

ANDRÉ LUIZ CANDIAN

**METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DEGRADADAS
UTILIZANDO ENSAIOS DINÂMICOS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2017

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

C217m
2017 Candian, André Luiz, 1979-
Metodologia para avaliação de estruturas de concreto
armado degradadas utilizando ensaios dinâmicos / André Luiz
Candian. – Viçosa, MG, 2017.
xvi, 126f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndices.

Orientador: José Luiz Rangel Paes.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.106-108.

1. Estruturas de concreto armado. 2. degradação da rigidez.
3. ensaios dinâmicos. I. Universidade Federal de Viçosa.
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação
em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.1834

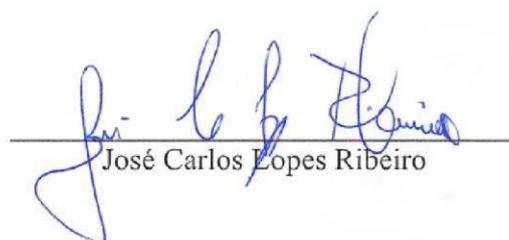
ANDRÉ LUIZ CANDIAN

**METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DEGRADADAS
UTILIZANDO ENSAIOS DINÂMICOS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 10 de fevereiro de 2017.


Robson Luiz Gaiofatto


José Carlos Lopes Ribeiro


Gustavo de Souza Veríssimo
(Coorientador)


Leonardo Gonçalves Pedroti
(Coorientador)


José Luiz Rangel Paes
(Orientador)

Dedicatória

Dedico este trabalho a minha mãe Maria Lygia, aos meus irmãos Vera, Paulo, Rosa e Andréa e em especial à minha esposa Karine e aos meus filhos Bernardo e Guilherme.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me possibilitar mais esta conquista.

A minha esposa Karine e aos meus filhos Bernardo e Guilherme pelo companherismo

Ao meu orientado professor José Luiz Rangel Paes, pela crença na minha capacidade, pela amizade e paciência nos momentos difíceis e pelos ensinamentos passados durante a jornada.

Ao meu Coorientador professor Gustavo de Souza Veríssimo, pelos ensinamentos, pela disponibilidade de sempre e, em especial, pela ajuda na elaboração do texto final do trabalho.

Ao meu Coorientador professor Leonardo Gonsalves Pedroti pelo apoio concedido e pela amizade de sempre.

Ao professor José Carlos Lopes Ribeiro pelas contribuições passadas ao longo do trabalho.

A todos da Pedreira Um Valemix, em especial ao Eng. Romério Sales e ao Diretor Arthur Azevedo, pela liberação, pelo apoio incondicional e incentivo.

Aos meus colegas e companheiro de jornada, Eng. Anderson Gusmão e Eng. Gustavo Emílio, que estavam sempre presentes, incentivando e passando valiosas contribuições.

Ao Eng. Luiz Eugênio da Solução Engenharia, pela amizade de sempre e pelo valioso empréstimo dos equipamentos, que viabilizaram a realização do trabalho.

A Pró-reitora de Administração, pela autorização para realizar o estudo na estrutura da Antiga Usina de Álcool da FUNARBE.

Ao professor Douglas Lopes do Departamento de Arquitetura (DAU), pelo apoio no levantamento geométrico da estrutura.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil (DEC), do Laboratório de Materiais de Construção e do programa de Pós-graduação em Construção Civil da UFV.

E a todos que, de alguma forma, contribuíram com o desenvolvimento deste trabalho.

MUITO OBRIGADO!

Sumário

| | |
|---|-------------|
| Lista de Figuras | vii |
| Lista de Tabelas | xi |
| Lista de Símbolos | xiii |
| Resumo | xv |
| Abstract | xvi |
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 Considerações preliminares..... | 1 |
| 1.2 Objetivos | 4 |
| 1.3 Justificativa e relevância do tema..... | 5 |
| 1.4 Estrutura da dissertação | 6 |
| 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA | 8 |
| 2.1 Características físicas e mecânicas do concreto | 8 |
| 2.1.1 Resistência Mecânica | 9 |
| 2.1.2 Módulo de Elasticidade | 10 |
| 2.1.3 Porosidade e Permeabilidade | 11 |
| 2.2 Métodos de ensaio para a caracterização do concreto e do aço | 11 |
| 2.2.1 Generalidades | 11 |
| 2.2.2 Ensaio Semidestrutivos (ESD) | 12 |
| 2.2.3 Ensaio Não Destrutivos (END) | 13 |
| 2.2.3.1 Ensaio de esclerometria | 13 |
| 2.2.3.2 Ensaio de pulso ultrassônico..... | 14 |
| 2.2.3.3 Ensaio de pacometria | 15 |
| 2.3 Aspectos gerais sobre durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado..... | 16 |
| 2.3.1 Conceituação | 16 |
| 2.3.2 Fatores relacionados à degradação das estruturas de concreto | 17 |
| 2.3.2.1 Causas físicas da deterioração do concreto..... | 18 |
| 2.3.2.2 Causas químicas da deterioração do concreto | 19 |
| 2.3.3 Normalização | 21 |
| 2.4 Propriedades dinâmicas das estruturas | 22 |
| 2.4.1 Generalidades | 22 |
| 2.4.2 Vibrações livres em sistemas contínuos..... | 23 |
| 2.4.3 Modos de vibração e frequência natural | 24 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 2.4.4 | Amortecimento..... | 26 |
| 2.5 | Análise estrutural..... | 27 |
| 2.6 | Verificação do dimensionamento..... | 29 |
| 2.6.1 | Verificação para Estados Limites Últimos (ELU) | 29 |
| 2.6.2 | Verificação para Estados Limites de Serviço (ELS)..... | 30 |
| 2.7 | Estudos realizados por outros autores relacionados à obtenção das propriedades de estruturas existentes de concreto armado..... | 31 |
| 2.7.1 | Morais, Couto e Helene (2015)..... | 31 |
| 2.7.2 | Sahuinco (2011) | 32 |
| 2.7.3 | Almeida (2005) | 33 |
| 3 | MATERIAIS E MÉTODOS..... | 34 |
| 3.1 | Metodologia proposta..... | 34 |
| 3.2 | Equipamentos utilizados | 36 |
| 3.3 | Programa experimental e simulação numérica..... | 38 |
| 3.3.1 | Estudo piloto para avaliação da degradação da rigidez de uma viga de concreto armado em laboratório | 39 |
| 3.3.2 | Estudo de caso..... | 43 |
| 3.3.2.1 | Características geométricas da estrutura..... | 45 |
| 3.3.2.2 | Caracterização do concreto..... | 48 |
| 3.3.2.3 | Caracterização das armaduras..... | 54 |
| 3.3.2.4 | Avaliação das características dinâmicas dos elementos da estrutura | 55 |
| 3.3.2.5 | Simulação numérica para avaliação da rigidez residual dos elementos de concreto armado..... | 58 |
| 3.3.2.6 | Simulação numérica para estimativa da capacidade última resistente | 61 |
| 3.3.2.7 | Simulação numérica para avaliação dos deslocamentos da estrutura | 68 |
| 4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO | 71 |
| 4.1 | Avaliação da degradação da rigidez de uma viga de concreto armado obtida no estudo piloto | 72 |
| 4.2 | Estudo de caso..... | 74 |
| 4.2.1 | Características mecânicas do concreto | 74 |
| 4.2.1.1 | Resultados dos testemunhos extraídos..... | 74 |
| 4.2.1.2 | Resultados do ensaio de esclerometria (IE)..... | 75 |
| 4.2.1.3 | Resultados do ensaio de pulso ultrassônico..... | 76 |
| 4.2.1.4 | Resultados da regressão múltipla para obtenção da resistência à compressão..... | 76 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 4.2.1.5 | Resultados da estimativa do módulo de elasticidade..... | 79 |
| 4.2.2 | Características das armaduras | 80 |
| 4.2.3 | Profundidade da frente de carbonatação do concreto..... | 83 |
| 4.2.4 | Características dinâmicas dos elementos estruturais..... | 84 |
| 4.2.5 | Rigidez residual dos elementos estruturais | 86 |
| 4.2.6 | Análise estrutural..... | 88 |
| 4.2.6.1 | Modelo numérico..... | 88 |
| 4.2.6.2 | Valores das ações atuantes..... | 90 |
| 4.2.6.3 | Combinações para o ELU | 92 |
| 4.2.6.4 | Esforços solicitantes para o ELU..... | 93 |
| 4.2.6.5 | Verificação da capacidade resistente última dos elementos estruturais para o ELU | 95 |
| 4.2.6.6 | Combinações para o ELS..... | 99 |
| 4.2.6.7 | Verificação dos deslocamentos da estrutura para o ELS | 100 |
| 5 | CONCLUSÕES | 102 |
| 5.1 | Conclusões gerais | 102 |
| 5.2 | Sugestões para trabalhos futuros | 105 |
| 6 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 106 |
| | APÊNDICE A – Relatórios de ensaio de caracterização do concreto | 109 |
| | APÊNDICE B – Relatórios de ensaio de esclerometria | 119 |
| | APÊNDICE C – Relatórios de ensaio do pulso ultrassônico..... | 122 |
| | APÊNDICE D – Modelos numéricos para simulação da degradação..... | 124 |

Lista de Figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1-1. Exemplos de deterioração de estruturas de concreto armado: (a) fissuração e corrosão de armaduras; (b) perda de massa devido a impacto de veículo..... | 2 |
| Figura 2-1. Representação do comportamento tensão-deformação do concreto sob compressão uniaxial (MEHTA e MONTEIRO, 2008). | 10 |
| Figura 2-2. Posições relativas entre os dois transdutores. (a) transmissão direta; (b) transmissão semidireta (c) transmissão indireta (ABNT NBR 8802:2013). | 15 |
| Figura 2-3. Conceito de vida útil das estruturas de concreto armado, tendo como referência o fenômeno de corrosão das armaduras (adaptado de HELENE, 1997). | 17 |
| Figura 2-4. Causa físicas da deterioração do concreto (METHA e GERWICK, 1982 <i>apud</i> MEHTA e MONTEIRO, 2008) | 18 |
| Figura 2-5. Tipos de reações químicas responsáveis pela deterioração do concreto (adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 2008). | 20 |
| Figura 2-6. (a) Barra contínua de massa M; (b) Modelo discretizado da barra (LEISSA e QATU, 2011). | 23 |
| Figura 2-7. Quatro níveis de abstração para uma estrutura na análise estrutural (MARTHA, 2011). | 27 |
| Figura 3-1. Diagrama representativo da metodologia proposta. | 35 |
| Figura 3-2. Detalhamento da viga de concreto armado. | 39 |
| Figura 3-3. Detalhe da produção do dano na viga. | 40 |
| Figura 3-4. Esquema de montagem do ensaio. | 41 |
| Figura 3-5. Interface do software SENSVIEW. | 42 |
| Figura 3-6. Resposta de vibração livre para um sistema subamortecido (Clough e Penzien, 1995). | 43 |
| Figura 3-7. Vista aérea da usina experimental de álcool da UFV. (www.google.com).. | 44 |
| Figura 3-8. Vista frontal da usina de álcool da FUNARBE. (www.google.com)..... | 44 |

| | |
|--|----|
| Figura 3-9. Vista da torre de destilação | 45 |
| Figura 3-10. Alvos de papel fixados na estrutura. | 46 |
| Figura 3-11. Modelo tridimensional da estrutura reconstituído a partir dos dados do LASER Scanner. | 47 |
| Figura 3-12. Planta baixa do pavimento térreo, dimensões em centímetros (sem escala). | 48 |
| Figura 3-13. Detalhe da extração de testemunhos de concreto da estrutura. | 49 |
| Figura 3-14. Realização do ensaio de ultrassom nos pilares..... | 52 |
| Figura 3-15. Medição da frente de carbonatação com auxílio da solução de fenolftaleína. | 54 |
| Figura 3-16. Utilização do pacômetro para obtenção das características das armaduras. | 55 |
| Figura 3-17. Execução do ensaio dinâmico: (a) detalhe das arruelas metálicas utilizadas para fixação do acelerômetro; (b) impacto com marreta de borracha..... | 56 |
| Figura 3-18. Resposta do sinal de aceleração no domínio do tempo. | 57 |
| Figura 3-19. Resposta do sinal no domínio da frequência. | 57 |
| Figura 3-20. Esquema de fixação do acelerômetro em relação à seção transversal de um pilar. | 58 |
| Figura 3-21. Modelo numérico construído no SAP 2000 para pilar P3..... | 60 |
| Figura 3-22. Obtenção dos coeficientes de degradação α_x e α_y | 61 |
| Figura 3-23. Atuação da ação do vento..... | 63 |
| Figura 3-24. Interface do programa PCalc 1.4..... | 65 |
| Figura 3-25. Envoltória de momentos mínimos (Fonte: www.pcalc.com.br). | 67 |
| Figura 4-1. Evolução da frequência fundamental com o acréscimo do dano. | 72 |
| Figura 4-2. Evolução da rigidez (EI) com o acréscimo do dano..... | 73 |
| Figura 4-3. Evolução do amortecimento (ξ) com o acréscimo do dano..... | 73 |
| Figura 4-4. Índice esclerométrico médio para os pilares do pavimento térreo. | 75 |
| Figura 4-5. Velocidade de propagação da onda ultrassônica nos pilares do térreo. | 76 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4-6. Resistência à compressão obtida analiticamente e pelos ensaios nos testemunhos extraídos dos pilares P6 e P7..... | 78 |
| Figura 4-7. Módulo de elasticidade secante obtido analiticamente e pelos ensaios nos testemunhos extraídos dos pilares P6 e P7..... | 79 |
| Figura 4-8. Detalhe da frente de carbonatação para o pilar P6. | 83 |
| Figura 4-9. Frequências fundamentais obtidas experimentalmente (direção x). | 84 |
| Figura 4-10. Frequências fundamentais obtidas experimentalmente (direção y). | 85 |
| Figura 4-11. Modos de vibração do pilar P3: (a) 6º modo de vibração na direção x; (b) 7º modo de vibração na direção y..... | 87 |
| Figura 4-12. Modos de vibração para viga V504: (a) primeiro modo de vibração;..... | 87 |
| Figura 4-13. Modelo numérico tridimensional da estrutura. | 89 |
| Figura 4-14. Peso próprio da alvenaria – G_{ALV} (em kN/m). | 90 |
| Figura 4-15. Peso próprio do reservatório, incluindo a água – GRES (em kN/m). | 91 |
| Figura 4-16. Forças devidas ao vento (em kN): (a) V0 - direção longitudinal (0º); (b) V90 - direção transversal (90º)..... | 92 |
| Figura 4-17. Envoltórias para verificação da capacidade resistente dos pilares. | 96 |
| Figura 4-18. Envoltórias para verificação da capacidade resistente dos pilares (continuação)..... | 97 |
| Figura 4-19. Fatores de segurança obtidos pela verificação com o programa PCalc. | 98 |
| Figura A-1. Resultado do ensaio de módulo de elasticidade secante para o testemunho do furo F1. | 110 |
| Figura A-2. Resultado do ensaio de módulo de elasticidade secante para o testemunho do furo F2-A..... | 111 |
| Figura A-3. Resultado do ensaio de resistência à compressão para o testemunho do furo F2-B..... | 112 |
| Figura A-4. Resultado do ensaio de módulo de elasticidade secante para o testemunho do furo F3-B..... | 113 |
| Figura A-5. Resultado do ensaio de módulo de elasticidade secante para o testemunho do furo F4-B..... | 114 |

| | |
|--|-----|
| Figura A-6. Resultado do ensaio de módulo de elasticidade secante para o testemunho do furo F5-A..... | 115 |
| Figura A-7. Resultado do ensaio de módulo de elasticidade secante para o testemunho do furo F5-B..... | 116 |
| Figura A-8. Resultado do ensaio de resistência à compressão para o testemunho do furo F6-A. | 117 |
| Figura A-9. Resultado do ensaio de módulo de elasticidade secante para o testemunho do furo F6-B..... | 118 |
| Figura A-10. Resultado do ensaio de esclerometria nos pilares do pavimento térreo (P1, P2, P3 e P4). | 120 |
| Figura A-11. Resultado do ensaio de esclerometria nos pilares do pavimento térreo (P5, P6 e P7). | 121 |
| Figura A-12. Resultado das leituras das velocidades de propagação da onda ultrassônica (VPU) nos pilares do pavimento térreo. | 123 |
| Figura A-13. Modelos parciais para simulação da perda de rigidez e determinação do coeficiente α (P1, P2, P4 e P5). | 125 |
| Figura A-14. Modelos parciais para simulação da perda de rigidez e determinação do coeficiente α (P6 e P7). | 126 |

Lista de Tabelas

| | |
|--|----|
| Tabela 2-1. Parâmetro de frequência β^2 (LEISSA e QATU, 2011). | 26 |
| Tabela 3-1. Equipamentos utilizados nos ensaios..... | 36 |
| Tabela 3-2. Etapas de danificação na viga. | 40 |
| Tabela 3-3. Evolução da subtração de massa na viga. | 41 |
| Tabela 3-4. Relação dos testemunhos extraídos da estrutura..... | 50 |
| Tabela 3-5. Planilhas de campo para leitura dos índices esclerométricos. | 51 |
| Tabela 3-6. Peso específico dos materiais considerados no modelo..... | 62 |
| Tabela 3-7. Limites para deslocamentos estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014 | 70 |
| Tabela 4-1. Evolução da frequência fundamental, da rigidez e do amortecimento com a evolução do dano..... | 72 |
| Tabela 4-2. Resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos testemunhos extraídos dos pilares P6 e P7..... | 74 |
| Tabela 4-3. Resultados do ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica do concreto da estrutura. | 75 |
| Tabela 4-4. Dados para a análise de regressão múltipla correlacionando f_c com o IE e a VPU | 77 |
| Tabela 4-5. Coeficientes de regressão múltipla. | 77 |
| Tabela 4-6. Resistência à compressão correlacionada com IE_{med} e VPU_{med} | 78 |
| Tabela 4-7. Módulo de elasticidade secante obtido a partir das expressões analíticas e dos ensaios nos testemunhos extraídos do pilar P6 e P7..... | 79 |
| Tabela 4-8. Características das armaduras dos pilares do pavimento térreo..... | 80 |
| Tabela 4-9. Leituras das frentes de carbonatação. | 83 |
| Tabela 4-10. Condições climáticas durante a realização dos ensaios. | 85 |
| Tabela 4-11. Valores obtidos com o EXCEL para o Teste-t..... | 86 |
| Tabela 4-12. Valores dos coeficientes de degradação α | 88 |
| Tabela 4-13. Pressão dinâmica do vento..... | 92 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 4-14. Combinações implementadas no programa de análise SAP 2000..... | 93 |
| Tabela 4-15. Esforços solicitantes nos pilares do pavimento térreo. | 93 |
| Tabela 4-16. Combinação crítica para cada pilar. | 95 |
| Tabela 4-17. Verificação do diâmetro mínimo ($\phi_{Estribo}$) e do espaçamento máximo ($S_{Estribo}$) dos estribos, pelos critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014..... | 99 |
| Tabela 4-18. Combinações implementadas no programa de análise SAP 2000 para ELS..... | 100 |
| Tabela 4-19. Deslocamentos nos topos das prumadas dos pilares, para o modelo íntegro e degradado na direção x..... | 100 |
| Tabela 4-20. Deslocamentos nos topos da prumadas dos pilares, para o modelo íntegro e degradado na direção y. | 101 |

Lista de Símbolos

Letras minúsculas

| | |
|----------|---|
| f | frequência (Hz) |
| f_{ck} | resistência característica à compressão do concreto |
| f_{ct} | resistência à tração direta do concreto |
| $1/r$ | curvatura |
| u | deslocamento transversal |
| t | tempo |
| v | velocidade |

Letras maiúsculas

| | |
|-----------------|--|
| A | área da seção transversal |
| E_d | Módulo de elasticidade dinâmico |
| EI | rigidez à flexão |
| E_{sc} | Módulo de elasticidade secante do concreto |
| $EI_{residual}$ | Rigidez residual à flexão |
| F_d | força atuante para a combinação |
| I_c | momento de inércia da seção transversal |
| M_r | momento de fissuração |
| $M_{A,B}$ | momentos nas extremidades da barra |
| $M_{d,tot}$ | momento resistente de cálculo. |
| M_{Rd} | momento fletor resistente de cálculo |
| M_{Sd} | momento fletor solicitante de cálculo |
| M_{xd} | momento fletor resistente na direção x |
| M_{yd} | momento fletor resistente na direção y |
| N_{Rd} | esforço normal resistente de cálculo |
| N_{Sd} | esforço normal solicitante de cálculo |
| R_d | resistência de cálculo |
| S_d | solicitação de cálculo |

Letras gregas

| | |
|---------------|---|
| α | coeficiente de degradação |
| α_x | coeficiente de degradação na direção x |
| α_y | coeficiente de degradação na direção y |
| α_b | fator que define as condições de vínculo nos apoios |
| β^2 | parâmetro de frequência |
| δ | decremento logarítmico. |
| Δs | distância entre os transdutores |
| ξ | fator de amortecimento. |
| ψ_0 | fator de combinação |
| ψ_1 | fator de combinação |
| ψ_2 | fator de combinação |
| γ | peso específica |
| γ_{gi} | coeficientes de ponderação das ações permanentes |
| γ_q | coeficientes de ponderação das ações variáveis |
| ρ | massa específica |
| μ | coeficiente de Poisson |
| Φ | equação do deslocamento em função do tempo $\Phi(t)$ |
| φ | fator de correlação da resistência na flexão com resistência à tração direta. |
| ω | velocidade angular (rad/s) |

Abreviações

| | |
|------|---|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ELS | Estados Limite de Serviço |
| ELU | Estados Limites Últimos |
| END | Ensaio não Destrutivo |
| ESD | Ensaio Semidestrutivo |
| IE | Índice Esclerométrico |
| FS | Fator de Segurança |
| VPU | velocidade de propagação da onda ultrassônica |

Resumo

CANDIAN, André Luiz M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2017. **Metodologia para avaliação de estruturas de concreto armado degradadas utilizando ensaios dinâmicos.** Orientador: José Luiz Rangel Paes. Coorientadores: Gustavo de Souza Veríssimo e Leonardo Gonçalves Pedroti.

É crescente o número de estruturas de concreto armado que apresentam algum tipo de manifestação patológica como fissuração do concreto, corrosão das armaduras, dentre outras. Essas manifestações patológicas representam danos aos elementos estruturais que podem reduzir a rigidez dos mesmos, interferindo no desempenho em serviço e na capacidade última e contribuindo para a redução da vida útil da estrutura. A investigação da rigidez residual de uma estrutura danificada pode contribuir para a escolha da técnica de reabilitação mais racional. Apesar do seu potencial, as metodologias para avaliação da rigidez residual de elementos estruturais por meio de ensaios dinâmicos ainda são pouco utilizadas no Brasil. O objetivo do presente trabalho é propor uma metodologia para avaliação de estruturas de concreto armado degradadas utilizando ensaios dinâmicos. Essa metodologia também envolve a caracterização da geometria da estrutura por meio de *scanner* a *LASER* e a caracterização dos materiais por meio de ensaios não destrutivos e semidestrutivos. A fase experimental do trabalho foi dividida em duas etapas. Primeiramente foi realizado um estudo piloto numa viga de concreto armado onde foram verificados, por meio de um ensaio dinâmico, os efeitos da degradação na frequência, na rigidez e no amortecimento da viga. Posteriormente, a metodologia proposta foi aplicada a um estudo de caso de uma estrutura de concreto armado degradada. A partir do levantamento das características geométricas da estrutura, das propriedades mecânicas dos materiais e das características dinâmicas dos elementos estruturais, foram desenvolvidos modelos numéricos com auxílio do programa computacional SAP 2000 a fim de estimar a rigidez residual de cada elemento. Tendo como base a rigidez residual de cada elemento estrutural, foram desenvolvidos modelos de análise para obtenção dos esforços para verificação dos estados limites últimos e para verificação dos deslocamentos máximos para a condição de serviço da estrutura. A metodologia proposta, que associa o procedimento para estimativa da rigidez residual dos elementos estruturais, com auxílio de ensaios dinâmicos, e os procedimentos para caracterização da estrutura, com auxílio de ensaios semidestrutivos e não destrutivos, se mostrou efetiva para verificação da capacidade última, verificação do desempenho em serviço e previsão da vida útil da estrutura. De uma forma mais ampla, pode-se afirmar que a metodologia proposta se constitui uma ferramenta útil para a tomada de decisão sobre a técnica de recuperação, reparo ou reforço a ser empregada em uma estrutura de concreto degradada.

Abstract

CANDIAN, André Luiz M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2017. **Methodology for evaluation of degraded reinforced concrete structures using dynamic tests.** Advisor: José Luiz Rangel Paes. Co-advisors: Gustavo de Souza Veríssimo and Leonardo Gonçalves Pedroti.

The number of reinforced concrete structures that present some type of pathological manifestation, such as cracking of concrete, corrosion of reinforcement, among others, is increasing. These pathological manifestations represent damages to the structural elements that can reduce their stiffness, interfering in the performance in service and in the last capacity and contributing to the reduction of the useful life of the structure. The investigation of the residual rigidity of a damaged structure may contribute to the choice of the most rational rehabilitation technique. Despite its potential, the methodologies for evaluating the residual stiffness of structural elements through dynamic tests are still little used in Brazil. The objective of the present work is to propose a methodology for the evaluation of degraded reinforced concrete structures using dynamic tests. This methodology also involves the characterization of the structure geometry by means of a LASER scanner and the characterization of the materials by non destructive and semi - destructive tests. The experimental phase of the work was divided into two stages. First, a pilot study was carried out on a reinforced concrete beam where the effects of degradation on frequency, stiffness and damping of the beam were verified by means of a dynamic test. Subsequently, the proposed methodology was applied to a case study of a degraded reinforced concrete structure. From the survey of the geometric characteristics of the structure, the mechanical properties of the materials and the dynamic characteristics of the structural elements, numerical models were developed using the SAP 2000 software to estimate the residual stiffness of each element. Based on the residual rigidity of each structural element, analysis models were developed to obtain the efforts to verify the ultimate limit states and to verify the maximum displacements for the service condition of the structure. The proposed methodology, which associates the procedure to estimate the residual stiffness of the structural elements, with the aid of dynamic tests, and the procedures for characterization of the structure, with the aid of semi-destructive and non-destructive tests, was effective to verify the ultimate capacity, verification of the performance in service and forecast of the useful life of the structure. More broadly, it can be stated that the proposed methodology constitutes a useful tool for decision making on the recovery, repair or reinforcement technique to be employed in a degraded concrete structure.

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações preliminares

As estruturas das construções, sejam elas de quaisquer categorias, constituídas de quaisquer materiais, deveriam passar por inspeções periódicas para detecção e solução de problemas, a fim de assegurar sua integridade e, conseqüentemente, seu bom desempenho, sua durabilidade, a satisfação e a segurança dos usuários. Entretanto, nem sempre isto é observado, principalmente em regiões menos desenvolvidas. Por falta de monitoramento e manutenção preventiva, frequentemente as estruturas apresentam problemas, podendo acarretar prejuízos de diversas ordens tais como interrupção de atividades econômicas e sociais, acidentes e perdas de vidas humanas ou patrimônio público ou privado.

No caso específico das estruturas de concreto armado, os elementos estruturais podem sofrer perda de rigidez devido a fissuração excessiva, corrosão das armaduras, perda de massa devido a impacto de máquinas ou veículos, etc. Tem crescido, nos últimos anos, o número de estruturas de concreto armado que apresentam algum tipo de manifestação patológica, notadamente relacionadas à corrosão das armaduras e à fissuração do concreto. Independentemente de sua fonte, os danos existentes nos elementos estruturais reduzem a vida útil da estrutura e podem causar sérios impactos sociais negativos.



Figura 1-1 – Exemplos de deterioração de estruturas de concreto armado: (a) fissuração e corrosão de armaduras; (b) perda de massa devido a impacto de veículo.

Os danos nos elementos de concreto podem causar, em especial, redução da sua rigidez, comprometendo seu desempenho em serviço e sua capacidade resistente.

Em diversas situações, pode ser necessário fazer uma avaliação do estado e da capacidade de uma estrutura existente. No entanto, há uma série de dificuldades associadas à obtenção das características da estrutura necessárias para que uma avaliação realista possa ser executada. Embora, eventualmente algumas informações possam ser obtidas com relativa facilidade, como por exemplo, as dimensões das peças, há outras informações de difícil obtenção, tais como as características físicas e mecânicas dos materiais e o grau de deterioração interna de um elemento estrutural (fissuração e corrosão do aço).

¹ Fonte: <http://www.metalica.com.br/vergalhao-galvanizado-durabilidade-e-seguranca-para-sua-obra> (Acessado em 20/01/2017).

² Fonte: https://zonaderisco.blogspot.com.br/2011_01_01_archive.html (Acessado em 20/01/2017).

Diversos estudos têm sido conduzidos nas últimas décadas, visando o desenvolvimento de novas técnicas para a determinação de características de elementos estruturais de concreto armado, necessárias a uma avaliação consistente do seu desempenho num determinado momento de sua vida útil.

Dentre as técnicas mais modernas para determinação das características dos materiais, encontram-se diversos tipos de ensaios não destrutivos e semidestrutivos, alguns dos quais são descritos no decorrer deste trabalho.

Uma característica importante para a avaliação do desempenho de uma estrutura de concreto armado degradada, como já dito, é sua rigidez residual, que depende da integridade física e geométrica dos elementos estruturais.

A partir do conhecimento obtido sobre a relação entre a rigidez de uma estrutura e suas propriedades dinâmicas, notadamente os modos de vibração e as frequências naturais associadas a eles, recentemente vêm sendo desenvolvidas técnicas para determinação da rigidez de elementos estruturais a partir de ensaios dinâmicos, não destrutivos. O ensaio dinâmico mais comum é baseado em acelerometria, que consiste basicamente em medir a aceleração relacionada ao movimento vibratório com que um elemento ou sistema estrutural responde a uma excitação dinâmica (variável no tempo). A partir da aceleração medida experimentalmente é possível obter a frequência de vibração da estrutura e, com ela, determinar sua rigidez real ou residual. O termo “residual” pressupõe que a estrutura perdeu alguma rigidez em relação à rigidez original que possuía quando foi construída, devido às causas citadas anteriormente.

Até pouco tempo, fazer um ensaio de acelerometria não era simples nem barato, devido à complexidade e ao custo dos equipamentos e softwares necessários. Entretanto, os avanços recentes nas áreas de eletrônica digital e engenharia de software tem possibilitado o desenvolvimento de sensores, sistemas de aquisição de dados e softwares de análise cada vez mais acessíveis.

Para reestabelecer o desempenho em serviço das estruturas e a capacidade de carga dos elementos danificados, faz-se necessário uma investigação das propriedades residuais dos elementos danificados, a fim de escolher a melhor técnica de intervenção. Embora já se disponha de técnicas para determinação das propriedades de uma estrutura de concreto degradada, ainda são escassos os estudos sobre a aplicação, a efetividade e a confiabilidade dessas técnicas.

Nas últimas décadas, fóruns normalizadores nacionais e internacionais ligados ao tema “durabilidade e vida útil de estruturas de concreto armado” vêm estabelecendo parâmetros para garantia da durabilidade e da vida útil das estruturas. Tem evoluído significativamente os métodos de avaliação das estruturas degradadas relacionados à previsão de vida útil, graças ao maior conhecimento dos mecanismos de transporte de líquidos e gases pelos poros do concreto. Entretanto, são escassos os métodos para avaliação de estruturas degradadas relacionados à determinação da rigidez residual.

É importante ressaltar que para se estabelecer a melhor técnica de reforço/reparo/recuperação, o conhecimento apenas dos mecanismos de degradação não é suficiente.

Neste trabalho, propõe-se uma metodologia para avaliação de estruturas de concreto armado degradadas, utilizando ensaios dinâmicos, que pode ser utilizada em diversas situações práticas para auxiliar na tomada de decisão de profissionais de engenharia que trabalham com manutenção e reforço de estruturas de concreto.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é elaborar uma metodologia para avaliação de estruturas de concreto armado degradadas, utilizando ensaios dinâmicos.

Para alcançar o objetivo geral, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- avaliar metodologias para caracterização da geometria de estruturas de concreto e das propriedades dos materiais constituintes (concreto e armaduras dos elementos estruturais) por meio de ensaios não destrutivos e semidestruídos;
- estudar um procedimento para determinar a rigidez residual de elementos estruturais lineares de concreto a partir de sua frequência natural de vibração obtida por meio de ensaios dinâmicos;
- estudar um procedimento para modelagem computacional da estrutura que permita a determinação da rigidez residual a partir das frequências naturais medidas experimentalmente, levando em consideração as características geométricas e as propriedades do concreto e das armaduras determinadas experimentalmente;

- validar a análise estrutural numérica com rigidez degradada com resultados experimentais;
- aplicar a metodologia num estudo de caso real para avaliação do desempenho de uma estrutura degradada em Estado Limite Último e em Estado Limite de Serviço.

1.3 Justificativa e relevância do tema

As manifestações patológicas que ocorrem nas estruturas de concreto armado geralmente estão ligadas a falhas de projeto, de execução, de manutenção ou ao uso. Normalmente comprometem o desempenho em serviço e diminuem a vida útil da estrutura. Portanto, para reestabelecer o desempenho estrutural e ampliar a vida útil, muitas vezes é necessário que seja executado algum tipo de reabilitação, aplicando técnicas de reparo, recuperação ou reforço estrutural. No entanto, esses processos de reabilitação envolvem uma quantidade significativa de recursos e podem se repetir inúmeras vezes ao longo da vida útil da estrutura, causando sérios impactos sociais e financeiros (MEIRA e PADARATZ, 2002).

Num projeto de reabilitação de uma estrutura de concreto armado, o conhecimento da rigidez residual ($EI_{residual}$) dos elementos danificados, pode proporcionar uma racionalização dos recursos utilizados na recuperação e reparo, diminuir as incertezas adotadas nas hipóteses de dimensionamento do reforço estrutural e proporcionar maior segurança aos usuários da estrutura reabilitada.

Souza (1990) afirma que, antes de iniciar um projeto de reabilitação estrutural, deve ser feita uma inspeção cuidadosa, observando tanto os elementos danificados quanto os íntegros e, dependendo da necessidade, podem ser realizadas provas de carga para avaliar a rigidez residual desses elementos.

Reis (1998) afirma que o levantamento de dados visa obter o maior número possível de informações sobre a estrutura danificada para que, a partir dele, seja especificado e dimensionado o tipo de reforço/reparo mais adequado.

Souza e Ripper (1998) afirmam que o conhecimento das propriedades residuais do elemento estrutural danificado possibilita reduzir a magnitude do reforço, bem como avaliar a necessidade de se escorar a estrutura, influenciando diretamente na viabilidade econômica da execução dos trabalhos de recuperação e reforço.

No entanto, determinar o valor de $EI_{residual}$ de um elemento estrutural danificado não é uma tarefa fácil. A prova de carga, por exemplo, pode apresentar elevados custos de execução e implicar em riscos à integridade da estrutura e aos profissionais envolvidos. Neste contexto, os ensaios dinâmicos podem apresentar-se como uma alternativa viável para detecção de danos e verificação da integridade da estrutura, por se tratarem de ensaios não destrutivos e por serem extremamente sensíveis às mudanças das propriedades modais do elemento investigados.

Almeida (2005) afirma que qualquer estrutura íntegra possui frequências e modos de vibração intimamente relacionados com suas características físicas e geométricas. A ocorrência de danos, como por exemplo fissuras, provoca perda de rigidez dos elementos, o que leva, naturalmente, a uma modificação das frequências naturais e dos modos de vibração da estrutura.

Em virtude dos avanços tecnológicos recentes, notadamente no tocante aos ensaios não destrutivos, atualmente é possível, por meio de ensaios dinâmicos, obter os valores de frequência e outros parâmetros modais de um elemento ou sistema estrutural e, a partir desses valores, determinar a rigidez residual das peças danificadas. Ademais, em situações em que existem parâmetros de referência, como, por exemplo, a especificação original da estrutura ou mesmo medições em datas anteriores, as variações dos parâmetros podem ser utilizadas para identificar a presença e a magnitude do dano. Essas possibilidades representam alternativas potenciais de investigar acuradamente o real estado de uma estrutura, possibilitando a obtenção de informações precisas que possam conduzir a uma solução mais racional.

1.4 Estrutura da dissertação

Além desta introdução, o documento está organizado em mais quatro capítulos:

No segundo capítulo, fundamentação teórica, foi feita uma revisão da literatura sobre características físicas e mecânicas do concreto, métodos de ensaio não destrutivos e semidestruídos, aspectos gerais sobre durabilidade das estruturas, propriedades dinâmica, análise estrutural, verificações para os ELU e ELS e estudos realizados por outros autores relacionados à obtenção das propriedades de estruturas degradadas.

No terceiro capítulo, materiais e métodos, foi apresentada uma proposta metodológica para avaliação de estruturas de concreto armado degradadas. Também foram

apresentados os equipamentos utilizados na pesquisa e as metodologias empregadas no ensaio piloto e no estudo de caso.

No quarto capítulo, resultados e discussões, foram apresentados os resultados obtidos no ensaio piloto e na aplicação da metodologia proposta na estrutura do estudo de caso.

Por último, no quinto capítulo, foram apresentadas as principais conclusões obtidas com o desenvolvimento do ensaio piloto e com a aplicação da metodologia proposta no capítulo 3 para avaliação de estruturas de concreto armado degradadas.

2

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste Capítulo é apresentada uma revisão da literatura sobre os temas relevantes para o desenvolvimento da pesquisa, dentre eles a caracterização do concreto e do aço, propriedades dinâmicas das estruturas e análise estrutural, além de alguns estudos desenvolvidos por outros autores relacionados à obtenção das propriedades de estruturas existentes de concreto armado.

2.1 Características físicas e mecânicas do concreto

Segundo Mehta e Monteiro (2008), as principais razões que fazem do concreto um material de construção largamente utilizado nas estruturas estão associadas à sua capacidade de resistir à água, grande versatilidade, baixo custo e à larga disponibilidade dos seus materiais constituintes. Todos esses fatores fazem do concreto o principal material estrutural no Brasil.

Diferente do aço, que é um material produzido industrialmente com rigoroso controle de qualidade, homogêneo e com características físicas bem definidas, o concreto é um material compósito constituído de um meio aglutinante no qual estão aglutinadas partículas de diferentes naturezas, além da possibilidade da utilização de aditivos e/ou adições. Essa heterogeneidade dos materiais componentes do concreto lhe proporciona características bastante peculiares, como por exemplo, a diferença no comportamento dos materiais componentes, quando analisados separadamente, em comparado com o compósito. Tais diferenças de comportamento devem ser levadas em consideração durante o processo construtivo, a utilização, a manutenção e o reparo da estrutura de concreto.

2.1.1 Resistência Mecânica

Dentre as propriedades mecânicas do concreto, a resistência é a mais valorizada pelos projetistas e engenheiros de controle de qualidade, e encontra-se sempre especificada nos projetos estruturais. Isso se dá pela correlação que a resistência possui com outras propriedades, como módulo de elasticidade, porosidade e durabilidade, e pela relativa facilidade de realização do ensaio de comprovação em laboratório (METHA e MONTEIRO, 2008).

Geralmente, a resistência é considerada como a propriedade mais importante do concreto, embora, em muitos casos práticos, outras propriedades como durabilidade e permeabilidade sejam de fato mais importantes (NEVILLE, 1997, p. 286).

No concreto, a resistência está relacionada com a tensão necessária para causar sua ruptura. Sob uma tensão de tração uniaxial, a energia necessária para desencadear o desenvolvimento de fissuras é relativamente baixa, o que ocorre geralmente, na zona de transição pasta/agregado. Já sob tensões de compressão, a energia para levar a ruptura da matriz deverá ser consideravelmente maior.

Para uma dada idade, a resistência é influenciada, principalmente, pela relação água/cimento da mistura, pelo grau de hidratação do cimento e pelo grau de adensamento. Pode ser influenciada também, porém de forma menos significativa, pela relação entre a quantidade de cimento e agregado da mistura, além da resistência, da granulometria e da textura superficial dos agregados.

2.1.2 Módulo de Elasticidade

O concreto não possui um comportamento elástico linear, quando submetido a tensões progressivas. Essa não-linearidade pode ser explicada pelo surgimento de microfissuras ao longo do carregamento. Conforme apresentado por Mehta e Monteiro (2008), o processo de microfissuração interna do concreto causada por carregamentos, pode ser dividido em quatro estágios, como mostrado na Figura 2-1.

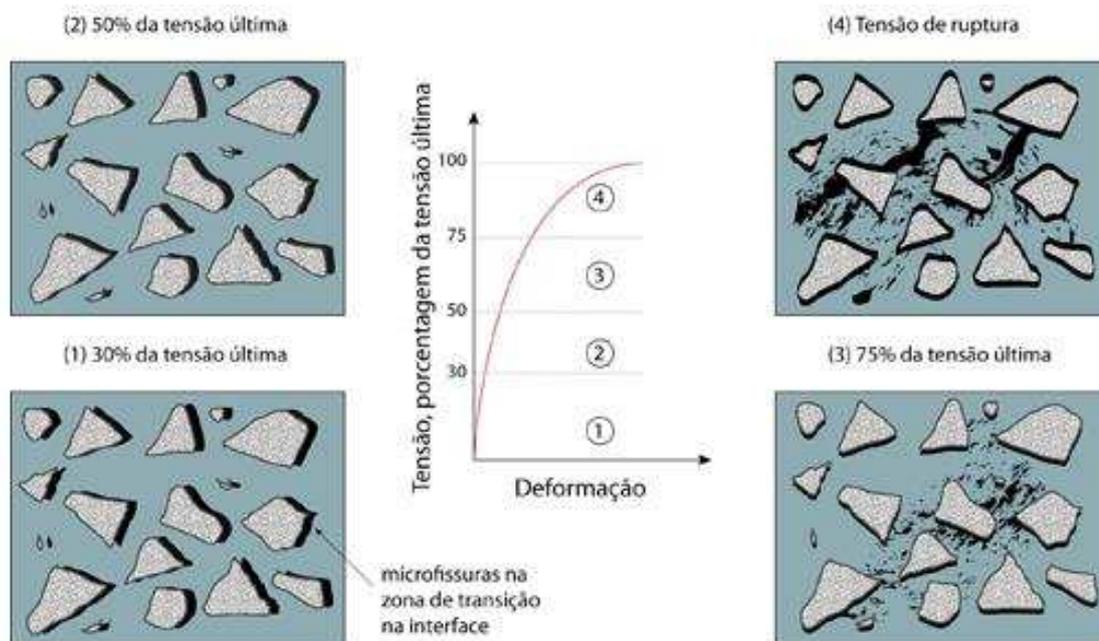


Figura 2-1. Representação do comportamento tensão-deformação do concreto sob compressão uniaxial (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

O primeiro estágio compreende-se até a 30% da carga última, onde é possível considerar uma linearidade entre as tensões e as deformações. No segundo estágio, onde a carga pode chegar até 50% da carga última, começam a surgir microfissuras na zona de transição pasta agregado, ainda insignificativas, mas capazes de desviar a curva tensão/deformação de uma reta. No terceiro estágio, onde as cargas podem atingir até 75% da carga última, a microfissuração na zona de transição torna-se instável e propaga-se pela matriz, fazendo com que a curva incline consideravelmente para a horizontal. A partir de 75% da carga última, a fissuração intensa leva o concreto a seu estágio final. A ABNT NBR 6118:2014, no seu item 8.2.10.1 afirma que, para tensões de compressão menores que 50% da carga última, pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações.

2.1.3 Porosidade e Permeabilidade

Segundo Bauer (2000) o concreto é um material obrigatoriamente poroso. Os vazios existentes no concreto são causados por diversos fatores como, excesso de água de amassamento, retração na hidratação, ar aprisionado, fissuras, entre outros. Como esses vazios são geralmente interligados, o maciço é permeável à passagem de líquidos.

A permeabilidade exprime a quantidade de água que atravessa por uma superfície durante uma unidade de tempo, e sob pressão, podendo ser expressa por litro por metro quadrado hora (l/m^2 hora).

Os fatores que afetam a porosidade e a permeabilidade do concreto estão ligados, de maneira geral mas não exclusivamente, aos materiais constituintes, ao fator água/cimento em especial, às condições relativas ao preparo, ao adensamento, à cura e à idade (grau de hidratação).

Segundo Isaia (2011), a durabilidade das estruturas de concreto armado está diretamente ligada à porosidade do concreto, sendo a água um agente deteriorante e veículo de transporte de substâncias agressivas. Desta forma, uma maior compacidade do concreto poderá proporcionar uma maior durabilidade e vida útil da estrutura.

2.2 Métodos de ensaio para a caracterização do concreto e do aço

2.2.1 Generalidades

A caracterização das propriedades mecânicas do concreto, tais como resistência à compressão e módulo de elasticidade, são de suma importância para determinação das técnicas de intervenção adotadas num reparo e/ou reforço estrutural. Outras informações como a taxa de armadura dos elementos investigados, a posição das barras de aço, a homogeneidade do concreto, o potencial de corrosão, entre outras, em muitos casos também podem se fazer necessárias ou imprescindíveis.

A caracterização dessas propriedades mecânicas pode ser feita a partir de testemunhos retirados da estrutura e ensaiados em laboratório (ensaios semidestrutivos). Uma das principais vantagens dessa técnica é que os valores das propriedades obtidos dos testemunhos ensaiados apresentam boa precisão. Porém, apresenta como desvantagens,

alto custo de investigação, limitação da área investigada e do número de elementos investigados e a necessidade de reparo (SAHUINCO, 2011).

Já a localização das armaduras e o conhecimento da homogeneidade do concreto não poderão ser conhecidos de forma direta, simplesmente extraindo testemunhos da estrutura. Essas informações só poderão ser obtidas com equipamentos específicos para cada fim, por meio de ensaios não destrutivos.

A combinação dos métodos de ensaios semidestrutivos correlacionados com ensaios não destrutivos pode se configurar como a melhor condição investigativa. Dessa forma é possível chegar a uma base de dados mais confiável, com uma maior quantidade de pontos investigados, além da possibilidade de correlacionar os valores obtidos pelos dois métodos.

2.2.2 Ensaios Semidestrutivos (ESD)

A extração de testemunhos de concreto de uma estrutura, para realização de ensaios em laboratório, consiste numa das técnicas mais comuns de investigação das características do material.

No Brasil, os procedimentos para extração de testemunhos em estruturas de concreto estão descritos pela ABNT NBR 7680:2015. A norma estabelece os critérios para escolha das dimensões e dos locais onde serão extraídos os testemunhos, os procedimentos de formação dos lotes e de ensaio à compressão, além dos coeficientes de correção dos resultados obtidos, entre outros.

O ensaio poderá ser indicado para avaliar a resistência do concreto de uma estrutura em execução, quando o f_{ck} não for atingido, além de possibilitar a investigação da frente de carbonatação, da porosidade, da massa específica e do módulo de elasticidade, entre outras características do concreto de uma estrutura antiga.

Cánovas (1988) salienta que os testemunhos de concreto extraídos de uma estrutura podem fornecer valores de resistência à compressão inferiores aos corpos de provas moldados com concreto fresco. Isso ocorre devido às condições não ideais de operação, transporte, adensamento e cura, durante a etapa de construção. Além desses fatores, a dimensão dos testemunhos extraídos, as condições de contorno da peça, a microfissuração

também podem influenciar na redução da resistência. Isaia (2011) recomenda comparar os resultados dos testemunhos extraídos com outros métodos de ensaio.

2.2.3 Ensaios Não Destrutivos (END)

Tem sido lento o desenvolvimento de técnicas não destrutivas para inspeção e avaliação das propriedades do concreto. Isto se deve ao fato de o concreto ser um material heterogêneo, causando interferências nas medidas realizadas, como atenuação, dispersão, difração e reflexão dos sinais (METHA e MONTEIRO, 2008). No entanto, algum progresso tem sido observado no desenvolvimento de métodos de END para aplicação em concreto, e vários deles têm sido normalizados por diversos órgãos regulamentadores no mundo todo.

Dentre os END mais difundidos no meio técnico, citam-se a avaliação da dureza superficial com o esclerômetro de Shimidt, a medida da velocidade de propagação de onda ultrassônica, a determinação das características das armaduras por meio do pacômetro, entre outros.

2.2.3.1 Ensaio de esclerometria

A avaliação da dureza superficial pelo método do esclerômetro de Schimidt é um dos ensaios não destrutivos mais comuns. O dispositivo mede a repercussão de uma massa impulsionada por uma mola impactada na extremidade livre de um êmbolo, que é apoiado contra a superfície do concreto. O martelo causa um impacto sobre o êmbolo e a massa controlada pela mola sofre um recuo (reflexão) após o choque. Esse recuo é denominado índice esclerométrico (*IE*).

A aplicação do ensaio, que é normatizado no Brasil pela ABNT NBR 7584:2013, tem por objetivo obter os dados de dureza superficial do concreto no local onde o ensaio foi realizado. A partir do índice esclerométrico (*IE*) é possível estimar a resistência à compressão do concreto por meio de curvas de correlações pré-existentes. A fim de se obter resultados mais consistentes, o mais recomendado é correlacionar os resultados obtidos pelo ensaio de esclerometria com os valores de resistência à compressão de testemunhos extraídos da própria estrutura.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), o método do esclerômetro de Schimidt pode ser considerado como um ensaio simples, rápido e barato para obtenção da resistência à

compressão do concreto. No entanto, sua precisão pode variar entre 15 a 20% para concretos ensaiados no laboratório e 25% para ensaios em estruturas. É necessário que o ensaio seja realizado por profissional capacitado, para diminuir os possíveis erros nas leituras.

Segundo Sahuinco (2011), o ensaio de esclerometria pode ser influenciado pelo tipo e teor de cimento utilizado no concreto, pelo tipo de agregado, pelo estado da superfície ensaiada (regularidade e grau de umidade), pela profundidade da camada carbonatada do concreto, pela idade da estrutura, pela posição do aparelho, pela capacitação do operador do aparelho, pela proximidade da área ensaiada com uma falha do concreto, pelo estado de tensão do concreto e pela massa específica.

2.2.3.2 Ensaio de pulso ultrassônico

Segundo Neville (1997), o ensaio de velocidade de propagação da onda ultrassônica (VUP) é um método não destrutivo já consagrado, que consiste em determinar o tempo em que as ondas longitudinais de compressão percorreram certa distância. A medição é feita colocando-se dois transdutores em contato com o concreto, um receptor de onda e o outro um emissor que fica conectado a um gerador de pulso que produz ondas com frequências entre 10 kHz e 150 kHz.

A velocidade da onda em meio elástico, homogêneo e isotrópico está relacionada ao módulo de elasticidade dinâmico (E_d), à densidade do meio (ρ) e ao coeficiente de Poisson do material (μ), conforme a expressão:

$$v^2 = \frac{E_d(1 - \mu)}{\rho(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \quad [2.1]$$

Ainda segundo Neville (1997), não existe uma relação física entre a resistência do concreto e a VPU. No entanto, para um mesmo agregado e um mesmo teor de cimento, a velocidade da onda é influenciada por alterações da pasta de cimento, tais como variações no fator água/cimento, e somente nessas condições o ensaio poderá ser usado para avaliar a resistência do concreto.

As aplicações do método de VPU estão ligadas a avaliações qualitativas do concreto, como na verificação da homogeneidade da mistura. Porém, também é possível obter

valores quantitativos, como a profundidade de uma fissura ou a espessura da camada ensaiada.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), as velocidades das ondas no concreto são afetadas por fatores como idade do concreto, condição de umidade, quantidade e tipo de agregado, microfissuração do elemento ensaiado e pela presença de armaduras.

O ensaio de propagação da onda ultrassônica é normalizado pela ABNT NBR 8802:2013 e pela ASTM C 597 – 2009. O esquema do ensaio encontra-se apresentado na Figura 2-2.

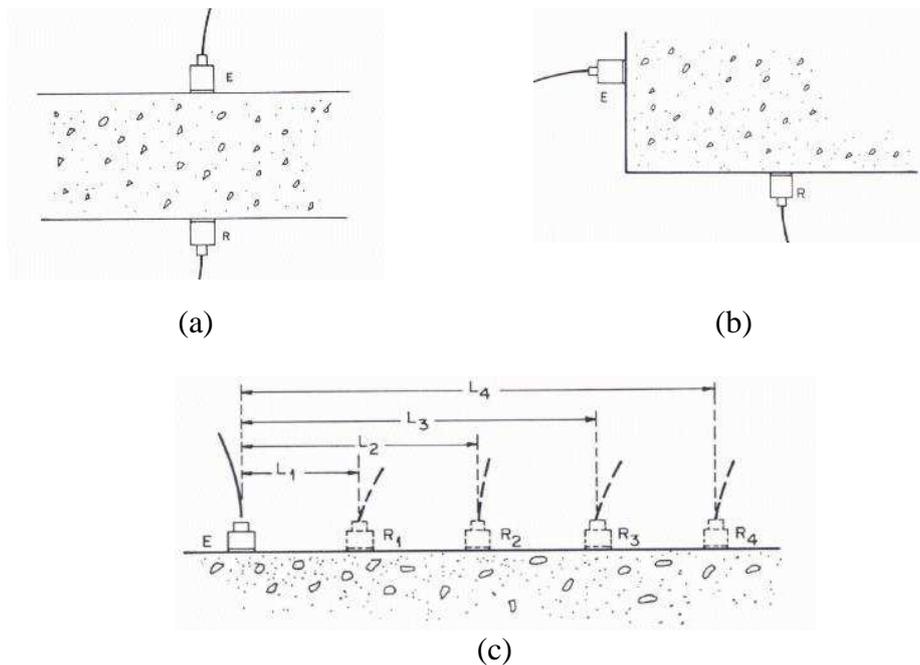


Figura 2-2. Posições relativas entre os dois transdutores. (a) transmissão direta; (b) transmissão semidireta (c) transmissão indireta (ABNT NBR 8802:2013).

Segundo a ABNT NBR 8802:2013, a transmissão direta (Figura 2.2a) é o arranjo mais recomendado para a determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica. O arranjo semidireto (Figura 2.2b) só deverá ser utilizado quando não houver possibilidade de acesso às duas faces ou o componente de concreto não apresentar comprimento suficiente para adotar o arranjo indireto (Figura 2.2c).

2.2.3.3 Ensaio de pacometria

O ensaio de pacometria tem por objetivo a estimativa da posição, da profundidade e do diâmetro das barras e/ou fios de aço contidos nos elementos estruturais de concreto armado. O princípio de funcionamento do pacômetro consiste na geração de um campo

eletromagnético que, em contato com um objeto metálico, tem suas linhas de força distorcidas. Essa perturbação causada pelo objeto metálico é detectada pelo aparelho.

Por não haver normalização nacional, os procedimentos aplicados ao ensaio de pacometria devem seguir as orientações de normas internacionais como a BS 1881 Part 204:1988 e a ACI 228.2R-21:2004.

2.3 Aspectos gerais sobre durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado

2.3.1 Conceituação

O termo vida útil está intimamente relacionado com o conceito de durabilidade. Para a ABNT NBR 15575:2013 durabilidade é a capacidade da edificação ou de seus sistemas de desempenhar suas funções ao longo do tempo e sob condições de uso e manutenção especificadas. Segundo o CEB 238 (1997), durabilidade é a capacidade de uma estrutura apresentar o desempenho requerido durante o período de tempo de utilização pretendida, sob a incidência de fatores de degradação.

Ainda segundo a ABNT NBR 15575:2013, o conceito de vida útil (VU) pode ser descrito como o período de tempo em que um edifício e/ou seus sistemas se prestam às atividades para as quais foram projetados e construídos, levando sempre em consideração os aspectos de uso e manutenção da edificação e vida útil projeto (VUP) como o período estimado de tempo para o qual um sistema deve ser projetado.

Para as estruturas de concreto, a ABNT NBR 6118:2014 descreve que, para atender às exigências de durabilidade, as estruturas devem:

"ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conservem sua segurança, estabilidade e aptidão de serviço durante o período correspondente à vida útil" (ABNT NBR 6118:2014, p. 15)

Helene (1993) apresenta um modelo do processo de degradação das estruturas de concreto armado ao longo de sua vida útil, onde o primeiro período corresponde ao intervalo de tempo onde os agentes agressivos penetrem através do cobrimento até atingirem a armadura, causando despassivação, e o segundo período corresponde à fase onde os agentes agressivos atingem as armaduras, iniciando o processo de corrosão (Figura 2-3).

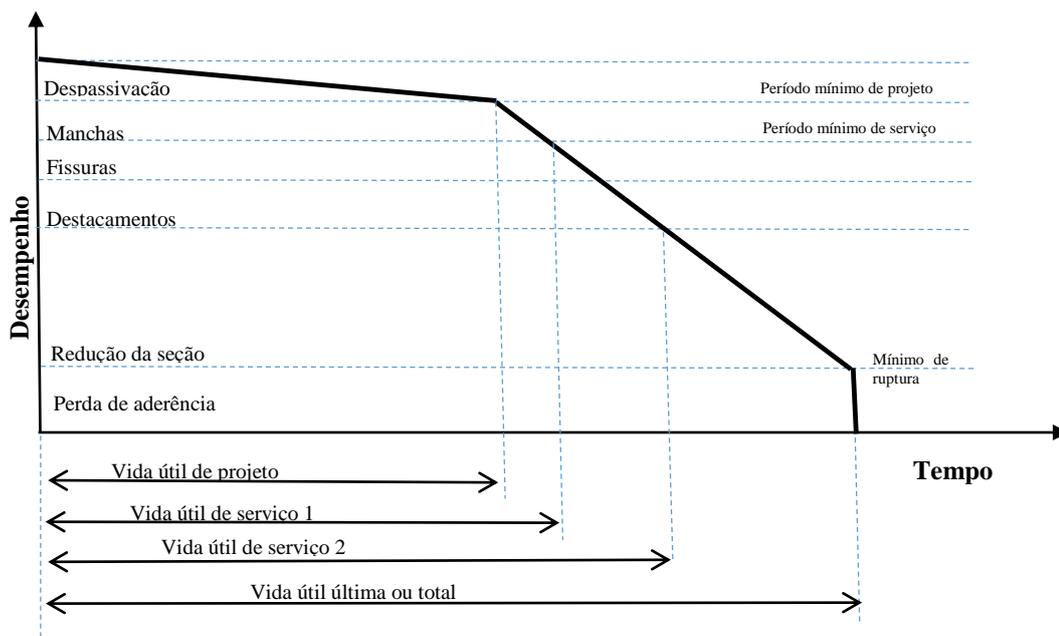


Figura 2-3. Conceito de vida útil das estruturas de concreto armado, tendo como referência o fenômeno de corrosão das armaduras (adaptado de HELENE, 1997).

Segundo Possan (2010), tem crescido nos últimos anos a preocupação da comunidade científica com a durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado. Diversas organizações internacionais têm desenvolvido relatórios técnicos, apresentando práticas recomendadas com intuito de resolver os problemas dessa natureza.

Segundo Helene (1997), são quatro os métodos de previsão de vida útil de estruturas de concreto armado, sendo: (a) baseado em experiências anteriores, tendo por princípio básico o acúmulo de conhecimentos empíricos; (b) baseado em ensaios acelerados, onde é determinado um fator entre a durabilidade do concreto e a evolução dos danos; (c) por métodos determinísticos, baseados em mecanismos de transportes de gases, massas e íons através dos poros do concreto até a armadura; e (d) por métodos probabilísticos, onde são considerados modelos estatísticos do comportamento das variáveis que influenciam na vida útil da estrutura.

2.3.2 Fatores relacionados à degradação das estruturas de concreto

São vários os fatores relacionados à degradação das estruturas de concreto. Segundo Helene (1997) eles podem estar relacionados com as ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas de deformação lenta (fluência) entre outros. No contexto dos mecanismos de degradação das estruturas de concreto, pode-se destacar a carbonatação como um dos principais agentes de degradação, podendo levar à

despassivação e posterior corrosão das armaduras. Os ataques químicos, como por exemplo os ataques por cloretos, sulfatos ou pela reação dos álcalis do cimento com alguns tipos de agregados, também são agentes de degradação que merecem destaque.

Metha e Monteiro (2008) dividem as causas de degradação do concreto em duas categorias, causas físicas e causas químicas; no entanto, as duas geralmente se sobrepõem. Algumas causas físicas, como por exemplo a abertura de fissuras, aumentam a permeabilidade do concreto e se tornam a causa primária para um ou mais processos de deterioração, como, por exemplo, a corrosão das armaduras (causa química). Da mesma forma, alguns efeitos nocivos dos fenômenos químicos favorecem a alguns processos de degradação física, como é o caso da lixiviação de alguns componentes da hidratação do cimento, deixando a pasta mais vulnerável à abrasão e à erosão.

2.3.2.1 Causas físicas da deterioração do concreto

Metha e Gerwick (1982) *apud* Metha e Monteiro (2008) agrupam as causas físicas de deterioração do concreto em duas categorias: (a) desgaste superficial causado por esforços de abrasão, erosão ou cavitação; (b) fissuração causada por variação de temperatura, por variação de umidade, por pressão formada nos poros devido a formações de sais, por sobrecargas, por carregamentos cíclicos, por ciclos de congelamento e descongelamento e por exposição ao fogo, conforme esquematizado na Figura 2-4.

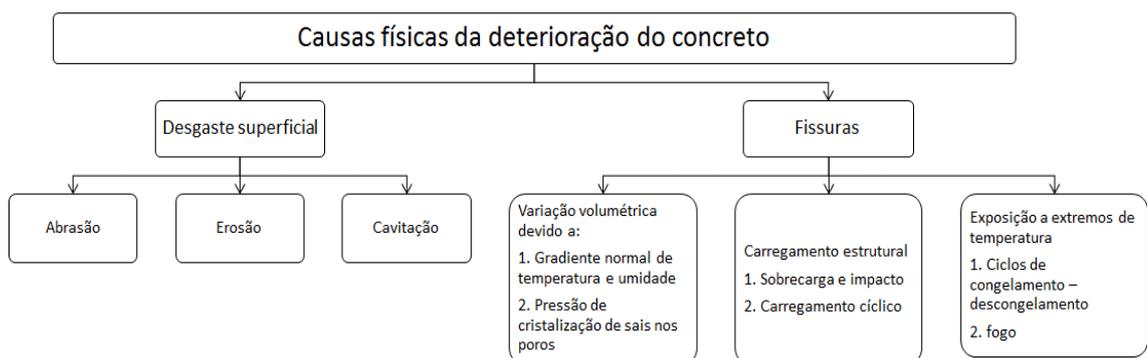


Figura 2-4. Causa físicas da deterioração do concreto (METHA e GERWICK, 1982 *apud* MEHTA e MONTEIRO, 2008)

A abrasão pode ser entendida como perda de massa superficial causada por ações de desgastes (atritos, arranhões ou percussões) geralmente a seco. A erosão está ligada às perdas de massa devido ao fluxo da água, em estruturas hidráulicas. E a cavitação está relacionada à perda de massa, causada pela formação de bolhas de vapor que sofrem perda localizada de pressão, tendendo à implosão, causando grande impacto sobre as superfícies de concreto (NEVILLE, 1997).

A resistência do concreto à abrasão está ligada diretamente à resistência da pasta e a seu fator água/cimento (a/c). Quanto menor o fator a/c da mistura maior será a resistência ao desgaste superficial. A resistência à erosão aumenta com o aumento do consumo de cimento do traço. Já a resistência à cavitação do concreto poderá ser melhorada com a utilização de polímeros, fibras em geral e tratamentos superficiais.

As fissuras podem prejudicar a durabilidade das estruturas de concreto por permitirem a entrada de agentes agressivos. Podem prejudicar a estanqueidade, transmissão acústica ou comprometer sua aparência, comprometendo sua integridade e comportamento em serviço (NEVILLE, 1997).

O surgimento das fissuras pode ocorrer com o concreto no estado fresco, por retrações diversas, por assentamento do concreto ou por problemas de dosagem do traço. Já no concreto endurecido, as fissuras podem ocorrer nas primeiras idades, por retração hidráulica ou movimentações em geral, e ao longo da vida útil da estrutura, por carregamentos, recalques, congelamento, variações térmicas ou exposição ao fogo.

2.3.2.2 Causas químicas da deterioração do concreto

Em geral, os processos de deterioração no concreto causados por reações químicas envolvem a interação entre os agentes agressivos presentes no meio ambiente com os constituintes da pasta de cimento, com exceção de algumas reações internas como por exemplo a reação entre os álcalis do cimento com alguns agregados reativos ou a hidratação da CaO e do MgO de forma tardia, conhecida como *etringita* tardia.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), os processos de degradação do concreto por agentes químicos podem ser divididos em três grupos (A, B e C), conforme apresentado na Figura 2-5. O grupo A compreende os processos que envolvem as reações de formação de produtos expansivos; o grupo B, as reações de troca de fluidos agressivos e componentes da pasta de cimento endurecido; e o grupo C, as reação envolvendo hidrólise

e lixiviação dos componentes da pasta de cimento endurecido. Os processos químicos podem ocorrer simultaneamente com processos físicos e até se reforçarem mutuamente.

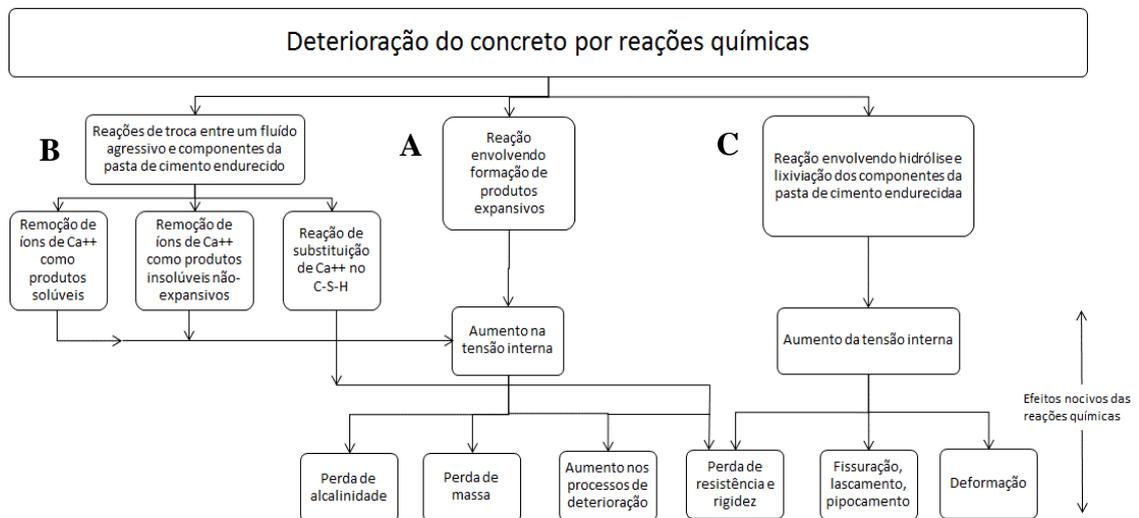


Figura 2-5. Tipos de reações químicas responsáveis pela deterioração do concreto (adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 2008).

No grupo A, ou seja, nas reações envolvendo produtos expansivos, pode-se destacar os ataques por sulfatos, a formação de *etringita* tardia e a reação álcali-agregado. Segundo Neville (1997), nos ataques por sulfatos, os mais comuns são os sulfatos de sódio, potássio, magnésio e cálcio, provenientes de águas freáticas, contaminadas com fertilizantes ou de efluentes industriais. Eles atacam o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) ou os produtos da hidratação do cimento, causando expansão e fissuração com consequente aumento de permeabilidade e, noutros casos, diminuição significativa da resistência e perda de massa.

No grupo B, as reações de troca catiônica podem ser de três tipos: (a) responsáveis pela formação de sais solúveis de cálcio, onde por exemplo ácidos como o ácido clorídrico, presente em efluentes industriais, entram em contato com o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ da pasta de cimento e forma um produto solúvel e de baixa resistência; (b) responsáveis pela formação de sais de cálcio insolúvel e não expansivo, como é o caso da reação do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ com os ácidos oxálico, tartárico, tânico e húmicos; (c) responsáveis por degradação do C-S-H (silicato de cálcio hidratado) por ataque de soluções contendo sais de magnésio, provocando consequências mais severas ao concreto.

No grupo C, na hidrólise dos componentes da pasta de cimento, as águas “moles” – com baixa concentração de íons de cálcio (Ca^{+}), geralmente provenientes do derretimento do gelo, condensação da neblina ou vapor de água – entram em contato com a pasta de cimento Portland e iniciam o processo de hidrólise ou dissolução dos produtos que contém cálcio solúveis. O processo é continuado até que grande parte dos produtos solúveis da pasta de cimento sejam lixiviados. A consequência desse processo é o surgimento de manchas brancas nas superfícies (eflorescência), aumento de porosidade do concreto e perda de resistência.

De modo geral, os ataques químicos nas estruturas de concreto provocam um aumento da porosidade e da permeabilidade do concreto, perda de alcalinidade, perda de massa, aumento dos processos de deterioração, perda de resistência e rigidez, fissuração e deformação.

Dentre os principais processos químicos que causam degradação nas estruturas de concreto, pode-se destacar a carbonatação (perda de alcalinidade). A Carbonatação pode ser entendida como a reação do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ com o CO_2 presente no meio, formando o carbonato de cálcio (CaCO_3). No entanto, quando se esgota o $\text{Ca}(\text{OH})_2$, também é possível a Carbonatação do C-S-H. O principal efeito dessa carbonatação é a redução do pH do concreto, que varia de 12,5 a 13,5 para, próximo de 9. Essa redução do pH causa a despassivação da camada protetora do aço da estrutura, abrindo a porta para o início da corrosão das armaduras quando na presença de oxigênio (O_2) e umidade (HELENE, 1993).

A velocidade da carbonatação depende basicamente do fator água/cimento, do consumo de cimento no traço de concreto, da concentração de CO_2 e da umidade do meio.

O cobrimento das armaduras também é um fator preponderante para postergar o tempo de despassivação das armaduras. A ABNT NBR 6118:2014 apresenta os cobrimentos mínimos em função da agressividade ambiental.

2.3.3 Normalização

A comunidade científica de todo o mundo tem desenvolvido muitos trabalhos relacionados à durabilidade e à vida útil das estruturas de concreto. Vários documentos nacionais e internacionais sobre o tema podem ser citados. Internacionalmente pode-se

destacar as normas ISO 15686, Model Code 90 do CEB-FIP e a norma americana ACI 201.2R (*Guide to Durable Concrete*).

No Brasil, diversas normas da ABNT tratam sobre o tema, citando-se: a ABNT NBR 6118, que a partir da versão de 2003 começou a abordar o conceito de agressividade ambiental correlacionado com a qualidade do concreto; a ABNT NBR 12655, que desde 2006 também correlaciona a agressividade ambiental com a qualidade do concreto; e a ABNT NBR 15575:2013, que estabelece critérios mínimos de desempenho para as estruturas de concreto das edificações residenciais.

2.4 Propriedades dinâmicas das estruturas

2.4.1 Generalidades

Segundo Lima e Santos (2008), a dinâmica das estruturas tem por objetivo a determinação dos deslocamentos, velocidades e acelerações de todos os elementos constituintes de uma estrutura, submetidos a cargas dinâmicas, ou seja, com variação no tempo, seja em magnitude, direção ou posição.

Se as cargas aplicadas numa estrutura tiverem variação de velocidade desprezível no tempo, é usual não levar em conta o aparecimento de forças de inércia, portanto podem ser consideradas como cargas estáticas. Caso contrário, podem surgir movimentos oscilatórios causando esforços internos maiores que os previstos, podendo gerar desconforto aos usuários da edificação e/ou afetar o funcionamento de equipamentos instalados (BRASIL e SILVA, 2013).

As características básicas da análise dinâmica das estruturas estão relacionadas com a aplicação de cargas com velocidade não desprezível, na obtenção das reações e esforços internos que se equilibram estaticamente e com as forças de inércia relacionadas com a massa da estrutura e, por último, com as forças de dissipação da energia do sistema (amortecimento).

Nobrega (2004) afirma que os testes dinâmicos mostram-se convenientes pelo caráter não destrutivo, permitindo a obtenção de informações em múltiplas regiões da estrutura e a respeito de sua massa, rigidez e do seu amortecimento, sendo este último, impossível de ser quantificado via análise estática. Ainda segundo o autor, a análise dinâmica apresenta-se bastante utilizada para avaliar a integridade das estruturas, ou seja, para averiguação

da existência de danos, da sua localização e severidade, tendo em vista que se a estrutura sofrer algum tipo de dano, suas características dinâmicas sofrerão alterações.

2.4.2 Vibrações livres em sistemas contínuos

A vibração pode ser considerada como qualquer movimento que se repete após um intervalo de tempo. Vibração livre ocorre quando um sistema oscila sob a ação de forças dentro do próprio sistema, sendo que forças externamente impostas estão ausentes. Quando os efeitos do atrito podem ser negligenciados, as vibrações são referidas como sem amortecimento, porém, na prática, todas as vibrações são amortecidas em algum grau.

Segundo Leissa e Qatu (2011), as vibrações nos sistemas contínuos podem ser definidas como o movimento periódico das partículas de um corpo elástico em direções opostas a partir do equilíbrio. Nos sistemas contínuos, a massa e a rigidez são distribuídas por todo o sistema num número infinito de coordenadas, diferentemente dos sistemas discretos onde esse número é finito.

Para exemplificar, pode-se considerar uma barra fixada numa extremidade e livre na outra como um sistema contínuo de massa M , conforme representado na Figura 2-6a, podendo sua massa específica ρ ser constante ou variável ao longo do comprimento l . Já para representar o mesmo modelo como discreto, as massas foram aglomeradas em pontos espaçados ligadas por molas de rigidez k (Figura 2-6b).

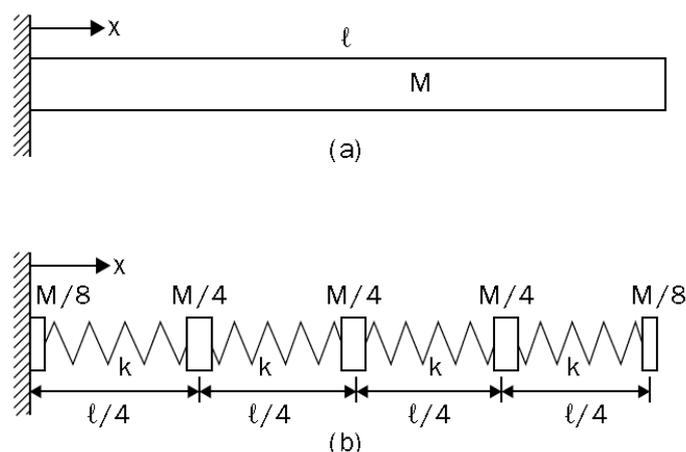


Figura 2-6. (a) Barra contínua de massa M ; (b) Modelo discretizado da barra (LEISSA e QATU, 2011).

2.4.3 Modos de vibração e frequência natural

Sabe-se que elementos ou sistemas estruturais podem entrar em vibração de diversos modos. Os modos de vibração estão relacionados com deformadas específicas que a estrutura sofre enquanto vibra, que dependem dos deslocamentos e velocidades iniciais que são imprimidas por uma ação externa. A cada modo de vibração está associada uma frequência de vibração. Essas frequências são chamadas de frequências naturais. Denomina-se como primeiro modo de vibração àquele de menor energia. A frequência natural para o primeiro modo de vibração é chamada de frequência fundamental.

O estudo da vibração de uma estrutura implica em conhecer seus modos de vibração e frequências associadas, processo este comumente chamado de análise modal.

Segundo Almeida (2005), o parâmetro modal mais importante numa análise estrutural é a frequência natural, que representa a taxa de oscilação livre, depois de cessada a força externa que provocou seu movimento. Por depender exclusivamente da massa e da rigidez do sistema, qualquer modificação nessas propriedades alterará seu valor.

As frequências naturais de um elemento contínuo, para os n modos de vibração, dependem de suas características geométricas, de sua massa, de sua rigidez (EI) e das condições de contorno (condições de apoio).

Leissa e Qatu (2011) apresentam com detalhes a solução da equação diferencial para o problema genérico da vibração livre em um elemento de barra. A rigor, a Eq. [2.2] é montada considerando as variações de movimento dos pontos da barra no espaço e no tempo, dada por:

$$EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad [2.2]$$

onde: u representa os deslocamentos transversais ao eixo da barra e é uma função tanto da posição como do tempo, $u(x,t)$; x é a variável correspondente à coordenada ao longo do eixo da barra; t é a variável correspondente ao tempo; ρ é a massa específica do material constituinte da barra; A é a área da seção transversal da barra.

Para resolver a Eq. [2.2], é útil uma separação de variáveis, escrevendo

$$u(x,t) = X\Phi \quad [2.3]$$

onde $X = X(x)$ e $\Phi = \Phi(t)$. Substituindo a Eq. 2.3 na Eq. [2.2], resulta em:

$$EI X^{IV} \Phi + \rho A X \Phi'' = 0 \quad [2.4]$$

Dividindo a Eq. [2.4] por $X\Phi$ e agrupando as constantes em um termo, obtém-se:

$$\frac{X^{IV}}{X} = -\left(\frac{\rho A}{EI}\right) \frac{\Phi''}{\Phi} \quad [2.5]$$

Assim, as variáveis foram separadas, e cada lado da Eq. [2.5] deve ser igual a uma constante, como, por exemplo, α^4 . Daí, pode-se escrever

$$X^{IV} - \alpha^4 X = 0 \quad [2.6]$$

$$\Phi'' + u^2 \Phi = 0 \quad [2.7]$$

onde: $u^2 = \frac{EI\alpha^4}{\rho A}$

A solução da Eq. [2.6] leva a

$$X(x) = C_1 \sin(\alpha x) + C_2 \cos(\alpha x) + C_3 \sinh(\alpha x) + C_4 \cosh(\alpha x) \quad [2.8]$$

onde: C_1, C_2, C_3 e C_4 são constantes de integração.

Os modos e as frequências de vibração são determinados substituindo-se na Eq. 2.8 quatro condições de contorno, duas em cada extremidade. Isto leva a um sistema de equações simultâneas com quatro incógnitas C_1, C_2, C_3 e C_4 . Para uma solução não trivial, o determinante da matriz de coeficientes deste sistema deve ser igualado a zero. As raízes deste determinante são os autovalores da matriz, dados tipicamente na forma αl , onde l é o comprimento da barra.

Pode-se definir um parâmetro de frequência para elementos estruturais lineares contínuos, dado pela Eq. 2.9, que é útil para a determinação da frequência natural de vibração.

$$\beta^2 = (\alpha l)^2 = \omega l^2 \sqrt{\frac{\rho A}{EI}} \quad [2.9]$$

onde: ω é a frequência angular; l é o comprimento do vão; ρ é a massa específica do elemento; A é a área da seção transversal; E é o módulo de elasticidade do material; I é o momento de inércia da seção transversal.

Na Tabela 2-1 são apresentados os valores de β^2 para os 5 primeiros modos de vibração para as condições de contorno apoiado-apoiado (A-A), engastado-engastado (E-E), engastado-apoiado (E-A) e engastado e livre (E-L).

Tabela 2-1 – Parâmetro de frequência β^2 (LEISSA e QATU, 2011).

| Modo | A-A | E-E | E-A | E-L |
|------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 9,869 | 22,373 | 15,418 | 3,516 |
| 2 | 39,478 | 61,673 | 49,965 | 22,034 |
| 3 | 88,826 | 120,903 | 104,248 | 61,697 |
| 4 | 157,914 | 199,859 | 178,270 | 120,902 |
| 5 | 246,740 | 298,559 | 272,031 | 199,860 |

A frequência natural em Hertz (Hz), apresentada pela Eq. [2.10] pode ser obtida a partir da Eq. [2.2] para diversas condições de contorno.

$$f = \beta^2 \frac{1}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad [2.10]$$

2.4.4 Amortecimento

O amortecimento representa a dissipação de energia de vibração em um sistema mecânico. A forma específica com que essa energia é dissipada depende de complexos mecanismos físicos que não são completamente compreendidos. Assim, toda representação matemática do amortecimento será uma generalização e aproximação de uma situação real (ADHIKARI, 2000).

Para Soriano (2014) os modelos de amortecimento mais empregados em análise dinâmica de estruturas são o Viscoso, de Coulomb e o Estrutural. O primeiro modelo é o mais empregado nas avaliações práticas de engenharia, por levar a equações do movimento com soluções mais simples e fornecer bons resultados na maior parte das aplicações.

Para realizar a medição do amortecimento é importante entender os mecanismos de dissipação de energia mecânica do sistema em análise, escolher um modelo que melhor represente as características de dissipação de energia e só então determinar a resposta do sistema através de testes. Usualmente, para a determinação do amortecimento são aplicados os métodos do Decremento Logarítmico, da Meia Amplitude e de Largura da Banda (SORIANO, 2014).

Antes do início da fissuração, os elementos de concreto armado apresentam um coeficiente de amortecimento inferior a 1% (ALMEIDA, 2005). Entretanto, com o incremento do carregamento, e por consequência o início do processo de fissuração, o valor do amortecimento vai aumentando gradativamente.

2.5 Análise estrutural

Segundo Martha (2011), a análise estrutural é a etapa do projeto estrutural na qual é feita uma previsão do comportamento da estrutura. Tem por objetivo determinar os esforços internos e externos, os deslocamentos e as correspondentes deformações da estrutura. A análise deve ser feita para os possíveis estágios de carregamentos e solicitações previamente determinados. O autor ainda divide o processo de análise estrutural em quatro níveis de abstração, conforme apresentado na Figura 2-7: estrutura real, modelo estrutural, modelo discretizado e modelo computacional.

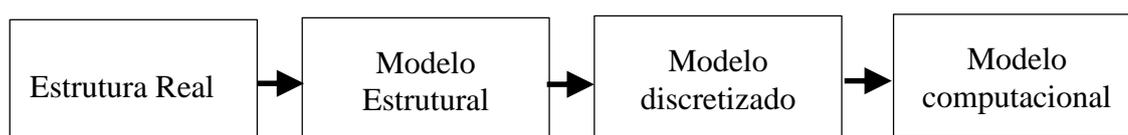


Figura 2-7. Quatro níveis de abstração para uma estrutura na análise estrutural (MARTHA, 2011).

O modelo estrutural, ou analítico, corresponde a uma representação matemática da estrutura. Nele são incorporadas todas as teorias e hipóteses feitas para descrever o comportamento da estrutura para as diversas solicitações. Nesta etapa, são consideradas as hipóteses sobre a geometria, o comportamento dos materiais, as condições de apoio e as ações atuantes. Essas hipóteses são baseadas em leis físicas, tais como equilíbrio entre forças e tensões, as relações de compatibilidade entre os deslocamentos e deformações, e as leis constitutivas dos materiais que compõem a estrutura.

Ainda segundo Martha (2011), as dificuldades inerentes à complexidade e quantidade de cálculos associadas à solução do modelo analítico estimularam avanços nas técnicas computacionais de solução de modelos discretos. Num modelo discreto, o comportamento analítico do modelo estrutural é substituído por um comportamento discreto, em que soluções analíticas contínuas são representadas pelos valores discretos dos parâmetros adotados.

Atualmente, encontram-se disponíveis diversos programas computacionais em que métodos matemáticos clássicos como o Método das Forças e o Método dos

Deslocamentos estão implementados de modo a possibilitar sua aplicação para a solução de modelos discretos. Para casos mais complexos, pode-se utilizar o Método dos Elementos Finitos, que facilita a modelagem de estruturas complexas.

A análise de uma estrutura pode ser efetuada por um dos métodos propostos pela ABNT NBR 6118:2014: análise linear, onde admite-se o comportamento elástico-linear do concreto armado; análise linear com redistribuição, onde os efeitos das ações são redistribuídos na estrutura; análise plástica, onde admite-se um comportamento dos materiais rígido-plástico perfeito; análise não linear, onde admite-se a não linearidade do comportamento do concreto armado; e análise através de modelos físicos, onde o comportamento estrutural é determinado a partir de ensaios realizados com modelos físicos, considerando os critérios de semelhança mecânica.

De acordo com Fusco (1976) o comportamento linear da estrutura exige que os materiais também se comportem linearmente. Quando essa condição não é satisfeita, podem ocorrer não-linearidades físicas (relacionadas com a variabilidade das propriedades do concreto) e geométricas na estrutura, sendo esta última relacionada com o deslocamento horizontal dos nós, ao receber carregamentos, devendo a estrutura ser analisada na condição deformada e considerado os efeitos de 2ª ordem.

Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. (ABNT NBR 6118:2014, p. 100)

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o modelo estrutural deve ser realista, permitindo representar de maneira clara os caminhos percorridos pelas ações até aos apoios da estrutura, bem como a não linearidade dos materiais. A norma descreve ainda que o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos de uma ação numa estrutura, com a finalidade de verificar os estados limites últimos e de serviço dos elementos estruturais.

2.6 Verificação do dimensionamento

2.6.1 Verificação para Estados Limites Últimos (ELU)

Segundo a ABNT NBR 8681:2004, estados limites são os estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado e o estado limite último é aquele que, pela sua simples ocorrência, determina a paralisação no todo ou em parte do uso da estrutura.

A verificação do dimensionamento de uma estrutura de concreto armado frente aos ELU deve ser realizada de modo a garantir que a estrutura seja segura para uma probabilidade suficientemente pequena de ruína e suficientemente dúctil, de forma a alertar aos usuários na iminência de ruína. A condição para garantia da segurança é dada por:

$$R_d \geq S_d \quad [2.11]$$

onde R_d é a resistência de cálculo e S_d é a solicitação de cálculo.

Para a ABNT NBR 6118:2014, o dimensionamento das armaduras longitudinais de elementos lineares sujeitos a força normal e momento fletor deve conduzir a um conjunto de esforços resistentes (N_{Rd} , M_{Rd}) que definam uma envoltória limite para os esforços solicitantes (N_{Sd} , M_{Sd}) determinados na análise estrutural. Na situação de flexão oblíqua, simples ou composta, a Eq. 2.12 pode ser adotada para verificação do dimensionamento.

$$\left[\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}} \right]^\alpha = 1 \quad [2.12]$$

onde $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ são os momentos resistentes de cálculo segundo os dois eixos principais de inércia da seção bruta, x e y , respectivamente, com um esforço normal resistente de cálculo N_{Rd} igual à força normal solicitante de cálculo, N_{Sd} . $M_{Rd,y}$ e $M_{Rd,yy}$ são os momentos resistentes de cálculo segundo cada um dos referidos eixos em flexão composta normal, com o mesmo valor de N_{Rd} . Esses valores são calculados a partir do arranjo e da quantidade de armadura em estudo e α é um expoente cujo valor depende de vários fatores, entre eles o valor da força normal, a forma da seção, o arranjo da armadura e de suas porcentagens. Em geral, pode ser adotado $\alpha = 1$, a favor da segurança. No caso de seções retangulares, pode-se adotar $\alpha = 1,2$.

2.6.2 Verificação para Estados Limites de Serviço (ELS)

Segundo a ABNT NBR 8681:2004, os estados limites de serviço são aqueles que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

A ABNT NBR 6118:2014 afirma que os ELS estão relacionados ao conforto dos usuários, à durabilidade da estrutura, aparência e boa utilização, seja esse último em relação aos usuários ou ao bom funcionamento de máquinas e equipamentos. A norma ainda estabelece que nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente entre o estágio I e o estágio II, separados pelo momento de fissuração, dado pela expressão:

$$M_r = \frac{\varphi f_{ct} I_c}{y_t} \quad [2.13]$$

onde: φ o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta; y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada; I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto e f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto.

Os ELS usualmente considerados em estruturas de concreto armado são: Estado Limite de Deformação Excessivas (ELS-DEF), Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W) e Estado Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE), verificados segundo as combinações de serviço. São estabelecidos por norma os valores limites de deformações e deslocamentos, de abertura de fissura e da estimativa dos efeitos dinâmicos.

A ABNT NBR 6118:2014 classifica os deslocamentos limites para verificação em serviço em: (a) aceitabilidade sensorial, onde o efeito é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável; (b) efeitos específicos, onde podem impedir a utilização adequada da edificação; (c) efeitos em elementos não estruturais, onde podem causar o seu mal funcionamento; e (d) efeitos em elementos estruturais, onde os deslocamentos podem incorporar tensões relevantes e não previstas no modelo estrutural.

A norma também estabelece os limites máximos para as aberturas de fissuras, a fim de não comprometerem a durabilidade da estrutura, em função do tipo de concreto (simples,

armado ou protendido) e da classe de agressividade ambiental. Por último, a norma afirma que as ações dinâmicas podem provocar ELS e ELU por vibração excessiva ou por fadiga dos materiais, e que o aumento das deformações é progressivo sob ações dinâmicas cíclicas somando-se o acréscimo de deformações decorrentes da fluência.

2.7 Estudos realizados por outros autores relacionados à obtenção das propriedades de estruturas existentes de concreto armado

2.7.1 *Morais, Couto e Helene (2015)*

O trabalho realizado por Moraes, Couto e Helene (2015), intitulado de “*Inspeção e diagnóstico de manifestações patológicas em estrutura de concreto pré-fabricado – estudo de caso*”, apresenta os resultados de uma inspeção realizada numa estrutura de concreto pré-fabricado situada numa área urbana e litorânea de uma cidade brasileira. A estrutura inspecionada apresentava problemas de desempenho estrutural, tais como aparecimento de fissuras, deformações e vibrações excessivas, além de diversas manifestações patológicas no concreto.

Foram realizadas, primeiramente, uma inspeção visual da estrutura e uma verificação dos projetos arquitetônico e estrutural. Posteriormente foram realizados diversos ensaios de caráter não destrutivo e semidestruutivo, a fim de avaliar as características dos materiais da estrutura (concreto e aço). Por último foi realizada uma análise do projeto estrutural e criados modelos numéricos calibrados com os resultados obtidos, obedecendo os critérios estabelecidos pelas normas de projeto de concreto armado e projeto de concreto pré-fabricado.

Por meio dos ensaios de campo e de laboratório foi possível verificar que, em mais de 50% das amostras, a frente de carbonatação atingiu as armaduras, porém, pelo ensaio de potencial de corrosão das armaduras, a probabilidade de corrosão apresentava níveis baixos. Verificou-se que a correlação entre os resultados do índice esclerométrico com os resultados de resistência dos testemunhos extraídos foi baixa, com R^2 menor que 0,5. Por isso foram utilizados os resultados de resistência dos testemunhos na modelagem numérica. Os resultados do ensaio de ultrassom apresentaram baixo desvio padrão, indicando certa homogeneidade do concreto.

Os autores concluíram que os resultados obtidos com os ensaios de campo e de laboratório possibilitaram a elaboração de um projeto de intervenção que garantisse o atendimento dos requisitos de durabilidade e desempenho estrutural adequados. A intervenção previa a aplicação de proteção superficial, com objetivo de compensar a deficiência nos cobrimentos e proporcionar a reabilitação estrutural dos elementos que apresentavam fissuras, deformações e vibrações excessivas.

2.7.2 Sahuinco (2011)

O trabalho realizado por Sahuinco (2011), intitulado de “*Utilização de métodos não destrutivos e semidestruídos na avaliação de pontes de concreto*” mostra uma comparação entre a inspeção visual e a aplicação de métodos de ensaio não destrutivos e semidestruídos na avaliação quantitativa da condição estrutural de pontes de concreto armado. No trabalho, o autor apresenta um estudo de caso de uma ponte situada sobre o rio Jaguari, no estado de São Paulo, no qual o objetivo era determinar a condição atual da estrutura, procurando apresentar uma alternativa para a avaliação de pontes de concreto.

No estudo de caso, primeiramente foi elaborado um relatório, a partir de uma inspeção visual detalhada da ponte, contendo informações sobre sua geometria, concepção estrutural e condições de durabilidade dos elementos estruturais. Posteriormente foram realizados os ensaios de campo: pacometria, esclerometria, ultrassom, carbonatação, resistividade elétrica, teor de cloretos e extração de testemunhos.

O relatório de inspeção visual continha informações sobre dimensões dos elementos e dos vãos, localizações de fissuras e demais manifestações patológicas no concreto. Por meio dos ensaios de campo foi possível determinar que o cobrimento médio das barras nos locais investigados era de 2,65 cm, e que a profundidade da frente de carbonatação era de 1,23 cm. Pelo ensaio de ultrassom verificou-se certa homogeneidade do concreto, pela baixa dispersão dos resultados. Foram obtidos valores da resistência à compressão pelo esclerômetro e pelos testemunhos extraídos. Pelas equações de previsão da vida útil, verificou-se que o tempo necessário para a frente de carbonatação atingir a armadura é de pelo menos 10 anos, na região mais desfavorável.

A metodologia investigativa aplicada pelo autor se mostrou eficiente para determinação das características dos materiais da estrutura (concreto e aço), tendo em vista que foi possível obter com detalhes a qualidade da estrutura. Os resultados obtidos com a

metodologia aplicada podem auxiliar na composição de planos de ações para reparo e reforço da estrutura.

2.7.3 Almeida (2005)

No estudo intitulado “*Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura*”, Almeida (2005) avaliou os efeitos da danificação progressiva na frequência fundamental e na rigidez de vigas de concreto armado por meio de ensaios dinâmicos. Para isso, analisou três vigas de concreto armado com dimensões 6,0 cm x 12,0 cm x 106,0 cm, com armadura longitudinal de tração de 2Ø6,3 mm e longitudinal de compressão de 2Ø4,2 mm. Os elementos foram submetidos a quatro estágios progressivos de carregamento e descarregamento, até atingir sua ruptura. Após cada ciclo, as propriedades dinâmicas das vigas foram determinadas na condição de apoio livre-livre.

A partir do ensaio dinâmico nas vigas, foi possível observar uma redução do módulo de elasticidade dinâmico e da frequência fundamental com o aumento da carga atuante sobre os elementos. Para o último estágio de carga, a redução média da rigidez foi de 63,3% quando comparada ao elemento íntegro.

O autor pôde concluir que a análise dinâmica para determinação da rigidez se mostrou uma ferramenta adequada para avaliar a integridade estrutural de elementos de concreto armado danificados.

3

MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, apresentam-se a proposta de uma metodologia para a avaliação de estruturas de concreto degradadas, os ensaios e os procedimentos adotados no desenvolvimento do programa experimental da pesquisa, bem como os equipamentos utilizados.

3.1 Metodologia proposta

Na Figura 3-1, apresenta-se, esquematicamente, a metodologia proposta para a verificação de estruturas de concreto degradadas.

Metodologia para avaliação de estruturas de concreto armado degradadas

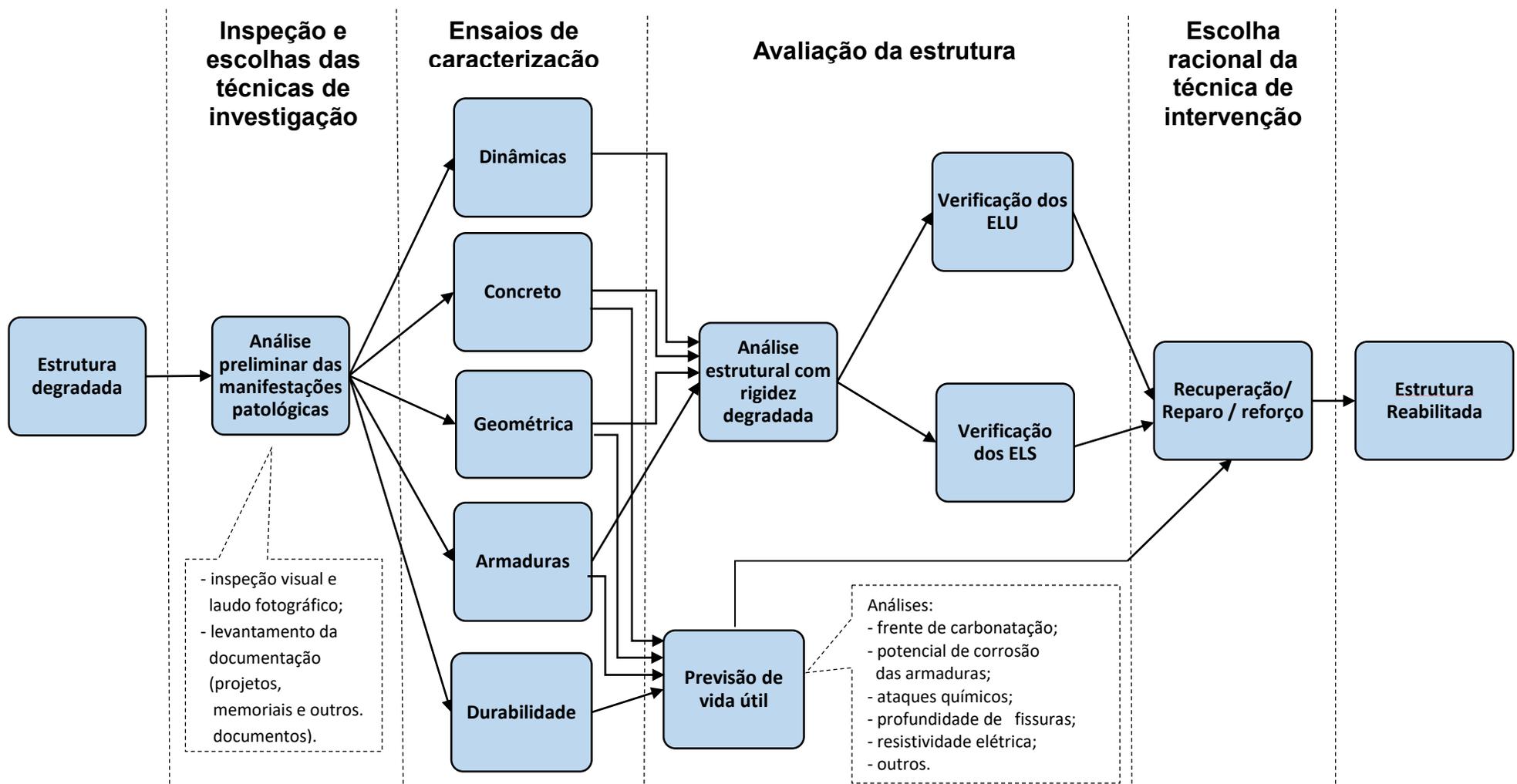


Figura 3-1. Diagrama representativo da metodologia proposta.

3.2 Equipamentos utilizados

Na Tabela 3-1 estão relacionados todos os equipamentos utilizados para execução dos ensaios não destrutivos (END) e semidestrutivos (ESD), realizados no laboratório e em campo.

Tabela 3-1. Equipamentos utilizados nos ensaios.

| Equipamento | Descrição |
|---|--|
|  | Máquina universal de ensaios, EMIC, modelo DL60000, com capacidade de aplicação de 600kN. |
|  | Acelerômetro tri-axial MEMS (micro-electro-mechanical systems) do tipo GP2Lx USB da marca SENSUR. Conexão USB em notebook com programa de aquisição de dados instalado. Range de 200 Hz, taxa de aquisição de 50 milissegundos – configurável pelo usuário |
|  | Computador com os programas de controle dos sistemas de aquisição de dados. |

Tabela 3.1 – Equipamentos utilizados nos ensaios (continuação).

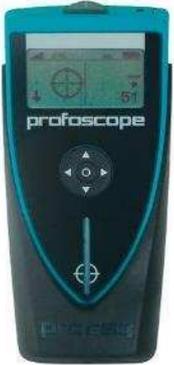
| Equipamento | Descrição |
|---|--|
|  | Martelo para teste de concreto (esclerômetro), Modelo SilverSchmidt ST/PC Tipo N/L, marca Proceq. |
|  | Aparelho de ultrassom modelo Pundit Lab marca Proceq, largura da banda 20 a 500kHz, resolução de 0,1 μ s |
|  | Pacômetro modelo Profoscope, marca Proceq. |

Tabela 3.1 – Equipamentos utilizados nos ensaios (continuação).

| Equipamento | Descrição |
|--|--|
|  | <p>Microcomputador, Dell, utilizado para controlar a máquina universal de ensaios por meio do software TESC.</p> |
|  | <p><i>Laser Scanner</i> modelo Z+F Imager 5010C Technical Data para levantamento geométrico da estrutura.</p> |

3.3 Programa experimental e simulação numérica

No programa experimental, primeiramente foi realizado em laboratório um estudo piloto, numa viga de concreto armado, onde foi avaliada a perda de rigidez causada pela danificação progressiva na viga. Posteriormente, foi realizado um estudo de caso, onde foram avaliados por meio de ensaios de caracterização dos materiais e análise numérica, os efeitos da degradação em uma estrutura real de concreto armado exposta por vários anos a intempéries climáticas.

3.3.1 Estudo piloto para avaliação da degradação da rigidez de uma viga de concreto armado em laboratório

A fim de aprimorar os conhecimentos operacionais para execução do ensaio dinâmico, bem como avaliar a perda de rigidez de um elemento estrutural de concreto armado, causada por uma danificação progressiva, foi realizado no Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da UFV um estudo piloto numa viga de concreto armado de dimensões 9x18x180cm.

A viga de concreto armado foi moldada com um concreto elaborado com cimento CPIII-40-RS, agregado miúdo natural e artificial, agregado graúdo gnaisse com $d_{max} = 12,5$ mm e fator água/cimento = 0,60. A armadura da viga foi composta por duas barras de aço CA50 de ϕ 8,0 mm na seção tracionada e estribos de aço CA60 de ϕ 4,2 mm a cada 15 cm, conforme apresentado na Figura 3-2.

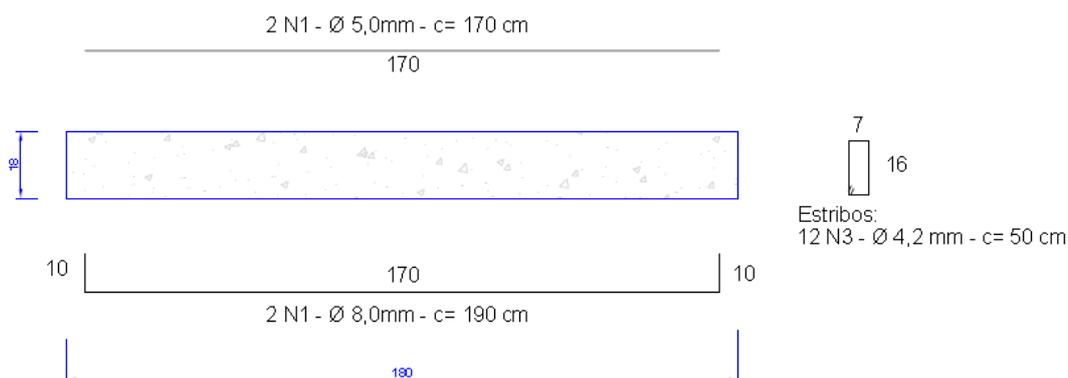
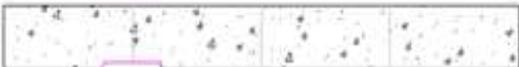


Figura 3-2. Detalhamento da viga de concreto armado.

Os danos foram provocados na viga de forma controlada, com auxílio de uma serra circular elétrica. A cada passo do ensaio, a massa da viga era medida e sua frequência fundamental determinada. Os danos provocados foram identificados como dano 1, dano 2, dano 3, dano 4 e dano 5, conforme apresentados na Tabela 3-2.

Tabela 3-2. Etapas de danificação na viga.

| | | |
|---|---------|--|
|  | Íntegra | Dano 1: Corte com subtração de massa localizado em $L/4$ na viga |
|  | Dano 1 | Dano 2: Ampliação do dano 1, com corte e subtração de massa |
|  | Dano 2 | Dano 3: Corte e subtração de massa em $3L/4$ da viga |
|  | Dano 3 | Dano 4: Corte em uma das faces laterais, em $L/2$, com profundidade de 10mm e sem atingir a armadura |
|  | Dano 4 | Dano 5: Dois cortes, um na face inferior e outro na superior, ambos com profundidade de 10mm, sem atingir a armadura |
|  | Dano 5 | |

$L/4$ $L/4$ $L/4$ $L/4$

Na Figura 3-3 está ilustrado o processo de danificação na viga, com auxílio de uma serra circular elétrica.



Figura 3-3. Detalhe da produção do dano na viga.

Na Tabela 3-3 estão apresentadas as massas subtraídas e a massa final da viga após cada estágio de danificação.

Tabela 3-3. Evolução da subtração de massa na viga.

| Estágio de danificação | Massa subtraída (kg) | Massa (kg) | % da massa íntegra |
|------------------------|----------------------|------------|--------------------|
| Íntegra | 0,000 | 70,980 | 100,00% |
| Dano 1 | 0,392 | 70,588 | 99,45% |
| Dano 2 | 0,783 | 69,805 | 98,34% |
| Dano 3 | 0,956 | 68,849 | 97,00% |
| Dano 4 | 0,089 | 68,760 | 96,87% |
| Dano 5 | 0,035 | 68,725 | 96,82% |

Para determinação experimental das frequências fundamentais da viga em cada estágio de danificação do experimento, foi utilizado um acelerômetro tridimensional da marca *SENSR* apresentado na Tabela 3.1. O dispositivo é conectado diretamente a um *notebook* por uma porta USB, comunicando-se com seu programa de aquisição de dados. A excitação na viga foi provocada por golpes de uma marreta de borracha aplicados na parte superior da viga, na posição L/4 do vão (Figura 3-4).

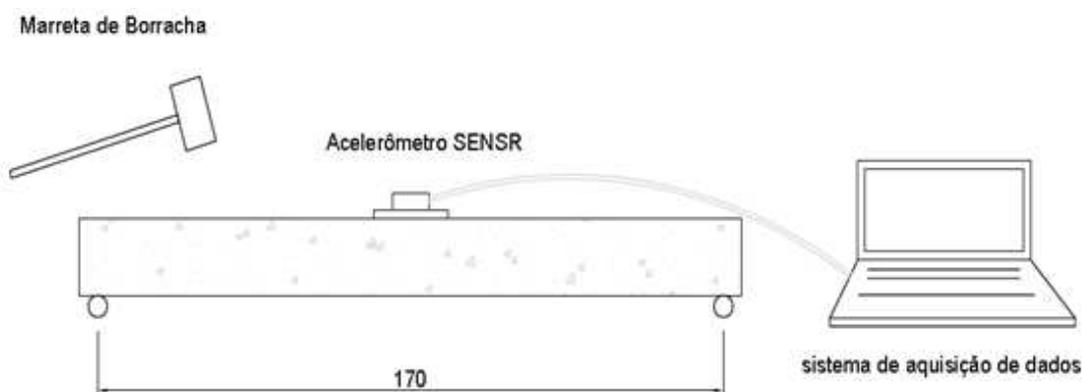


Figura 3-4. Esquema de montagem do ensaio.

Os dados aquisitados foram tratados com o auxílio do software *SENSVIEW* que codifica, filtra e analisa os sinais recebidos do acelerômetro, transformando-os em aceleração/tempo, para as três direções (x , y e z). O *SENSVIEW* possui implementado um algoritmo FFT (*Fast Fourier Transform*) que converte o sinal no domínio do tempo para o domínio da frequência, possibilitando a obtenção da frequência natural do elemento ensaiado (Figura 3-5).

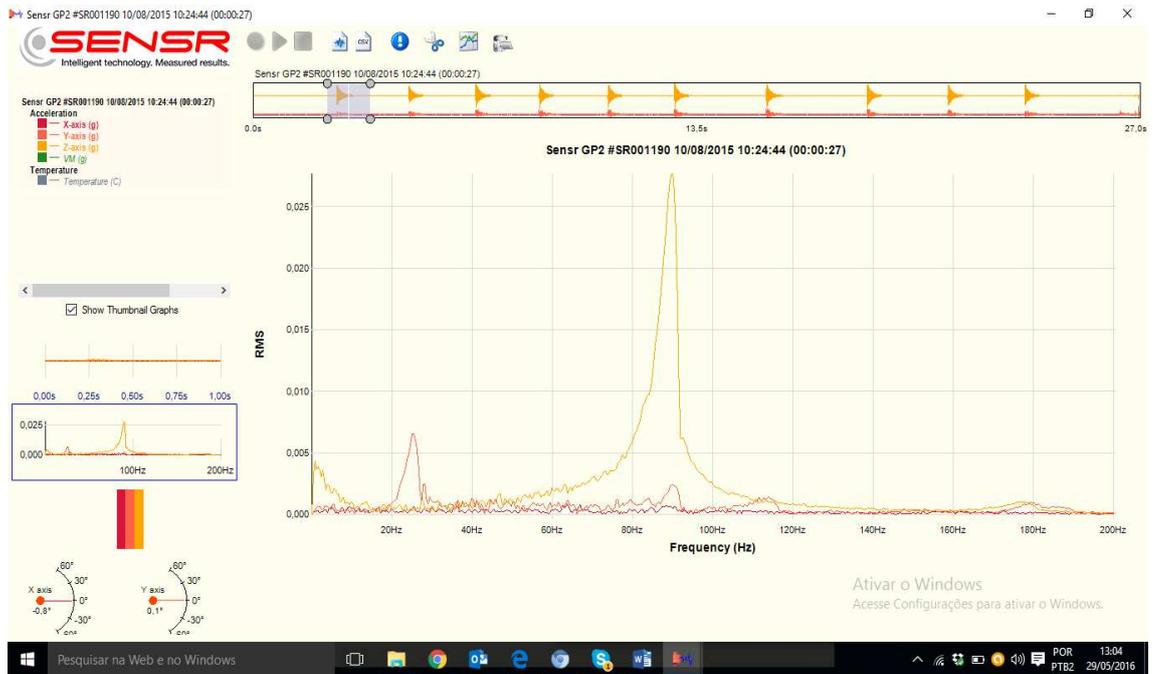


Figura 3-5. Interface do software SENSVIEW.

Segundo Leissa e Qatu (2011), o parâmetro de frequência β^2 , dado pela Eq. 2.9, para o modelo de viga bi-apoiada, conforme adotado no ensaio, é $\beta^2 = 9,8696$.

Dividindo a frequência angular ω por 2π , a equação para a frequência natural, em Hz , poderá ser reescrita por:

$$f = 9,8696 \frac{1}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad [3.1]$$

Para obtenção da rigidez em cada etapa do ensaio, resolve-se a Eq. 3.1 para EI , sendo f a frequência obtida experimentalmente, l o comprimento entre apoios (vão), ρ a massa específica da viga obtida experimentalmente e A a área média da seção transversal.

Neste caso, em particular, pode-se utilizar o valor de β^2 da Tabela 2-1 para a estimativa da rigidez EI , porque as condições de contorno do modelo utilizado no teste piloto correspondem à situação apoiado-apoiado (A-A).

Para o cálculo do fator de amortecimento, em cada etapa do ensaio da viga foi adotada a metodologia do decremento logarítmico

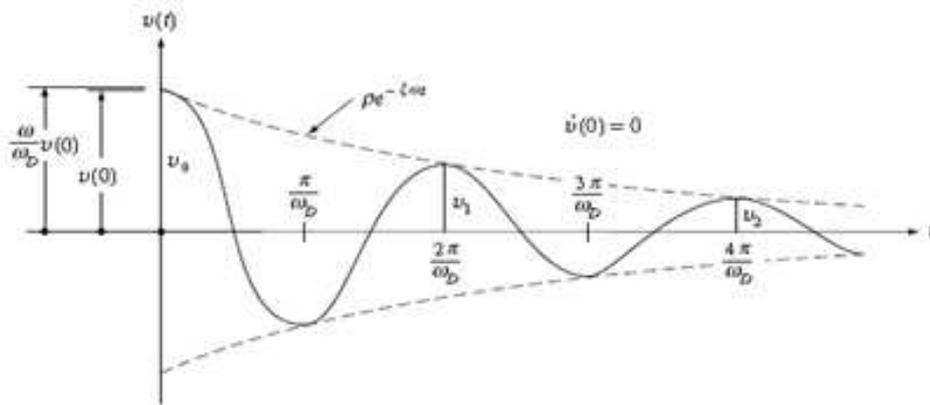


Figura 3-6. Resposta de vibração livre para um sistema subamortecido (Clough e Penzien, 1995).

O decremento logarítmico (δ) pode ser obtido pela expressão:

$$\delta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} = \left[\frac{v_i}{v_{i+1}} \right] \quad [3.2]$$

onde os termos v_i e v_{i+1} são a resposta da aceleração no tempo, obtidas no ensaio dinâmico, conforme ilustrado na Figura 3.5. Já o fator de amortecimento (ξ) é dado pela expressão.

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 n^2 - \delta^2}} \quad [3.3]$$

onde n é o número do ciclo considerado, obtido do gráfico de resposta de vibração livre para um sistema subamortecido.

3.3.2 Estudo de caso

A edificação do presente estudo faz parte do conjunto de prédios da antiga Usina de Álcool da FUNARBE. Está localizada na zona rural do município de Viçosa (MG), próxima ao aeroporto e às margens da rodovia BR 120, nas coordenadas geográficas 20°45'23.23"S e 42°50'20,98"O, 664 m acima do nível do mar.

Construída no início da década de 80, a Usina de Álcool foi uma iniciativa da FUNARBE de colaborar com o programa PROALCOOL do governo brasileiro daquela época. O complexo arquitetônico é composto por quatro prédios, sendo eles uma torre utilizada para processar a destilação do álcool, um galpão utilizado no processamento produtivo e dois prédios administrativos. Na Figura 3-7 apresenta-se uma vista aérea com a localização da antiga usina de álcool da Fundação Arthur Bernardes (FUNARBE) da Universidade Federal de Viçosa - UFV.



Figura 3-7. Vista aérea da usina experimental de álcool da UFV. (www.google.com).

A torre de destilação, conforme destacado na Figura 3-8, é um pórtico de concreto armado moldado *in-loco*, com 232,5 m² de área construída distribuída em cinco pavimentos.



Figura 3-8. Vista frontal da usina de álcool da FUNARBE. (www.google.com).

Na Figura 3-9 apresenta-se uma vista da torre de destilação da usina de álcool da FUNARBE.



Figura 3-9. Vista da torre de destilação

3.3.2.1 Características geométricas da estrutura

A determinação das características geométricas da estrutura foi realizada com auxílio de um scanner a *LASER* (*Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation*). O funcionamento do equipamento é baseado na utilização de um feixe de *LASER* que é emitido em direção ao objeto. O equipamento é composto por três componentes básicos: uma unidade de medição *LASER*, encarregada de emitir e receber o sinal, um sistema de varredura ótico-mecânico e uma unidade de registro de medições de apoio. O resultado final do processo de medição e processamento é uma nuvem de pontos chamada de modelo numérico de superfícies. As nuvens de pontos, com as coordenadas dos pontos no espaço, são coletadas de várias direções e juntadas por meio de pontos em comum marcados por alvos. (NASCIMENTO JUNIOR; SCHULER e CAVALCANTE, 2006).

Para auxiliar na formação da imagem, alvos de papel foram previamente fixados na estrutura, conforme apresentado na Figura 3-10, para auxiliar na unificação das leituras realizadas por diversas vistas.

Primeiramente foram feitas as leituras na parte externa da estrutura, em seis pontos distintos. Posteriormente o equipamento foi instalado no interior da estrutura e foram realizadas outras dez leituras, sendo duas em cada pavimento.



Figura 3-10. Alvos de papel fixados na estrutura.

A nuvem de pontos sobrepostos pelas diversas leituras realizadas com o equipamento, foi tratada no programa REVIT da Autodesk, produzindo uma imagem em três dimensões da estrutura (Figura 3-11). A técnica se mostrou bastante eficiente para obtenção das características geométricas da estrutura, tendo em vista que as medidas se mostraram bastante precisas.

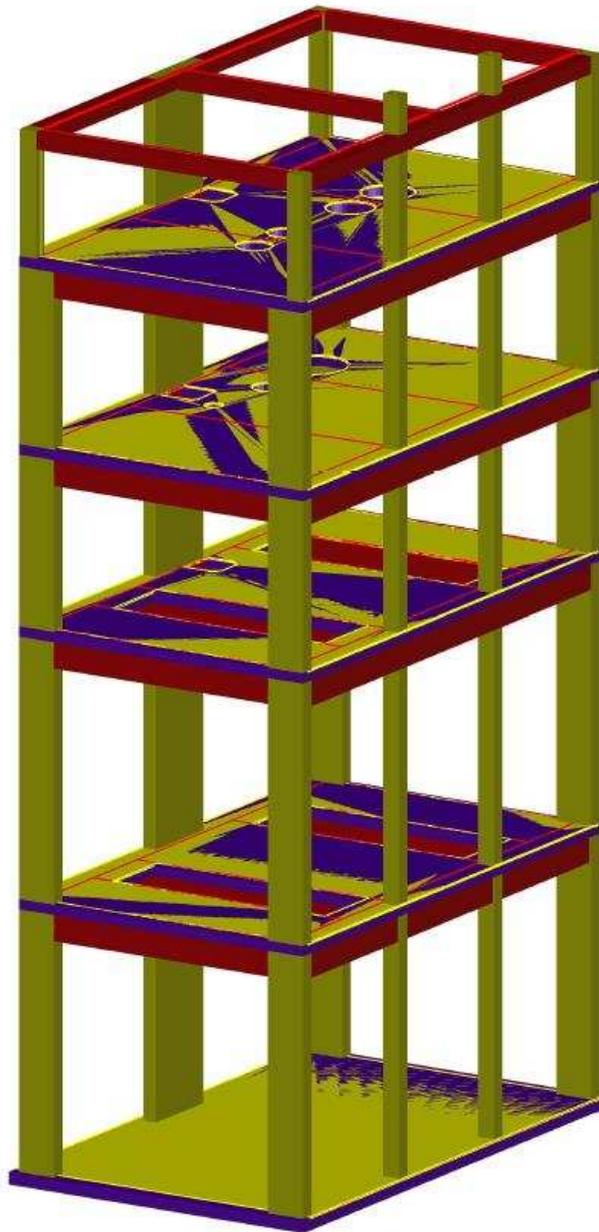


Figura 3-11. Modelo tridimensional da estrutura reconstituído a partir dos dados do LASER Scanner.

A partir do modelo tridimensional foi possível construir cortes, plantas baixas e detalhamento das seções transversais dos elementos estruturais da torre, com dimensões realistas. As características geométricas da estrutura, obtidas no levantamento com o *Laser Scanner*, foram utilizadas posteriormente para elaboração dos modelos numéricos.

Na Figura 3-12 apresenta-se o desenho da planta baixa no pavimento térreo, extraído do modelo tridimensional.

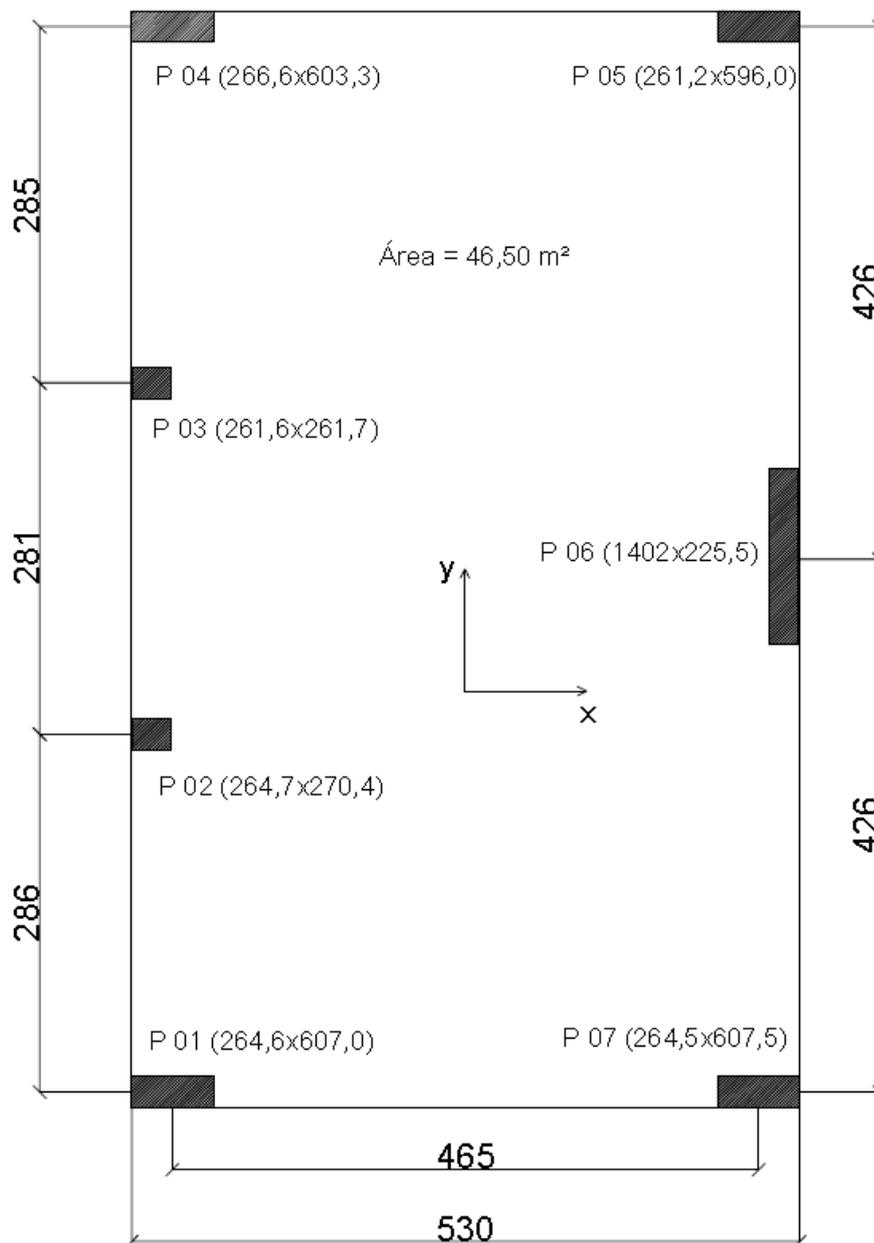


Figura 3-12. Planta baixa do pavimento térreo, dimensões em centímetros (sem escala).

3.3.2.2 Caracterização do concreto

As características mecânicas do concreto da estrutura, tais como resistência à compressão, módulo de elasticidade e massa específica, foram investigadas por meio de ensaios de caráter não destrutivo (END) e semidestruutivo (ESD), realizados *in loco* e em laboratório.

Tais características foram utilizadas posteriormente para elaboração dos modelos numéricos.

A resistência à compressão do concreto dos elementos estruturais investigados foi determinada a partir da correlação dos resultados do ESD com os ENDS. O módulo de elasticidade foi determinado a partir das leituras da velocidade da onda ultrassônica, conforme descrito pela norma americana ASTM C597-09. A massa específica foi determinada a partir de testemunhos extraídos da estrutura, conforme a prescrição da ABNT NBR 7680:2015.

3.3.2.2.1 Extração dos testemunhos da estrutura

As extrações dos testemunhos de concreto da estrutura foram realizadas nos pilares P6 e P7. Com esses testemunhos foram realizados ensaios de resistência à compressão, de módulo de elasticidade, de absorção de água e de massa específica do concreto. Na figura 3.11 observa-se em detalhe a extração de um testemunho no pilar P6.

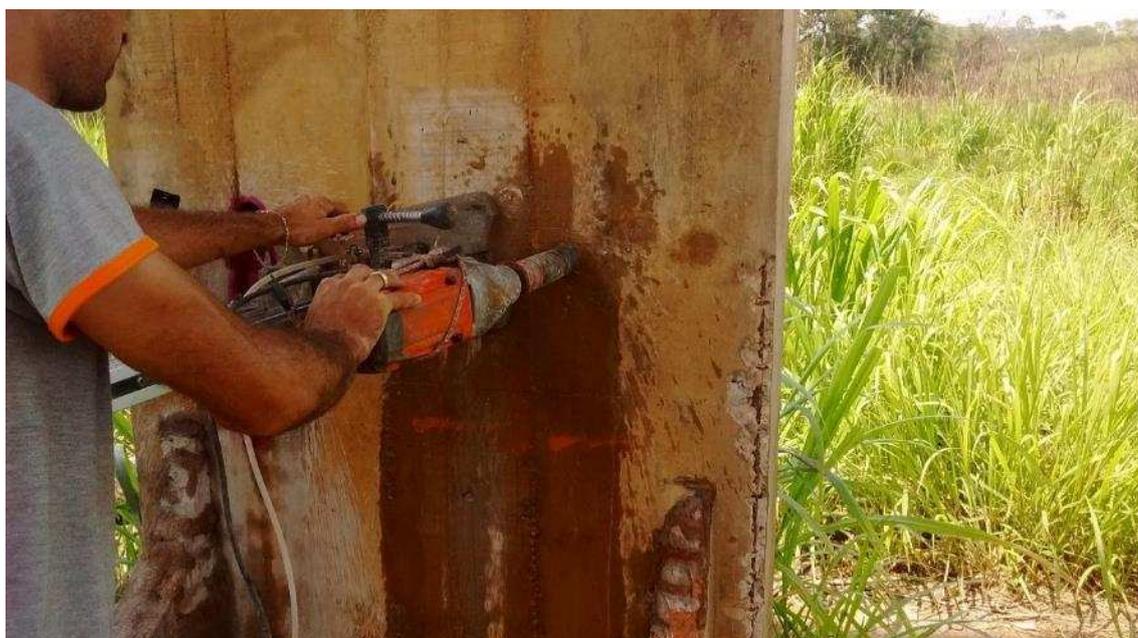


Figura 3-13. Detalhe da extração de testemunhos de concreto da estrutura.

A quantidade, a localização e o diâmetro dos testemunhos extraídos da estrutura estão apresentados na Tabela 3-4. Os testemunhos foram preparados mantendo uma relação diâmetro/altura igual a 0,5 ($d/h = 0,5$), garantindo que o coeficiente de correção para a relação d/h fosse igual a 1.

Tabela 3-4. Relação dos testemunhos extraídos da estrutura.

| Pilar | Quantidade | Diâmetro |
|--------------|-------------------|-----------------|
| P6 | 5 | 50 mm |
| P7 | 4 | 75mm |
| P7 | 2 | 100 mm |

A escolha da quantidade e dos diâmetros dos testemunhos extraídos da estrutura ficaram condicionados a outros trabalhos acadêmicos realizados previamente.

Os testemunhos com diâmetro de 50 e 75 mm foram submetidos ao ensaio de módulo de elasticidade secante, levando o ensaio até a ruptura, conforme descrito na ABNT NBR 8522:2008. Inicialmente um testemunho de cada diâmetro foi rompido à compressão para obtenção da resistência (f_c).

3.3.2.2.2 Determinação do índice esclerométrico dos elementos da estrutura

O ensaio de dureza superficial, por meio do esclerômetro de *Schmidt* apresentado na Tabela 3-1, foi realizado segundo a ABNT NBR 7584:2013, perfazendo-se três leituras, com 16 impactos cada, em todos os pilares do pavimento térreo.

O índice esclerométrico (IE) foi obtido para cada leitura desprezando-se as leituras com divergência maior que 10% em relação à média. Posteriormente calculou-se o índice esclerométrico médio (IE_{med}) de cada pilar, a partir da média das três leituras. Na Tabela 3-5 apresenta-se o modelo da planilha de campo utilizada para lançamento das leituras realizadas com esclerômetro.

Tabela 3-5. Planilhas de campo para leitura dos índices esclerométricos.

| Leitura 1 | | | Leitura 2 | | | Leitura 3 | | |
|-----------|--------------|-------------|-----------|--------------|------------|-----------|--------------|------------|
| Peça: | | P1 – térreo | Peça: | | P1 -térreo | Peça: | | P1 -térreo |
| Repetição | IE | IE válido | Repetição | IE | IE válido | Repetição | IE | IE válido |
| 1 | 56,5 | 56,5 | 1 | 63,0 | 63,0 | 1 | 59,5 | 59,5 |
| 2 | 53,5 | | 2 | 65,0 | | 2 | 63,5 | 63,5 |
| 3 | 57,0 | 57,0 | 3 | 55,0 | 55,0 | 3 | 63,0 | 63,0 |
| 4 | 67,0 | | 4 | 58,0 | 58,0 | 4 | 73,0 | |
| 5 | 66,0 | 66,0 | 5 | 58,0 | 58,0 | 5 | 61,5 | 61,5 |
| 6 | 62,5 | 62,5 | 6 | 55,0 | 55,0 | 6 | 60,5 | 60,5 |
| 7 | 58,0 | 58,0 | 7 | 54,5 | 54,5 | 7 | 59,5 | 59,5 |
| 8 | 61,0 | 61,0 | 8 | 59,5 | 59,5 | 8 | 68,0 | 68,0 |
| 9 | 58,6 | 58,6 | 9 | 57,5 | 57,5 | 9 | 59,0 | 59,0 |
| 10 | 56,0 | 56,0 | 10 | 59,0 | 59,0 | 10 | 59,5 | 59,5 |
| 11 | 71,6 | | 11 | 53,5 | 53,5 | 11 | 58,0 | 58,0 |
| 12 | 64,0 | 64,0 | 12 | 56,5 | 56,5 | 12 | 70,0 | |
| 13 | 67,5 | | 13 | 58,8 | 58,8 | 13 | 64,5 | 64,5 |
| 14 | 58,5 | 58,5 | 14 | 56,5 | 56,5 | 14 | 59,0 | 59,0 |
| 15 | 55,0 | 55,0 | 15 | 55,0 | 55,0 | 15 | 62,0 | 62,0 |
| 16 | 61,0 | 61,0 | 16 | 55,0 | 55,0 | 16 | 69,5 | |
| Media | 60,86 | 59,51 | Media | 57,49 | 56,99 | Media | 63,13 | 61,34 |
| | n. válidos | 12 | | n. válidos | 15 | | n. válidos | 13 |
| | Série Válida | Sim | | Série Válida | Sim | | Série Válida | Sim |

3.3.2.2.3 Determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica (VPU) dos elementos da estrutura

O ensaio para determinação da VPU nos elementos estruturais foi realizado por transmissão direta, conforme descrito na ABNT NBR 8802:2013, com auxílio do equipamento de ultrassom apresentado na Tabela 3-1. Na Figura 3-14 apresenta-se o detalhe da realização do ensaio.

Para aumentar a qualidade das leituras, a superfície do elemento estrutural ensaiado era limpa, com auxílio de uma escova de aço, a fim de retirar todo material solto. Foi utilizada vaselina sólida como material acoplante nos transdutores do equipamento.

Foram feitas leituras com ultrassom em três diferentes posições de cada elemento estrutural investigado. Para cada posição ensaiada, eram realizadas três repetições.

A VPU pode ser calculada pela relação entre a distância percorrida pela onda dividida pelo tempo necessário para realizar o percurso, conforme a expressão:

$$v = \frac{\Delta s}{t} \quad [3.4]$$

onde o parâmetro tempo foi obtido com auxílio do equipamento de ultrassom e a distância entre o transmissor e o receptor obtida pelo modelo geométrico da estrutura.



Figura 3-14. Realização do ensaio de ultrassom nos pilares.

3.3.2.2.4 Estimativa da resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto, para os demais elementos onde não foram extraídos testemunhos, foi estimada a partir da correlação entre os resultados dos ESD com resultados do END. O procedimento estatístico utilizado foi a regressão múltipla, realizada com auxílio do programa EXCEL 2013, que estuda o relacionamento entre uma variável chamada dependente com outras variáveis chamadas independentes.

Para estimativa da resistência à compressão do concreto dos elementos investigados, o modelo de equação de regressão múltipla adotado foi o representado pela expressão:

$$f_c = a + b (IE) + c (VPU) \quad [3.5]$$

onde f_c é a resistência à compressão em MPa (variável dependente), IE é o índice esclerométrico médio para cada elemento estrutural (variável independente), VPU é a

velocidade de propagação da onda ultrassônica média para cada elemento estrutural (variável independente) e a , b e c são os coeficientes de regressão múltiplos, obtidos com auxílio do EXCEL.

A qualidade do modelo de regressão, ou seja, o quanto ele se ajusta aos dados disponíveis, pode ser avaliada por meio do coeficiente de determinação (R^2). O valor do R^2 varia de 0 a 1 e indica a proporção da variação da variável dependente que é explicada pela regressão. Valores de R^2 próximos de 1 indicam que o modelo proposto representa o fenômeno com boa aproximação.

3.3.2.2.5 Estimativa do módulo de elasticidade

Para estimativa do módulo de elasticidade dos demais pilares onde não foram extraídos testemunhos, foi utilizada a Eq. [3.6], apresentada na norma americana ASTM C597-09 onde a velocidade da onda ultrassônica V no material é função do módulo de elasticidade dinâmico E_d , do coeficiente de Poisson dinâmico μ e da massa específica do material ρ .

$$V = \sqrt{\frac{E_d(1 - \mu)}{\rho(1 + \mu)(1 - 2\mu)}} \quad [3.6]$$

Os valores adotados para velocidade da onda ultrassônica (V) foram aqueles obtidos das médias das leituras de cada elemento estrutural, com auxílio do equipamento de ultrassom apresentado na Tabela 3.1. Para o coeficiente de Poisson, por não ter sido determinado experimentalmente, foi adotado o valor $\mu = 0,2$. Para a massa específica do concreto (ρ), o valor adotado foi aquele obtido experimentalmente, a partir dos resultados dos testemunhos extraídos.

A ABNT NBR 6118:2014 orienta no item 14.6.4.1 que, para cálculo da rigidez dos elementos estruturais, seja utilizado o módulo secante (E_{cs}). Segundo Neville (1997), o módulo de elasticidade secante pode ser estimado a partir do módulo dinâmico por diversas expressões e a relação entre eles é sempre menor que a unidade. A expressão mais simples proposta pelo autor está dada pela expressão:

$$E_{cs} = 0,83E_d \quad [3.7]$$

onde E_{cs} é o módulo secante do concreto e E_d é o módulo dinâmico.

3.3.2.2.6 Estimativa da frente de Carbonatação

Para a estimativa da profundidade da frente de carbonatação do concreto da estrutura, os testemunhos imediatamente extraídos, foram borrifados com uma solução de 1% de fenolftaleína para caracterização visual, conforme recomendado pelo RILEM CPC 18:1988. A profundidade da frente de carbonatação foi determinada a partir da medição entre a interface de coloração violeta causada pela reação química entre a fenolftaleína e a basicidade do concreto até à face mais externa do testemunho, conforme mostrado na Figura 3-15.



Figura 3-15. Medição da frente de carbonatação com auxílio da solução de fenolftaleína.

3.3.2.3 Caracterização das armaduras

Foi utilizado um pacômetro para obtenção das características das armaduras dos elementos estruturais investigados. Com auxílio do equipamento, foi possível obter o diâmetro e as quantidades das barras longitudinais, o diâmetro e o espaçamento dos estribos e os cobrimentos. A Figura 3-16 apresenta em detalhe a realização do ensaio para obtenção das características das armaduras para um dos pilares no pavimento térreo.



Figura 3-16. Utilização do pacômetro para obtenção das características das armaduras.

Por não existir normalização nacional para o ensaio, os procedimentos seguiram as prescrições da norma britânica BS 1881 Part 204:1988. Para garantir a qualidade dos resultados obtidos no ensaio, foram feitas leituras em todas as faces do elemento e em três posições distintas, para obtenção da armadura longitudinal. Já para obtenção das armaduras transversais o equipamento foi deslocado ao longo do comprimento longitudinal da peça. Os resultados obtidos com o pacômetro, em especial os diâmetros das barras, sempre foram confrontados com os valores obtidos das barras aparentes dos elementos.

Os dados obtidos eram anotados na própria peça, com auxílio de um giz de cera e em uma caderneta de campo. Todas as faces acessíveis dos elementos foram investigadas.

As características das armaduras dos elementos estruturais investigados, encontradas com o pacômetro, foram utilizadas para elaboração dos modelos numéricos da estrutura.

3.3.2.4 Avaliação das características dinâmicas dos elementos da estrutura

A frequência fundamental do elemento estrutural é a característica dinâmica de interesse na pesquisa. A partir dela é que foram estimados os coeficientes de degradação para cada elemento, posteriormente utilizados nos modelos numéricos de degradação.

Para determinação das frequências fundamentais de cada elemento, foram realizados ensaios dinâmicos com auxílio do acelerômetro da *SENSR* (Tabela 3-1).

Para realização do ensaio, o acelerômetro era fixado ao elemento estrutural por meio da força de atração entre sua base magnética e arruelas metálicas previamente coladas no concreto com um adesivo à base de cianoacrilato. Posteriormente, o elemento ensaiado era excitado com auxílio de uma marreta de borracha e o sinal gravado pelo programa de aquisição de dados (Figura 3-17).

A fim de melhorar a qualidade do sinal coletado, os golpes realizados com a marreta de borracha eram aplicados sempre numa região próxima ao local de fixação do acelerômetro *SENSR* e na mesma direção que se pretendia obter a aceleração.



Figura 3-17. Execução do ensaio dinâmico: (a) detalhe das arruelas metálicas utilizadas para fixação do acelerômetro; (b) impacto com marreta de borracha.

O programa de aquisição de dados possibilita a visualização do sinal gravado, tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência. Na Figura 3-18 é apresentado um gráfico da aceleração no domínio do tempo, medida em um dos ensaios.

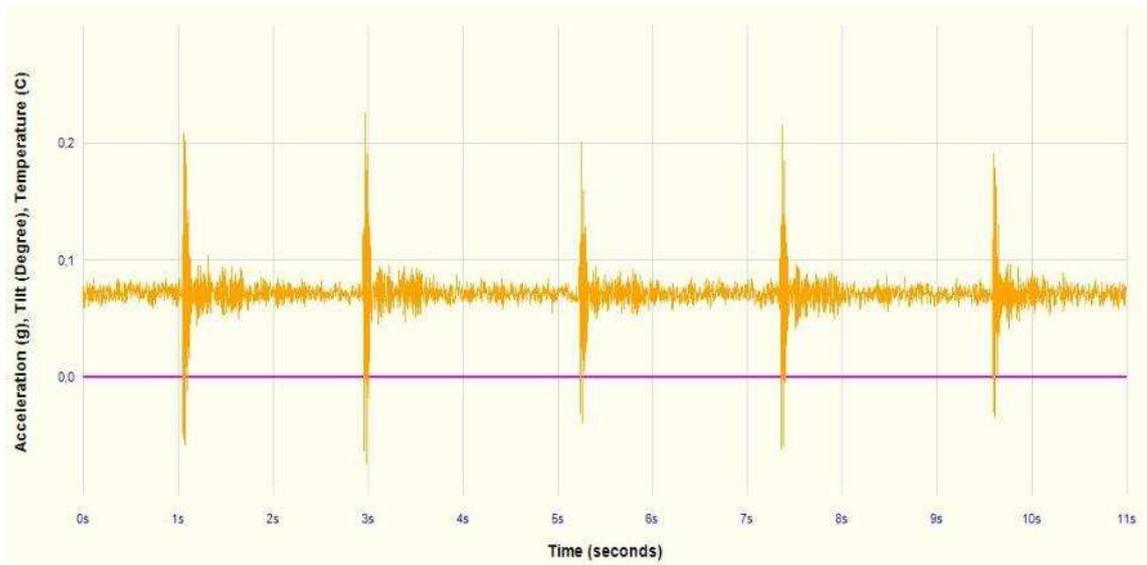


Figura 3-18. Resposta do sinal de aceleração no domínio do tempo.

O software SENSVIEW faz uma transformada rápida de Fourier automaticamente, usando os dados de aceleração medidos, fornecendo o sinal no domínio da frequência, o que permite determinar visualmente, a partir do gráfico gerado pelo software, o valor da frequência natural da estrutura (Figura 3-19). O software permite modificar os limites inferior e superior da escala de frequência, possibilitando avaliar o valor de interesse com maior precisão.

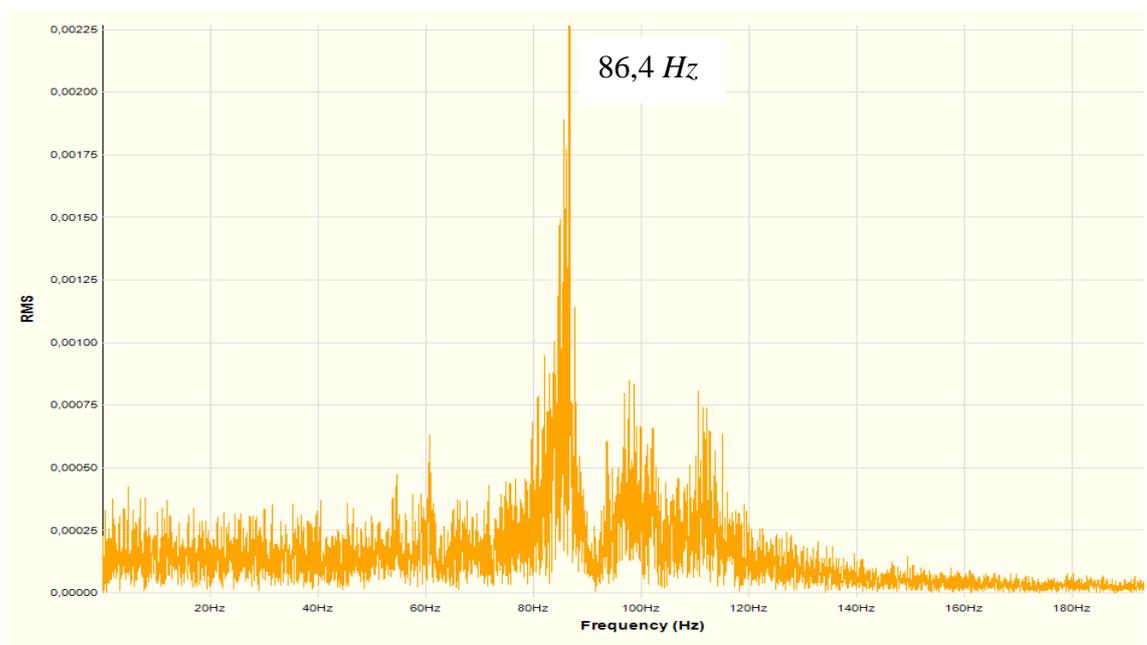


Figura 3-19. Resposta do sinal no domínio da frequência.

As frequências fundamentais foram obtidas para as direções x e y de cada elemento investigado, conforme o esquema mostrado na Figura 3-20. Com apenas um acelerômetro disponível, o ensaio foi realizado em uma face por vez.

Com o acelerômetro tridimensional utilizado no ensaio, era possível obter a frequência nas duas direções desejadas (x e y) de uma só vez, com a fixação do acelerômetro em apenas uma das faces do elemento, porém optou-se pela mudança da face de fixação apenas para padronizar o eixo do aparelho adotado para leitura da aceleração.

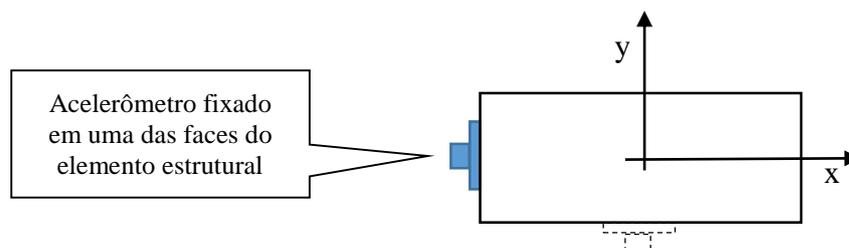


Figura 3-20. Esquema de fixação do acelerômetro em relação à seção transversal de um pilar.

Foram ensaiados todos os pilares no pavimento térreo e uma viga do quinto pavimento (viga V504), em duas datas distintas. A primeira leitura ocorreu em 03/11/2015, no período da primavera, e a segunda em 23/07/2016, no inverno, ou seja, em condições climáticas distintas. Dessa forma foi possível avaliar a influência das condições climáticas nas frequências fundamentais dos elementos investigados.

3.3.2.5 Simulação numérica para avaliação da rigidez residual dos elementos de concreto armado

Quando expostos às intempéries, e sem nenhuma manutenção (preventivas ou corretivas), os elementos estruturais de concreto armado estão sujeitos à perda de rigidez ao longo do tempo.

Como já exposto, a rigidez tem relação com a frequência fundamental de vibração do elemento estrutural. Em se tratando de estruturas cujas condições de contorno correspondem a vínculos perfeitos – apoio, engaste e extremidade livre – a Eq. 2.3 apresentada no Capítulo 2 pode ser utilizada para estimativa da rigidez a partir da frequência fundamental de vibração. Entretanto, na maioria dos casos, os elementos estruturais apresentam condições de contorno que não correspondem a vínculos perfeitos, comportando-se como ligações semirrígidas, cujas rigidezes são de difícil determinação e os coeficientes dados na Tabela 2-1 já não podem ser utilizados. Ou então, danos em

outros elementos também poderão alterar a frequência fundamental do elemento analisado, mesmo que este não apresente nenhum dano, pela simples modificação das condições de contorno.

Portanto, para se estimar a rigidez de um elemento estrutural qualquer pertencente a uma estrutura com condições de contorno desconhecidas, pode-se lançar mão de uma análise inversa. Parte-se da estrutura íntegra, considerando as seções transversais no Estádio I, e busca-se uma aproximação da frequência fundamental de vibração do elemento na estrutura, variando-se a rigidez do mesmo num processo iterativo em que se utiliza um coeficiente de modificação da rigidez (α), que varia de 0 a 1. Quando a frequência do modelo coincide com a frequência obtida experimentalmente no ensaio dinâmico, admite-se que a rigidez do elemento corresponde à rigidez residual. Note-se que, para isto, é necessário dispor de um programa computacional capaz de efetuar análise modal.

A análise inversa para estimativa da rigidez, mediante o processo descrito no parágrafo anterior, deve ser efetuada sobre modelos que representam cada elemento estrutural com suas respectivas continuidades com os elementos adjacentes. Dessa forma é possível determinar a frequência fundamental para cada elemento isoladamente, e, por conseguinte, sua rigidez residual, considerando a influência de condições de contorno que representam melhor a situação real.

Considerando o exposto, para simulação desta perda de rigidez foram elaborados modelos numéricos parciais da estrutura no programa de análise SAP 2000, os quais foram desenvolvidos com as características geométricas obtidas por meio do levantamento com *Laser Scanner* (item 3.3.2.1), com as características do concreto obtidas nos ESD e END (itens 3.3.2.2.4 e 3.3.2.2.5) e com as características das armaduras obtidas com pacômetro (item 3.3.2.3).

A perda de rigidez pode ser descrita por um coeficiente de degradação α , conforme proposto por Souza (1995), expresso pela relação entre a rigidez residual do elemento degradado e a rigidez do elemento íntegro, conforme apresentado na Eq. [3.8], sendo $\alpha \leq 1$.

$$\alpha = \frac{(EI)_{residual}}{(EI)_{íntegro}} \quad [3.8]$$

Para elaborar um modelo representativo do elemento estrutural analisado, foi considerada no programa de análise a continuidade do elemento em causa com os elementos adjacentes até o primeiro nó de cada elemento adjacente, em todas as direções. Este procedimento buscou simular a contribuição dos elementos adjacentes no trecho em estudo.

Por meio de um estudo de convergência, verificou-se que a discretização do elemento estrutural analisado em 20 partes conduz a resultados satisfatórios. Assim, este procedimento foi adotado para todos os elementos estruturais investigados. Neste tipo de análise, quanto maior a discretização melhor são os resultados obtidos, porém maior é o esforço computacional realizado.

Na Figura 3-21 apresenta-se como exemplo o modelo parcial elaborado para o pilar P3 no pavimento térreo. O pilar foi discretizado em 20 partes e foram inseridos elementos para simular a continuidade com os elementos adjacentes, vigas e laje.

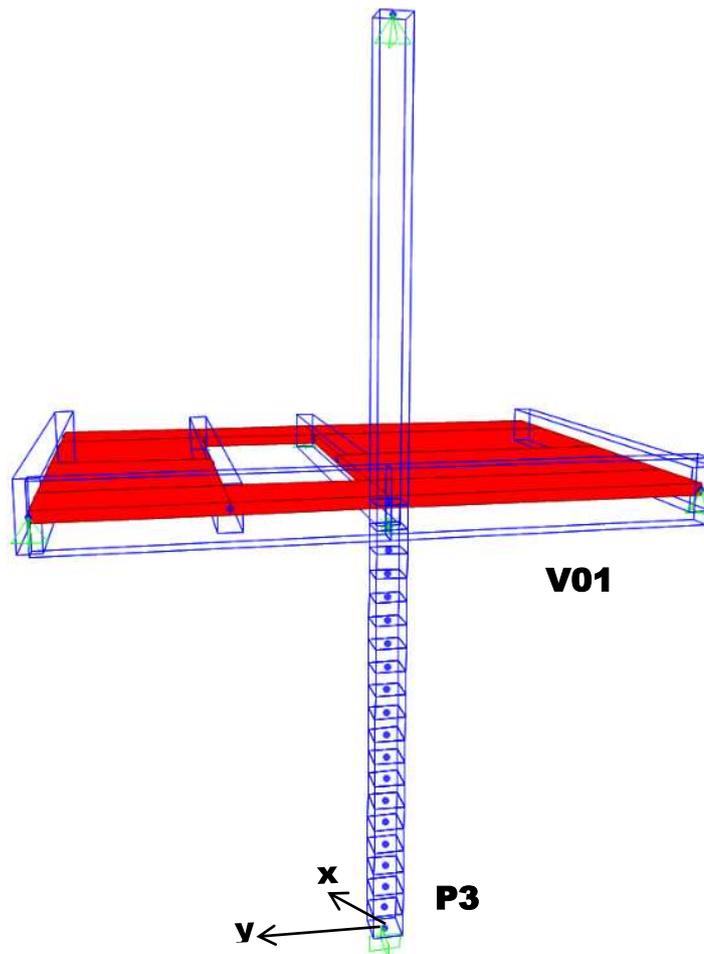


Figura 3-21. Modelo numérico construído no SAP 2000 para pilar P3.

Para simular o efeito da degradação da rigidez, visando obter o coeficiente α do elemento estudado, o modelo foi calibrado de forma que a frequência fundamental, associada ao modo de vibração, obtida pelo programa de análise coincidissem com a frequência fundamental obtida experimentalmente. Para isso foi utilizado, no SAP 2000, um fator de modificação de rigidez que altera o momento de inércia, para os eixos x e y , conforme apresentado na Figura 3-22.

O valor do fator de modificação de rigidez que resultava numa frequência de vibração da estrutura modelada próxima à frequência medida na estrutura real foi ajustado por tentativa e erro.

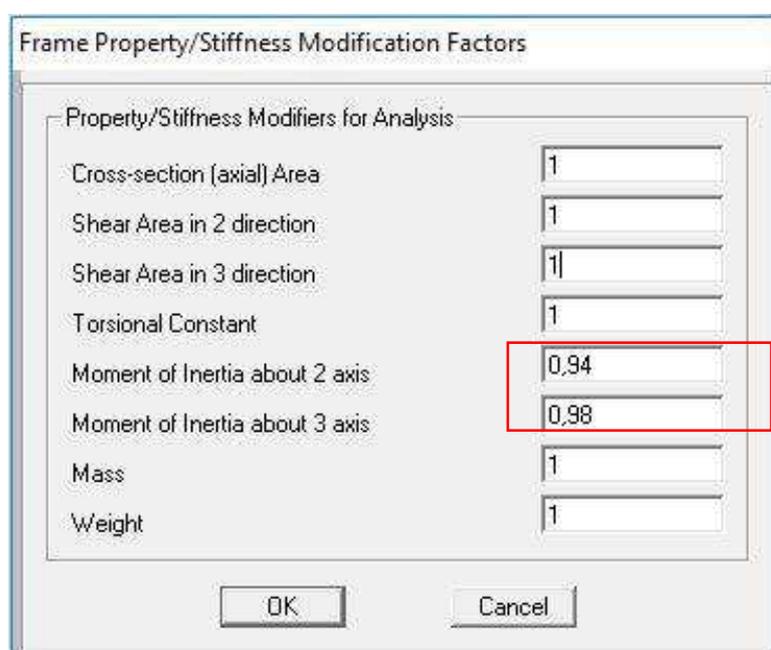


Figura 3-22. Obtenção dos coeficientes de degradação α_x e α_y .

3.3.2.6 Simulação numérica para estimativa da capacidade última resistente

Neste item são apresentados os procedimentos adotados para determinação da capacidade resistente dos pilares do pavimento térreo da estrutura, para o Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente. Para isso foi desenvolvido no SAP 2000 um modelo numérico da estrutura com as características da estrutura real, onde as dimensões dos elementos estruturais e as propriedades dos materiais adotadas no modelo foram aquelas investigadas na pesquisa. As ações atuantes no modelo foram assumidas com base na hipótese de que a estrutura seria reutilizada como um edifício residencial.

3.3.2.6.1 Ações atuantes

As ações permanentes consideradas no modelo foram os pesos próprios do concreto armado, do fechamento lateral em alvenaria de blocos cerâmicos de 15,0 cm de espessura e do reservatório de água de 20.000 litros. Na Tabela 3-6 apresentam-se os pesos específicos dos materiais da estrutura e ligados a ela, conforme a ABNT NBR 6120:1980.

Tabela 3-6. Peso específico dos materiais considerados no modelo.

| Material | Peso específico (kN/m³) |
|----------------------|---|
| Concreto armado | 25,00 |
| Alvenaria de vedação | 13,00 |
| Água | 1,00 |

Foi admitida uma sobrecarga de piso (SC) típica de um edifício residencial, com valor de 2,0 kN/m², atendendo às recomendações da ABNT NBR 6120:1980.

As ações devidas ao vento, atuando nas direções longitudinal (0°) e transversal (90°) da estrutura, foram determinadas conforme a ABNT NBR 6123:2013. A estrutura encontra-se em local aberto e plano, sendo a velocidade característica (V_k) dada por:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad [3.9]$$

onde: V_0 é a velocidade básica do vento; S_1 é o fator topográfico; S_2 é o fator de rugosidade do terreno e S_3 é o fator estatístico, definidos de acordo com a ABNT NBR 6123:2013.

O fator de rugosidade do terreno S_2 é determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$S_2 = b F_t \left(\frac{Z}{10} \right)^P \quad [3.10]$$

onde: z é a altura da acima do terreno da parte considerada e os parâmetros b , F_t e P são definidos de acordo com a ABNT NBR 6123:2013.

Para o presente caso, considerou-se $V_0 = 35m/s$; $S_1 = 1,0$ (terrenos poucos acidentados); $S_3 = 1,0$ e S_2 calculado em função da altura acima do terreno para cada parte considerada.

A pressão dinâmica do vento (q), em N/m^2 , é obtida pela seguinte expressão:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad [3.11]$$

Com o valor da pressão dinâmica (q) é possível calcular a Força de Arrasto (F_a) do vento que atua na fachada da edificação, mediante a seguinte expressão:

$$F_a = C_a q A_e \quad [3.12]$$

onde: A_e é a área de influência de cada nó, q é a pressão dinâmica do vento e C_a é o coeficiente de arrasto. O coeficiente de arrasto é determinado para cada direção do vento incidente na estrutura, em função da relação entre as dimensões da edificação em planta (comprimento e largura), valendo $C_a = 1,1$ para o vento longitudinal (0°), e $C_a = 1,35$ para o vento transversal (90°)

A partir da força de arrasto atuante numa área de influência da fachada, a ação do vento foi aplicada aos nós da estrutura, conforme representado na Figura 3-23.

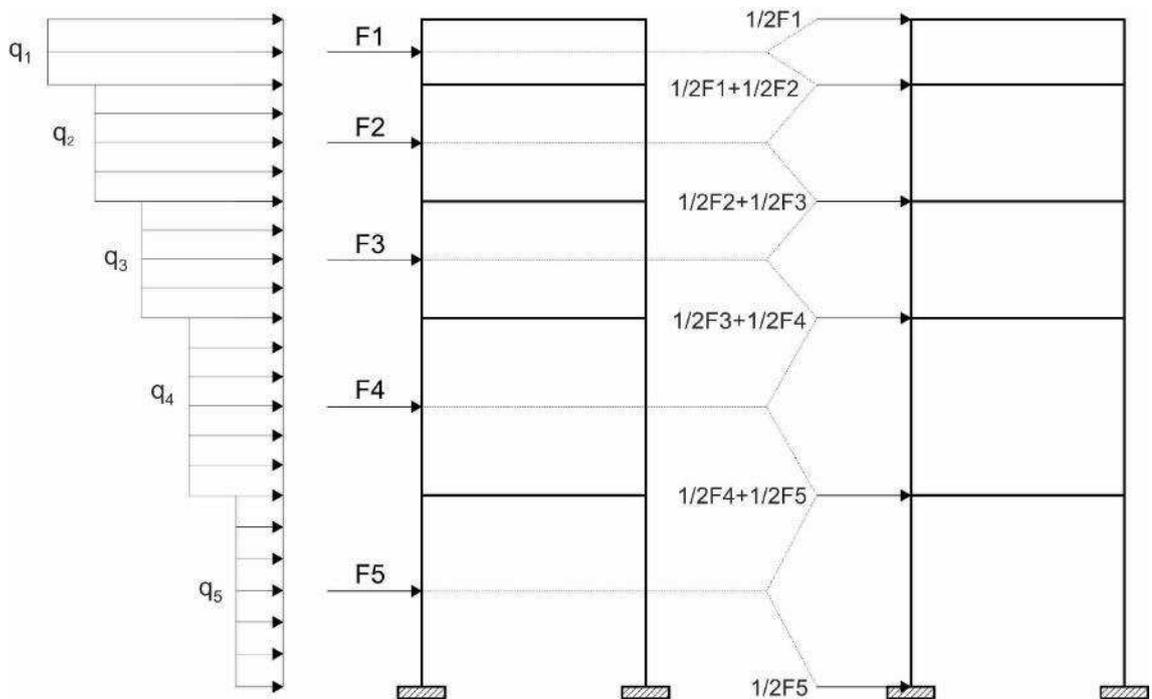


Figura 3-23. Atuação da ação do vento.

3.3.2.6.2 Combinações de ações para ELU

Os esforços atuantes na estrutura foram combinados conforme especificado pela ABNT NBR 8681:2004, a fim de verificar os requisitos exigíveis de segurança para o ELU. Foi adotada a combinação normal última, dada por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad [3.13]$$

onde: $F_{Gi,k}$ e $F_{Qj,k}$ são os valores característicos das ações permanentes e variáveis, respectivamente; γ_{gi} e γ_q os coeficientes de ponderação e ψ_{0j} é o coeficiente de redução para a carga variável secundária.

Os coeficientes de ponderação adotados, para as ações permanentes e variáveis foram:

- ações permanentes $\rightarrow \gamma_g = 1,4$ (desfavorável) e $\gamma_g = 1,0$ (favorável);
- ações variáveis $\rightarrow \gamma_q = 1,4$ (edificações do tipo 2).

Os fatores de combinação (ψ_0) para as ações variáveis foram:

- cargas acidentais $\rightarrow \psi_0 = 0,5$ (não há predominância de pesos e equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo);
- pressão do vento $\rightarrow \psi_0 = 0,6$.

Portanto, as quatro combinações implementadas no SAP 2000 e adotadas para a verificação da capacidade última dos pilares do térreo foram as seguintes:

$$\text{Comb1: } F_d = 1,4 G_{PP} + 1,4 G_{ALV} + 1,4 G_{RES} + 1,4 SC + 1,4(0,6)V0$$

$$\text{Comb2: } F_d = 1,4 G_{PP} + 1,4 G_{ALV} + 1,4 G_{RES} + 1,4 SC + 1,4(0,6)V90$$

$$\text{Comb3: } F_d = 1,4 G_{PP} + 1,4 G_{ALV} + 1,4 G_{RES} + 1,4V0 + 1,4(0,5)SC$$

$$\text{Comb4: } F_d = 1,4 G_{PP} + 1,4 G_{ALV} + 1,4 G_{RES} + 1,4V90 + 1,4(0,5)SC$$

onde G_{PP} é o peso próprio da estrutura de concreto armado; G_{ALV} é o peso próprio da alvenaria, G_{RES} é peso próprio do reservatório, incluindo a água (20.000 litros), SC é a sobrecarga de piso, $V0$ é a força de vento longitudinal (0°) e $V90$ é a força de vento transversal (90°).

3.3.2.6.3 Verificação da capacidade última resistente

A capacidade última resistente de todos os pilares no pavimento térreo, submetidos à flexão oblíqua composta, foi calculada com o auxílio do PCalc 14.1, programa gratuito disponível em www.pcalc.com.br, desenvolvido por Cardoso (2016). Na Figura 3-24 apresenta-se o aspecto geral da interface do programa PCalc 14.1.

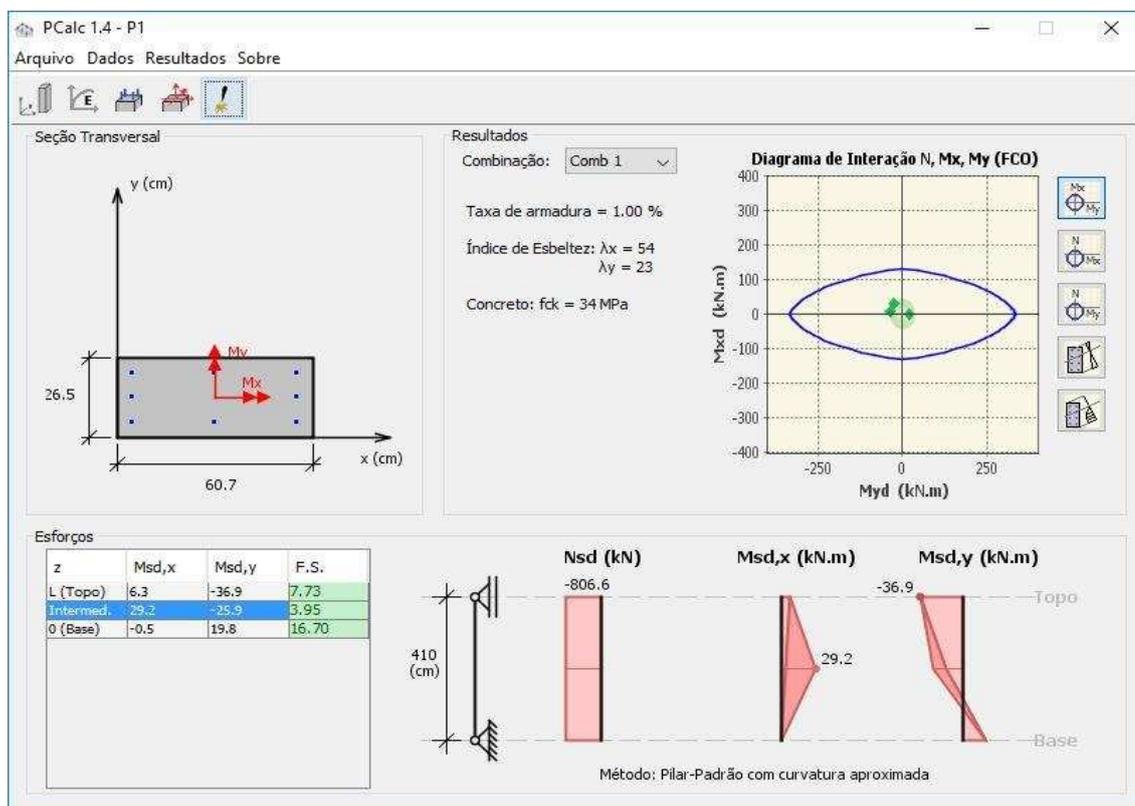


Figura 3-24. Interface do programa PCalc 1.4.

No programa PCalc, os parâmetros de entrada são as dimensões da seção transversal, o comprimento efetivo do pilar, as propriedades do concreto, os diâmetros e a posição das barras, os esforços solicitantes de cálculo (N_{Sd} , $M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$) e os coeficientes de ponderação das resistências dos materiais (γ_c e γ_s).

A verificação da capacidade resistente do elemento para o Estado Limite Último (ELU) é realizada com base em um diagrama de interação entre força normal e momentos fletores.

Se os esforços solicitantes, representados por um esforço normal e um par de momentos fletores, estiverem localizados no interior da área delimitada pela envoltória resistente, o elemento resiste às solicitações últimas

O programa PCalc calcula um Fator de Segurança (FS) que representa a relação entre os esforços resistentes e os esforços solicitantes, dado por:

$$FS = \frac{R_d}{S_d} \quad [3.14]$$

onde: R_d é o esforço resistente de cálculo, quando consideradas as características geométricas da seção e as propriedades mecânicas do concreto e do aço, e S_d é o esforço solicitante de cálculo máximo no pilar.

Para o presente caso, onde foram considerados pilares biapoiados, o programa calcula os momentos solicitantes de cálculo (M_{sd}) por meio do método do pilar-padrão, com curvatura aproximada, conforme proposto pela ABNT NBR 6118:2014. O método do pilar-padrão só pode ser empregado no cálculo de pilares com esbeltez menor que 90 ($\lambda \leq 90$), com seção transversal constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

Pelo método do pilar-padrão, a não linearidade geométrica do pilar é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal, calculada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica, onde o momento total máximo no pilar é determinado por:

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{l^2}{10r} \geq M_{1d,A} \quad [3.15]$$

onde: $M_{1d,A}$ é o valor de cálculo de 1ª ordem do momento, N_{sd} é o esforço normal atuante de cálculo, l é o comprimento efetivo do pilar e α_b (para pilares biapoiados e sem cargas transversais) pode ser obtido pela expressão a seguir:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad [3.16]$$

$$\text{sendo: } 1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$$

onde: M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem

global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo, em caso contrário.

O termo $1/r$ representa a curvatura na seção crítica, que pode ser calculada pela expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{[h(\nu + 0,5)]} \leq \frac{0,005}{h} \quad [3.17]$$

onde: h é a altura da seção na direção considerada e ν é a força norma adimensional determinada por:

$$\nu = \frac{N_d}{(A_c f_{cd})} \quad [3.18]$$

onde: A_c a área da seção transversal do pilar e f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$).

Na Figura 3-25 apresenta-se um modelo do diagrama de interação gerado pelo programa PCalc, onde a linha azul representa a envoltória resistente da seção transversal, a região em verde claro a envoltória dos momentos mínimos de 1ª ordem, e a região em verde escuro, a envoltória dos momentos mínimos de 2ª ordem.

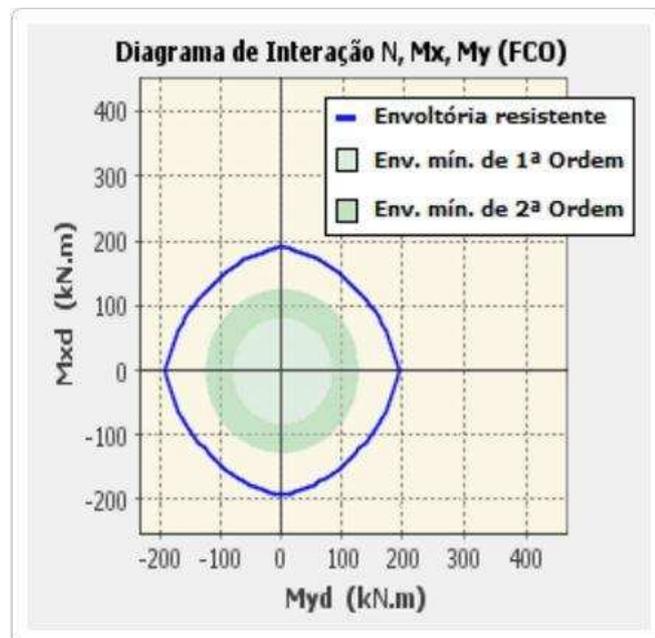


Figura 3-25. Envoltória de momentos mínimos (Fonte: www.pcalc.com.br).

A ABNT NBR 6118: 2014 define a envoltória mínima de 1ª ordem para pilares de seção transversal retangular, tomada a favor da segurança, de acordo com a seguinte expressão:

$$\left(\frac{M_{1d,min,x}}{M_{1d,min,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,yy}}\right)^2 = 1 \quad [3.19]$$

onde: $M_{1d,min,xx} = N_d (0,015 + 0,03h)$ e $M_{1d,min,yy} = N_d (0,015 + 0,03b)$ componentes em flexão normal composta e $M_{1d,min,x}$ e $M_{1d,min,y}$ componentes em flexão oblíqua composta.

A verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de 1ª ordem. Quando houver a necessidade de calcular os efeitos locais de 2ª ordem em alguma das direções do pilar, a verificação do momento mínimo deve considerar ainda a envoltória mínima com 2ª ordem, conforme expressão proposta pela ABNT NBR 6118:2014:

$$\left(\frac{M_{d,tot,min,x}}{M_{d,tot,min,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{d,tot,min,y}}{M_{d,tot,min,yy}}\right)^2 = 1 \quad [3.20]$$

onde: $M_{d,tot,min,xx}$ e $M_{d,tot,min,yy}$ as componentes em flexão normal composta e $M_{d,tot,min,x}$ e $M_{d,tot,min,y}$ componentes em flexão oblíqua composta.

3.3.2.7 Simulação numérica para avaliação dos deslocamentos da estrutura

Neste item são apresentados os procedimentos adotados para avaliação dos deslocamentos da estrutura para o Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva (ELS-DEF). No primeiro modelo, os deslocamentos foram calculados considerando-se os elementos íntegros, ou seja, nenhum tipo de redução na rigidez (EI). No segundo modelo, os deslocamentos foram avaliados considerando os elementos estruturais degradados, aplicando-se o coeficiente α de redução da rigidez no momento de inércia (I) das barras.

Tendo em vista que no presente trabalho só foram investigados pilares e vigas, nos modelos numéricos não foram considerados os efeitos da degradação da rigidez das lajes.

3.3.2.7.1 Combinações de ações para ELS

Para elaboração dos modelos íntegro e degradado, as ações atuantes foram as mesmas adotadas no item 3.3.2.6.1, com base na hipótese de que a estrutura seria reutilizada para um edifício residencial.

Para verificação em ELS foi adotada a combinação frequente de serviço, apresentada na ABNT NBR 8681:2004, conforme expressão:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad [3.21]$$

onde $F_{Gi,k}$ e $F_{Qj,k}$ são as ações permanentes e variáveis, respectivamente, e ψ_1 e ψ_{2j} são os fatores de redução das ações variáveis.

Os fatores de redução apresentados, adotados para as ações variáveis, foram (ABNT NBR 8681:2004 Tabela 6):

- cargas acidentais $\rightarrow \psi_1 = 0,4$ e $\psi_2 = 0,3$
- pressão dinâmica do vento $\rightarrow \psi_1 = 0,3$ e $\psi_2 = 0$

Aplicando os fatores de redução na Eq. 3.16, resultam as seguintes três combinações para ELS, que foram implementadas no SAP 2000.

$$\text{Comb5: } F_d = G_{PP} + G_{ALV} + G_{RES} + 0,4SC$$

$$\text{Comb6: } F_d = G_{PP} + G_{ALV} + G_{RES} + 0,3 V0 + 0,3 SC$$

$$\text{Comb7: } F_d = G_{PP} + G_{ALV} + G_{RES} + 0,3 V90 + 0,3 SC$$

onde: G_{PP} é o peso próprio do concreto armado, G_{ALV} é o peso da alvenaria, G_{RES} é peso do reservatório, SC é a sobrecarga de piso, $V0$ é a força de vento longitudinal (0°) e $V90$ é a força de vento transversal (90°).

3.3.2.7.2 Verificação dos deslocamentos

Os deslocamentos obtidos para os modelos íntegro e degradado, foram inicialmente comparados entre si, com o objetivo de avaliar os efeitos da degradação na estrutura. Posteriormente, os valores dos deslocamentos foram comparados com os limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014, considerando-se os efeitos em elementos não estruturais como paredes, causados por movimentos laterais do edifício, devido à ação do vento. O limite de deslocamento é definido em função de vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável, conforme apresentado na Tabela 3-7.

Tabela 3-7. Limites para deslocamentos estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014

| Tipo do efeito | Razão da limitação | Exemplo | Deslocamento a considerar | Deslocamento-limite |
|--------------------------------------|---------------------------|--------------------------------|---|----------------------------|
| Efeitos em elementos não estruturais | Paredes | Movimento lateral de edifícios | Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi=0,3$) | $\frac{H}{1700}$ |

4

RESULTADOS E DISCUSSÃO

São apresentados neste capítulo os resultados obtidos no ensaio piloto e no estudo de caso. Para o ensaio piloto, são apresentados os valores medidos experimentalmente da frequência natural, do amortecimento e da rigidez de uma viga de concreto armado em função de um dano progressivo aplicado. Para o estudo de caso, são apresentados os resultados das características dos materiais, as frequências fundamentais experimentais e simuladas, os modelos de simulação da degradação da rigidez da estrutura e as análises para ELU e ELS, para a estrutura estudada.

4.1 Avaliação da degradação da rigidez de uma viga de concreto armado obtida no estudo piloto

A viga de concreto armado foi submetida a sucessivos danos, como descrito em 3.3.1. A cada passo de danificação, a massa e a frequência fundamental da viga foram determinadas. A partir das frequências fundamentais obtidas experimentalmente, a rigidez e o fator de amortecimento foram determinados analiticamente, pelas Eqs. 3.1 e 3.3 e os resultados encontram-se apresentados na Tabela 4-1.

Tabela 4-1. Evolução da frequência fundamental, da rigidez e do amortecimento com a evolução do dano.

| Identificação do dano | Massa da viga (kg) | Frequência fundamental (Hz) | Rigidez (EI em kN.m^2) | Fator de Amortecimento (ξ) |
|-----------------------|--------------------|-----------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| Íntegra | 70,980 | 89,6 | 1346,88 | 0,49% |
| Dano 1 | 70,588 | 87,5 | 1284,49 | 0,46% |
| Dano 2 | 69,805 | 87,3 | 1278,62 | 0,48% |
| Dano 3 | 68,849 | 85,6 | 1229,31 | 0,68% |
| Dano 4 | 68,760 | 82,1 | 1130,84 | 0,74% |
| Dano 5 | 68,725 | 73,5 | 906,33 | 0,84% |

Nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 apresenta-se, respectivamente, a evolução da frequência fundamental, da rigidez e do amortecimento da viga, com o acréscimo do dano.

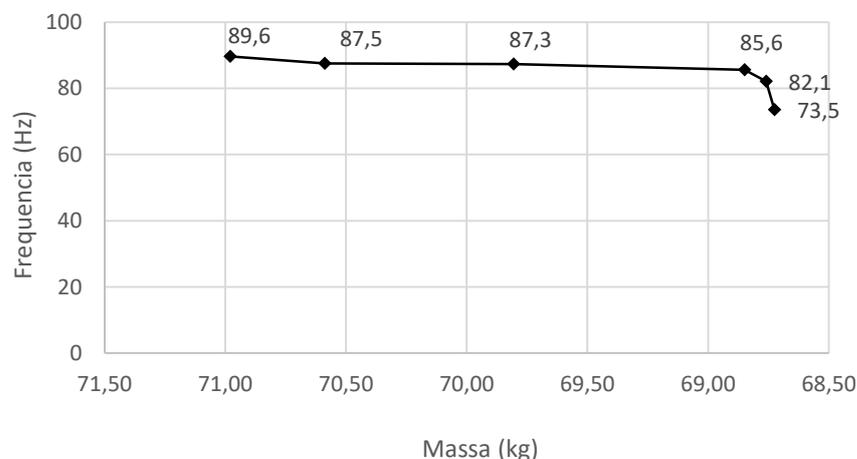


Figura 4-1. Evolução da frequência fundamental com o acréscimo do dano.

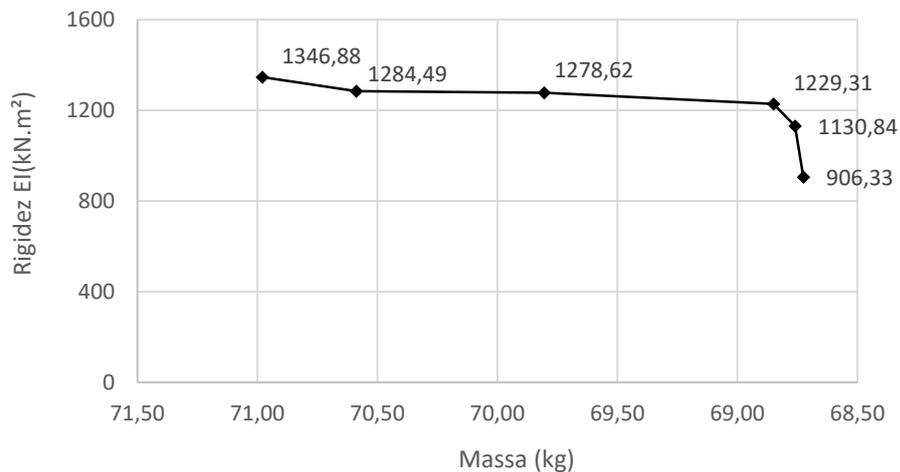


Figura 4-2. Evolução da rigidez (EI) com o acréscimo do dano.

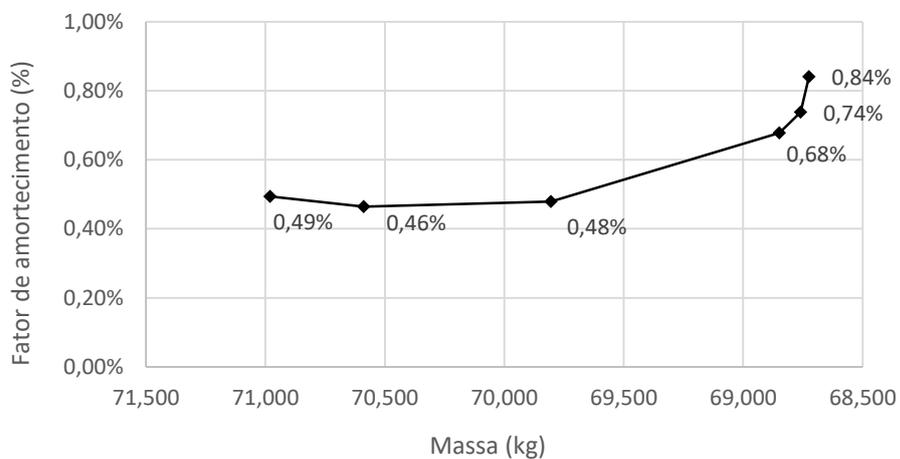


Figura 4-3. Evolução do amortecimento (ξ) com o acréscimo do dano.

Por meio do ensaio dinâmico foi possível verificar que o incremento do dano introduziu reduções na frequência fundamental e na rigidez da viga e acréscimo no fator de amortecimento.

O ensaio dinâmico se mostrou uma ferramenta eficaz para a identificação dos efeitos do dano na viga, tendo em vista que o incremento de dano no elemento ensaiado causa variações perceptíveis na sua frequência natural. O ensaio também se mostrou sensível a pequenas variações do dano, visto que a massa subtraída em cada estágio foi percentualmente pequena, em relação à massa original da viga.

Outro aspecto relevante, observado com a realização do ensaio, é a possibilidade da obtenção da rigidez em cada estágio da danificação, que pode ser denominada rigidez residual do elemento. Com este parâmetro é possível estimar o comportamento estrutural do elemento de forma mais realista.

4.2 Estudo de caso

4.2.1 Características mecânicas do concreto

As características mecânicas do concreto da estrutura da torre de destilação da usina de álcool da FUNARBE tais como, resistência à compressão, módulo de elasticidade e massa específica foram obtidas por meio dos ensaios não destrutivos (END) e semidestrutivos (ESD) e posteriormente utilizadas na elaboração dos modelos numéricos.

4.2.1.1 Resultados dos testemunhos extraídos

Os testemunhos com diâmetro de 50 e 75 mm foram submetidos ao ensaio de módulo de elasticidade secante, levando o ensaio até a ruptura, conforme descrito na ABNT NBR 8522:2008, mas antes rompeu-se um testemunho de cada diâmetro para obtenção da resistência do concreto – furo F2-B do pilar P6 e furo F6-A do pilar P7. Todos os valores de resistência e módulo estão apresentados na Tabela 4-2.

Tabela 4-2. Resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos testemunhos extraídos dos pilares P6 e P7.

| PILAR | FURO | f_c (MPa) | $f_{c\ med}$ (MPa) | E_c (GPa) | $E_{c\ med}$ (GPa) |
|-------|------|----------------|-----------------------|----------------|-----------------------|
| P6 | F1 | 31,3 | | 22,2 | |
| P6 | F2-A | 28,7 | 29,7 | 23,5 | 24,6 |
| P6 | F2-B | 30,2 | | | |
| P6 | F4-B | 28,5 | | 27,9 | |
| P7 | F5-A | 42,0 | | 29,1 | |
| P7 | F5-B | 37,7 | 40,1 | 30,2 | 30,9 |
| P7 | F6-A | 42,6 | | | |
| P7 | F6-B | 38,0 | | 33,5 | |

O coeficiente de variação dos resultados de resistência à compressão foi de 4,3% para o pilar P6 e 6,4% para o pilar P7. Para o módulo de elasticidade, o coeficiente de variação foi de 12,2% para o pilar P6 e 7,4% para o pilar P7. Os laudos emitidos pelo equipamento de ensaio estão no Apêndice do trabalho.

Os testemunhos de concreto de diâmetro de 100 mm extraídos do pilar P7 foram submetidos aos ensaios de absorção de água, de índice de vazios e de massa específica. Os resultados estão apresentados na Tabela 4-3.

Tabela 4-3. Resultados do ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica do concreto da estrutura.

| Pilar | Furo | Absorção (%) | Índice de vazios (%) | Massa esp. (kg/dm ³) |
|-------------------|------|--------------|----------------------|----------------------------------|
| P7 | F7 | 6,73 | 12,99 | 2,22 |
| P7 | F8 | 6,33 | 14,36 | 2,65 |
| Médias | | 6,53 | 13,68 | 2,43 |
| Desvio padrão | | 0,28 | 0,97 | 0,30 |
| Coef. de variação | | 4,3% | 7,1% | 12,3% |

A massa específica do concreto de 2,43 kg/dm³ foi utilizada na elaboração dos modelos numéricos para simulação da degradação.

4.2.1.2 Resultados do ensaio de esclerometria (IE)

Os índices esclerométricos médios (IE_{med}), calculados para cada pilar do pavimento térreo, obtidos a partir de três leituras com 16 impactos cada, são apresentados na Figura 4-4. Como a dispersão entre as leituras do IE se mostrou baixa, foi possível adotar valores médios como representativos para cada pilar.

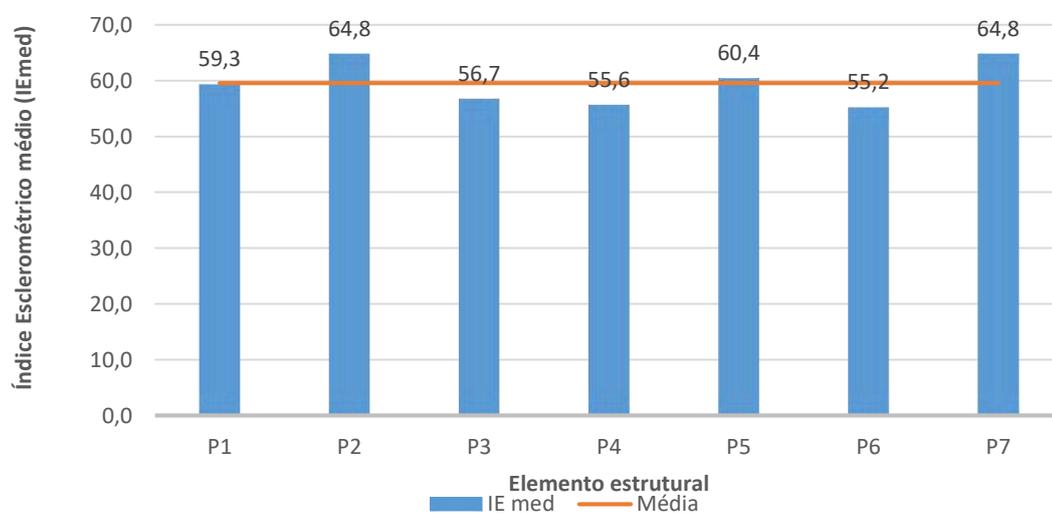


Figura 4-4. Índice esclerométrico médio para os pilares do pavimento térreo.

A linha denominada Média apresentada na Figura 4-4, foi obtida por meio do cálculo da média das médias dos índices esclerométricos de cada pilares, com resultado igual a 59,50 e desvio padrão igual a 4,01, que corresponde a um coeficiente de variação de 6,7%.

4.2.1.3 Resultados do ensaio de pulso ultrassônico

As leituras da velocidade de propagação da onda ultrassônica média (VPU_{med}) dos pilares no pavimento térreo, medidas por transmissão direta, estão apresentadas na Figura 4-5.

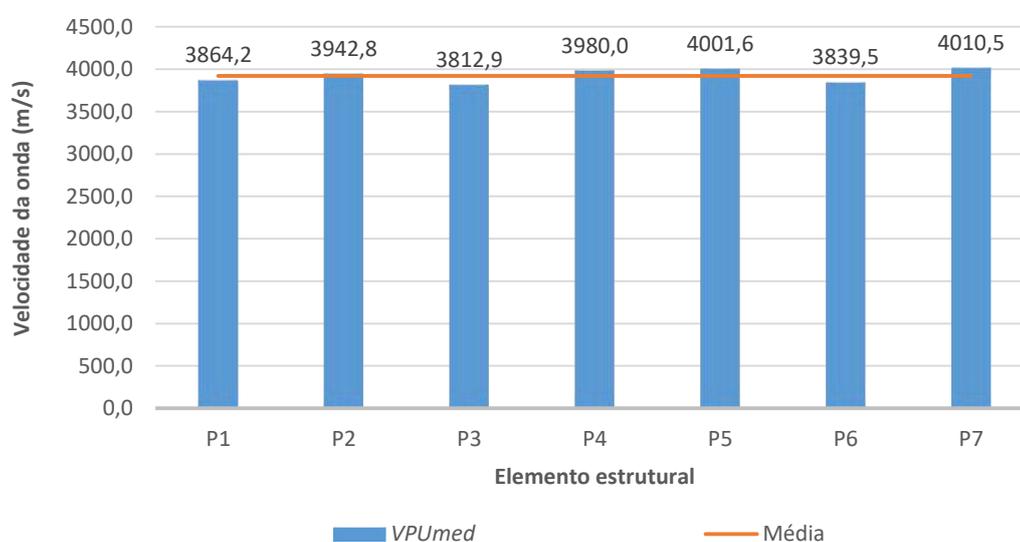


Figura 4-5. Velocidade de propagação da onda ultrassônica nos pilares do térreo.

A média das VPU_{med} , representada pela linha horizontal na Figura 4.5, foi de 3921,6 m/s e desvio padrão de 81,6 m/s – coeficiente de variação igual a 2,08%. A baixa variabilidade dos valores VPU_{med} indica uma homogeneidade do concreto dos elementos investigados.

4.2.1.4 Resultados da regressão múltipla para obtenção da resistência à compressão

Na Tabela 4-4 estão apresentados os valores da variável dependente (resistência à compressão - f_c) e os valores das variáveis independentes (índice esclerométrico - IE) e (velocidade de propagação da onda ultrassônica - VPU), utilizados na análise de regressão múltipla.

Tabela 4-4. Dados para a análise de regressão múltipla correlacionando f_c com o IE e a VPU .

| Pilar | f_c (MPa) | IE | VPU (m/s) |
|--------------|-----------------------------------|------------------------|-----------------------------------|
| P6 | 28,7 | 53,4 | 3789,6 |
| P6 | 30,2 | 55,3 | 3796,0 |
| P6 | 31,3 | 56,8 | 3841,3 |
| P7 | 37,7 | 62,0 | 3940,9 |
| P7 | 38,0 | 65,7 | 3957,9 |
| P7 | 42,0 | 66,7 | 4027,5 |

Os resultados estatísticos da análise de regressão, obtidos pelo programa EXCEL, foram:

$$R^2 = 0,9650$$

$$R^2 \text{ ajustado} = 0,9126$$

$$\text{Erro padrão} = 1,5694$$

$$F \text{ de significação} = 0,0023$$

Os coeficientes obtidos da regressão múltipla com auxílio do EXCEL, estão apresentados na Tabela 4-5:

Tabela 4-5. Coeficientes de regressão múltipla.

| | |
|----------|-----------|
| <i>a</i> | -59,10334 |
| <i>b</i> | 1,03726 |
| <i>c</i> | 0,00829 |

Como o F de significação $< 0,05$, pode-se dizer que há uma forte correlação entre as variáveis, podendo-se estimar a resistência à compressão do concreto dos demais pilares com boa aproximação a partir da expressão:

$$f_c = -59,10334 + 1,03726(IE) + 0,00829(VPU) \quad [4.1]$$

Na Tabela 4-6 estão calculados os valores das resistências à compressão do concreto de todos os pilares no pavimento térreo, obtidas a partir da Eq. 4.1, função do índice esclerométrico médio (IE_{med}) e da velocidade de propagação da onda ultrassônica média (VPU_{med}), obtidos para cada pilar.

Como valores de controle da regressão, encontram-se também apresentados na Tabela 4.6 os valores da resistência à compressão dos testemunhos extraídos.

Tabela 4-6. Resistência à compressão correlacionada com IE_{med} e VPU_{med} .

| Pilar | IE_{med} | VPU_{med} (m/s) | f_c (MPa) | $f_{c_{med}}$ extração (MPa) |
|-------|------------|----------------------|----------------|---------------------------------|
| P1 | 59,16 | 3864,21 | 33,9 | |
| P2 | 64,76 | 3942,81 | 40,4 | |
| P3 | 56,73 | 3812,85 | 31,0 | |
| P4 | 55,62 | 3980,02 | 31,2 | |
| P5 | 60,36 | 4001,58 | 36,3 | |
| P6 | 55,21 | 3839,46 | 29,6 | 29,7 |
| P7 | 64,79 | 4010,51 | 40,9 | 40,1 |

Na Figura 4-6 encontram-se os valores de f_c obtidos pela Eq. 4.1 e os obtidos dos testemunhos extraídos.

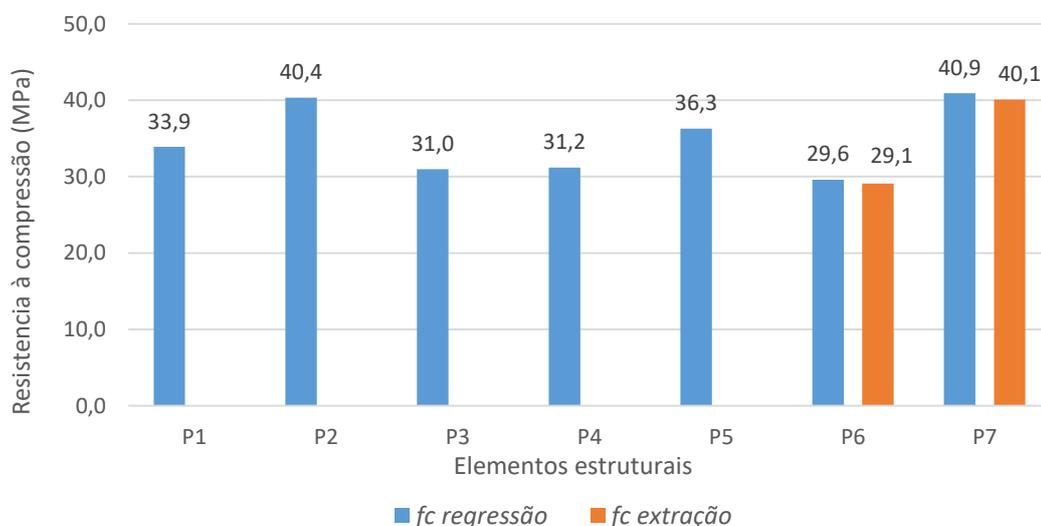


Figura 4-6. Resistência à compressão obtida analiticamente e pelos ensaios nos testemunhos extraídos dos pilares P6 e P7.

Como foi baixa a dispersão entre os valores estimados pela Eq. 4.1 e os obtidos experimentalmente para os pilares P6 e P7 (aproximadamente 2%), adotou-se nos modelos numéricos os valores de f_c apresentados na Tabela 4.6 como os valores de resistência à compressão dos pilares localizados no pavimento térreo.

4.2.1.5 Resultados da estimativa do módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade estático secante estimado a partir das Eqs. 3.6 e 3.7 encontram-se apresentados na Tabela 4-7, sendo os valores de massa específica e coeficiente de Poisson adotados nas expressões, $\rho = 2430 \text{ kg/m}^3$ e $\mu = 0,20$, respectivamente.

Como condição de controle das expressões utilizadas, também estão apresentados na tabela 4.7 os valores dos módulos obtidos no ensaio dos testemunhos extraídos dos pilares P6 e P7.

Tabela 4-7. Módulo de elasticidade secante obtido a partir das expressões analíticas e dos ensaios nos testemunhos extraídos do pilar P6 e P7.

| Pilar | VPU (m/s) | E_{cs} (GPa) | E_c extração (GPa) |
|-------|-----------|----------------|----------------------|
| P1 | 3864,2 | 27,1 | |
| P2 | 3942,8 | 28,2 | |
| P3 | 3812,9 | 26,4 | |
| P4 | 3980,0 | 28,8 | |
| P5 | 4001,6 | 29,1 | |
| P6 | 3839,5 | 26,8 | 24,6 |
| P7 | 4010,5 | 29,2 | 30,9 |

Na Figura 4-7 encontram-se representados os valores do módulo de elasticidade secante obtidos analiticamente e os obtidos dos testemunhos extraídos.

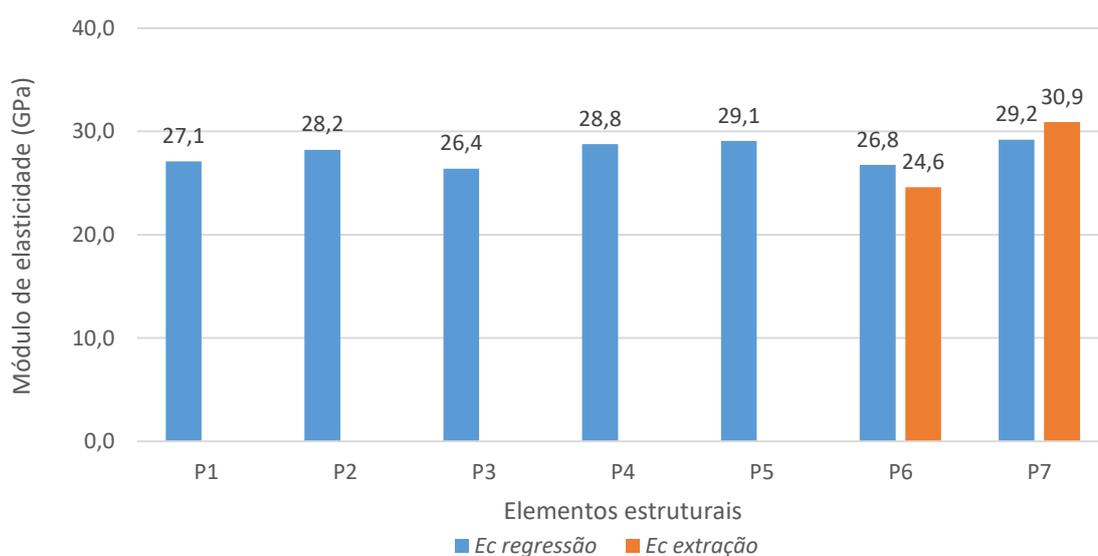


Figura 4-7. Módulo de elasticidade secante obtido analiticamente e pelos ensaios nos testemunhos extraídos dos pilares P6 e P7.

Os valores do módulo de elasticidade calculados para os pilares no pavimento térreo, com auxílio das expressões analíticas 3.7 e 3.8 foram adotados na elaboração dos modelos numéricos.

4.2.2 Características das armaduras

Os resultados das características das armaduras, obtidas com auxílio do pacômetro, para os pilares no pavimento térreo, encontram-se apresentados na Tabela 4-8.

Tabela 4-8. Características das armaduras dos pilares do pavimento térreo.

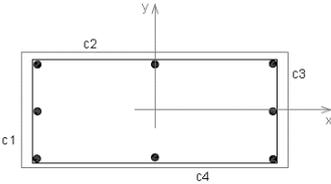
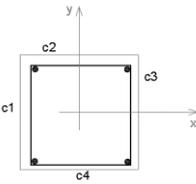
| Elemento estrutural | Detalhamento | Características das armaduras |
|--|---|---|
| <p>Pilar P1 (607,0 x 264,6 mm)</p> |  <p>Armadura longitudinal 8 Ø 16,0 mm</p>  <p>Estribo Ø 6,3 mm cada 12 cm</p> | <p>Cobrimentos médios $\left\{ \begin{array}{l} c1 = 28 \text{ mm} \\ c2 = 25 \text{ mm} \\ c3 = 25 \text{ mm} \\ c4 = 17 \text{ mm} \end{array} \right.$</p> <p>Taxa de armadura = 1,00 % $A_s = 16,09 \text{ cm}^2$</p> |
| <p>Pilar P2 (270,4 x 264,7 mm)</p> |  <p>Armadura longitudinal 4 Ø 12,0 mm</p>  <p>Estribo Ø 6,3 mm cada 15 cm</p> | <p>Cobrimentos médios $\left\{ \begin{array}{l} c1 = 25 \text{ mm} \\ c2 = 25 \text{ mm} \\ c3 = 17 \text{ mm} \\ c4 = 10 \text{ mm} \end{array} \right.$</p> <p>Taxa de armadura = 0,69 % $A_s = 4,91 \text{ cm}^2$</p> |

Tabela 4-8. Características das armaduras dos pilares do pavimento térreo (continuação).

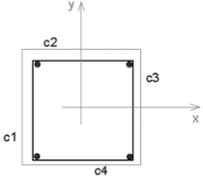
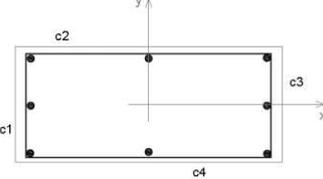
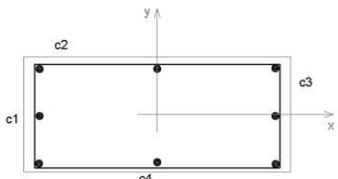
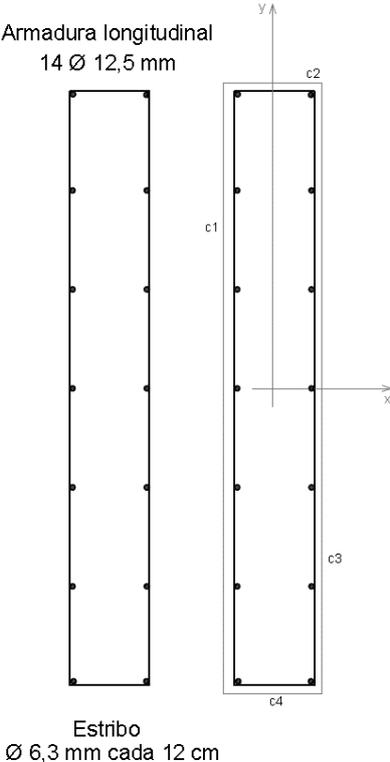
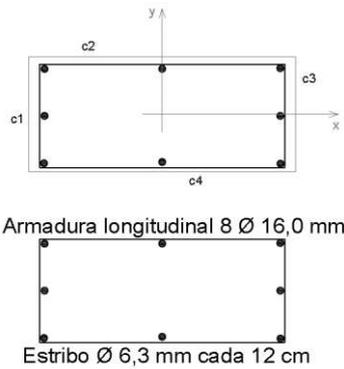
| Elemento estrutural | Detalhamento | Características das armaduras |
|--|---|--|
| <p>Pilar P3 (261,6 x 261,7mm)</p> |  <p>Armadura longitudinal 4 Ø 12,0 mm</p> <p>Estribo Ø 6,3 mm cada 15 cm</p> | <p>Cobrimentos médios $\left\{ \begin{array}{l} c1 = 25 \text{ mm} \\ c2 = 29 \text{ mm} \\ c3 = 17 \text{ mm} \\ c4 = 12 \text{ mm} \end{array} \right.$</p> <p>Taxa de armadura = 0,72 %</p> <p>$A_s = 4,91 \text{ cm}^2$</p> |
| <p>Pilar P4 (603,3 x 266,6 mm)</p> |  <p>Armadura longitudinal 8 Ø 16,0 mm</p> <p>Estribo Ø 6,3 mm cada 12 cm</p> | <p>Cobrimentos médios $\left\{ \begin{array}{l} c1 = 10 \text{ mm} \\ c2 = 15 \text{ mm} \\ c3 = 35 \text{ mm} \\ c4 = 17 \text{ mm} \end{array} \right.$</p> <p>Taxa de armadura = 1,00 %</p> <p>$A_s = 16,09 \text{ cm}^2$</p> |
| <p>Pilar P5 (596,0 x 261,2 mm)</p> |  <p>Armadura longitudinal 8 Ø 16,0 mm</p> <p>Estribo Ø 6,3 mm cada 15 cm</p> | <p>Cobrimentos médios $\left\{ \begin{array}{l} c1 = 28 \text{ mm} \\ c2 = 25 \text{ mm} \\ c3 = 25 \text{ mm} \\ c4 = 17 \text{ mm} \end{array} \right.$</p> <p>Taxa de armadura = 1,03 %</p> <p>$A_s = 16,09 \text{ cm}^2$</p> |

Tabela 4-8. Características das armaduras dos pilares do pavimento térreo (continuação)

| Elemento estrutural | Detalhamento | Características das armaduras |
|---|---|--|
| <p>Pilar P6 (225,5 x 1402,0 mm)</p> |  <p>Armadura longitudinal 14 Ø 12,5 mm</p> <p>Estribo Ø 6,3 mm cada 12 cm</p> | <p>Cobrimentos médios</p> <ul style="list-style-type: none"> c1 = 26 mm c2 = 20 mm c3 = 18 mm c4 = 21 mm <p>Taxa de armadura = 0,54%</p> <p>$A_s = 17,18\text{cm}^2$</p> |
| <p>Pilar P7 (607,5 x 264,5 mm)</p> |  <p>Armadura longitudinal 8 Ø 16,0 mm</p> <p>Estribo Ø 6,3 mm cada 12 cm</p> | <p>Cobrimentos médios</p> <ul style="list-style-type: none"> c1 = 28 mm c2 = 25 mm c3 = 25 mm c4 = 17 mm <p>Taxa de armadura = 1,00 %</p> <p>$A_s = 16,09\text{cm}^2$</p> |

Cabe destacar que, para obtenção da localização e profundidade (cobrimento) das barras de aço dos elementos estruturais, o pacômetro se mostrou bastante eficiente. Porém, para obtenção dos diâmetros, o equipamento nem sempre retornava valores correspondentes com a realidade, necessitando, dessas forma, aferi-lo em elementos que apresentavam barras expostas.

4.2.3 Profundidade da frente de carbonatação do concreto

As profundidades da frente de carbonatação do concreto foram medidas em testemunhos extraídos do pilar P6 nas faces interna e externa e são apresentadas na Tabela 4-9.

Tabela 4-9. Profundidades da frente de carbonatação do concreto (medidas em centímetros).

| Furo | Face Interna | | | | Face externa | | | |
|-----------|--------------|-----|-----|-----|--------------|-----|-----|-----|
| | F1 | F2 | F3 | F4 | F1 | F2 | F3 | F4 |
| Leitura 1 | 2,5 | 2,5 | 3,0 | 3,1 | 1,8 | 2,6 | 1,0 | 1,8 |
| Leitura 2 | 2,8 | 2,7 | 2,7 | 2,9 | 1,5 | 2,3 | 0,8 | 1,5 |
| Leitura 3 | 2,0 | 2,0 | 2,8 | 2,8 | 1,6 | 2,0 | 1,8 | 1,7 |
| Leitura 4 | 2,1 | 1,8 | 3,0 | 3,0 | 1,5 | 2,0 | 1,2 | 1,5 |
| Médias | 2,4 | 2,2 | 2,9 | 3,0 | 1,6 | 2,2 | 1,2 | 1,6 |
| | 2,6 | | | | 1,7 | | | |

Na Figura 4-8 apresenta-se um esquema da frente de carbonatação para o pilar P6, com destaque para os cobrimentos das armaduras nas faces interna e externa.

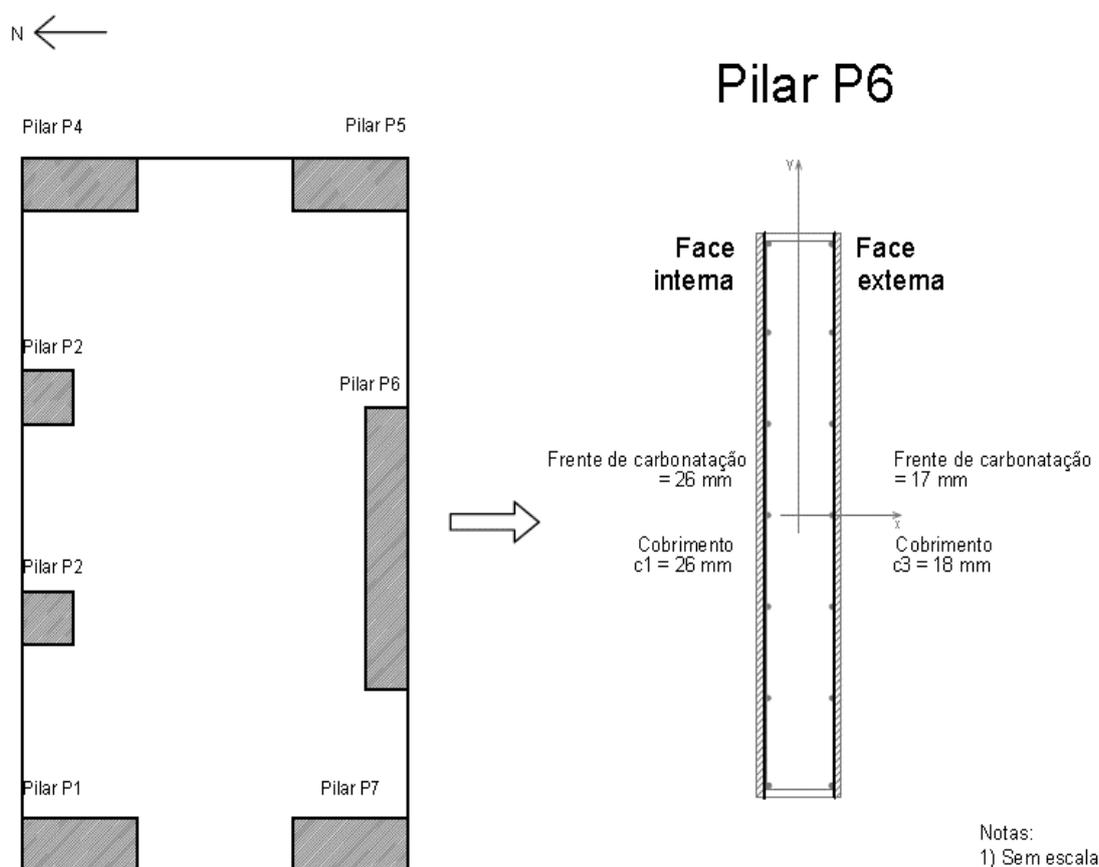


Figura 4-8. Detalhe da frente de carbonatação para o pilar P6.

Pelos valores médios apresentados na Tabela 4.9 é possível observar que a profundidade da frente de carbonatação do concreto na face interna do pilar P6 foi mais severa, atingindo a profundidade média de 2,6 cm, contra 1,7 cm na face externa.

Na Figura 4-8 são indicadas a posição das armaduras e a profundidade da frente de carbonatação em nas faces interna e externa do pilar P6. Observa-se que internamente a carbonatação atingiu a armadura e externamente restam apenas cerca de 0,1 cm de cobrimento para se iniciar o processo de despassivação.

O ensaio foi realizado apenas nos testemunhos extraídos do pilar P6 no pavimento térreo, o que não permite concluir que o fenômeno se repita com a mesma intensidade para toda a estrutura. No entanto, se comparados os valores dos cobrimentos obtidos com auxílio do pacômetro, apresentados na Tabela 4.8, com os valores da profundidade da frente de carbonatação, apresentados na Tabela 4.9, verifica-se que a carbonatação do concreto dos elementos estruturais representa uma situação crítica no que diz respeito aos aspectos de durabilidade e vida útil da estrutura.

4.2.4 Características dinâmicas dos elementos estruturais

As frequências fundamentais dos pilares do pavimento térreo da estrutura foram obtidas experimentalmente em duas datas distintas: 03/11/2015 e 23/07/2016. Os valores estão apresentados na Figura 4-9 e na Figura 4-10, para as direções *x* e *y*, respectivamente.

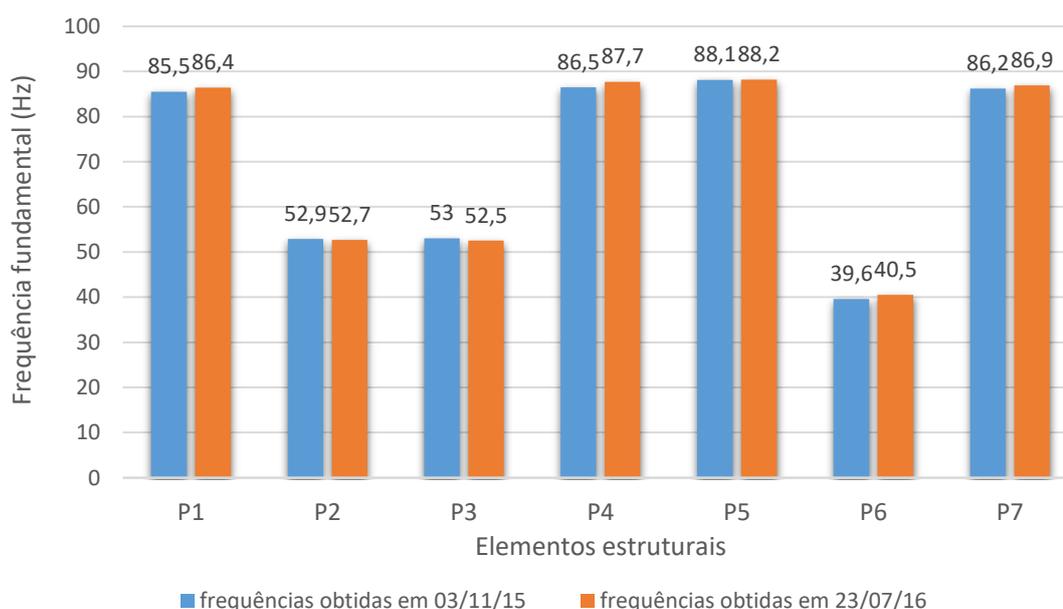


Figura 4-9. Frequências fundamentais obtidas experimentalmente (direção *x*).

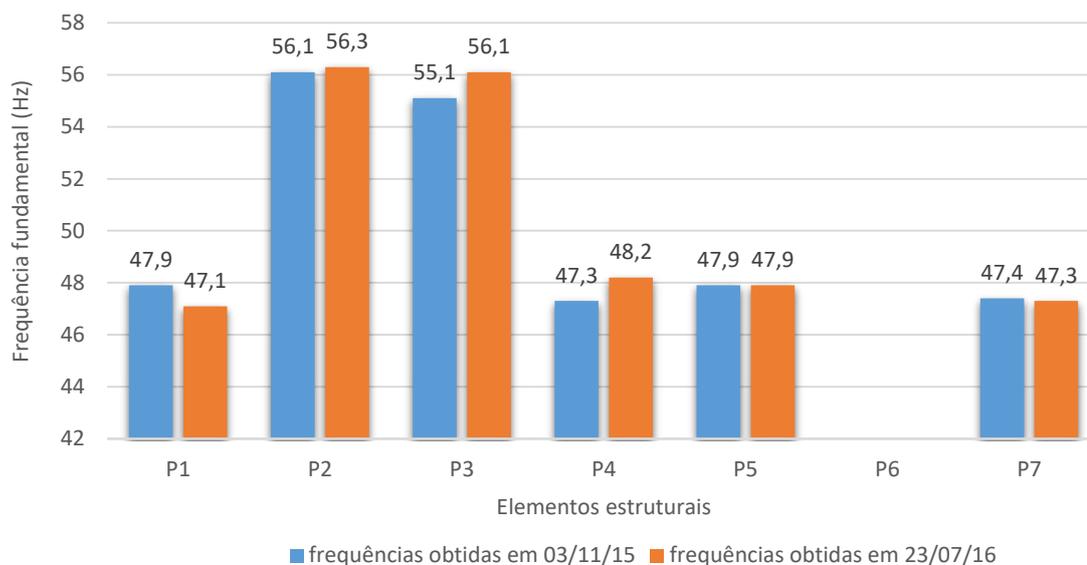


Figura 4-10. Frequências fundamentais obtidas experimentalmente (direção y).

O acelerômetro *SENSR* utilizado no experimento não é capaz de registrar frequências superiores a 200 Hz. Tal limitação do equipamento impossibilitou a obtenção da frequência fundamental do pilar parede P6, na direção y.

Na Tabela 4-10 estão apresentadas as temperaturas médias e as umidades relativa do ar médias para as duas datas de realização das leituras.

Tabela 4-10. Condições climáticas durante a realização dos ensaios.

| Data do ensaio | Temp média | UR mínima |
|----------------|------------|-----------|
| 03/11/2015 | 25,3 | 60% |
| 23/07/2016 | 16,6 | 85% |

Fonte: Boletim meteorológico 2015 / 2016. Estação climatológica principal de Viçosa - MG

Os dados obtidos nas duas datas foram analisados a fim de verificar possíveis variações entre os valores. Para tanto, foi realizado um Teste-t, com auxílio do programa EXCEL, com significância de 1%, sendo a hipótese H_0 definida para diferenças entre as médias igual a zero, presumindo variâncias equivalentes entre as amostras.

Na

Tabela 4-11 estão apresentados os valores obtidos para o Teste-t.

Tabela 4-11. Valores obtidos com o EXCEL para o Teste-t.

| | Variável 1 | Variável 2 |
|--------------------------------|------------|------------|
| Média | 61,04 | 61,37 |
| Variância | 331,85 | 340,90 |
| Observações | 13 | 13 |
| Variância agrupada | 336,37 | |
| Hipótese da diferença de média | 0 | |
| gl | 24 | |
| Stat t | -0,046 | |
| $P(T \leq -t)$ bi-caudal | 0,96 | |
| t crítico bi-caudal | 2,80 | |

Como o t calculado $\leq t$ crítico, a hipótese H_0 poderá ser aceita. Logo, pode-se dizer que as leituras realizadas em 03/11/2015 e 23/07/2016 conduziram a resultados equivalentes com nível de confiança de 99%. Como se pode observar, as leituras das frequências realizadas em diferentes estações do ano conduziram a resultados equivalentes, indicando que a influência da temperatura e da umidade sobre a rigidez da estrutura é desprezável para o intervalo de temperatura em causa.

Para construção dos modelos numéricos de degradação foram utilizadas as frequências fundamentais obtidas em 23/07/2016.

4.2.5 Rigidez residual dos elementos estruturais

Foi estimada a rigidez residual para os pilares do pavimento térreo e para a viga V504, com auxílio dos modelos numéricos parciais. Os modelos foram calibrados de forma que a frequência numérica coincidissem com a frequência obtida experimentalmente, para as direções x e y , ajustando-se o parâmetro de modificação da inércia disponível no SAP 2000.

Na Figura 4-11 estão apresentados como exemplo o sexto e o sétimo modos de vibração, obtidos nas direções x e y com o modelo numérico, para o pilar P3.

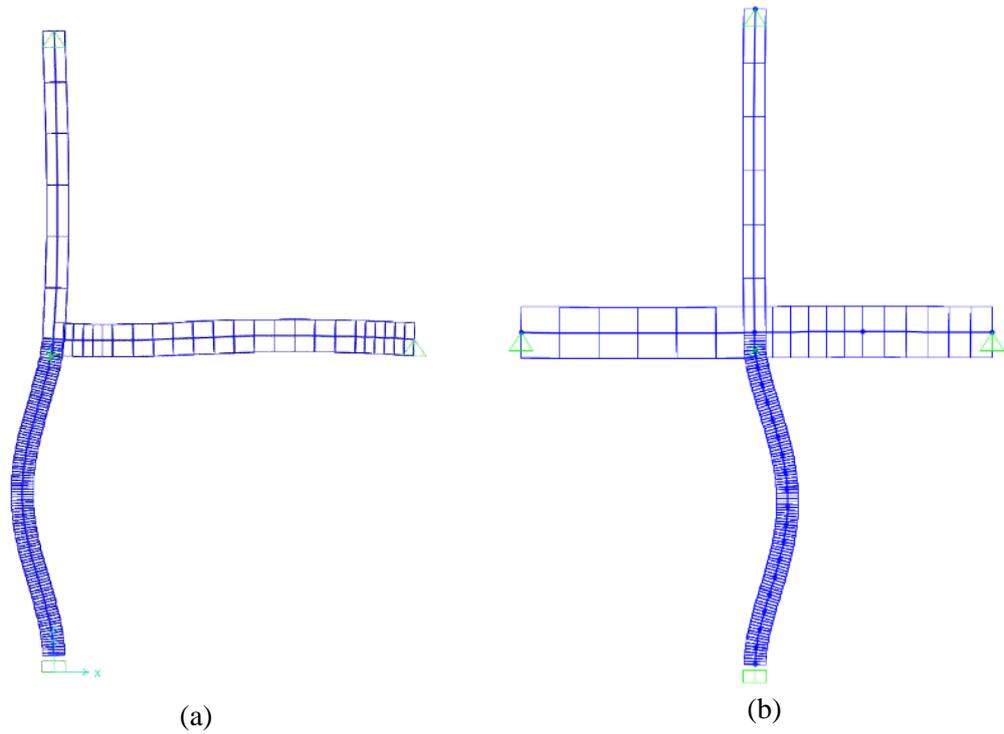


Figura 4-11. Modos de vibração do pilar P3: (a) 6º modo de vibração na direção x ; (b) 7º modo de vibração na direção y .

Na Figura 4-12 estão apresentados os dois primeiros modos de vibração obtidos com o modelo numérico para a viga V504

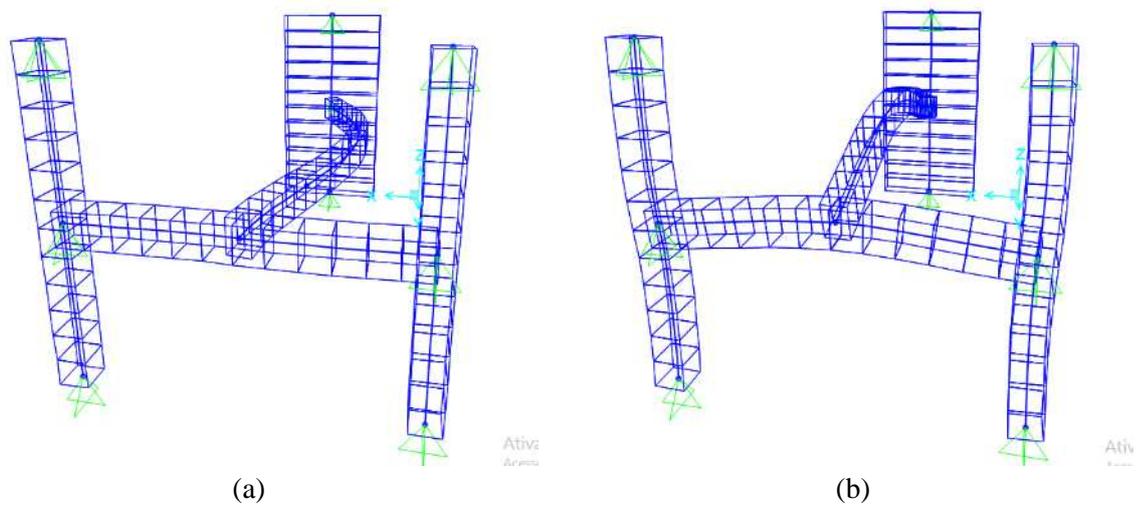


Figura 4-12. Modos de vibração para viga V504: (a) primeiro modo de vibração; (b) segundo modo de vibração.

Os valores dos coeficientes de degradação α_x e α_y , aplicados aos momentos de inércia I_x e I_y , respectivamente, nos modelos numéricos estão apresentados na Tabela 4-12.

Tabela 4-12. Valores dos coeficientes de degradação α .

| Elemento estrutural | α_x | α_y |
|----------------------------|------------------------------|------------------------------|
| P1 | 0,88 | 0,90 |
| P2 | 0,90 | 0,94 |
| P3 | 0,98 | 0,94 |
| P4 | 0,84 | 0,96 |
| P5 | 0,86 | 0,97 |
| P6 | 0,87 | --- ⁽¹⁾ |
| P7 | 0,76 | 0,9 |
| V504 | 0,80 | 0,80 |

Nota:

⁽¹⁾ Neste caso, o valor α_y adotado foi igual a 0,87 (mesmo valor de α_x)

4.2.6 Análise estrutural

4.2.6.1 Modelo numérico

Para obtenção dos esforços atuantes nos elementos investigados e dos deslocamentos da estrutura, foi desenvolvido um modelo numérico com auxílio do programa computacional SAP 2000. As características geométricas do modelo foram obtidas com auxílio de um levantamento com um equipamento tipo *Laser Scanner*. As características mecânicas do concreto da estrutura foram estimadas com auxílio de ESD e END, enquanto que as características geométricas das armaduras foram estimadas com auxílio de um pacômetro. Na Figura 4-13 é apresentado um esquema geral do modelo numérico, formado por um pórtico tridimensional com elementos de barra para representar vigas e pilares e elementos de placa para representar as lajes.

As colunas foram consideradas engastadas na fundação. As lajes foram consideradas como elementos de área, discretizadas em malhas de elementos de placa retangular de 10 x 10 partes (Figura 4-13).

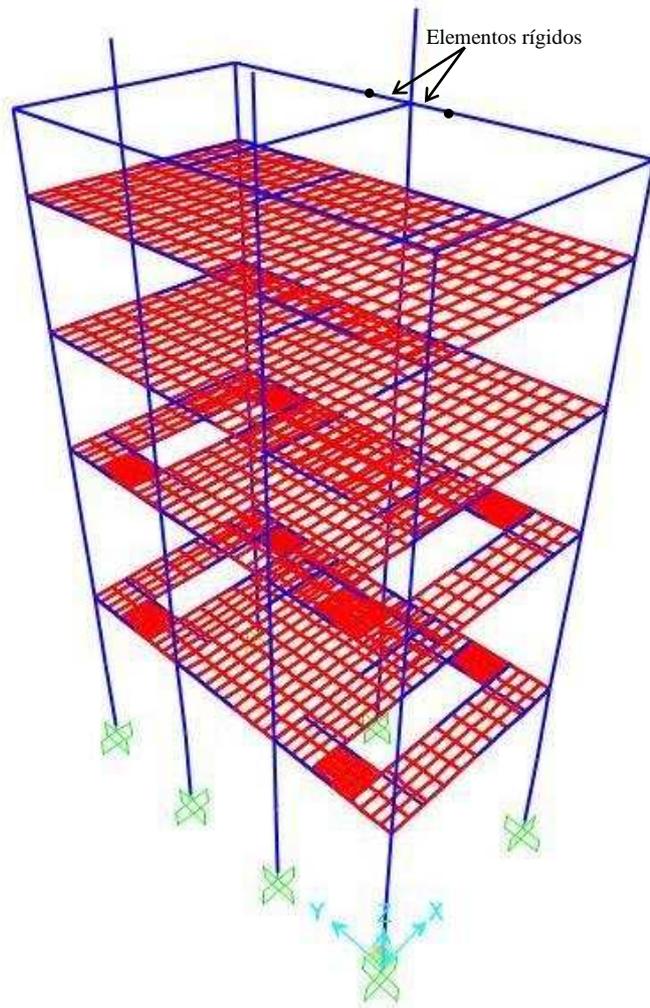


Figura 4-13. Modelo numérico tridimensional da estrutura.

A fim de simular o efeito do ganho de rigidez da estrutura, proporcionado pela presença do pilar parede (P6), no modelo numérico foram inseridos dois trechos de viga com grande rigidez, com comprimento igual a 0,70 m para cada lado, contados a partir da linha de centro do pilar, na direção da maior dimensão do mesmo, em todos os pavimentos. O módulo de elasticidade do concreto desses trechos de viga com grande rigidez foi multiplicado por 100.

4.2.6.2 Valores das ações atuantes

Nos modelos numéricos foram consideradas ações de natureza permanente e variável, conforme apresentado no item 3.3.2.6.1.

As ações permanentes admitidas foram:

- G_{PP} - peso próprio da estrutura de concreto armado, calculado pelo programa de forma automática, considerando o peso específico do concreto ($\gamma = 24,3 \text{ kN/m}^3$) e o peso específico da armadura de aço;
- G_{ALV} - peso próprio da alvenaria (Figura 4.14);
- G_{RES} - peso próprio do reservatório, incluindo a água (Figura 4-15);

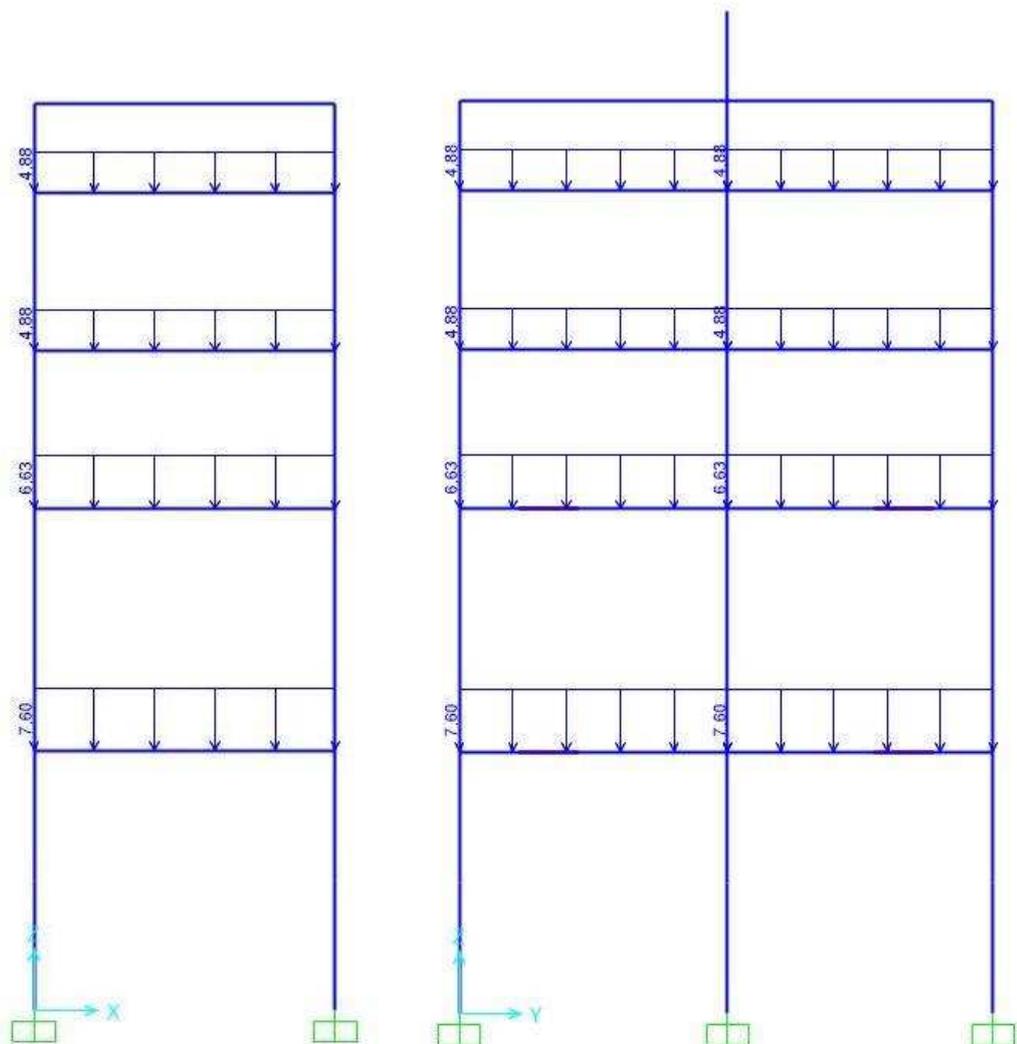


Figura 4-14. Peso próprio da alvenaria – G_{ALV} (em kN/m).

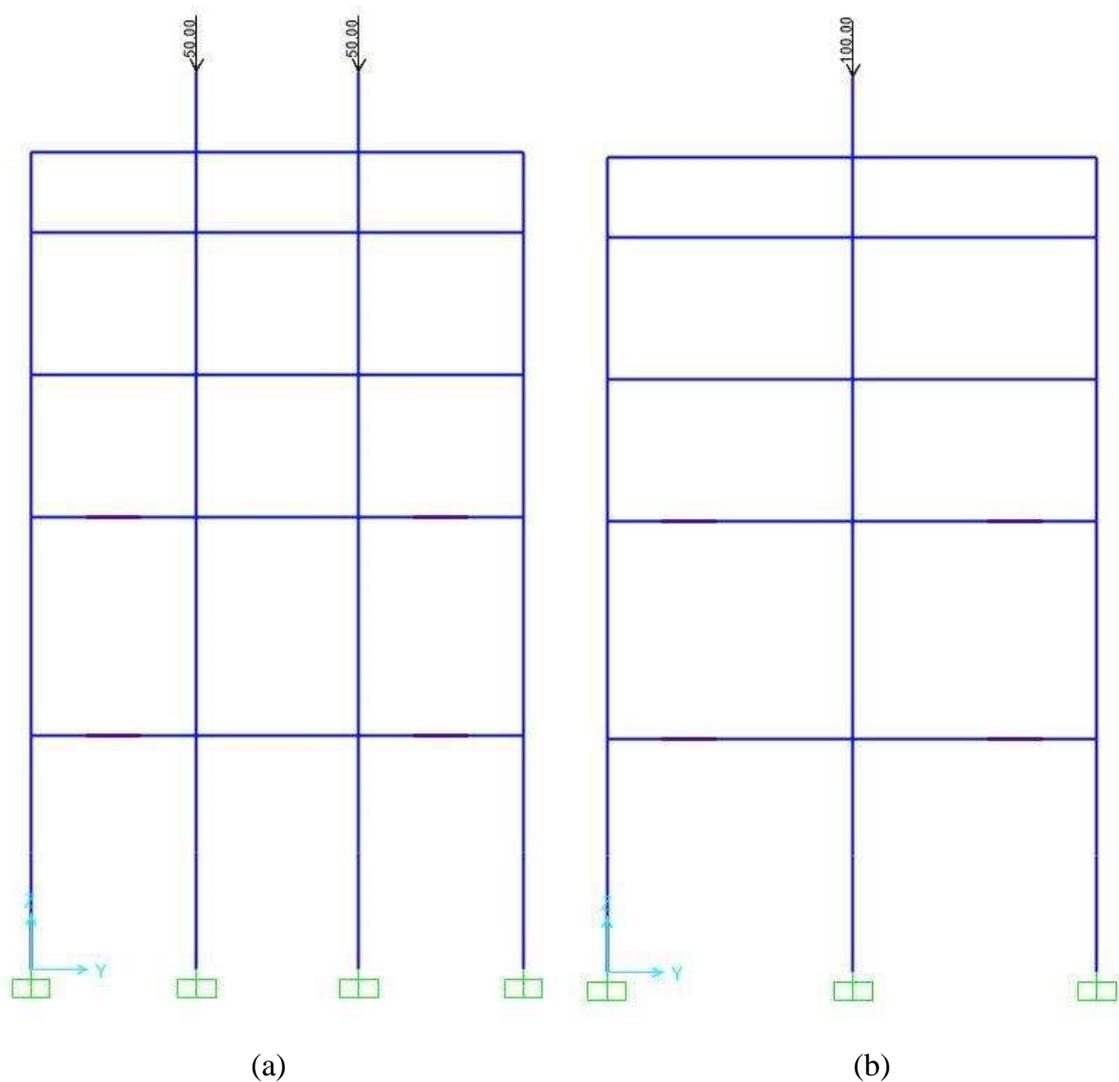


Figura 4-15. Peso próprio do reservatório, incluindo a água – GRES (em kN/m).

As ações variáveis consideradas no modelo foram:

- SC – sobrecarga de piso típica de um edifício residencial, com valor de 2,0 kN/m²;
- V0 e V90 - ação do vento na direção longitudinal (0°) e na direção transversal (90°) respectivamente, calculadas de acordo com as Eqs. 3.11 e 3.12 para as forças atuando nos nós da estrutura. Os valores da pressão dinâmica (q) para cada pavimento são apresentados na Tabela 4-13 e a força de arrasto aplicada nos nós da estrutura é mostrada na Figura 4-16.

Tabela 4-13. Pressão dinâmica do vento.

| Z(m) | S1 | S2 | S3 | V _k (m/s) | q (kN/m ²) |
|------|----|--------|----|----------------------|------------------------|
| 3,9 | 1 | 0,9231 | 1 | 32,31 | 0,63985 |
| 7,8 | 1 | 0,9791 | 1 | 34,27 | 0,71987 |
| 10,3 | 1 | 1,0025 | 1 | 35,09 | 0,75471 |
| 12,8 | 1 | 1,0212 | 1 | 35,74 | 0,78311 |
| 14,2 | 1 | 1,0303 | 1 | 36,06 | 0,79705 |

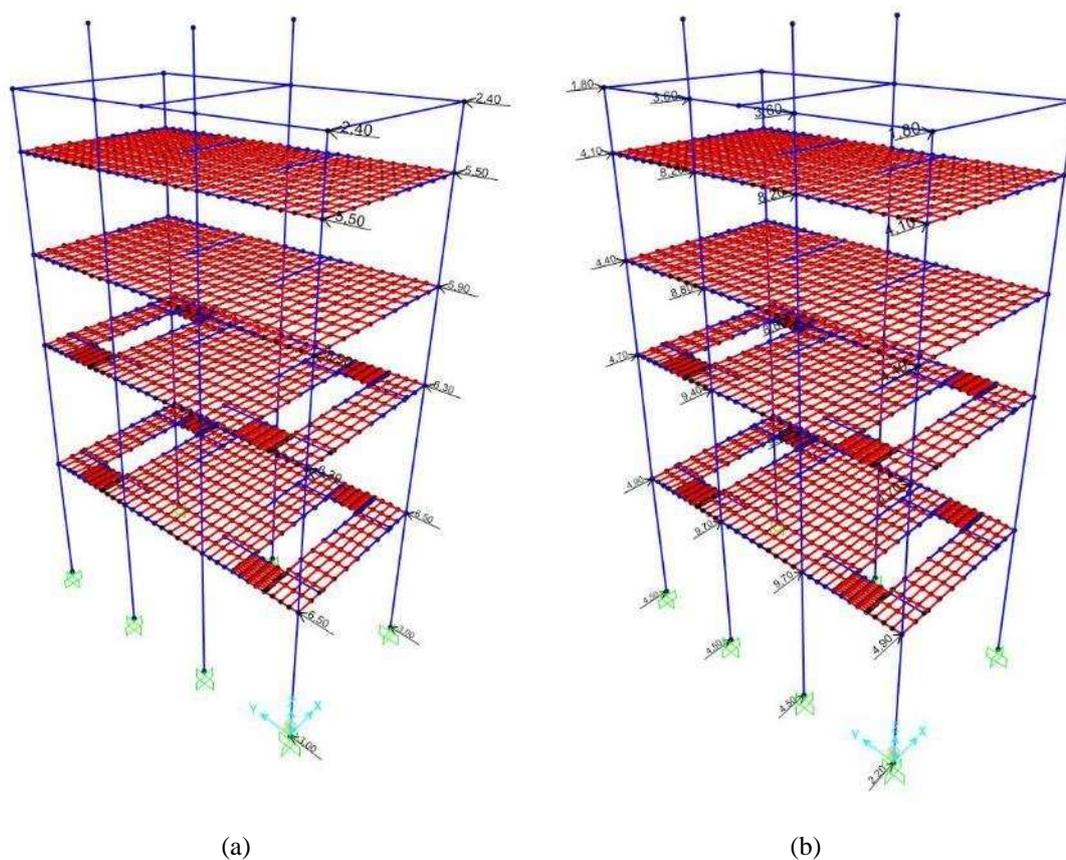


Figura 4-16. Forças devidas ao vento (em kN): (a) V0 - direção longitudinal (0°); (b) V90 - direção transversal (90°).

4.2.6.3 Combinações para o ELU

As quatro combinações propostas para verificação da capacidade resistente no ELU foram implementadas no modelo numérico, conforme apresentado na Tabela 4-14. Os esforços foram obtidos por meio de uma análise linear de primeira ordem.

Tabela 4-14. Combinações implementadas no programa de análise SAP 2000.

| Identificação da combinação | Ação permanente principal | Ação variável principal | Ação variável secundária | Combinação |
|-----------------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------|--|
| Comb1 | <i>G</i> | <i>SC</i> | <i>V0</i> | 1,4 <i>G</i> + 1,4 <i>SC</i> + 0,84 <i>V0</i> |
| Comb2 | <i>G</i> | <i>SC</i> | <i>V90</i> | 1,4 <i>G</i> + 1,4 <i>SC</i> + 0,84 <i>V90</i> |
| Comb3 | <i>G</i> | <i>V0</i> | <i>SC</i> | 1,4 <i>G</i> + 1,4 <i>V0</i> + 0,7 <i>SC</i> |
| Comb4 | <i>G</i> | <i>V90</i> | <i>SC</i> | 1,4 <i>G</i> + 1,4 <i>V90</i> + 0,7 <i>SC</i> |

G é a somatória de G_{PP} (peso próprio) + G_{ALV} (alvenaria) + G_{RES} (reservatório); *SC* é a sobrecarga de piso; *V0* é força do vento na direção longitudinal (0°) e *V90* é a força do vento na direção transversal (90°).

4.2.6.4 Esforços solicitantes para o ELU

Na Tabela 4-15 são apresentados os esforços solicitantes N_{sd} , $M_{sd,x}$ e $M_{sd,y}$, atuantes nos pilares do pavimento térreo, nos níveis 0,00 m (base), 2,05 m (meio da altura) e 4,10 m (topo). Esses esforços foram obtidos a partir de uma análise linear de primeira ordem, considerando-se as combinações últimas indicadas na Tabela 4-14.

Tabela 4-15. Esforços solicitantes nos pilares do pavimento térreo.

| Pilar | Combinação | <i>L</i> (m) | N_d (kN) | M_{sd} (kN.m) | M_{yd} (kN.m) |
|-------|------------|--------------|------------|-----------------|-----------------|
| P1 | Comb1 * | 0,00 | -810,2 | 0,3 | -21,3 |
| | | 2,05 | -776,4 | 3,3 | 7,6 |
| | | 4,10 | -742,8 | 6,4 | 36,3 |
| | Comb2 | 0,00 | -762,8 | -5,8 | 50,1 |
| | | 2,05 | -729,2 | 2,8 | 25,7 |
| | | 4,10 | -695,6 | 11,4 | 1,2 |
| | Comb3 | 0,00 | -785,6 | 4,6 | -27,0 |
| | | 2,05 | -752,0 | 3,5 | 5,7 |
| | | 4,10 | -718,3 | 2,5 | 38,5 |
| | Comb4 | 0,00 | -707,0 | -5,6 | 91,7 |
| | | 2,05 | -673,4 | 2,7 | 35,8 |
| | | 4,10 | -639,8 | 11,0 | -20,1 |
| P2 | Comb1 * | 0,00 | -830,6 | 2,6 | -9,8 |
| | | 2,05 | -815,9 | 0,3 | 5,0 |
| | | 4,10 | -800,9 | -1,9 | 19,8 |
| | Comb2 | 0,00 | -811,0 | -0,8 | -1,9 |
| | | 2,05 | -796,0 | 0,3 | 6,2 |
| | | 4,10 | -781,0 | 1,5 | 14,2 |
| | Comb3 | 0,00 | -801,5 | 5,0 | -9,3 |
| | | 2,05 | -786,5 | 0,3 | 4,6 |
| | | 4,10 | -771,5 | -4,3 | 18,5 |
| | Comb4 | 0,00 | -768,3 | -0,8 | 3,9 |
| | | 2,05 | -753,4 | 0,3 | 6,5 |
| | | 4,10 | -738,4 | 1,4 | 9,1 |

Tabela 4-15. Esforços solicitantes nos pilares do pavimento térreo (continuação).

| Pilar | Combinação | L (m) | N_d (kN) | M_{xd} (kN.m) | M_{yd} (kN.m) |
|-------|------------|-------|------------|-----------------|-----------------|
| P3 | Comb1 * | 0,00 | -759,8 | 3,4 | -8,3 |
| | | 2,05 | -745,7 | -0,3 | 4,6 |
| | | 4,10 | -731,4 | -4,0 | 17,5 |
| | Comb2 | 0,00 | -752,1 | 0,4 | -2,0 |
| | | 2,05 | -737,7 | -0,3 | 5,4 |
| | | 4,10 | -723,4 | -1,0 | 12,8 |
| | Comb3 | 0,00 | -725,9 | 5,4 | -7,5 |
| | | 2,05 | -711,6 | -0,2 | 4,3 |
| | | 4,10 | -697,3 | -5,9 | 16,1 |
| | Comb4 | 0,00 | -712,6 | 0,4 | 3,0 |
| | | 2,05 | -698,3 | -0,3 | 5,6 |
| | | 4,10 | -684,0 | -0,9 | 8,2 |
| P4 | Comb1 | 0,00 | -846,4 | 12,8 | -3,9 |
| | | 2,05 | -812,8 | -2,6 | 11,8 |
| | | 4,10 | -779,1 | -18,0 | 27,4 |
| | Comb2 | 0,00 | -783,5 | 6,0 | 48,3 |
| | | 2,05 | -749,8 | -3,2 | 25,6 |
| | | 4,10 | -716,2 | -12,5 | 2,9 |
| | Comb3 | 0,00 | -831,4 | 17,0 | 2,7 |
| | | 2,05 | -797,8 | -2,0 | 12,7 |
| | | 4,10 | -764,1 | -21,0 | 22,7 |
| | Comb4 * | 0,00 | -726,7 | 5,7 | 89,6 |
| | | 2,05 | -692,9 | -3,1 | 35,8 |
| | | 4,10 | -659,2 | -11,9 | -18,1 |
| P5 | Comb1 | 0,00 | -784,8 | 9,0 | 28,3 |
| | | 2,05 | -752,2 | -2,4 | -5,9 |
| | | 4,10 | -719,6 | -13,8 | -40,2 |
| | Comb2 | 0,00 | -814,2 | 4,7 | 79,8 |
| | | 2,05 | -781,6 | -2,4 | 7,3 |
| | | 4,10 | -749,0 | -9,5 | -65,2 |
| | Comb3 | 0,00 | -781,7 | 11,7 | 33,5 |
| | | 2,05 | -749,1 | -2,2 | -4,3 |
| | | 4,10 | -716,6 | -16,2 | -42,2 |
| | Comb4 * | 0,00 | -830,9 | 4,5 | 119,5 |
| | | 2,05 | -798,1 | -2,3 | 17,7 |
| | | 4,10 | -765,5 | -9,1 | -83,8 |
| P6 | Comb1 | 0,00 | -1711,6 | 108,0 | 12,5 |
| | | 2,05 | -1645,4 | 43,2 | -5,6 |
| | | 4,10 | -1579,3 | -21,6 | -23,7 |
| | Comb2 | 0,00 | -1738,9 | -1,2 | 29,1 |
| | | 2,05 | -1672,7 | -1,2 | -0,9 |
| | | 4,10 | -1606,6 | -1,3 | -31,0 |
| | Comb3 * | 0,00 | -1649,9 | 181,0 | 11,5 |
| | | 2,05 | -1583,8 | 72,9 | -5,2 |
| | | 4,10 | -1517,6 | -35,2 | -21,9 |
| | Comb4 | 0,00 | -1695,4 | -0,9 | 39,2 |
| | | 2,05 | -1629,3 | -1,1 | 2,6 |
| | | 4,10 | -1563,1 | -1,4 | -34,1 |

Tabela 4-15. Esforços solicitantes nos pilares do pavimento térreo (continuação).

| Pilar | Combinação | L (m) | N_d (kN) | M_{xd} (kN.m) | M_{yd} (kN.m) |
|-------|------------|-------|------------|-----------------|-----------------|
| P7 | Comb1 | 0 | -744,6 | -0,5 | 10,5 |
| | | 2,05 | -711,0 | 2,5 | -9,3 |
| | | 4,1 | -677,3 | 5,5 | -29,1 |
| | Comb2 | 0 | -825,8 | -4,9 | 78,1 |
| | | 2,05 | -792,2 | 2,4 | 7,1 |
| | | 4,1 | -758,6 | 9,8 | -63,9 |
| | Comb3 | 0 | -706,6 | 2,7 | 3,7 |
| | | 2,05 | -673,0 | 2,4 | -10,3 |
| | | 4,1 | -639,4 | 2,1 | -24,3 |
| | Comb4 * | 0 | -842,2 | -4,7 | 116,5 |
| | | 2,05 | -808,4 | 2,3 | 17,0 |
| | | 4,1 | -774,7 | 9,3 | -82,3 |

Nota:

1) As combinações marcadas com asterisco (*) são as mais desfavoráveis

4.2.6.5 Verificação da capacidade resistente última dos elementos estruturais para o ELU

A capacidade resistente última dos pilares no pavimento térreo foi verificada com auxílio do programa PCalc, para os esforços provenientes da combinação mais desfavorável, dentre as apresentadas na Tabela 4.14.

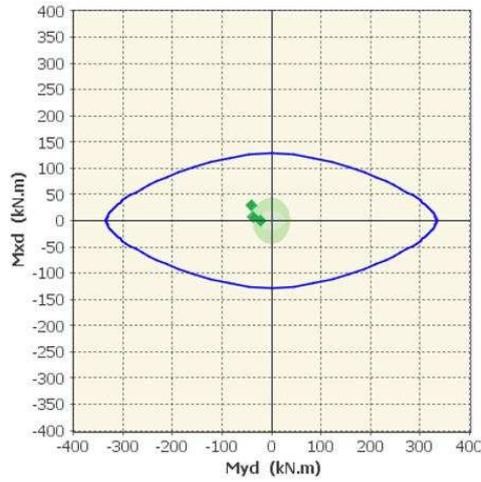
Para o programa, estará garantida a capacidade resistente da seção transversal se o fator de segurança (FS) for maior que 1,0, de acordo com a Eq. 3.13.

Na Tabela 4-16 estão apresentadas as combinações mais desfavoráveis para cada pilar, os esforços normais de cálculo, os momentos solicitantes de cálculo nas direções x e y e o Fator de Segurança (FS) para cada combinação obtido com o programa PCalc.

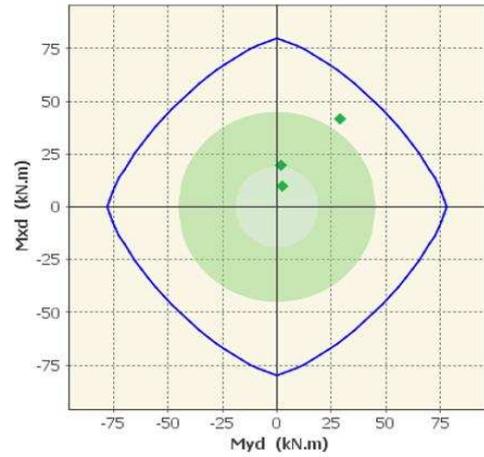
Tabela 4-16. Combinação crítica para cada pilar do pavimento térreo.

| Pilar | Combinação | N_{sd} (kN) | $M_{sd,x}$ | $M_{sd,x}$ | $M_{sd,y}$ | $M_{sd,y}$ | FS |
|-------|------------|------------------|------------|------------|------------|------------|-----|
| | | | Topo | Base | Topo | Base | |
| P1 | Comb1 | -810,2 | 36,3 | -21,3 | 6,4 | 0,3 | 2,2 |
| P2 | Comb1 | -830,6 | 19,8 | -9,8 | -1,9 | 2,6 | 1,3 |
| P3 | Comb1 | -760,7 | -18,1 | 89,6 | -11,9 | 5,7 | 1,1 |
| P4 | Comb4 | -726,5 | -11,9 | 5,7 | -18,0 | 89,7 | 1,3 |
| P5 | Comb4 | -830,9 | -83,8 | 119,5 | -9,1 | 4,5 | 1,2 |
| P6 | Comb3 | -1649,9 | -21,9 | 11,5 | -35,2 | 181,0 | 1,2 |
| P7 | Comb4 | -842,2 | -82,3 | 116,5 | 9,3 | -4,7 | 1,2 |

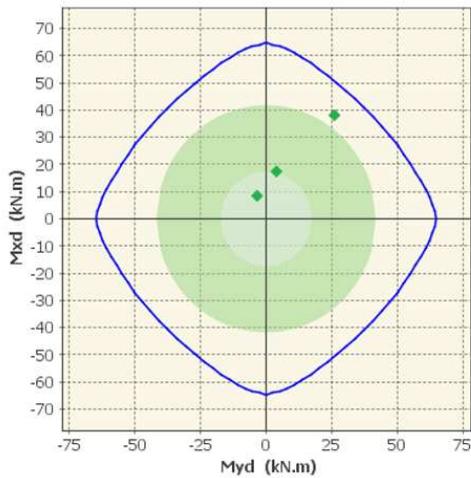
Na Figura 4-18(a) a (g), estão representadas as envoltórias dos momentos resistentes, $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$, e os pontos com os momentos solicitantes de cálculo, $M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$, na base do pilar, no meio do vão e no topo, para a combinação mais desfavorável em cada caso.



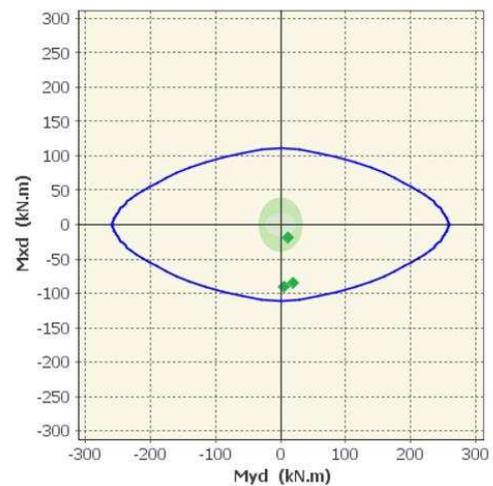
(a) Pilar P1



(b) Pilar P2

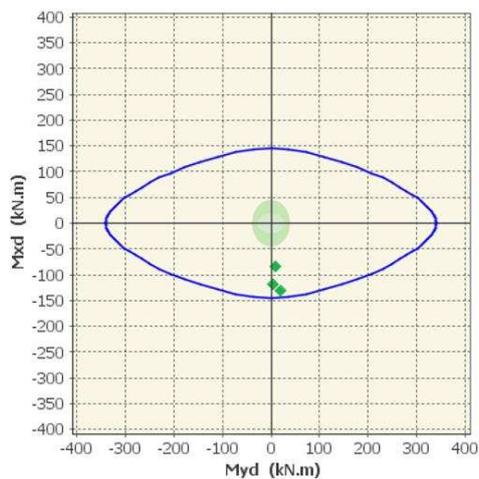


(c) Pilar P3

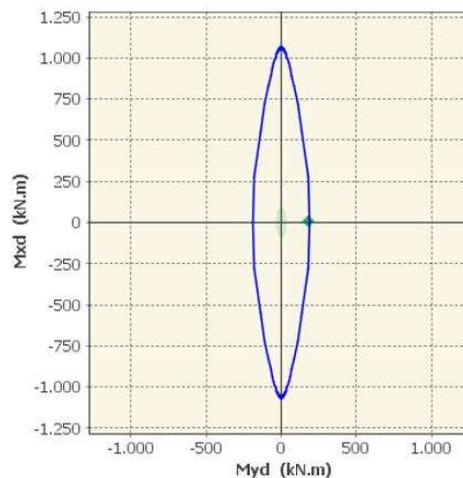


(d) Pilar P4

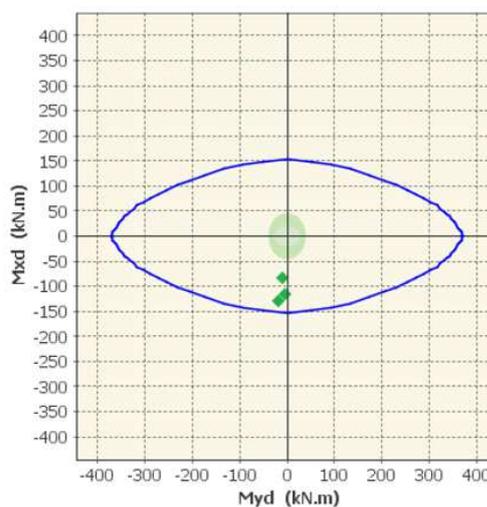
Figura 4-17. Envoltórias para verificação da capacidade resistente dos pilares.



(a) Pilar P5



(b) Pilar P6³



(c) Pilar P7

Figura 4-18. Envoltórias para verificação da capacidade resistente dos pilares (continuação).

Na Figura 4-19 são apresentados os fatores de segurança relativos aos pilares investigados. É possível observar que o FS para todos pilares é maior que 1,0. Também é possível observar que o pilar P3 é que apresenta o menor Fator de Segurança.

³ O pilar P6 (Figura 4-18 (f)) se enquadra no item 18.5 da ABNT NBR 6118:2014 (pilar-parede), portanto, para sua verificação foi utilizada a rotina de cálculo do PCalc onde verifica somente a capacidade de carga da seção transversal (Única Seção).

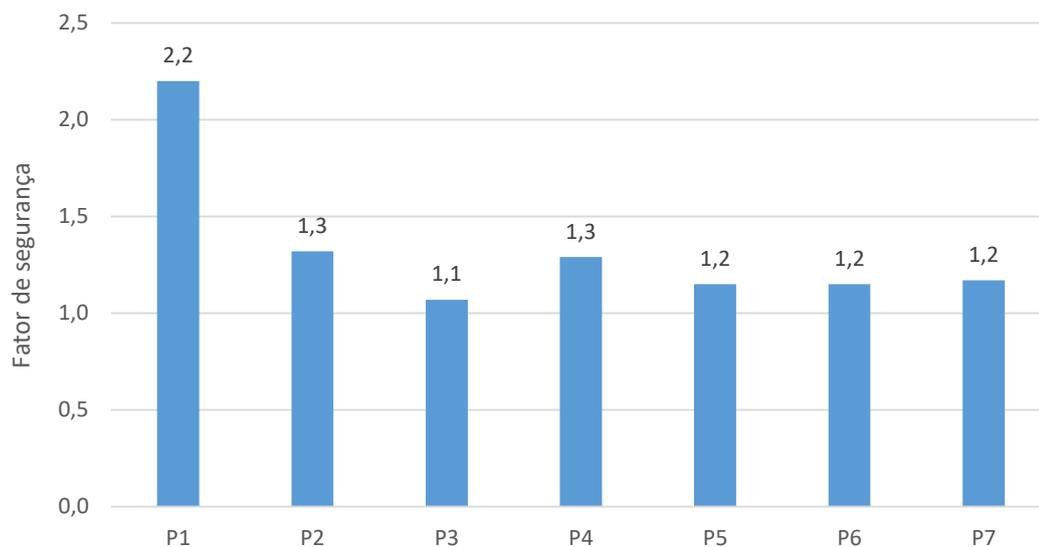


Figura 4-19. Fatores de segurança obtidos pela verificação com o programa PCalc.

As armaduras transversais dos pilares também foram verificadas seguindo os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014. Segundo a norma, o diâmetro do estribo deve ser maior que 5,0 mm e um quarto do diâmetro da barra longitudinal. Já quanto ao espaçamento, a norma especifica que deve ser menor que 20 cm e menor do que a menor dimensão da seção transversal, e, ainda, menor que 12 vezes o diâmetro da barra longitudinal.

Quanto aos critérios estabelecidos para os diâmetros mínimos e espaçamentos máximos dos estribos, todas as exigências foram atendidas, para todos os pilares do térreo, não havendo necessidade de reforço estrutural da armadura transversal de nenhum elemento investigado, conforme apresentado na Tabela 4-17.

Tabela 4-17. Verificação do diâmetro mínimo ($\phi_{Estribo}$) e do espaçamento máximo ($S_{Estribo}$) dos estribos, pelos critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014.

| Pilar | ϕ estribo (mm) | Espaçam. (cm) | $\phi_{Estribo} \geq$ | | $S_{Estribo} \leq$ | | |
|-------|---------------------|---------------|-----------------------|------------------|--------------------|-------------------------|----------------|
| | | | 5,0 mm | $\phi_{longi/4}$ | 20cm | Menor dimensão da seção | 12 ϕ long |
| P1 | 6,3 | 12,0 | Ok | Ok | Ok | Ok | Ok |
| P2 | 6,3 | 15,0 | Ok | Ok | Ok | Ok | Ok |
| P3 | 6,3 | 15,0 | Ok | Ok | Ok | Ok | Ok |
| P4 | 6,3 | 15,0 | Ok | Ok | Ok | Ok | Ok |
| P5 | 6,3 | 15,0 | Ok | Ok | Ok | Ok | Ok |
| P6 | 6,3 | 12,0 | Ok | Ok | Ok | Ok | Ok |
| P7 | 6,3 | 12,0 | Ok | Ok | Ok | Ok | Ok |

Na hipótese de reestabelecer o uso da estrutura como um edifício residencial, os esforços atuantes nos pilares do térreo não exigirão nenhum tipo de reforço estrutural, tendo em vista que os critérios de resistência estabelecidos pela ABNT NBR 6118: 2014 foram todos atendidos, conforme pode ser observado nas envoltórias de verificação da capacidade resistiva apresentadas na Figura 4-18.

Porém, pela despassivação das armaduras causada pela carbonatação do concreto, constatada em ensaio realizado no pilar P6 (Tabela 4-9), foi possível verificar que a estrutura atingiu o fim da vida útil de projeto, conforme critério proposto por Helene (1997), apresentado na Figura 2-3.

Uma vez atingido o fim da vida útil de projeto, a estrutura necessita passar por uma intervenção de reparo e ou recuperação, a fim de que seja reestabelecido um nível aceitável de desempenho quanto à durabilidade. A discussão de tais técnicas não é objeto de estudo deste trabalho.

4.2.6.6 Combinações para o ELS

Para a verificação dos deslocamentos da estrutura no ELS, foram implementadas no programa de análise as três combinações apresentadas na Tabela 4-18 para o modelo íntegro e para o modelo degradado.

Os deslocamentos apresentados para os modelos íntegro e degradado foram obtidos a partir de uma análise linear de 1ª ordem realizada com auxílio do programa SAP 2000.

Tabela 4-18. Combinações implementadas no programa de análise SAP 2000 para ELS

| Identificação da combinação | Ação permanente principal | Ação variável principal | Ação variável secundária | Combinação |
|-----------------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------|----------------------|
| Comb5 | G | SC | --- | G + 0,4 SC |
| Comb6 | G | V0 | SC | G + 0,3 V0 + 0,3 SC |
| Comb7 | G | V90 | SC | G + 0,3 V90 + 0,3 SC |

G é a somatória de $G_{PP} + G_{ALV} + G_{RES}$; SC é a sobrecarga de piso; V0 é força do vento na direção longitudinal (0°) e V90 é a força do vento na direção transversal (90°).

4.2.6.7 Verificação dos deslocamentos da estrutura para o ELS

Na Tabela 4-19 são apresentados os deslocamentos, obtidos no topo de cada prumada na direção x , a uma altura de 14,30 m em relação ao solo, para os modelos íntegro e degradado.

Tabela 4-19. Deslocamentos nos topos das prumadas dos pilares, para o modelo íntegro e degradado na direção x (em milímetros).

| Elemento | Modelo íntegro | | | Modelo degradado | | |
|----------|----------------|--------|--------|------------------|-------|--------|
| | Comb5 | Comb6 | Comb7* | Comb5 | Comb6 | Comb7* |
| P1 | 0,315 | 0,068 | 2,306 | 0,504 | 0,222 | 2,868 |
| P2 | 0,609 | 0,511 | 2,625 | 0,846 | 0,734 | 3,236 |
| P3 | 0,550 | 0,610 | 2,568 | 0,768 | 0,835 | 3,159 |
| P4 | 0,274 | 0,499 | 2,266 | 0,406 | 0,661 | 2,768 |
| P5 | 0,211 | 0,437 | 2,203 | 0,342 | 0,597 | 2,703 |
| P6 | -0,032 | -0,040 | 1,974 | 0,073 | 0,063 | 2,451 |
| P7 | 0,253 | 0,006 | 2,244 | 0,439 | 0,158 | 2,803 |

Nota: As combinações marcadas com asterisco (*) são as mais desfavoráveis.

É possível observar, a partir dos resultados apresentados na Tabela 4-19 que os maiores deslocamentos obtidos na direção x ocorreram para a combinação Comb7, onde a ação variável principal era o vento a 90°. Para a Comb7 (mais desfavorável), os deslocamentos aumentaram em média 23,5 %, quando aplicados os coeficientes de degradação α_x e α_y nas rigidezes dos elementos estruturais do modelo.

Na Tabela 4-20 estão apresentados os deslocamentos, obtidos no topo de cada prumada na direção *y*, a uma altura de 14,30 m em relação ao solo, para os modelos íntegro e degradado.

Tabela 4-20. Deslocamentos nos topos das prumadas dos pilares, para o modelo íntegro e degradado na direção *y* (em milímetros).

| Elemento | Modelo íntegro | | | Modelo degradado | | |
|----------|----------------|--------|--------|------------------|--------|--------|
| | Comb5 | Comb6* | Comb7 | Comb5 | Comb6* | Comb7 |
| P1 | 0,008 | 0,747 | 0,010 | -0,042 | 0,799 | -0,042 |
| P2 | -0,035 | 0,704 | -0,033 | -0,082 | 0,759 | -0,081 |
| P3 | -0,100 | 0,639 | -0,098 | -0,143 | 0,698 | -0,142 |
| P4 | -0,146 | 0,594 | -0,143 | -0,185 | 0,656 | -0,184 |
| P5 | -0,066 | 0,427 | -0,064 | -0,082 | 0,480 | -0,080 |
| P6 | -0,037 | 0,458 | -0,035 | -0,053 | 0,510 | -0,051 |
| P7 | -0,006 | 0,488 | -0,006 | -0,023 | 0,540 | -0,022 |

Nota: As combinações marcadas com asterisco (*) são as mais desfavoráveis.

Para os deslocamentos obtidos na direção *y*, a combinação mais desfavorável é a Comb6. Os deslocamentos nesta direção aumentaram em média 9,8 %, considerando a degradação da rigidez dos elementos.

O deslocamento máximo no topo da estrutura (nível 14,30 m), de 8,4 mm, correspondente ao limite de $H/1700$ especificado pela ABNT NBR 6118:2014, não foi atingido em nenhuma das combinações consideradas, indicando que a estrutura, apesar de apresentar um certo grau de degradação, ainda atende aos limites estabelecidos por norma.

5

CONCLUSÕES

5.1 Conclusões gerais

Neste trabalho foi desenvolvida uma metodologia para avaliação de desempenho de estruturas de concreto armado degradadas a partir da rigidez residual obtida por meio de ensaios determinação das características dinâmicas dos elementos estruturais.

Inicialmente, foi realizado no Laboratório de Materiais de Construção da UFV um estudo piloto, onde uma viga de concreto armado foi danificada de forma controlada e sua frequência fundamental determinada experimentalmente, a cada passo de dano, por meio de ensaios dinâmicos. Os resultados demonstraram que à medida que o elemento perde massa, a frequência fundamental diminui e o amortecimento aumenta. Como a rigidez do elemento está intimamente relacionada com sua frequência fundamental, a partir da frequência medida é possível determinar a rigidez residual do elemento estrutural.

Com base no estudo piloto realizado observou-se que o ensaio de determinação das características dinâmicas é bastante sensível a pequenos danos, tendo em vista que a subtração de aproximadamente 3% na massa da viga proporcionou uma redução de 47% na sua rigidez à flexão.

Numa segunda etapa foi realizado um estudo de caso com objetivo de aplicar a metodologia proposta no presente trabalho, envolvendo a avaliação do desempenho estrutural da torre de destilação da antiga Usina de Álcool da FUNARBE existente no Campus de Viçosa da UFV. Trata-se de uma estrutura de concreto armado desativada e exposta a intempéries há mais de 30 anos, que se encontra em processo de degradação, apresentado diversas manifestações patológicas tais como deslocamento do concreto e corrosão das armaduras.

Para caracterização das propriedades do concreto da estrutura, tais como resistência à compressão, módulo de elasticidade e massa específica, foram realizados ensaios de caráter semidestrutivo (ESD) e não destrutivo (END). Foram extraídos testemunhos de dois dos sete pilares da estrutura (ESD). Todos os pilares foram submetidos a END de esclerometria e ultrassom. Posteriormente, os resultados dos ESD e dos END foram correlacionados entre si para estimar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto.

A correlação entre os resultados dos ESD e END foi uma estratégia adequada, dada à pequena variação observada entre os valores de resistência à compressão obtidos por meio de uma curva de correlação e os obtidos em ensaios de testemunhos extraídos da estrutura. De maneira geral, destaca-se como principal vantagem da técnica adotada para caracterização do concreto, a possibilidade de sucessivas repetições dos END com pequenos danos aos elementos estruturais.

As características geométricas das armaduras foram obtidas com o auxílio de um pacômetro. Os valores dos cobrimentos das armaduras estimados foram confrontados com a profundidade da frente de carbonatação verificada nos testemunhos retirados da estrutura, possibilitando conhecer a situação dos pilares investigados quanto ao processo de despassivação das armaduras. Este procedimento é importante pois permite estimar a vida útil da estrutura e avaliar a eventual necessidade de intervenção.

Por meio de ensaios dinâmicos, mediu-se a frequência fundamental de vibração de vários elementos estruturais em duas direções ortogonais ao eixo do elemento. A medição foi repetida em duas épocas do ano, com temperaturas e umidades médias distintas. Com auxílio de uma análise estatística observou-se que as frequências naturais não sofreram influência relevante da variação climática ocorrida entre os momentos das leituras.

A partir do levantamento das características da estrutura, a saber, geometria dos elementos constituintes, propriedades dos materiais e propriedades dinâmicas, foram desenvolvidos modelos numéricos com o objetivo de determinar os coeficientes de degradação e a rigidez residual de cada elemento. Tendo como base a rigidez residual de cada elemento estrutural, foram desenvolvidos novos modelos de análise, sendo um para obtenção dos esforços para verificação dos ELU e outro para verificação dos deslocamentos máximos para a condição de serviço da estrutura.

De maneira sistemática observou-se que os valores experimentais de frequência fundamental foram sempre menores do que aqueles obtidos com auxílio dos modelos numéricos, considerando-se as seções íntegras. Portanto, pode-se afirmar que com auxílio do ensaio de determinação da frequência fundamental é de fato viável detectar e quantificar as alterações na rigidez dos elementos estruturais provocados por danos de diversas naturezas.

A metodologia proposta, que associa o procedimento para estimativa da rigidez residual dos elementos estruturais e os procedimentos para caracterização da estrutura, se mostrou efetiva para verificação da capacidade última, verificação do desempenho em serviço e previsão da vida útil da estrutura.

Por fim, com os resultados obtidos pode-se afirmar que a metodologia proposta neste trabalho se constitui uma ferramenta útil para a tomada de decisão sobre a técnica de recuperação, reparo ou reforço a ser empregada em uma estrutura de concreto degradada.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como proposta para trabalhos futuros, sugere-se:

- estudar o efeito da degradação da rigidez em elementos de placa de concreto armado, como no caso de lajes;
- desenvolver estudos com um número maior de acelerômetros, fixados em diversos elementos da estrutura, a fim de melhorar a resposta do modelo numérico de simulação da degradação da rigidez;
- estudar o efeito da degradação da rigidez por meio de ensaios dinâmicos em elementos estruturais de madeira, aço e mistos de aço e concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADHIKARI, S. **Damping models for structural vibration**. 2000. 228 f. Tese (Doutorado) - *Doctor Philosophy, Engineering Department*, Cambridge University, Cambridge, 2000.

ALMEIDA, S. F. de. **Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva**. 2005. 193 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

AMÉRICA CONCRETE INSTITUTE **ACI – 228 – 1R – 89**, 1989, *In place methods for determination of strength of concrete*, Detroit, 26pp.

_____. **ACI – 201.2R– 08**, 2008, *Guide to durable concrete*, Detroit, 53pp.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C597-09: Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete**. W. Conshohocken, PA: ASTM International, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:1980**. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 6118:2003**. Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimentos. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 8681:2004**. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro

_____. **NBR 12655:2006**. Concreto – Preparo, controle e recebimento – Procedimentos. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 8522:2008**. Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 6123:2013**. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7584:2013**. Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 8802:2013**. Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 15575-1:2013**. Edificações habitacionais – Desempenho. Rio de Janeiro

_____. **NBR 6118:2014**. Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimentos. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7680:2015**. Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 12655:2015**. Concreto – Preparo, controle e recebimento – Procedimentos. Rio de Janeiro.

BAUER, L. A. F. **Materiais de construção 1**. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000.

BRITISH STANDART. **BS 1881:PART204**: Testing concrete. London: BSI, 1988.

CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. Computer & Structures, Inc., Berkeley, United States, 1995.

CÁNOVAS F. M. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988. 522 p.

CARDOSO, S. D. **Análise de pilares de concreto armado**. Disponível em: <www.pcalc.com.br>. Acesso em: 15 mar. 2016.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL du BETON. **CEB-FIP Code 1990**. London: Thomas Telford, 1993

COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON (CEB). **New Approach to Durability Design – An Example for Carbonation Induced Corrosion**. (Bulletin D'Information, 238), 1997.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto: fundamentos do projeto estrutural**. São Paulo. McGraw-Hill / Editora da Universidade de São Paulo, 1976

HELENE, P. R. L. Vida útil de estrutura de concreto. In: CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, VI, Porto Alegre, 1997. **Anais**. Rio Grande do Sul: CONPAT, 1997

_____. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231f. Tese (Livre Docência) – Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1993

ISAIA, G. – Concreto: Ciência e Tecnologia, 2011 – São Paulo.

LEISSA, A. W.; QATU, M. S. **Vibrations of continuous Systems**. New York: Mc Graw Hill, 2011. 524 p.

LIMA, S. S.; SANTOS, S. H. C. **Análise Dinâmica das Estruturas**. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2008.

MARTHA, L. F. **Análise de Estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: Ibracon, 2008.

MEIRA, G. R.; PADARATZ, I. J. **Custos de recuperação e prevenção em estruturas de concreto armado: uma análise comparativa**. In: IX ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 2002, Foz do Iguaçu. **Anais...** . Foz do Iguaçu: ENTAC, 2002. p. 1425 - 1432.

MORAIS, R.; COUTO, D.; HELENE, P. R. L. **Inspeção e diagnóstico de manifestações patológicas em estrutura de concreto pré-fabricado – estudo de caso.** Lisboa: COMPAT, 2015

NASCIMENTO JUNIOR, J. O. do; SCHULER, C. A. B.; CAVALCANTE, R. B. de S. **Sistema Laser Scanner.** In: III SIMPÓSIO REGIONAL DE GEOPROCESSAMENTO E SENSORIAMENTO REMOTO, 3., 2006, Aracaju - Se. **Anais...** . Aracaju: ., 2006. p. 56 - 63.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1997.

NÓBREGA, P. G. B. da. **Análise dinâmica de estruturas de concreto:** estudo experimental e numérico das condições de contorno de estruturas pré-moldadas. 2004. 285 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano.** 2010. 265 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho.** 1998. 239 f. Dissertação (Mestrado). - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

RILEM CPC 18: **Measurement of hardened concrete carbonation depth; Materials and Structures,** 1988, pp 56-58

SAHUINCO, M. H. C.. **Utilização de métodos não destrutivos e semi-destrutivos na avaliação de pontes de concreto.** 2011. 170 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Construção Civil e Urbana, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

SORIANO, H. L.. **Introdução à Dinâmica das Estruturas.** Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

SOUZA, R. H. F. **Análise do Comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal.** Lisboa, Tese (Doutorado) - Universidade Técnica de Lisboa, 1990.

_____. **Avaliação da rigidez de vigas danificadas de concreto armado.** XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estrutctural, Tucuman, p.313-322, set. 1995.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T.. **Patologia, recuperação e reforço estrutural de concreto.** São Paulo: Pini, 1998. 262 p.

APÊNDICE **A**

RELATÓRIOS DE ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

Neste apêndice são apresentados o conjunto de relatórios dos ensaios de caracterização da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos testemunhos extraídos do concreto, emitidos pela máquina de ensaio EMIC DL60000.

Universidade Federal de Viçosa
 Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão

Relatório de Ensaio

Módulo Emic IL60000 Calda Trd 30 Eletroímico Trd 11 Data 18/09/2000 Hora: 01:49:21 Trabalho n° **0719**
 Programa Test versão 3.04 Método de Carga: Módulo elástico de E522 08 - Com Ruptura
 Ident. Amostra: Material: Concreto Identificação: F1

| Carga de Prova | Ruptura Prevista | Área | Resistência Comprimosa | Resistência Elástica | Fatiga em 30% da Ruptura Prevista (MPa) | Deformação em 30% da Ruptura Prevista (%) | Deformação em 0,5MPa (%) | Módulo de Elasticidade (GPa) |
|----------------|------------------|--------------------|------------------------|----------------------|---|---|--------------------------|------------------------------|
| | (kN) | (mm ²) | (MPa) | (MPa) | | | | |
| CP 1 | 35000.00 | 1573.51 | 22.24 | 31.30 | 6.67 | 0.03 | 0.00 | 22.21 |
| Número CPs | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Média | 35000 | 1574 | 22.24 | 31.30 | 6.673 | 0.03362 | 0.001860 | 22.21 |
| Mediana | 35000 | 1574 | 22.24 | 31.30 | 6.673 | 0.03362 | 0.001860 | 22.21 |
| Desv. Padrão | * | * | * | * | * | * | * | * |
| Coef. Var. (%) | * | * | * | * | * | * | * | * |
| Mínimo | 35000 | 1574 | 22.24 | 31.30 | 6.673 | 0.03362 | 0.001860 | 22.21 |
| Máximo | 35000 | 1574 | 22.24 | 31.30 | 6.673 | 0.03362 | 0.001860 | 22.21 |

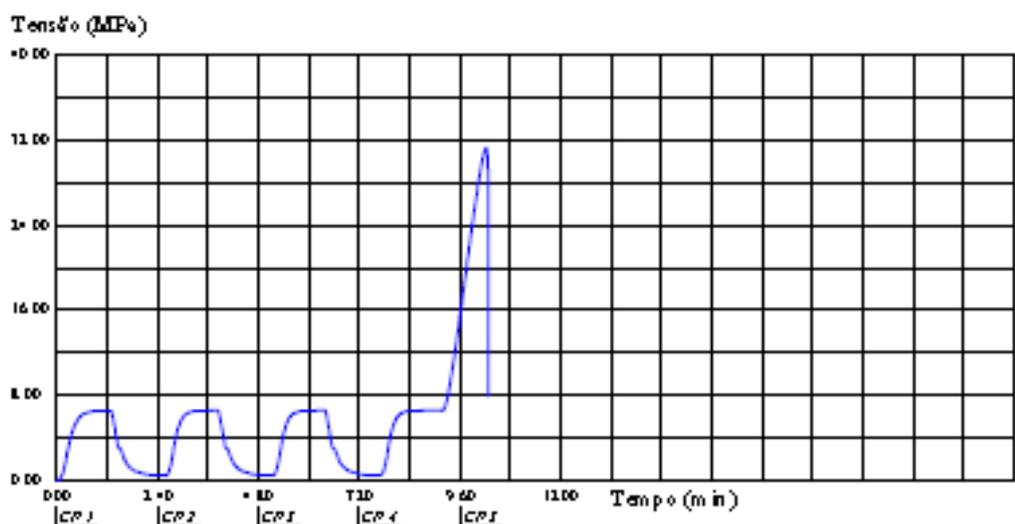


Figura A-1. Resultado do ensaio de módulo de elasticidade secante para o testemunho do furo F1.

APÊNDICE **B**

RELATÓRIOS DE ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

Neste apêndice são apresentados o conjunto de planilhas de campo, preenchidas durante o ensaios de esclerometria realizados nos pilares (P1, P2, ..., P7) no pavimento térreo

| ESCLERÔMETRO | | | ESCLERÔMETRO | | | ESCLERÔMETRO | | | ESCLERÔMETRO | | | ESCLERÔMETRO | | | ESCLERÔMETRO | | |
|--------------|----------|-----------|--------------|---------|-----------|--------------|----------|-----------|--------------|----------|-----------|--------------|---------|-----------|--------------|----------|-----------|
| Peça: | P5 - h1 | | Peça: | P5 - h2 | | Peça: | P5 - h3 | | Peça: | P6 - h1 | | Peça: | P6 - h2 | | Peça: | P6 - h3 | |
| Leit. | IE | IE valido | Leit. | IE | IE valido | Leit. | IE | IE valido | Leit. | IE | IE valido | Leit. | IE | IE valido | Leit. | IE | IE valido |
| 1 | 56 | 56 | 1 | 62,5 | 62,5 | 1 | 66,5 | 66,5 | 1 | 60,5 | 60,5 | 1 | 56 | 56 | 1 | 56 | 56 |
| 2 | 56,5 | 56,5 | 2 | 54,5 | 54,5 | 2 | 65,5 | 65,5 | 2 | 59,5 | 59,5 | 2 | 56 | 56 | 2 | 51,5 | 51,5 |
| 3 | 65 | 65 | 3 | 59,5 | 59,5 | 3 | 65 | 65 | 3 | 51,5 | 51,5 | 3 | 57,5 | 57,5 | 3 | 55,5 | 55,5 |
| 4 | 62 | 62 | 4 | 58 | 58 | 4 | 60 | 60 | 4 | 55,5 | 55,5 | 4 | 58,5 | 58,5 | 4 | 53,5 | 53,5 |
| 5 | 65,5 | 65,5 | 5 | 60,5 | 60,5 | 5 | 61,5 | 61,5 | 5 | 54,5 | 54,5 | 5 | 55,5 | 55,5 | 5 | 61,5 | |
| 6 | 55,5 | 55,5 | 6 | 54 | 54 | 6 | 57,5 | 57,5 | 6 | 53,5 | 53,5 | 6 | 51,5 | 51,5 | 6 | 65,5 | |
| 7 | 56 | 56 | 7 | 53 | | 7 | 58,5 | 58,5 | 7 | 58,5 | 58,5 | 7 | 60,5 | 60,5 | 7 | 55,5 | 55,5 |
| 8 | 52 | | 8 | 52 | | 8 | 59,5 | 59,5 | 8 | 53,5 | 53,5 | 8 | 54,5 | 54,5 | 8 | 55,5 | 55,5 |
| 9 | 57 | 57 | 9 | 63 | 63 | 9 | 64,5 | 64,5 | 9 | 51,5 | 51,5 | 9 | 57 | 57 | 9 | 53,5 | 53,5 |
| 10 | 60 | 60 | 10 | 56 | 56 | 10 | 64 | 64 | 10 | 57,5 | 57,5 | 10 | 58 | 58 | 10 | 50,5 | 50,5 |
| 11 | 57,5 | 57,5 | 11 | 56 | 56 | 11 | 57,5 | 57,5 | 11 | 54,5 | 54,5 | 11 | 59 | 59 | 11 | 53,5 | 53,5 |
| 12 | 61 | 61 | 12 | 55,5 | 55,5 | 12 | 56,5 | | 12 | 54 | 54 | 12 | 54 | 54 | 12 | 51,5 | 51,5 |
| 13 | 65 | 65 | 13 | 65 | 65 | 13 | 70,5 | | 13 | 54 | 54 | 13 | 57 | 57 | 13 | 53,5 | 53,5 |
| 14 | 68 | | 14 | 66,5 | | 14 | 65,5 | 65,5 | 14 | 59 | 59 | 14 | 61 | 61 | 14 | 54,5 | 54,5 |
| 15 | 67,5 | | 15 | 68 | | 15 | 66 | 66 | 15 | 52,5 | 52,5 | 15 | 58 | 58 | 15 | 52 | 52 |
| 16 | 64 | 64 | 16 | 66 | | 16 | 72 | | 16 | 55,5 | 55,5 | 16 | 55 | 55 | 16 | 52 | 52 |
| media | 60,53125 | 60,07692 | media | 59,375 | 58,59091 | media | 63,15625 | 62,42308 | media | 55,34375 | 55,34375 | media | 56,8125 | 56,8125 | media | 54,71875 | 53,46429 |
| n. validos | 13 | | n. validos | 11 | | n. validos | 13 | | n. validos | 16 | | n. validos | 16 | | n. validos | 14 | |
| Série Válida | Sim | | Série Válida | Sim | | Série Válida | Sim | | Série Válida | Sim | | Série Válida | Sim | | Série Válida | Sim | |

| ESCLERÔMETRO | | | ESCLERÔMETRO | | | ESCLERÔMETRO | | |
|--------------|---------|-----------|--------------|---------|-----------|--------------|---------|-----------|
| Peça: | P7 - h1 | | Peça: | P7 - h2 | | Peça: | P7 - h3 | |
| Leit. | IE | IE valido | Leit. | IE | IE valido | Leit. | IE | IE valido |
| 1 | 65 | 65 | 1 | 66 | 66 | 1 | 72,5 | |
| 2 | 69 | 69 | 2 | 65 | 65 | 2 | 68 | 68 |
| 3 | 65,5 | 65,5 | 3 | 67,5 | 67,5 | 3 | 62,5 | 62,5 |
| 4 | 65,5 | 65,5 | 4 | 60,5 | 60,5 | 4 | 72 | |
| 5 | 63,5 | 63,5 | 5 | 69,5 | 69,5 | 5 | 70,5 | |
| 6 | 64,5 | 64,5 | 6 | 69,5 | 69,5 | 6 | 62 | 62 |
| 7 | 62 | 62 | 7 | 72,5 | 72,5 | 7 | 67,5 | 67,5 |
| 8 | 65,5 | 65,5 | 8 | 70 | 70 | 8 | 70 | |
| 9 | 62,5 | 62,5 | 9 | 69,5 | 69,5 | 9 | 60,5 | 60,5 |
| 10 | 62,5 | 62,5 | 10 | 64,5 | 64,5 | 10 | 52,5 | |
| 11 | 68 | 68 | 11 | 60,5 | 60,5 | 11 | 59 | 59 |
| 12 | 66,5 | 66,5 | 12 | 55 | | 12 | 57 | 57 |
| 13 | 69 | 69 | 13 | 63 | 63 | 13 | 63,5 | 63,5 |
| 14 | 69 | 69 | 14 | 69 | 69 | 14 | 59 | 59 |
| 15 | 69 | 69 | 15 | 70 | 70 | 15 | 55 | |
| 16 | 64 | 64 | 16 | 64 | 64 | 16 | 60,5 | 60,5 |
| media | 65,6875 | 65,6875 | media | 66 | 66,73333 | media | 63,25 | 61,95 |
| n. validos | 16 | | n. validos | 15 | | n. validos | 10 | |
| Série Válida | Sim | | Série Válida | Sim | | Série Válida | Sim | |

Figura A-11. Resultados do ensaio de esclerometria nos pilares do pavimento térreo (P5, P6 e P7)

APÊNDICE **C**

RELATÓRIOS DE ENSAIO DO PULSO ULTRASSÔNICO

Neste apêndice são apresentados os resultados das medições do pulso ultrassônico realizados nos pilares (P1, P2, ..., P7) no pavimento térreo

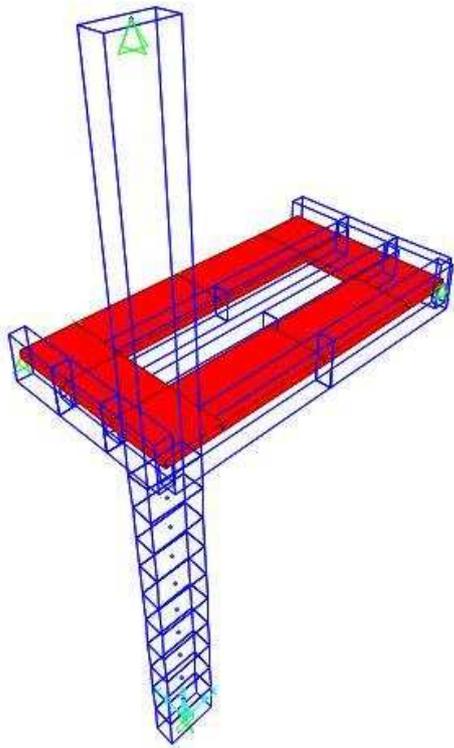
| Peça | Posição | Dimensão x | Dimensão y | tempo 1 (μ s) | direção | Veloc 1 (m/s) | tempo 2 (μ s) | direção | Veloc 1 (m/s) | tempo 3 (μ s) | direção | Veloc 1 (m/s) | Vel. Média | Veloc (m/s) | Desv. Padrão | Coef Variação |
|------|---------|---------------|---------------|-----------------------|---------|------------------|-----------------------|---------|------------------|-----------------------|---------|------------------|---------------|----------------|-----------------|------------------|
| P1 | 1 | 264,6 | 607,0 | 67,1 | x | 3942,7 | 68,3 | x | 3873,5 | 65,1 | x | 4063,9 | 3960,0 | 3864,2 | 84,8 | 2,2% |
| | 2 | 264,6 | 607,0 | 67,4 | x | 3925,2 | 69,1 | x | 3828,6 | 68,8 | x | 3845,3 | 3866,4 | | | |
| | 3 | 264,6 | 607,0 | 71,7 | x | 3689,8 | 68,9 | x | 3839,7 | 70,9 | x | 3731,4 | 3753,7 | | | |
| | 4 | 264,6 | 607,0 | 63,9 | x | 4140,2 | 71,4 | x | 3705,3 | 69,9 | x | 3784,8 | 3876,8 | | | |
| P2 | 1 | 270,4 | 264,7 | 67,9 | x | 3981,7 | 65,6 | x | 4121,3 | 68 | y | 3893,2 | 3998,7 | 3942,8 | 74,1 | 1,9% |
| | 2 | 270,4 | 264,7 | 68,3 | y | 3876,1 | 65,7 | y | 4029,5 | 66,5 | y | 3981,1 | 3962,2 | | | |
| | 3 | 270,4 | 264,7 | 66,9 | y | 3957,2 | 66,9 | x | 4041,2 | 67,2 | x | 4023,2 | 4007,2 | | | |
| | 4 | 270,4 | 264,7 | 72,5 | y | 3651,6 | 68,9 | y | 3842,4 | 67,9 | x | 3981,7 | 3825,2 | | | |
| | 5 | 270,4 | 264,7 | 68,8 | y | 3848,0 | 68,9 | y | 3842,4 | 66,4 | x | 4071,6 | 3920,7 | | | |
| P3 | 1 | 261,6 | 261,7 | 74,4 | x | 3516,0 | 68,5 | y | 3820,7 | 70,7 | y | 3701,8 | 3679,5 | 3812,9 | 99,5 | 2,6% |
| | 2 | 261,6 | 261,7 | 69,9 | y | 3744,2 | 66,9 | y | 3912,1 | 65,4 | x | 3999,9 | 3885,4 | | | |
| | 3 | 261,6 | 261,7 | 67,1 | y | 3900,4 | 67,7 | y | 3865,9 | 66,9 | x | 3910,2 | 3892,2 | | | |
| | 4 | 261,6 | 261,7 | 67,7 | x | 3864,0 | 69,5 | x | 3763,9 | 69,7 | y | 3754,9 | 3794,3 | | | |
| P4 | 1 | 266,6 | 603,3 | 67 | x | 3978,8 | 67 | x | 3978,8 | 64,9 | x | 4107,5 | 4021,7 | 3980,0 | 66,7 | 1,7% |
| | 2 | 266,6 | 603,3 | 67,9 | x | 3926,0 | 68,7 | x | 3880,3 | 69,4 | x | 3841,2 | 3882,5 | | | |
| | 3 | 266,6 | 603,3 | 64,6 | x | 4126,6 | 67,4 | x | 3955,1 | 66,8 | x | 3990,7 | 4024,1 | | | |
| | 4 | 266,6 | 603,3 | 66,1 | x | 4032,9 | 65,9 | x | 4045,2 | 68,4 | x | 3897,3 | 3991,8 | | | |
| P5 | 1 | 261,2 | 596,0 | 64,7 | x | 4037,5 | 64,8 | x | 4031,3 | 64,6 | x | 4043,8 | 4037,5 | 4001,6 | 47,2 | 1,2% |
| | 2 | 261,2 | 596,0 | 65,4 | x | 3994,3 | 65,2 | x | 4006,5 | 64,4 | x | 4056,3 | 4019,1 | | | |
| | 3 | 261,2 | 596,0 | 65,9 | x | 3964,0 | 65,8 | x | 3970,0 | 66,8 | x | 3910,6 | 3948,2 | | | |
| P6 | 1 | 1402,7 | 225,5 | 55,9 | y | 4033,7 | 59,8 | y | 3770,6 | 60,3 | y | 3739,4 | 3901,6 | 3839,5 | 104,6 | 2,7% |
| | 2 | 1402,7 | 225,5 | 59,4 | y | 3796,0 | 61,2 | y | 3684,4 | 58,7 | y | 3841,3 | 3898,0 | | | |
| | 3 | 1402,7 | 225,5 | 60,2 | y | 3745,6 | 59,5 | y | 3789,6 | 66,5 | y | 3390,7 | 3718,7 | | | |
| P7 | 1 | 264,5 | 605,7 | 66,7 | x | 3965,7 | 67,3 | x | 3930,4 | 66,5 | x | 3977,6 | 3957,9 | 4010,5 | 79,5 | 2,0% |
| | 2 | 264,5 | 605,7 | 64 | x | 4133,0 | 66,4 | x | 3983,6 | 66,7 | x | 3965,7 | 4027,5 | | | |
| | 3 | 264,5 | 605,7 | 66,5 | x | 3977,6 | 66,4 | x | 3983,6 | 68,5 | x | 3861,5 | 3940,9 | | | |
| | 4 | 264,5 | 605,7 | 63,6 | x | 4159,0 | 63 | x | 4198,6 | 66,3 | x | 3989,6 | 4115,8 | | | |

Figura A-12. Resultados das leituras das velocidades de propagação da onda ultrassônica (VPU) nos pilares do pavimento térreo

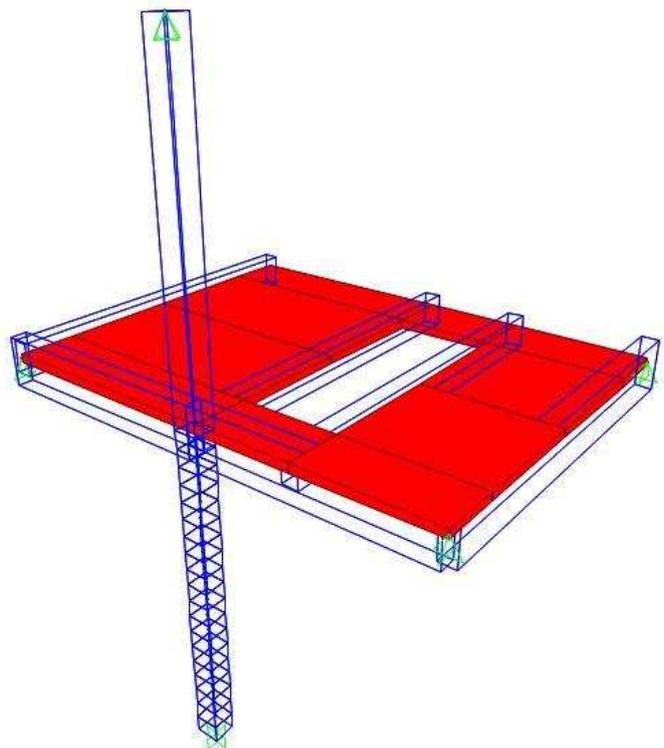
APÊNDICE **D**

MODELOS NUMÉRICOS PARA SIMULAÇÃO DA DEGRADAÇÃO

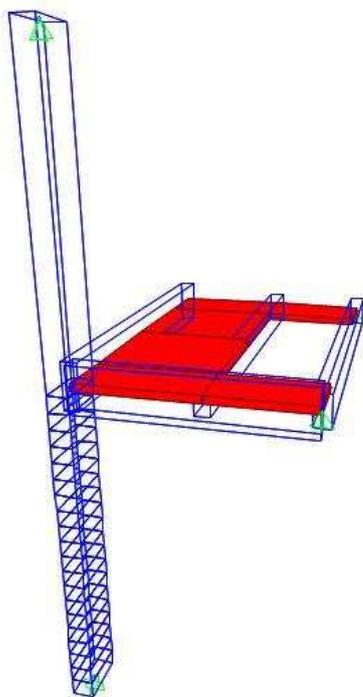
Neste apêndice são apresentados os modelos para simulação da degradação da rigidez e obtenção do coeficiente de degradação α , para os pilares (P1, P2, ..., P7) no pavimento térreo.



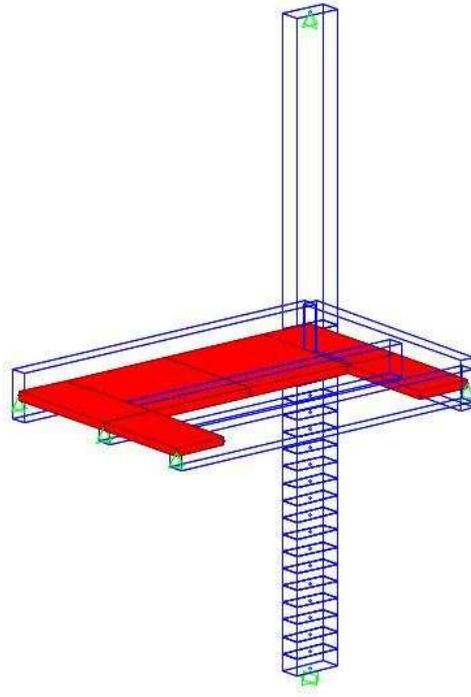
Pilar P1



Pilar P2

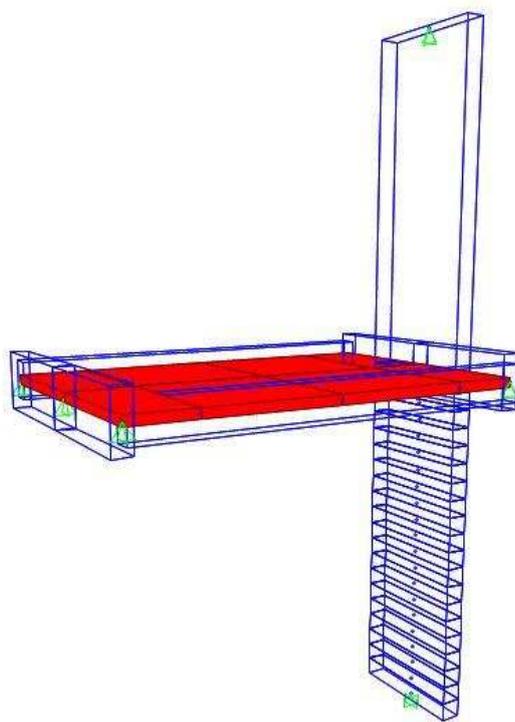


Pilar P4

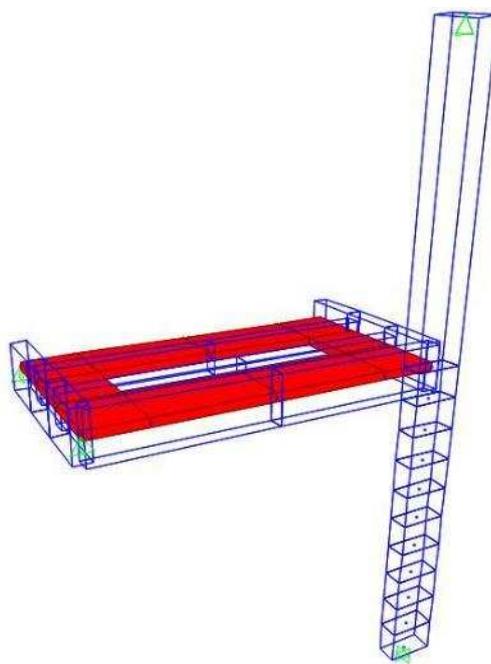


Pilar P5

Figura A-13. Modelos parciais para simulação da perda de rigidez e determinação do coeficiente α (P1, P2, P4 e P5)



Pilar P6



Pilar P7

Figura A-14. Modelos parciais para simulação da perda de rigidez e determinação do coeficiente α (P6 e P7)