figura 56.

Figura 56 - Fachada lateral com a presença de fissuras do tipo mapeadas



Fonte: A autora.

Sabe-se que, de acordo com Thomaz (1989), o aumento do teor de umidade, assim como da temperatura, produz expansões do material, enquanto que, a diminuição desses teores provoca contrações. Assim sendo, tais movimentações podem resultar em fissuras nos elementos e componentes construtivos. Nesse sentido, nota-se, na Figura 56, que as fissuras do tipo mapeadas presentes na fachada estão relacionadas a movimentações térmicas e hidrocópicas de umidade. Devido à ausência de cobertura sobre a edificação, os panos de fachada estão expostos a elevadas incidências do sol e da chuva, tendendo a sofrer variações bruscas de temperatura em virtude do choque térmico ocasionado.

As fissuras induzidas por movimentação térmica, ainda segundo Thomas (1989), são, de forma geral, regularmente distribuídas e com aberturas bastantes reduzidas, assim como as manifestadas no revestimento externo da edificação analisada. Ademais, a umidade pode ter acesso aos materiais de construção por meio de diversas vias, nesse caso, é proveniente de fenômenos meteorológicos, uma vez que, durante a sua vida de construção, a estrutura absorveu quantidades

consideráveis de água de chuva sobretudo por meio das diversas aberturas existentes na edificação, que também facilitam o seu acúmulo. À vista disso, os ciclos de umedecimento e secagem da argamassa de revestimento, com deficiente impermeabilização da superfície, associado às próprias movimentações térmicas do revestimento provocaram microfissuras na argamassa. Além disso, por meio dessas microfissuras, houveram penetrações de água cada vez maiores, acentuando-se progressivamente as movimentações e a consequente incidência de fissuras no revestimento.

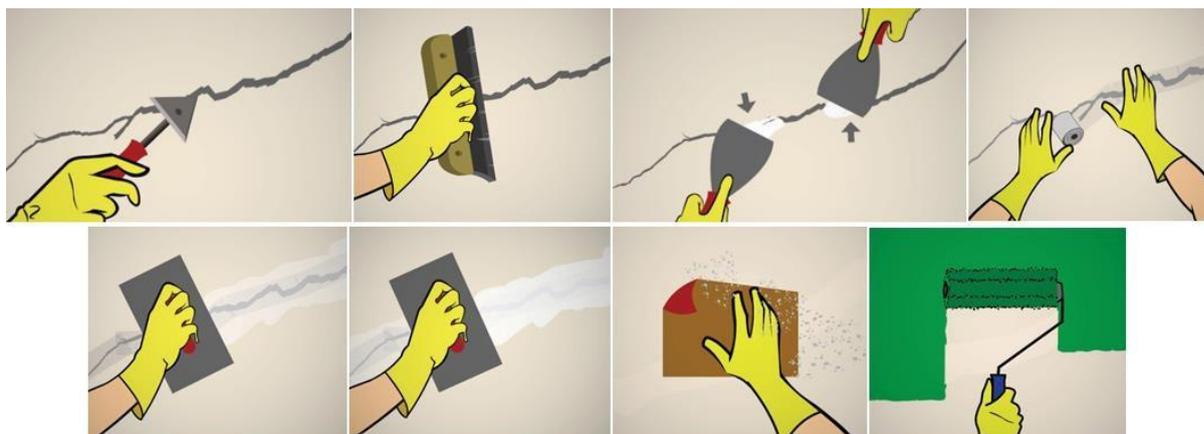
#### 4.3.5 Proposta de recuperação

A partir da análise dos ensaios realizados, é possível verificar que a estrutura, de modo geral, demanda a execução de reparos que impeçam a penetração e consequente percolação d'água na estrutura. Uma vez que, ao cessar a presença de água na edificação, fenômenos como a carbonatação, corrosão, infiltração e até mesmo fissuras decorrentes da sua existência não rescindirão. Além disso, é perceptível que as armaduras analisadas não apresentaram perda de seção, logo, não se encontram comprometidas a ponto de necessitar da execução de um reforço. Assim, a realização de um reparo que vise proteger a estrutura no que diz respeito às intempéries demonstra-se suficiente para o contexto analisado.

Nessa perspectiva, como sugestões de reparo, tem-se:

- a) No que diz respeito às fissuras, de modo geral, recomenda-se a aplicação de produtos adesivos capazes de promover a impermeabilização e, conseqüentemente, o selamento e preenchimento dos vazios, para então, renovar a pintura. Como produto indicado para a realização da selagem das trincas, recomenda-se a utilização do poliuretano de selamento, uma vez que tal material proporcionará além da estanqueidade características de flexibilidade e capacidade de suportar movimentos posteriores. Para realização do reparo, recomenda-se a seguinte sequência, a qual está ilustrada na Figura 57: abrir a fissura, remover o pó, preencher a fissura com o selante, aplicar uma tela de poliéster acompanhando o sentido da fissura, cobrir a tela com massa de tratamento, reparar a superfície com massa corrida, lixar e finalizar com o acabamento desejado. E, em casos de descolamento do revestimento, recomenda-se que esse seja removido e, então, refeito.

Figura 57 – Sequência de execução de reparo das fissuras



Fonte: LEROY MERLIN (2015).

- b) Para as fendas presentes nos degraus da Arquibancada, indica-se a realização de grauteamento dada suas grandes dimensões que inviabilizam a utilização de selantes.
- c) Após o reparo das aberturas presentes na estrutura, indica-se a execução de uma impermeabilização na parte externa da Arquibancada com argamassa polimérica, uma vez que esse tipo de impermeabilizante possui elevada resistência à exposição ao Sol e é aplicado à frio, facilitando a aplicação pela mão de obra especializada. Para realização da impermeabilização, a superfície deve estar limpa, para então, com auxílio de uma trincha, executar a aplicação da argamassa polimérica em sentido cruzado e camadas uniformes – Figura 58. Outra vantagem que justifica a utilização desse produto, é a não reemulsionabilidade pelo acúmulo de água, considerando que a estrutura poderá ficar exposta as intempéries por um tempo ainda indeterminado. Uma segunda opção, seria a execução de uma cobertura definitiva, que dispensaria a necessidade de impermeabilização.

Figura 58 – Aplicação da argamassa polimérica



Fonte: UNIVERSIDADE TRISUL (2020).

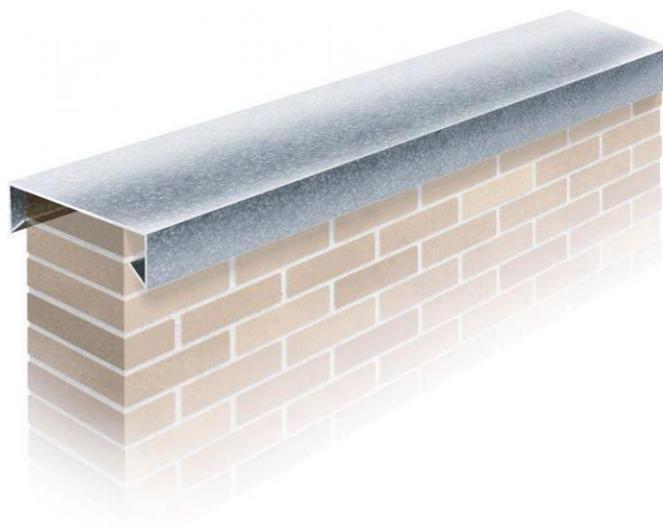
- d) Para a região da face superior das paredes de fechamento, nos perímetros laterais da obra, conforme indicado pela Figura 57, indica-se a realização de medida mitigadora para as manifestações patológicas, sendo essa a aplicação de uma camada de proteção mecânica por meio de rufos. Os rufos chapéus, ilustrados na Figura 58, evitam infiltrações de água na face superior da alvenaria, bem como, formam uma barreira de proteção para o reboco das paredes, evitando manchas de umidade e demais problemas com as camadas de revestimento.

Figura 57 – Região sugerida para instalação dos rufos



Fonte: A autora.

Figura 58 – Ilustração da instalação de um rufo tipo pingadeira



Fonte: Rufort (2020).

- e) Observou-se que a estrutura não está respeitando as dimensões mínimas previstas para os elementos estruturais destinados a suportar um TRRF de 60 minutos. E, visando adequá-la a situações de incêndio, indica-se a realização, em torno dos elementos de uma camada de pintura com revestimento intumescente retardante a fogo. A utilização desse método, garantirá, de maneira mais rápida e menos trabalhosa, uma proteção passiva contra situações de incêndio.

## 5 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como principal objetivo avaliar e realizar uma proposta de recuperação da estrutura da edificação da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância, assim como, efetuar uma comparação entre os resultados do dimensionamento obtido com duas versões da norma de concreto armado publicadas pela ABNT nos anos de 1980 e 2014.

No que diz respeito a avaliação da estrutura, foi possível perceber que a edificação foi bastante prejudicada não só pelas intempéries as quais esteve suscetível ao longo dos anos, como também, pelo recalque proveniente do aterro localizado sob os primeiros oito degraus da estrutura. Destaca-se que, a retirada da cobertura metálica existente colaborou com infiltrações frequentes nas dependências da seção de Vigilância da UEPG, as quais eram decorrentes da ação das chuvas que atingiam a estrutura por meio das aberturas existentes.

Durante a etapa de análise dos resultados provenientes dos ensaios não destrutivos, tornou-se evidente que o ensaio de esclerometria não é aplicável a estrutura em questão, devido principalmente a falta de informações que possibilitassem a determinação de uma curva de correlação entre  $f_c$  e I.E. que fosse cabível a edificação em estudo. Nessa perspectiva, concluiu-se ser necessário a realização de extrações de testemunhos a fim de contribuir para o ajuste do método, uma vez que, dessa forma, será possível determinar a real resistência à compressão dos elementos estruturais examinados, podendo assim, os correlacionar com os valores dos índices esclerométricos obtidos.

As medidas resultantes de potencial de corrosão indicaram que nenhum dos elementos analisados está submetido a processos corrosivos. Todavia, é imprescindível que seja realizado a repetição do ensaio para conferência do resultado, uma vez que ao medir o potencial em uma peça estrutural com evidentes sinais de corrosão, obtiveram-se resultados incoerentes, indicando possíveis falhas na realização da leitura no dia do ensaio.

Já na análise das frentes de carbonatação, foi constatado que os pilares apresentam excelente estado de conservação, dado que as armaduras visualizadas estavam intactas e sem indicativos de corrosão. Todavia, o aço presente no interior

das lajes e vigas demonstrou indícios de oxidação, devido sobretudo ao baixo cobrimento e a percolação de água na estrutura (para as lajes).

Dentro desse contexto, conclui-se que não é necessário a realização de reforço na estrutura, uma vez que não foi observado perda de seção e/ou corrosão a ponto das armaduras demonstrarem-se insuficientes aos esforços que a solicitam. Assim, para a revitalização da edificação estudada foi sugerida a reparação das aberturas, sendo aplicação de selante suficiente, visto que se tratam de fissuras inativas. Ademais, também foi proposto a realização de impermeabilização com argamassa polimérica ou cobertura definitiva. Destaca-se que o projeto de uma cobertura para o local dispensaria a realização de impermeabilizações, dado que a estrutura estaria protegida das intempéries, além disso, possibilitaria um local de convivência para os frequentadores da Universidade, mesmo em dias de chuva. Por fim, sugeriu-se a realização de pintura com revestimento intumescente retardante a fogo nos elementos estruturais, tendo em vista que esses não atendem as dimensões mínimas estipuladas pela NBR 14432 (ABNT, 2000) para um TRRF de 60 minutos – tempo mínimo exigido para a classificação da edificação em estudo.

Quanto aos comparativos entre as diferentes versões da norma NBR 6118, evidenciou-se que a norma vigente se mostrou mais adequada à realidade prática de projeto, uma vez que dispõe de um método de cálculo com maior refinamento que tem por consequência uma estrutura mais otimizada. Em complemento a isso, o dimensionamento segundo a norma de 2014 apresentou recomendações no que diz respeito a requisitos de qualidade e durabilidade, evidenciando uma dada consciência em relação a vida útil da estrutura, o que não foi observado no processamento resultante da versão mais antiga – NB-1 (ABNT, 1980).

Como sugestão para trabalhos futuros, tem-se:

- Extrações de corpos de provas das peças estruturais, a fim de definir as reais resistências a compressão;
- Desenvolvimento de projeto arquitetônico/estrutural de cobertura para edificação da Arquibancada e dependências da seção de Vigilância.

## REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 228.1R-89**. In place methods for determination of strength of concrete. Detroit, 1989.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **C 597**. Standard test method for pulse velocity through concrete. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009.
- \_\_\_\_\_. **C 805**. Standard method for rebound number of hardened concrete. ASTM International, Philadelphia, 1985.
- \_\_\_\_\_. **C 876**. Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003.
- ANDRADE, G. M. R. de. **Avaliação do desempenho da precisão de diferentes equipamentos para realização dos ensaios não destrutivos de pacometria**. 2017, 45 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Centro Universitario de Brasília, Brasília, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL (ABECE). **CHECK LIST PARA VISTORIA DE EDIFICAÇÕES EM CONCRETO ARMADO**. Recife, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1**: Cálculo e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1940.
- \_\_\_\_\_. **NBR 5627**: Exigências particulares das obras de concreto armado e pretendido em relação à resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 1980.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: Procedimento. Rio de Janeiro, 1980.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto Armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7584**: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7680**: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- \_\_\_\_\_. **NBR 8802**: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimentos. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio - Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.
- \_\_\_\_\_. **NBR 15575**: Desempenho de edificações habitacionais. Rio de Janeiro, 2013.

BARBOSA, C. S.; NÓBREGA, P. G. B. da. Ensaio não destrutivo para identificação de armaduras em elementos de concreto armado. **Concreto & Construções**, v. 86, p. 98-102, abr./jun. 2017.

BAZAN, G. C. G. **Análise do cobrimento e carbonatação em obras de arte especiais no estado de São Paulo**. 2014, 151 p. Monografia (Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

BRANDÃO, A. M. da S. **Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto**. 1998, 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

BRITO, T. F. de **Análise de manifestações patológicas na Construção Civil pelo método GUT: estudo de caso em uma instituição pública de Ensino Superior**. 2017, p. 79. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2017.

CARLI, J. N. de; TORALLES, B. M. **Avaliação do desempenho de pastas cimentícias através do ensaio de ultrassom**. In: Encontro Anual de Iniciação Tecnológica, UEL, Londrina, 2015, p. 5.

CARVALHO, N. F. de. **Verificação de patologias de elementos estruturais em concreto armado: sugestão de procedimentos**. Brasil, 2009. Disponível em: <<http://www.isegnet.com.br/siteedit/arquivos/Artigo%20Patologias%202009.pdf>>. Acesso em: 01 jun. 2020.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014**. 4ª. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2015. 415 p.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Paulo: PINI, 2009.

CASTRO, E. D. **Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria**. 2009, 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2009.

CHOQUEPUMA SAHUINCO, M. H. **Utilização de métodos não destrutivos e semi destrutivos na avaliação de pontes de concreto**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

COUTO, D. **Intervenções em estruturas de concreto**. 2016. Disponível em: <<https://www.mapadaobra.com.br/inovacao/intervencoes-em-estruturas-de-concreto/>>. Acesso em: 22 abr. 2020.

DA SILVA, E. A. **Técnicas de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado**. 2006, p. 84. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2006.

DE SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. Pini, 1998.

DYNAMIS TECHNE. **Extração e Ensaio de Corpos de Prova de Concreto e Aço**. Disponível em: <<https://dynamistechne.com/nossos-servicos/extracao-e-ensaios-de-corpos-de-prova-de-concreto-e-aco/>>. Acesso em: 22 fev. 2020.

EVANGELISTA, A. C. J. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**. (Doutorado em Engenharia Civil) –Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

FARIAS, G. C. D. Análise da evolução da profundidade de carbonatação em estruturas de concreto ao longo do tempo. **Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil UNESC**, Criciúma, p. 19, 2019.

FERREIRA, J. A. de A. et al. **Técnicas de diagnóstico de patologias em edifícios**. 2010, 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2010.

FRANÇA, A. A., MARCONDES, C. G. N., ROCHA, F. C. D., MEDEIROS, M. H. F. D., & HELENE, P. R. Patologia das construções: uma especialidade na engenharia civil. **Téchne**, v. 19, n. 174, p. 72-77, 2011.

HOLANDA Jr., O. G. **Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural**. 242f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

JAMES INSTRUMENT. **GECOR 6™**. Disponível em: <<https://www.ndtjames.com/Gecor-6-p/c-cs-5000.htm>>. Acesso em: 22 maio 2020.

LORENZI, A., SILVA FILHO, L. C. P., CAMPAGNOLO, J. L., & LORENZI, L. S. **Inspeção de estruturas de concreto através de ensaios não destrutivos**. In: Congresso CONAEND&IEV, São Paulo, São Paulo. 2008.

LORENZI, A., REGINATO, L. A., LORENZI, L. S., & SILVA FILHO, L. C. P. Emprego de ensaios não destrutivos para inspeção de estruturas de concreto. **Revista de Engenharia Civil IMED**, v. 3, n. 1, p. 3-13, 2016.

LORENZI, A., REGINATO, L. A., CAETANO, L. F., KLEIN, D. L., & FILHO, L. S. **Inspeção de obras através da aplicação de ensaios não destrutivos**. In: Congresso CONPAT 2019, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. 2019.

MAZER, W. **Inspeção e ensaios em estruturas de concreto**. Curitiba: UTFPR, 2011.

MERLIN, Leroy. **Como reparar trincas na parede**. 2015. Disponível em: <https://www.leroymerlin.com.br/faca-voce-mesmo/como-reparar-trincas-na-parede>. Acesso em: 20 dez. 2020.

PASSOS, L. B.; CARVALHO, I. P. G. de; ARAÚJO, L. S. O.; BRAGA, J. H. F. J. Ensaio não destrutivo na avaliação de estruturas de concreto. **Concreto e Construção**, p.71-77, 2019.

PEDROZA, L. F. M. **Avaliação do desempenho do ensaio não destrutivo de pacometria para verificação do cobrimento e posicionamento de barras de aço**. 2018, p. 46. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário de Brasília, Faculdade de Tecnologia e de Ciências Aplicadas, Brasília, 2018.

PEREIRA, E.; DE MEDEIROS, M. H. F. Ensaio de " Pull Off" para avaliar a resistência à compressão do concreto: uma alternativa aos ensaios normalizados no Brasil. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 6, p. 757-780, 2012.

PEREIRA, E.; FREZ, J. C.; MEDEIROS, M. H. F. Estimativa da resistência do concreto em campo: ensaios normalizados ou não no Brasil. **Concreto e Construção**, v. 63, p. 88-96, 2011.

QASRAWI, H. Y. Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted. **Cement and concrete research**, v. 30, n. 5, p. 739-746, 2000.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço de estruturas de concreto armado**. 2001, 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, 2001.

RUFORT. **Rufo capa para muro**. 2020. Disponível em: <https://www.rufort.com.br/rufo-capa-muro>. Acesso em: 05 dez. 2020.

SANTOS, A. **Carbonatação do concreto**. 2009. Disponível em: <https://www.cimentoitambe.com.br/carbonatacao-do-concreto/>. Acesso em: 18 maio 2020.

SANTOS, A. **Ensaio não destrutivo penetram concreto a dentro**. 2013. Disponível em: <https://www.cimentoitambe.com.br/ensaio-nao-destrutivo-penetram-concreto-a-dentro/>. Acesso em: 22 maio 2020.

SANTOS, L. **Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto**. 2006, 1778 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Brasília, 2006.

SCHEIDEGGER, G. M., CALENZANI, C. L. Patologia, recuperação e reparo das estruturas de concreto. **Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento**, v. 05, ed. 03, p. 68-92, 2019.

SCHIMITD, E. **Manual Equipment**. Suíça, 2007. Disponível em [www.ndtjames.com/catalog/strengthTesting/windsorHighPerformanceProbe.html](http://www.ndtjames.com/catalog/strengthTesting/windsorHighPerformanceProbe.html). Acesso em: 22 nov. 2010.

SOLUÇÃO ENGENHARIA, CONSULTORIA E TECNOLOGIA. **Ensaio não destrutivo em concreto**. Disponível em: <http://www.solucao.eng.br/novo/ensaio-nao-destrutivo-em-concreto.html>. Acesso em: 22 maio 2020.

LOXXI. **SERVIÇOS: esclerometria do concreto**. Disponível em: <https://loxxi.com.br/servicos/>. Acesso em: 19 maio 2020.

SILVA, E. P. **Avaliação do potencial de corrosão de concretos estruturais produzidos segundo as prescrições da NBR 6118, submetido a ensaio de corrosão acelerado**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Fortaleza, 2010.

SILVA, R. R. da. **Impacto das mudanças na Norma NBR 6118 no dimensionamento de estruturas em concreto armado de edifícios**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, 2008.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. Pini, 1989.

TRISUL, Universidade. **Argamassa Polimérica. Passo a Passo da Sua Impermeabilização**. 2020. Disponível em: <https://www.universidadetrisul.com.br/etapas-constructivas/argamassa-polimerica>. Acesso em: 20 dez. 2020.

TUTIKIAN, B.; PACHECO, M. Inspeção, diagnóstico e prognóstico na construção civil. Porto Alegre: **Boletim Técnico ALCONPAT Internacional**, 2012.

TQS DOCS. **Fôrma e Diagramas.** Disponível em:  
<http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3895&language=pt-BR>. Acesso em: 05 dez.  
2020.

**ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO**

O projeto arquitetônico modelado em Revit se encontra em anexo a este trabalho.

## **APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS, CORTE E DETALHAMENTOS**