

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PRÉDIO  
ESCOLAR: UMA ANÁLISE QUALITATIVA E  
QUANTITATIVA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**RICARDO DE ALMEIDA**

**SANTA MARIA, RS, BRASIL  
2008**

**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PRÉDIO ESCOLAR:  
UMA ANÁLISE QUALITATIVA E QUANTITATIVA**

**por**

**Ricardo de Almeida**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de  
**Mestre em Engenharia Civil**

**Orientador: Prof. Dr. José Mario Doleys Soares**

Santa Maria, RS, Brasil  
2008

A447m Almeida, Ricardo de, 1958 -  
Manifestações patológicas em prédio escolar : uma análise qualitativa e quantitativa / por Ricardo de Almeida ; orientador José Mário Doleys Soares. - Santa Maria, 2008.  
202 p. ; il.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2008.

1. Engenharia Civil 2. Patologia das construções  
3. Estrutura de concreto 4. Variações térmicas  
5. Fissuras 6. Estudo de Caso I. Soares, José Mário Doleys, orient. II. Título.

CDU: 69.05

Ficha catalográfica elaborada por  
Luiz Marchiotti Fernandes – CRB 10/1160  
Biblioteca Setorial do Centro de Ciências Rurais/UFSM

---

© 2008

Todos os direitos autorais reservados a Ricardo de Almeida. A reprodução de partes ou do todo deste trabalho só poderá ser feita com autorização por escrito do autor.

Endereço: Avenida do Imigrante, n. 432, apto. 603, Centro, Santa Cruz do Sul, RS, 96820-030  
Fone (0xx) 51 37112415; Cel. (0xx) 51 99579942; End. Eletr: [protenge@viavale.com.br](mailto:protenge@viavale.com.br)

---

**Universidade Federal de Santa Maria  
Centro de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,  
aprova a Dissertação de Mestrado

**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PRÉDIO ESCOLAR:  
UMA ANÁLISE QUALITATIVA E QUANTITATIVA**

elaborada por  
**Ricardo de Almeida**

como requisito parcial para obtenção do grau de  
**Mestre em Engenharia Civil**

**Comissão Examinadora:**

---

**José Mário Doleys Soares, Prof. Dr.  
(Presidente/Orientador)**

---

**Maria Isabel Pimenta Lopes, Profa. Dra. (UNIFRA)**

---

**Geraldo Cechella Isaia, Prof. Dr. (UFSM)**

Santa Maria, 19 de dezembro de 2008.

*A minha querida família.  
À memória de minha querida mãe.*

## **AGRADECIMENTOS**

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSM pela magnitude das informações e orientações ministradas durante o curso de Mestrado;

Aos diretores do Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSM (LMCC) Paulo Inácio Obregon do Carmo e Mauro Lichtnecker Just, bem como aos funcionários, João Francisco Nunes Maciel e Marialva Lorensi Cezar que colaboraram no desenvolvimento desta dissertação;

Ao secretário do curso do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Eleomar Pappis pela presteza e profissionalismo nos atendimentos pertinentes aos trâmites legais junto à instituição;

Ao Prof. Dr. Geraldo Cechella Isaia por disponibilizar acesso à pertinente Laudo Técnico de sua autoria, amplamente referenciado nesta pesquisa, permitindo o privilégio de incorporar partes de seu conteúdo nesta dissertação e, desta forma, enriquecendo a coleta de dados, como também auxiliando na compreensão da sintomatologia relativa às patologias analisadas no prédio em questão;

A Profa. Dra. Maria Isabel Pimenta Lopes pelos valorosos subsídios fornecidos nas orientações preliminares;

Ao Prof. Dr. Herbert Martins Gomes pelo incentivo e substancial apoio técnico docente, orientando em parte esta pesquisa;

E, especialmente ao Prof. Dr. José Mario Doleys Soares pela incansável dedicação e fundamental orientação no desenvolvimento e conclusão desta dissertação.

## RESUMO

Dissertação de Mestrado  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brasil

### **MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM PRÉDIO ESCOLAR: UMA ANÁLISE QUALITATIVA E QUANTITATIVA**

AUTOR: RICARDO DE ALMEIDA

ORIENTADOR: JOSÉ MÁRIO DOLEYS SOARES

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 19 de dezembro de 2008.

Este trabalho apresenta um estudo de caso sobre manifestações patológicas caracterizadas por fissuração com aberturas excessivas, ocorrendo com incidências e intensidades relevantes, tanto na superestrutura de concreto armado como nas alvenarias do prédio do Auditório do Centro de Educação da Universidade Federal de Santa Maria, Campus Universitário, Santa Maria, RS. No desenvolvimento desta pesquisa são analisadas as manifestações no tocante aos seus sintomas, mecanismos, causas, origens e conseqüências, resultando na formação de um diagnóstico para o problema. A partir deste diagnóstico estão propostas sugestões para medidas terapêuticas aplicáveis. Para verificações dos estados limites de serviço, avaliando-se as intensidades das deformações e dos esforços solicitantes a que estão sujeitos os elementos estruturais da edificação e, por conseqüência, as suas alvenarias, submeteu-se sua superestrutura de concreto armado a análises estruturais por elementos finitos. Para tal é utilizado o programa computacional *SAP2000 Advanced 11.0.0*<sup>1</sup>, levando-se em consideração situações de carregamentos compatíveis com o uso da edificação, destacando-se entre estas as ações de origem nas variações térmicas. Conseguiu-se assim um diagnóstico baseado na interação comparativa entre os resultados obtidos e as patologias incidentes. Os resultados das análises por elementos finitos encontram-se inseridos ao corpo deste trabalho, servindo como parâmetros matemáticos de boa precisão na determinação dos mecanismos atuantes, como também nas avaliações das origens e causas a eles pertinentes.

Palavras-chave: patologia; estruturas; variações térmicas; fissuras; estudo de caso.

---

<sup>1</sup> *Structural Analysis Program - Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Advanced 11.0.0.*

## ABSTRACT

Mastering Dissertation  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brazil

### **PATHOLOGICAL MANIFESTATIONS IN SCHOOL BUILDING: A QUALITATIVE AND QUANTITATIVE ANALYSIS**

AUTHOR: RICARDO OF ALMEIDA

ADVISOR: JOSE MÁRIO DOLEYS SOARES

Date and Local of Defense: Santa Maria, December 19, 2008.

This work presents a case study on pathological manifestations characterized by cracks with wide widths, occurring with significant incidences and intensities in the superstructure of reinforced concrete, as well as in the walls of the building of the Audience of the Center of Education of the Federal University of Saint Maria, University Campus, Saint Maria, RS. In the development of this research the manifestations are analyzed in its symptoms, mechanisms, causes, origins and consequences, resulting in the achieving of a diagnosis for the problem. From this diagnosis suggestions are proposed for applicable therapeutically solutions. For verifications of the states service limits, evaluating the intensities of the deformations and the solicitant efforts that may act in the structural elements of the construction and, by consequence, in its walls, the superstructure of reinforced concrete was analyzed by finite elements. For this purpose the computational program *SAP2000 Advanced 11.0.0*<sup>2</sup> is used, considering compatible load situations with the use of the construction, emphasizing the actions of origin in the thermal variations. A diagnosis based on the comparative interaction between the achieved results and the incident pathologies was obtained. The analysis results for finite elements meet inserted to the body of this work, serving as mathematical parameters of good precision in the determination of the operating mechanisms, as well as in the evaluations of the origins and pertinent causes.

Keywords: pathology; structures; thermal variations; cracks; case study.

---

<sup>2</sup> *Structural Analysis Program - Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Advanced 11.0.0.*



## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 2.1 – Origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis (GRUNAU, 1981 apud HELENE, 1992, p. 22) .....	27
FIGURA 2.2 – Lei de evolução de custos (SITTER, 1984 apud HELENE, 1992, p. 24) .....	29
FIGURA 3.1 – Fotos das fachadas sul e norte (ISAIA, 2001, p. 44) .....	53
FIGURA 3.2 – Planta baixa setor Lancheria (ISAIA, 2001, p. 32) .....	54
FIGURA 3.3 – Planta baixa setor Auditório (ISAIA, 2001, p. 33) .....	55
FIGURA 3.4 – Planta de formas pavimento térreo setor Lancheria (ISAIA, 2001, p. 38) .....	59
FIGURA 3.5 – Planta de formas pavimento térreo setor Auditório (ISAIA, 2001, p. 39) .....	60
FIGURA 3.6 – Planta de formas forro setor Lancheria (ISAIA, 2001, p. 40) .....	61
FIGURA 3.7 – Planta de formas forro setor Lancheria (ISAIA, 2001, p. 41) .....	62
FIGURA 3.8 - Fotos da cobertura do Auditório (ISAIA, 2001, p. 45) .....	63
FIGURA 4.1 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P1, fachadas sul e leste da lancheria (ISAIA, 2001, p. 46) .....	73
FIGURA 4.2 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P2, fachada sul da lancheria (ISAIA, 2001, p. 47) .....	74
FIGURA 4.3 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P3, fachada sul da lancheria (ISAIA, 2001, p. 48) .....	75
FIGURA 4.4 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P8, fachada sul do auditório (ISAIA, 2001, p. 59) .....	76
FIGURA 4.5 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P9, fachada sul do auditório (ISAIA, 2001, p. 60) .....	77
FIGURA 4.6 – Fotos de fissuras manifestando-se nos pilares P9 e P11, fachada oeste do auditório (ISAIA, 2001, p. 61) .....	78
FIGURA 4.7 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes externas de alvenaria na fachada sul (ISAIA, 2001, p. 52) .....	79
FIGURA 4.8 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes internas de alvenaria na lancheria (ISAIA, 2001, p. 54).....	80
FIGURA 4.9 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes internas de alvenaria na lancheria e Diretório de Letras (ISAIA, 2001, p. 55) .....	81

FIGURA 4.10 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes internas de alvenaria na cabine de som do auditório (ISAIA, 2001, p. 71) .....	82
FIGURA 4.11 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes internas de alvenaria na sala de apoio do auditório (ISAIA, 2001, p.72) .....	83
QUADRO 5.1 – Índices esclerométricos individuais obtidos nas áreas de ensaio AE1 a AE18 (%) .....	97
QUADRO 5.2 – Índices esclerométricos individuais obtidos nas áreas de ensaio AE19 a AE41 (%) .....	98
QUADRO 5.3 – Correção de índice esclerométrico para impactos não horizontais .....	98
FIGURA 6.1 – Vista em perspectiva nordeste do completo modelo estrutural .....	111
FIGURA 6.2 – Vista superior do completo modelo estrutural .....	111
FIGURA 6.3 – Vista em perspectiva nordeste do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra .....	112
FIGURA 6.4 – Vista superior do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra .....	112
FIGURA 6.5 – Vista em perspectiva norte do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra .....	113
FIGURA 6.6 – Vista em perspectiva noroeste do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra .....	113
FIGURA 6.7 – Vista em perspectiva sul do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra .....	114
FIGURA 6.8 – Vista em perspectiva sudeste do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra .....	114
FIGURA 6.9 – Vista em perspectiva nordeste das lajes de forro discretizadas como elementos laminares de casca plana .....	115
FIGURA 6.10 – Vista superior das lajes de forro discretizadas como elementos laminares de casca plana .....	115
FIGURA 6.11 – Vista em perspectiva nordeste apresentando denominação atribuída aos elementos de barra .....	116
FIGURA 6.12 – Vista em perspectiva nordeste apresentando denominação atribuída aos nós relacionados aos elementos de barra .....	117
FIGURA 6.13 – Vistas em perspectiva nordeste para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural .....	129

FIGURA 6.14 – Vistas em perspectiva nordeste para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra .....	130
FIGURA 6.15 – Vistas em perspectiva norte para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra .....	131
FIGURA 6.16 – Vistas em perspectiva sul para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra .....	132
FIGURA 6.17 – Vistas em perspectiva leste para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra .....	133
FIGURA 6.18 – Vistas em perspectiva oeste para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra .....	134
FIGURA 6.19 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de momentos fletores M3 atuantes em torno do eixo local 3 dos elementos de barra e resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural .....	147
FIGURA 6.20 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de momentos fletores M2 atuantes em torno do eixo local 2 dos elementos de barra e resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural .....	152
FIGURA 6.21 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de esforços cortantes V2 atuantes na direção do eixo local 2 dos elementos de barra e resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural .....	155
FIGURA 6.22 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de esforços cortantes V3 atuantes na direção do eixo local 3 dos elementos de barra e resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural .....	158
FIGURA 6.23 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de esforços axiais normais P resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural .....	160
FIGURA 6.24 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de momentos torçores T resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural .....	162
FIGURA 6.25 – Identificações e orientações de direção e sentido para tensões, forças e momentos fletores atuantes nos elementos laminares .....	165
FIGURA 6.26 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 1 (M11) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 1 de ações sobre a estrutura (kN•m/m) .....	166

FIGURA 6.27 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 1 (M11) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 2 de ações sobre a estrutura (kN•m/m) .....	166
FIGURA 6.28 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 1 (M11) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 3 de ações sobre a estrutura (kN•m/m) .....	167
FIGURA 6.29 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 2 (M22) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 1 de ações sobre a estrutura (kN•m/m) .....	167
FIGURA 6.30 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 2 (M22) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 2 de ações sobre a estrutura (kN•m/m) .....	168
FIGURA 6.31 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 2 (M22) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 3 de ações sobre a estrutura (kN•m/m) .....	168
FIGURA 6.32 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores máximos (M-MAX) nos laminares de forro na combinação 1 de ações (kN•m/m) .....	169
FIGURA 6.33 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores máximos (M-MAX) nos laminares de forro na combinação 2 de ações (kN•m/m) .....	169
FIGURA 6.34 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores máximos (M-MAX) nos laminares de forro na combinação 3 de ações (kN•m/m) .....	170
FIGURA 6.35 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores mínimos (M-MIN) nos laminares de forro na combinação 1 de ações (kN•m/m) .....	170
FIGURA 6.36 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores mínimos (M-MIN) nos laminares de forro na combinação 2 de ações (kN•m/m) .....	171
FIGURA 6.37 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores mínimos (M-MIN) nos laminares de forro na combinação 3 de ações (kN•m/m) .....	171

FIGURA 6.38 – Vista superior demonstrando vetores orientando direções e intensidades para forças principais de membrana máximas e mínimas nos laminares de forro na combinação 1 de ações (kN/m) .....	173
FIGURA 6.39 – Vista superior demonstrando vetores orientando direções e intensidades para forças principais de membrana máximas e mínimas nos laminares de forro na combinação 2 de ações (kN/m) .....	174
FIGURA 6.40 – Vista superior demonstrando vetores orientando direções e intensidades para forças principais de membrana máximas e mínimas nos laminares de forro na combinação 3 de ações (kN/m) .....	175
FIGURA 6.41 – Vista superior demonstrando áreas de influência para forças de membrana máximas de compressão (F-MIN) nos laminares de forro na combinação 2 de ações (kN/m) .....	179
FIGURA 6.42 – Vista superior demonstrando vetores orientando direções e intensidades para tensões principais de membrana máximas e mínimas nos laminares de forro na combinação 3 de ações (kN/m <sup>2</sup> ) .....	181

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Causas de problemas na construção em alguns países da Europa (CALAVERA, 1991) .....	32
TABELA 2.2 – Estimativa da temperatura superficial de lajes e paredes expostas à radiação, em °F .....	46
TABELA 4.1 – Localização e intensidade das fissuras dos pilares (ISAIA, 2001, p. 12) .....	72
TABELA 5.1 – Levantamento das temperaturas máximas e mínimas medidas na UFSM para o mês 02/1998, incorporando cálculos associados .....	89
TABELA 5.2 – Levantamento das temperaturas máximas e mínimas medidas na UFSM para o mês 03/1998, incorporando cálculos associados .....	90
TABELA 5.3 – Valores estatísticos dos resultados obtidos por ensaio de esclerometria realizado na estrutura de concreto armado do Auditório do Centro de Educação da UFSM .....	100
TABELA 5.4 – Valores estatísticos sobre resultados obtidos nos ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos de concreto do controle tecnológico da estrutura do Centro de Educação da UFSM .....	102
TABELA 6.1 – Deslocamentos e rotações nodais para pilares do auditório ao nível mediano das lajes de forro e extremos superiores, consideradas as três combinações de carregamentos .....	120
TABELA 6.2 – Transcrição parcial da Tabela 13.2 da NBR 6118 – Limites para deslocamentos (ABNT, 2003) .....	124
TABELA 6.3 – Deslocamentos teóricos potenciais nos engastamentos dos pilares (mm) .....	135
TABELA 6.4 – Reações de apoio atuantes nas fundações, consideradas as três combinações de carregamentos .....	137
TABELA 6.5 – Esforços solicitantes nos pilares, consideradas as três combinações de carregamentos .....	139
TABELA 6.6 – Esforços solicitantes na viga V213, consideradas as três combinações de carregamento .....	144
TABELA 6.7 – Resumo comparativo entre representativos esforços solicitantes calculados, consideradas as três combinações de carregamento .....	182
TABELA 6.8 – Dimensionamento das armaduras para os pilares P1, P7, P9, P11, P12, P13, P16, P23, P24 e P25 e comparativo com as armaduras do projeto original .....	184

## LISTA DE SIGLAS, SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas  
CEB: Comitê Euro-International du Béton  
COM: Coordenadoria de Obras e Manutenção da UFSM  
COPLAFI: Coordenadoria de Planejamento e Fiscalização da UFSM  
CSI: Computers & Structures, Inc.  
EPUSP: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo  
IBRACON: Instituto Brasileiro do Concreto  
IPT: Instituto de Pesquisas Tecnológicas  
LMCC: Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSM  
NORIE: Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação  
PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da UFSM  
PREF: Prefeitura da Cidade Universitária da UFSM  
PROPLAN: Coordenadoria de Planejamento Físico da UFSM  
SAP: Structural Analysis Program  
UEP: Universidade Estadual Paulista  
UERJ: Universidade Estadual do Rio de Janeiro  
UFRJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro  
UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
UFSC: Universidade Federal de Santa Catarina  
UFSCar: Universidade Federal de São Carlos  
UFSM: Universidade Federal de Santa Maria  
UNICAMP: Universidade Estadual de Campinas  
USP: Universidade de São Paulo  
*E<sub>ci</sub>*: módulo de deformação tangente inicial do concreto  
*E<sub>cs</sub>*: módulo de elasticidade secante do concreto  
*F*: força de membrana  
*F<sub>1</sub>*: força na direção do eixo global X  
*F<sub>2</sub>*: força na direção do eixo global Y  
*F<sub>3</sub>*: força na direção do eixo global Z  
*F<sub>d,sev</sub>*: valor de cálculo das ações para as combinações de serviço  
*F<sub>gi,k</sub>*: valor característico das ações permanentes diretas  
*F<sub>q1,k</sub>* = valor característico das ações variáveis principais diretas

F-MAX: força principal máxima  
F-MIN: força principal mínima  
 $Fq1k$ : valor característico das ações variáveis principais diretas  
 $Gc$ : módulo de elasticidade transversal do concreto  
 $H$ : altura total da edificação  
 $H_i$ : desnível entre dois pavimentos vizinhos  
 $IE$ : índice esclerométrico médio  
 $IEe$ : índice esclerométrico médio efetivo  
 $IEe\ est\ amostra$ : índice esclerométrico médio efetivo estimado da amostra  
 $K7$ : constante dependente dos materiais  
 $K8$ : constante dependente dos materiais  
 $L$ : dimensão da edificação no plano compreendendo os pilares considerados  
 $M$ : momento fletor de placa  
 $M1$ : momento fletor em torno do eixo local 3  
 $M2$ : momento fletor em torno do eixo local 2  
 $M3$ : momento fletor em torno do eixo local 3  
M-MAX: momento fletor máximo  
M-MIN: momento fletor mínimo  
 $P$ : esforço normal atuando segundo direção do eixo local 1  
 $R1$ : rotação nodal com giro projetado em plano perpendicular ao eixo global X  
 $R2$ : rotação nodal com giro projetado em plano perpendicular ao eixo global Y  
 $R3$ : rotação nodal com giro projetado em plano perpendicular ao eixo global Z  
 $S$ : desvio-padrão  
 $Sd$ : desvio-padrão do lote para N-1 resultados  
 $T$ : momento torçor atuante em torno do eixo local 1  
 $Tmáx$ : temperatura máxima do dia  
 $Tméd$ : temperatura média do dia  
 $Tmín$ : temperatura mínima do dia  
 $U1$ : deslocamento na direção do eixo global X  
 $U2$ : deslocamento na direção do eixo global Y  
 $U3$ : deslocamento na direção do eixo global Z  
 $V$ : força cortante de placa  
 $V1$ : esforço cortante na direção do eixo local 1  
 $V2$ : esforço cortante na direção do eixo local 2  
 $V3$ : esforço cortante na direção do eixo local 3  
 $a$ : coeficiente de absorção solar



$f_{ccj}$ : resistência à compressão do concreto na idade de “j” dias  
 $f_{ccm_{28}}$ : resistência média à compressão do concreto aos 28 dias de idade  
 $f_{ck}$ : resistência característica à compressão do concreto  
 $f_{ck_{28}}$ : resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias de idade  
 $f_{ck_{est}}$ : resistência característica à compressão do concreto estimada  
 $f_{ck_{28est}}$ : resistência característica à compressão do concreto estimada aos 28 dias de idade  
 $f_{ck_{120est}}$ : resistência característica à compressão do concreto estimada aos 120 dias de idade  
 $f_{ck_{1.855est}}$ : resistência característica à compressão do concreto estimada aos 1.855 dias de idade  
 $f_{cm}$  = resistência média à compressão  
 $f_{ct,m}$ : resistência média à tração do concreto  
 $f_{ct_{120,m}}$ : resistência média à tração do concreto aos 120 dias de idade  
 $k$ : coeficiente de correção do índice esclerométrico  
 $l$ : vão tomado na direção em que a parede se desenvolve ou distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno  
 $t$ : idade do concreto, em dias  
 $t_A$ : temperatura do ar  
 $th$ : espessura de membrana  
 $thb$ : espessura de placa  
 $x_3$ : coordenada do ponto considerado em relação à linha neutra do elemento  
 $\Delta H$ : deslocamento horizontal provocado pela ocorrência de  $\Delta V$   
 $\Delta Hr$ : deslocamento relativo entre dois estágios distintos de carregamento  
 $\Delta Td$ : variação diária da temperatura  
 $\Delta Tméd$ : diferença entre extremos e a temperatura média do dia  
 $\Delta V$ : deslocamentos verticais diferenciais entre pilares adjacentes  
 $\alpha$ : ângulo da inclinação em relação à posição horizontal  
 $\gamma_1$ : coeficiente de ponderação das ações  
 $\gamma_2$ : parte do coeficiente de ponderação das ações  
 $\sigma$ : tensão de casca  
 $\nu$ : coeficiente de Poisson  
 $\bar{X}$ : média  
 $\emptyset$ : rotação nos elementos que suportam paredes

## SUMÁRIO

<b>RESUMO</b> .....	5
<b>ABSTRACT</b> .....	6
<b>LISTA DE ILUSTRAÇÕES</b> .....	7
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	12
<b>LISTA DE SIGLAS, SÍMBOLOS E ABREVIATURAS</b> .....	13
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	19
<b>1.1 Apresentação</b> .....	19
<b>1.2 Objetivos</b> .....	21
<b>1.3 Estrutura da dissertação</b> .....	22
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	24
<b>2.1 Considerações preliminares</b> .....	24
<b>2.2 Diagnóstico</b> .....	24
2.2.1 Sintomas .....	25
2.2.2 Mecanismos .....	25
2.2.3 Causas .....	26
2.2.4 Origens .....	26
2.2.5 Conseqüências .....	28
<b>2.3 Terapia</b> .....	30
<b>2.4 Patologias originadas nas fases de planejamento e projeto</b> .....	31
2.4.1 Patologias originadas na fase de planejamento .....	33
2.4.1.1 O planejamento no macro-zoneamento .....	33
2.4.1.2 O planejamento e os projetos de engenharia .....	34
2.4.1.3 O planejamento e o setor financeiro .....	35
2.4.1.4 O planejamento e a execução física da obra .....	36
2.4.2 Patologias originadas na fase de projeto .....	37
2.4.2.1 Estudo de caso .....	38
2.4.2.2 Principais patologias ocorrentes na fase de projeto .....	39
<b>2.5 Laudo Técnico</b> .....	51
<b>3 DESCRIÇÕES ARQUITETÔNICA E ESTRUTURAL DO PRÉDIO E</b>	
<b>METODOLOGIA DE TRABALHO APLICADA</b> .....	52

<b>3.1</b>	<b>Descrições arquitetônica e estrutural do prédio</b>	52
<b>3.2</b>	<b>Metodologia de trabalho aplicada</b>	58
<b>4</b>	<b>AVALIAÇÃO PRELIMINAR, SINTOMATOLOGIA, EXAME OCULAR E ANAMNESE</b>	64
<b>4.1</b>	<b>Avaliação preliminar da gravidade das manifestações patológicas</b>	64
<b>4.2</b>	<b>Sintomatologia, exame ocular e anamnese</b>	65
4.2.1	Sintomatologia e exame ocular	66
4.2.2	Anamnese	84
<b>5</b>	<b>EXAMES COMPLEMENTARES E TRATAMENTOS TEÓRICOS ASSOCIADOS</b>	88
<b>5.1</b>	<b>Determinação dos gradientes térmicos de máxima e de mínima</b>	89
5.1.1	Parâmetros complementares obtidos a partir dos dados coletados	91
5.1.2	Cálculos dos gradientes térmicos de máxima	92
5.1.3	Cálculo do gradiente térmico de mínima	94
5.1.4	Orientação normativa	94
<b>5.2</b>	<b>Avaliações da dureza superficial do concreto em áreas da superestrutura objetivando correlações complementares</b>	96
<b>5.3</b>	<b>Obtenção do valor estimado da resistência característica à compressão do concreto na idade correspondente ao início dos problemas patológicos</b>	99
<b>5.4</b>	<b>Determinação do módulo de elasticidade secante do concreto para a idade correspondente ao início dos problemas patológicos</b>	104
<b>5.5</b>	<b>Outras propriedades pertinentes à superestrutura e às alvenarias de fechamento</b>	105
5.5.1	Resistência à tração do concreto	106
5.5.2	Massas específicas para o concreto simples e armado	106
5.5.3	Coefficiente de dilatação térmica do concreto	106
5.5.4	Coefficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal para o concreto	106
5.5.5	Módulo de elasticidade das alvenarias de fechamento	107
5.5.6	Massa específica das alvenarias de fechamento	107
5.5.7	Coefficiente de dilatação térmica das alvenarias de fechamento	107
5.5.8	Coefficiente de Poisson para as alvenarias de fechamento	107
<b>6</b>	<b>TRATAMENTO MATEMÁTICO ATRAVÉS DE ANÁLISES ESTRUTURAIS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS</b>	108

<b>6.1 Modelo estrutural adotado</b> .....	110
<b>6.2 Análises estruturais para as combinações 1, 2 e 3 de carregamentos</b> .....	118
6.2.1 Análises dos deslocamentos .....	118
6.2.2 Análises dos esforços solicitantes .....	135
6.2.2.1 Análise dos momentos fletores M3 .....	148
6.2.2.2 Análise dos momentos fletores M2 .....	151
6.2.2.3 Análise dos esforços cortantes V2 .....	154
6.2.2.4 Análise dos esforços cortantes V3 .....	157
6.2.2.5 Análise dos esforços axiais normais P .....	159
6.2.2.6 Análise dos momentos torçores T .....	162
6.2.2.7 Análises dos momentos fletores de placa, tensões de placa e forças de membrana atuantes nos elementos finitos laminares .....	162
6.2.2.8 Resumo comparativo entre representativos esforços solicitantes .....	182
6.2.2.9 Verificações dimensionais dos elementos .....	183
<b>7 DIAGNÓSTICO E SUGESTÕES PARA TERAPÊUTICA</b> .....	187
<b>7.1 Considerações preliminares</b> .....	187
<b>7.2 Apresentação do diagnóstico</b> .....	187
<b>7.3 Recomendações terapêuticas constantes no Laudo Técnico (Isaia, 2001)</b> .....	192
<b>7.4 Recomendações terapêuticas extraídas a partir deste trabalho</b> .....	193
<b>8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	194
<b>8.1 Conclusões</b> .....	194
<b>8.2 Sugestões para trabalhos futuros</b> .....	196
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	198

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Apresentação

Construir guarda por essência vinculação a termos altruístas como edificar, organizar, dar estrutura, enfim, todos associados a um signo positivista.

No caso específico da construção civil, sob esta ótica altruísta, o ato de construir deve reportar-se a um conjunto criterioso de procedimentos, resultando num processo de atividades que envolvem planejamento, projeto e execução. Por sua vez, o subsequente uso deverá contemplar adequadas operação e manutenção das edificações. Caso ocorram falhas em uma ou mais atividades destas etapas, passa a tornar-se iminente a surjente possibilidade de manifestações patológicas.

A destacada evolução da tecnologia dos materiais, bem como das pertinentes e afins técnicas de projetos e execução, induziram à necessidade de inovações nas diversas áreas da construção e, por conseqüência, à aceitação de maiores riscos implicitamente decorrentes.

Imbuídas no intuito de embasar tecnicamente esta evolução, normas reguladoras diversas vêm estabelecendo novos conceitos e limites aplicáveis aos processos construtivos, prescrevendo as necessárias adequações aos fatores e variáveis de riscos envolvidos e derivados do crescente arrojo na arte de construir.

Apesar deste reconhecido esforço, constata-se não ser incomum edificações apresentarem desempenho insatisfatório quanto às finalidades a que se propunham.

Souza & Ripper (1998), referindo-se a patologias das estruturas de concreto, evidenciam ainda a existência de sérias limitações a serem superadas no desenvolvimento científico e tecnológico da Engenharia Civil, as quais associadas a falhas involuntárias, imperícia, deterioração, irresponsabilidade e acidentes, compõem condições propícias a desempenhos estruturais insatisfatórios.

Segundo Cánovas (1988), a resistência e durabilidade de uma estrutura vão depender dos cuidados que se tenham com ela não apenas durante a sua gestação, entendida aqui como as fases de planejamento e projetos, mas também durante seu crescimento, caracterizando a fase de execução e, posteriormente, com a sua manutenção ao longo da vida útil.

Este conceito pode ser naturalmente estendido à edificação em seu todo, abrangendo o conjunto de todas as suas instalações e especificações técnicas pertinentes.

Citando novamente Cánovas (1988, p. 1), “a Patologia da Construção está intimamente ligada à Qualidade e embora esta última tenha avançado muito e continue progredindo cada vez mais, os casos patológicos não diminuíram na mesma proporção, embora seja verdade que a diminuição tenha sido razoável”, fica evidenciada a necessidade de um crescente e constante aprofundamento no estudo das patologias incidentes nas construções.

De uma forma geral, o desenvolvimento de pesquisas e seus correspondentes resultados na área da patologia das construções carecem de maior divulgação, tanto técnica quanto estatística, no tocante à exposição dos diversos problemas que ocorrem neste universo. Análises de casos diagnosticados, terapeuticamente tratados e estudos de estatísticas reais das lesões envolvidas, podem evoluir a conclusões que permitam, tendo em vista as falhas verificadas, serem aplicadas terapias mais adequadas em novas situações apresentadas.

Stevenson (apud CÁNOVAS, 1988, p. 2), então presidente do Instituto Britânico de Engenharia, já recomendava por volta do ano de 1856 que: “os acidentes que haviam ocorrido durante os últimos anos deviam ser recopilados, analisados e divulgados, pois nada seria tão útil e instrutivo para os jovens alunos e profissionais, como o conhecimento dos mesmos e os meios empregados em sua reparação”.

É sabido que as patologias incidentes na construção civil demonstram-se geralmente<sup>3</sup> através de manifestações externas seguindo padrões característicos. Através de análises criteriosas sobre estas manifestações, podem ser investigados os sintomas, mecanismos, causas, origens, bem como serem estimadas as prováveis conseqüências atreladas à evolução de cada patologia atuante, resultando por fim na elaboração de um diagnóstico. Uma vez formado o diagnóstico, medidas terapêuticas poderão então ser tomadas para o saneamento da patologia em questão.

Salvo situações específicas, pode-se afirmar que os problemas patológicos não são normalmente oriundos da ação isolada de um agente causador, mas resultado de uma ação conjunta destes.

---

<sup>3</sup> Há situações em que a patologia incidente não traduz seu quadro evolutivo através de manifestações aparentes, revelando-se quando somente atingindo conseqüências por vezes irreparáveis (estados limites críticos).

Na construção, a Patologia pode ser definida como o estudo dos sintomas, mecanismos, causas, origens e conseqüências dos defeitos das edificações, resultando na formação de um diagnóstico.

Cabe à Terapia estudar a solução e a correção dos problemas patológicos, utilizando-se de um diagnóstico adequado e tecnicamente fundamentado.

Dentro deste enfoque, esta dissertação desenvolve um estudo sobre caso real de manifestações patológicas incidentes sobre o prédio do Auditório do Centro de Educação da Universidade Federal de Santa Maria, Campus Universitário, Santa Maria, RS. As patologias em caso demonstram-se por relevante número de fissuras com aberturas excessivas, apresentadas tanto na superestrutura de concreto armado como nas alvenarias da edificação.

## **1.2 Objetivos**

O objetivo geral deste trabalho sedimenta-se na análise das manifestações patológicas incidentes no auditório acima nominado, apresentado estudos exploratórios no tocante aos sintomas, mecanismos, causas, origens e conseqüências relacionadas às referidas patologias, resultando na formação de um diagnóstico. A partir deste diagnóstico são propostas sugestões para medidas terapêuticas aplicáveis.

Tendo esta dissertação fonte inspiradora em Laudo Técnico (ISAIA, 2001), compreendendo este uma análise das causas das fissuras no prédio em questão, direcionando seu foco principalmente no tangente a efeitos patológicos provocados por ações de origem térmica, objetiva-se especificamente com a pesquisa aqui desenvolvida um estudo complementar orientado sob a ótica da formação de um diagnóstico embasado no cálculo numérico, através da aplicação do Método dos Elementos Finitos.

É almejado um diagnóstico fundamentado na interação comparativa entre os resultados das análises numéricas e as patologias incidentes, possibilitando contribuição relevante na determinação dos mecanismos atuantes e nas avaliações das origens e causas a eles pertinentes.

O presente estudo visa ainda contribuir agregando informações ao referido laudo (Ibid.), as quais possam servir de subsídios complementares para uma avaliação no tocante a terapêutica a ser aplicada ao prédio danificado.

Pretende-se também contribuir para o desenvolvimento do estudo das patologias incidentes na construção civil, destacando-se esta como área da engenharia sempre ávida por informações e subsídios cientificamente embasados.

### 1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação encontra-se estruturada em oito capítulos, cada qual compreendendo os conteúdos que a seguir sucintamente são descritos:

- Capítulo 1: contempla um preâmbulo conceitual sobre o tema que embasa a dissertação, destaca os objetivos que norteiam a pesquisa e apresenta a estrutura do trabalho;
- Capítulo 2: apresenta uma revisão de temas relevantes e afins ao estudo em questão;
- Capítulo 3: descreve a arquitetura e a estrutura da edificação estudada, como também a seqüência dos procedimentos metodológicos utilizados no trabalho;
- Capítulo 4: objetiva parecer técnico preliminar avaliando a gravidade do quadro patológico constatado nas inspeções, relatando também posicionamento pessoal do autor sobre possibilidades iminentes ou futuras de colapso estrutural e potenciais evolutivos das lesões. Descreve ainda de formas qualitativa e quantitativa as patologias incidentes, balizando-se para tal nas inspeções visuais, nos dados contidos no Laudo Técnico (ISAIA, 2001) e outras documentações pertinentes ao processo construtivo, como também nos históricos da construção e pós-ocupacional do prédio;
- Capítulo 5: apresenta levantamento de dados, ensaios de campo e tratamentos teóricos associados à obtenção de parâmetros, todos visando à aplicação matemática do Método dos Elementos Finitos nas análises estruturais da edificação;
- Capítulo 6: desenvolve análises estruturais para a superestrutura do prédio em estudo, sendo utilizado para tal o programa computacional *SAP2000 Advanced versão 11.0.0*;



- Capítulo 7: apresenta diagnóstico fundamentado na interação comparativa entre os resultados das análises numéricas e as patologias incidentes, a partir do qual são propostas sugestões para medidas terapêuticas;
- Capítulo 8: descreve as conclusões auferidas através do desenvolvimento da dissertação, referenciando-se também a sugestões para trabalhos futuros.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Considerações preliminares**

A revisão bibliográfica a seguir compreende temas relevantes a Patologia e Terapia das Construções, estando apresentados conceitos, teorias, técnicas e estudos de casos afins.

Neste contexto integram-se estudos sobre patologias originadas tanto na etapa do processo construtivo como no uso, portanto, compreendendo atividades que englobam planejamento, projeto, execução, operação e manutenção das edificações.

Conforme já referenciado, as patologias incidentes na construção civil demonstram-se geralmente através de manifestações externas seguindo padrões característicos. Análises sobre estas manifestações permitem investigar sintomas, mecanismos, causas, origens, bem como estimar prováveis conseqüências vinculadas à evolução de cada patologia atuante, viabilizando-se então o diagnóstico que fundamentará a adequada terapêutica a ser aplicada.

Diagnóstico e terapia destacam-se, portanto, como ícones objetivados nesta revisão bibliográfica.

### **2.2 Diagnóstico**

Conceitualmente diagnosticar consiste em identificar sintomas, mecanismos, causas e origens relacionadas à determinada ação patológica, de forma a viabilizar uma avaliação das suas conseqüências imediatas, assim como estimar seus desdobramentos subseqüentes.

No estágio atual do conhecimento frente às manifestações patológicas incidentes nas construções, considerando-se o grande auxílio proporcionado pelo avanço tecnológico, encontram-se disponibilizadas ferramentas, tanto teóricas quanto práticas, permitindo hoje diagnosticar a grande maioria destas manifestações.

Conforme Helene (1992), “o diagnóstico adequado e completo é aquele que esclarece todos os aspectos do problema”.

Nos itens a seguir encontram-se apresentados conceitos sobre cada fator a ser investigado na composição de um correto desenvolvimento de diagnóstico, ratificando-se que o nível de excelência nele obtido invariavelmente repercutirá nas respostas aos desempenhos das profilaxias adotadas.

### 2.2.1 Sintomas

Segundo Helene (1992), as manifestações externas das patologias geralmente apresentam-se seguindo padrões característicos, passíveis de classificação. A partir de análises sobre os tipos e padrões de sintomas apresentados, podem ser deduzidas as origens e causas atuantes, possibilitando a concepção de mecanismos dos fenômenos envolvidos e a estimativa das prováveis conseqüências das evoluções patológicas. Na análise dos sintomas, torna-se indispensável minuciosa observação visual das lesões, associadas a uma farta experiência do profissional envolvido. Assim poderão ser viabilizadas descrições e classificações das manifestações, orientando um diagnóstico preliminar.

### 2.2.2 Mecanismos

Toda patologia ocorre a partir de um processo progressivo ou mecanismo.

Citando-se exemplificação de Helene (Ibid.), a corrosão de determinada armadura incorporada no concreto é um fenômeno de natureza eletroquímica, o qual pode ser acelerado pela presença de agentes agressivos externos ou internos ao próprio concreto. Para que ocorra a manifestação da corrosão, são necessárias as presenças de oxigênio e umidade, como também o estabelecimento de uma célula de corrosão eletroquímica, que só ocorre após a despassivação da armadura.

Portanto, é fundamental em qualquer análise patológica, o perfeito conhecimento do mecanismo deflagrador do processo. Só assim, poderá ser propiciada uma terapêutica adequada à enfermidade em questão.

### 2.2.3 Causas

São vários os agentes causadores das manifestações patológicas. A título de exemplificação podem ser destacados: carregamentos incompatíveis com as capacidades resistivas das estruturas, variações da umidade, variações térmicas intrínsecas e extrínsecas aos materiais construtivos, ações biológicas, incompatibilidade entre materiais, ações atmosféricas, entre muitos outros.

Fica evidenciado que para cada causa corresponderá uma terapia mais eficiente e adequada no processo de reparo.

### 2.2.4 Origens

Na existência de uma edificação destacam-se basicamente duas etapas, quais sejam: o processo construtivo e o uso.

O processo construtivo pode ser dividido em quatro fases: planejamento, projeto, fabricação de materiais e componentes fora do canteiro de obras e a execução física propriamente dita.

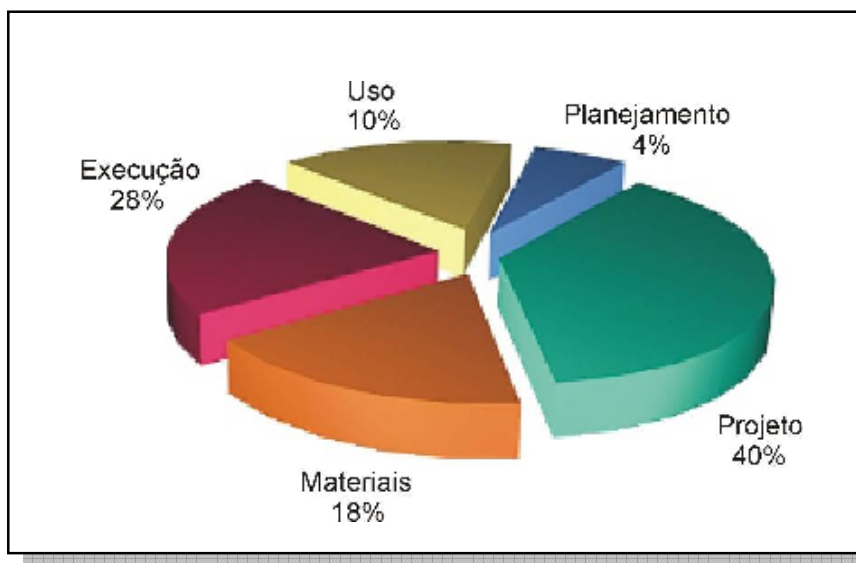
O uso, por sua vez, envolve a operação e a manutenção das obras civis.

A etapa do processo construtivo envolve um período relativamente curto quando comparada com a etapa do uso. Para esta última, as construções devem ser executadas prevendo períodos longos de utilização, em geral mais de cinquenta anos para edificações prediais, mais de cem ou até duzentos anos para pontes, barragens e obras de arte.

Apesar das manifestações patológicas poderem apresentar-se já na etapa do processo construtivo, principalmente na fase da execução propriamente dita, elas ocorrem com bem maior incidência na etapa de uso.

As origens dos problemas patológicos, normalmente encontram-se em uma ou mais fases do processo construtivo, apesar de poderem ter suas razões derivadas de uso inadequado no pós-ocupacional. Estudos sobre a origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis foram desenvolvidos por Grunau (1981 apud HELENE,

1992, p. 22), resultando demonstrados através dos índices percentuais apresentados na Figura 2.1.



**Figura 2.1 – Origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis (GRUNAU, 1981 apud HELENE, 1992, p. 22)**

Através da Figura 2.1 fica evidenciado que significativa percentagem de problemas patológicos tem origens no conjunto das fases de planejamento e projeto, resultando estes em conseqüências normalmente mais graves, se comparadas às derivadas dos materiais, execução ou uso.

Um diagnóstico deverá sempre se reportar à etapa da construção que deu origem ao fenômeno: se no processo construtivo, em qual de suas fases tal ocorreu; se no uso, o que motivou tal situação patológica.

Novamente exemplificando segundo Helene (1992), um estado de fissuração inaceitável em uma viga de determinada estrutura, derivado da ação de momentos fletores, poderá ter origem em um projeto estrutural inadequado, na qualidade inferior da armadura, na má execução do concreto; ou no seu uso, através da incidência de carregamentos superiores aos tecnicamente previstos sobre esta viga.

Para cada origem de lesão haverá uma terapia mais adequada, embora os sintomas e o fenômeno possam ser os mesmos.

### 2.2.5 Conseqüências

Helene (1992) destaca que um bom diagnóstico deve inferir considerações sobre as conseqüências advindas das ações patológicas atuantes. Estas conseqüências são normalmente enfocadas sob dois aspectos considerativos distintos: situações em que as patologias interferem comprometendo as condições de serviço e funcionamento da construção (estados limites de utilização) e as que afetam as condições de segurança da edificação (estados limites últimos).

As manifestações patológicas são geralmente evolutivas, tendendo a agravamentos com o passar do tempo, podendo desencadear outros processos a elas associados ou delas derivados. Quais sejam: fissuras excessivas poderão propiciar corrosão nas armaduras; deformações exageradas em elementos estruturais poderão proporcionar fissuras em alvenarias neles apoiadas, e outros.

Por fim, pode-se afirmar que quanto mais cedo forem tomadas medidas técnicas profiláticas, realizadas correções ou aplicações de terapias adequadas a processos patológicos já atuantes, mais duráveis, fáceis e de menores custos serão os procedimentos envolvidos.

Sitter (1984 apud HELENE, 1992, p. 23-25 *passim*) demonstrou matematicamente a afirmação acima, enunciando-a através da “Lei de Sitter”, a qual apresenta a evolução dos custos relativos às intervenções de ordem profilática, correções ou reparos terapêuticos, crescendo segundo uma progressão geométrica de razão cinco em função do tempo transcorrido até a ocorrência destas intervenções.

A Figura 2.2 apresenta uma divisão das etapas construtivas e de uso em função de quatro períodos distintos, quais sejam: projeto; execução propriamente dita; manutenção preventiva efetuada antes de transcorridos os três primeiros anos de uso; e manutenção corretiva efetuada após o aparecimento de patologias.

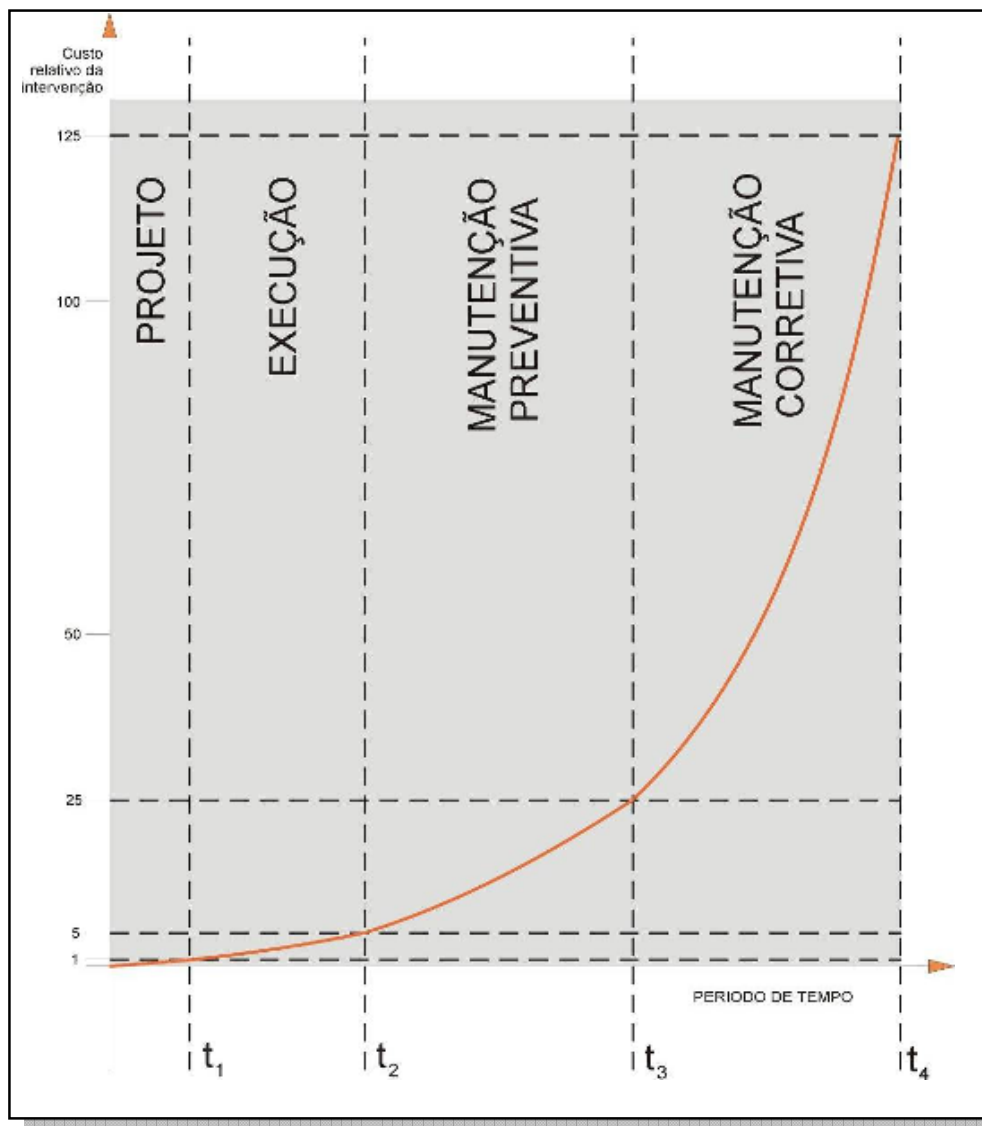


Figura 2.2 – Lei de evolução de custos (SITTER, 1984 apud HELENE, 1992, p. 24)

Cada um destes períodos pode ser interpretado como segue:

- Projeto: neste período, qualquer medida aplicada com a intenção de aumentar a proteção e a durabilidade de uma edificação, implicará em um custo referencial que está associado ao número 1 (um). Para exemplificação, podem ser destacados: escolhas adequadas de detalhamentos construtivos e tratamentos superficiais, aumentos nos cobrimentos para as armaduras da estrutura, redução da relação água/cimento do concreto, entre outros;
- Execução: qualquer intervenção feita durante o período de execução propriamente dita, incluída aqui a obra recentemente construída, implicará em um custo

referencial da ordem de 5 (cinco) vezes superior ao custo que seria despendido caso esta intervenção tivesse sido realizada na etapa de projeto, estando preservadas as mesmas características qualitativas;

- Manutenção preventiva: uma vez em uso, qualquer medida profilática de manutenção preventiva está associada a um custo referencial 5 (cinco) vezes menor do que o custo que seria despendido, caso esta intervenção tivesse que ser realizada na reparação de uma manifestação patológica derivada desta não ação preventiva, tomada com a devida antecedência ao aparecimento da patologia. Por sua vez, está também associada a um investimento 25 (vinte e cinco) vezes maior do que o custo que seria despendido devido a uma tomada decisão realizada na etapa de projeto, estando preservadas as mesmas características qualitativas;
- Manutenção corretiva: correspondendo aos trabalhos de diagnóstico e aplicação das medidas terapêuticas, a manutenção corretiva pode representar um custo referencial correspondente a 125 (cento e vinte e cinco) vezes o custo que seria despendido devido a uma tomada decisão realizada na etapa de projeto, estando objetivadas as características qualitativas inicialmente estimadas para a obra e a serem por ela readquiridas a partir das correções das patologias incidentes.

### **2.3 Terapia**

Diversos procedimentos destinados a recuperações de edificações patologicamente atingidas encontram-se hoje disponibilizados no meio técnico.

Segundo Sarkis (1995), a escolha entre ações terapêuticas passíveis de serem utilizadas em cada caso, envolve a consideração de determinados aspectos, quais sejam:

- Custo: comparação entre os recursos a serem destinados à aplicação da terapia e o próprio valor da edificação em questão;
- Rapidez: análise do tempo despendido para a conclusão dos trabalhos, como também na condução da edificação em uso com segurança;
- Disponibilidade: deve ser considerada a acessibilidade quanto às obtenções de materiais e equipamentos a serem utilizados no procedimento terapêutico;
- Compatibilidade: devem ser analisados tanto os adequados condicionamentos dos espaços arquitetônicos para o desenvolvimento da atividade terapêutica, como as



interferências relacionadas ao uso destes espaços durante a realização dos trabalhos de recuperação;

- Segurança: na escolha dentre as alternativas disponíveis para os trabalhos de recuperação, devem ser considerados critérios seletivos para a obtenção da que ofereça maior confiabilidade de uso.

Segundo Helene (1992), após a aplicação de qualquer medida terapêutica, seja ela de pequena, média ou grande envergadura, é sempre recomendável a adoção de medidas destinadas à proteção dos setores envolvidos, sendo implantado um programa de manutenção periódica. Este, por sua vez, será implementado levando-se em consideração fatores tais como: importância da obra de recuperação realizada, vida útil prevista, agressividade das condições ambientes de exposição, a natureza dos materiais e as medidas protetoras que foram adotadas. Aliás, conforme foi destacado no subitem 2.2.5, uma manutenção preventiva de caráter periódico deve ser implementada na edificação como um todo.

Através do até aqui exposto, fica evidenciado que a opção pela mais adequada técnica de recuperação ou adequação a ser adotada em cada situação, bem como a correta escolha dos materiais a serem utilizados no processo, dependem de variáveis como: diagnósticos para as patologias ou adequações; características dos setores da edificação a serem recuperados ou estruturalmente reforçados e das necessidades de funcionamento relacionadas aos locais a serem corrigidos ou adequados.

## **2.4 Patologias originadas nas fases de planejamento e projeto**

Considerável porcentagem das manifestações patológicas incidentes nas construções guarda origens identificadas nas fases de planejamento e projeto, pertinentes estas ao âmbito do processo construtivo.

As falhas de planejamento e projeto conduzem geralmente a situações de maior gravidade. Sem dúvida, é sempre preferível dedicar mais tempo em estudos técnicos relativos a uma edificação, do que, por falta destes, ter que tomar decisões apressadas e/ou adaptadas durante a construção.

A qualidade do planejamento e projeto construído, ou seja, da obra como produto final, pode ser entendida como o atendimento dos requisitos estabelecidos entre proprietário,

projetistas e construtor. Planejamento e projeto são itens primeiros e fundamentais para a satisfação desta premissa.

Estudos realizados em diversos países europeus demonstram, conforme Calavera (1991 apud REVISTA TÉCHNE, 78 ed., set. 1993), que em média 42,7% de não conformidades e problemas pós-ocupacionais têm origem nas etapas de planejamento e projeto, correspondendo os de planejamento a 10% do índice acima, ou seja, aproximadamente 4% (ver Tabela 2.1). Esta constatação tem reforçado cada vez mais a necessidade de se iniciar o controle de qualidade dos empreendimentos nas etapas de planejamento e projeto.

**Tabela 2.1 – Causas de problemas na construção em alguns países da Europa (CALAVERA, 1991)**

País	Período	Nº. de Casos	Causas (%)					
			Planej. E Projeto	Execução	Material	Uso	Várias	Total
Romênia	1971 a 1978	832	37,8	20,4	23,1	10,6	8,1	100,0
Iugoslávia	1976 a 1978	117	34,0	24,2	21,6	12,2	8,0	100,0
França	1968 a 1978	1.000	37,0	51,0	4,5	7,5	-	100,0
Grã-Bretanha	Até 1974	510	58,0	35,0	12,0	11,0	2,0	118,0*
Alemanha Ocidental	1970 a 1980	1.576	40,1	29,3	15,4	9,9	7,1	100,0
Irlanda do Norte	Até 1978	481	40,5	28,8	15,0	9,6	6,1	100,0
Bélgica	1974 a 1978	1.200	49,0	22,0	15,0	9,0	5,0	100,0
Espanha	1969 a 1983	586	51,5	38,5	16,2	13,5	4,1	123,7*

\* Estes percentuais excedem a centena em virtude de terem sido constatadas mais de uma causa nas origens de determinadas não conformidades ou problemas pós-ocupacionais.

Fonte: REVISTA TÉCHNE, 78 ed., set. 1993.

Há situações em que projetistas demonstram resistência em submeter seus trabalhos a algum tipo de controle. Essa reação, de ordem fundamentalmente psicológica, pode incluir tanto a insegurança de ver o projeto avaliado de maneira tão explícita, como exterioração de excessiva vaidade pessoal. Alguns profissionais caracterizam o controle do projeto como uma verdadeira afronta pessoal. Procedendo desta maneira, estes profissionais deixam de receber preciosas informações (retro-alimentações) que conduziriam à evolução técnica de seus trabalhos, omitindo-se de contribuir para uma evidente diminuição na incidência de patologias futuras.

O projeto permite desenvolver não só a forma do produto final, mas também define uma série de aspectos da edificação que têm grande influência na produtividade e qualidade

do processo. A partir da definição da forma geométrica da edificação e sua localização no terreno, das soluções estruturais, dos materiais, do padrão de acabamento e do detalhamento, dentre outros itens, são definidas as principais condições de execução.

#### 2.4.1 Patologias originadas na fase de planejamento

Conceitualmente, de acordo com Isaia (2001), o planejamento pode ser definido como sendo um método de aplicação contínua e permanente, destinado a resolver racionalmente os problemas que afetam uma sociedade situada em determinado espaço, em determinada época, através de uma previsão ordenada capaz de antecipar suas ulteriores conseqüências.

Segundo Goldman (1986), o planejamento constitui-se em um dos principais fatores para o bom desempenho de qualquer empreendimento.

Reportando-se às construções, é de fundamental importância que seja estabelecido um sistema eficiente de organização, com o qual se possa agrupar informações e conhecimentos dos mais diversos setores técnicos e sociais, para após direcioná-los de forma competente e objetiva ao ato de construir.

O planejamento técnico de uma obra surge desta necessidade de organização, integrando-se em todas as etapas de um empreendimento.

Desconsiderar a importância desta fase no processo construtivo ou negligenciá-la, provavelmente conduzirá a problemas diversos incidentes nas outras fases da construção e na própria utilização posterior desta.

Com o intuito de destacar a importância que fundamenta o ato de planejar todas as fases de uma obra, bem como eventuais deficiências de planejamento relacionam-se com todas as etapas na construção de qualquer obra de engenharia, estão descritas a seguir algumas destas inter-relações, utilizando-se para tal conteúdo conceitual estabelecido em Goldman (1986).

##### 2.4.1.1 O planejamento no macro-zoneamento

A decisão de realizar um empreendimento específico é tomada com o envolvimento de diversos setores, buscando avaliar as decorrências na empresa como um todo; as premissas básicas assumidas e as metas estabelecidas no momento da decisão de empreender ficam registradas e são avaliadas quanto ao seu cumprimento na vida do empreendimento.

Nesta etapa é formulado o empreendimento identificando suas necessidades, estabelecendo viabilidades, identificando alternativas, preparando propostas, identificando equipes de trabalho, desenvolvendo orçamentos e programas, etc.

Para tanto são feitas investigações que relacionam o empreendimento com a sua situação no macro-zoneamento representativo, sua localização, tempo de construção, vida útil, o impacto ambiental que trará, as condições geológicas da região, viabilidade financeira, infra-estrutura existente, climatologia, nível de lençol freático, meio agressivo existente, dentre outras.

Assim nesta fase é possível evitar patologias do tipo:

- Efetuar construções sobre falhas geológicas;
- Projetar uma construção com vida útil incompatível com os níveis de agressão. Exemplo: prédios construídos a beira mar com patologias de corrosão de armaduras;
- Não especificação de materiais adequados à região. Exemplo: utilização de saibro como aglomerante em locais de grande umidade, criando desagregação do revestimento;
- Construção de unidades com fundações que sofrerão interferência de fundações de prédios vizinhos provocando fissuras;
- Fissuras provocadas por alterações no lençol freático;
- Desconhecimento do clima da região da obra, dando origem a construções com patologias de origem térmica.

#### 2.4.1.2 O planejamento e os projetos de engenharia

Nesta etapa do planejamento é de fundamental importância a definição da autoridade da coordenação dos projetos, evitando conflitos de gerenciamento, conflitos de egos profissionais, bem como definição de prazos e grau de comprometimento entre os profissionais envolvidos.

A comunicação do programa estabelecido aos projetistas é formalizada através de documentos de informação do produto, que vão posteriormente servir para avaliação das soluções geradas.

Esta relação é exercida inicialmente no tangente à escolha de especificações técnicas para os materiais a serem adotados na obra. Aqui são definidos os aspectos relacionados às concepções arquitetônicas e funcionais, procurando-se adequação apropriada de novos materiais e serviços, aliados à economia nos custos finais.

Um parâmetro básico a ser considerado neste estágio é a vida útil a ser prevista para a obra em questão. Esta definição está intimamente vinculada à escolha adequada dos materiais a serem utilizados na construção, bem como a cuidados específicos em cada um dos projetos pertinentes, tanto nas especificações dimensionais quanto nas técnicas, bem como nos serviços de manutenção e conservação.

Deve ser sempre estabelecido um desenvolvimento integrado entre os projetos de concepção das formas e funções, normalmente projetos arquitetônicos, com os outros projetos de engenharia, quais sejam: fundações; estrutura; instalações, e outros.

Os projetos em suas diversas fases passam por uma análise crítica realizada por uma equipe multidisciplinar, constituída de especialistas sem relação direta com a execução dos projetos em análise.

Como exemplos de patologias decorrentes desta etapa podem ser citados:

- Falhas por incompatibilidade de projetos;
- Falhas nas revisões dos projetos;
- Falhas por insuficiência de projetos;
- Falhas por insuficiência de detalhamentos;
- Falhas na adoção de técnicas construtivas a serem usadas em decorrência de atraso na entrega dos projetos;
- Falhas devidas à falta de especificações técnicas construtivas ou adoção de técnicas erradas;
- Falhas devidas à falta de especificações de materiais ou a adoção de materiais inadequados.

#### 2.4.1.3 O planejamento e o setor financeiro

Aqui o planejamento deverá fornecer todas as informações quanto à viabilidade econômica do empreendimento, sendo analisado o custo da construção através das elaborações do orçamento analítico detalhado e do cronograma físico-financeiro. O

planejamento financeiro também fornecerá previsões das despesas para períodos específicos de interesse, como também todo o embasamento necessário, se for o caso, às solicitações de financiamento perante instituições de fomento. Desta forma este planejamento vai impedir que alterações nas especificações sejam feitas, as quais poderiam gerar patologias devido à escolha de soluções apressadas e inadequadas.

Sem o necessário embasamento técnico, um mau planejamento financeiro pode levar à necessidade de substituições nas especificações de materiais e serviços, o que poderá comprometer a idoneidade técnica da construção.

#### 2.4.1.4 O planejamento e a execução física da obra

Durante a execução da obra faz-se necessário um grande número de dados para que se possa controlar eficientemente esta fase do processo construtivo. A organização desta fase, refletida através de planejamento adequado, poderá ser obtida com determinados procedimentos, quais sejam:

- Informações mensais da entrada de materiais, seus gastos, locais de utilização e quantidade em estoque;
- Previsão de despesas a fim de não haverem discrepâncias com o cronograma físico-financeiro;
- Históricos técnicos de materiais e serviços, para julgar a necessidade de manter ou alterar serviços, produtividade, empreiteiras, materiais, equipamentos e outros;
- Teste de novos materiais, assim como novas técnicas de execução;
- Apropriação de serviços com a finalidade de otimizá-los.

Nesta etapa é produzindo também o cronograma de execução, evitando que serviços sejam realizados numa imperfeita seqüência, o que poderia produzir patologias do tipo: revestimentos de tetos acometidos de infiltrações de água, feitos antes da colocação do telhado, induzindo a fissuras e desprendimento destes revestimentos.

Em resumo, nunca deve ser considerada perda de tempo qualquer planejamento na construção. Ao contrário, um planejamento bem elaborado em cada uma de suas etapas, conduz a uma obra mais rápida em sua execução e normalmente a um produto final de melhor qualidade técnica e construtiva.

## 2.4.2 Patologias originadas na fase de projeto

A preocupação com a qualidade na construção vem assumindo, tanto no meio produtivo quanto junto ao consumidor final, destaque cada vez mais crescente. Cánovas (1988) ressalta ter-se como verdadeiro nos meios técnicos, empresariais e nas administrações públicas, a conscientização de que a qualidade, além de ser eticamente correta, é rentável a curto e longo prazo.

Diversos avanços estão sendo implementados no campo da qualidade, o que pode ser verificado através de aprimoramentos nas normas técnicas para edificações, instruções para projeto e execução de obras, documentos de idoneidade técnica, selos de qualidade e de conformidade, entre outros.

Entre as fases que compõem o processo de construir na engenharia e arquitetura, a fase de projeto é sem dúvida uma das mais importantes. Conforme já mencionado anteriormente, é no projeto que são estabelecidas as especificações técnicas para os materiais a serem utilizados na obra. Nele são definidos os aspectos relacionados às concepções funcionais da construção, procurando-se adequação apropriada de novos materiais e serviços, sempre associando estes à projeção para a vida útil do empreendimento.

No caso particular das estruturas de concreto para as edificações, a NBR 6118 (ABNT, 2003), em seu capítulo 5 (Requisitos gerais de qualidade da estrutura e avaliação da conformidade do projeto), item 5.1 (Requisitos de qualidade da estrutura), estabelece que as estruturas de concreto devam atender a três requisitos mínimos de qualidade durante a sua construção e posteriormente em serviço; são eles: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade.

A capacidade resistente consiste basicamente na certificação da segurança à ruptura. Por sua vez, o desempenho em serviço traduz-se na capacidade de a estrutura manter-se em plenas condições de utilização quanto ao uso para o qual foi projetada. Por fim, a durabilidade representa a capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais definidas na fase de projeto, compatibilizando-a com a vida útil previamente estabelecida para a mesma.

O subseqüente item 5.2 (Requisitos de qualidade do projeto) da NBR 6118 estabelece que a solução estrutural adotada em projeto deva atender aos requisitos mínimos de qualidade fixados em 5.1, além de considerar as interações arquitetônicas, funcionais, construtivas,

estruturais e de integração com os demais projetos técnicos, tais como de instalações hidráulico-sanitárias, elétricas, dentre outras.

#### 2.4.2.1 Estudo de caso

A seguir encontra-se apresentado um estudo feito em 1990 no Rio Grande do Sul pelo NORIE<sup>4</sup> (UFRGS<sup>5</sup>), em 45 empresas de pequeno porte, que mostra os principais problemas encontrados na elaboração de projetos (FRUET & FORMOSO, 1993).

Ela demonstrou que mais de 90% das empresas estudadas efetuam modificações de projeto durante a obra. De um universo de 41 (quarenta e uma) empresas que têm seus projetos modificados, 34 (trinta e quatro) afirmaram que estas modificações são registradas e as plantas obsoletas retiradas dos lugares de emissão ou uso.

Quanto ao início das obras, a pesquisa concluiu que 55% das empresas iniciam as obras após a conclusão dos projetos executivos e 22% iniciam-nas antes da conclusão dos mesmos. Para 23% das empresas estudadas não ficou demonstrado haver tendência característica para o início das obras.

Mais da metade dos entrevistados apontou erros de cotas, níveis, alturas e incompatibilidade entre diferentes projetos, como problemas na elaboração destes. Tiveram a pontuação de 47%, os itens relacionados à falta de especificações de materiais, detalhamentos inadequados e falta de detalhamentos.

Além destes problemas, também foram citados:

- Falta de soluções técnicas nos projetos;
- Atraso na entrega dos projetos;
- Falta de interesse dos projetistas em conhecer elementos construtivos;
- Inadequação do memorial descritivo à obra;
- Excesso de diversidade de plantas;
- Revisão feita por pessoas não habilitadas;
- Prazos e custos dos projetos.

---

<sup>4</sup> Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação.

<sup>5</sup> Universidade Federal do Rio Grande do Sul.



Considerando-se, conforme a pesquisa, que somente 26% das empresas elaboram seus próprios projetos, os problemas apontados pela maioria dos entrevistados têm origem fora da empresa e se relacionam principalmente à falta de entrosamento entre projetistas e o processo de construção. Apesar de 90% das empresas afirmarem que efetuam a revisão dos projetos, os problemas de erros de cotas, níveis, alturas e incompatibilidade entre diferentes projetos foram apontados por mais de 50% das empresas.

#### 2.4.2.2 Principais patologias ocorrentes na fase de projeto

Os casos patológicos causados por deficiências originadas na fase de projeto são de grande variedade. Cada caso é específico, necessitando de análises técnicas criteriosas, a fim de que possam ser estabelecidos os diagnósticos precisos e aplicadas as terapias adequadas.

Em uma classificação genérica poderíamos agrupar, de forma sucinta, as seguintes patologias decorrentes do projeto como sendo as mais freqüentes:

- Erros de cálculo ou dimensionamento nos projetos;
- Erros por falta de detalhamentos;
- Erros por falta ou deficiência de revisão final dos projetos;
- Erros de concepção nos projetos;
- Erros de incompatibilidade entre projetos;
- Erros de especificação de materiais;
- Erros por falta de especificações de materiais;
- Erros devido à falta de conhecimento técnico;
- Erros devido ao excesso de informações desnecessárias;
- Erros devido à falta de clareza dos projetos (escalas, etc.);
- Erros devido a não obediência às normas técnicas.

A seguir, sem a pretensão de exaurir o tema, descreve-se numa exposição mais detalhada sobre alguns dos principais erros cometidos na fase de projeto, tecendo-se comentários sobre as patologias decorrentes e os cuidados para que tais situações possam ser evitadas.

#### a) Patologias decorrentes de erros no projeto estrutural

No projeto de uma estrutura podemos destacar quatro fatores fundamentais que merecem importância relevante (CÁNOVAS, 1988), quais sejam:

- Cumprimento das condições de equilíbrio básicas da Estática;
- Compatibilidade das deformações das peças estruturais e suas uniões;
- Apresentação das plantas e disposições adotadas, em escala suficientemente clara, principalmente no tocante a detalhamentos de armaduras;
- Redação de memoriais descritivos e especificações técnicas, nos quais estejam determinadas todas as características dos materiais empregados, com formas de realização de suas instalações e controles.

##### a.1) Concepção do modelo estrutural

Segundo Fusco (1976), para que possa ser definido o modelo do arranjo estrutural de uma construção, esta deve estar perfeitamente delimitada. Esta delimitação poderá ser estabelecida por uma solução de continuidade da matéria ou, por uma transição brusca de materiais utilizados.

Considerando-se o caráter tridimensional das construções, de maneira geral surge a necessidade da introdução de simplificações no modelo estrutural a ser adotado no desenvolvimento projeto estrutural. Estas simplificações visam muitas vezes reduzir situações de complexidade extrema a um conjunto de subproblemas, passíveis de soluções mais acessíveis.

Geralmente, o grau de dificuldade na elaboração do projeto de uma estrutura aumenta com o seu tamanho.

A possibilidade de ser admitida uma decomposição virtual da estrutura está invariavelmente vinculada ao fato de que cada uma das partes dela resultantes tenha suas condições de apoio devidamente definidas. Normalmente, esta condição fica facilitada quando estes apoios aproximam-se das situações de articulação perfeita ou de engastamento perfeito.

A articulação pode ser admitida quando ocorre uma diferença adequada ou no mínimo apreciável de rigidez entre as partes interligadas (parte mais rígida articulada na menos rígida). Quando esta situação estruturalmente não existe, a condição de articulação pode ser construída através da interposição de dispositivos adequadamente desenvolvidos, cujas eficácias sejam tecnicamente comprovadas. Já, por sua vez, um engastamento depende da imobilidade da seção que se pretende admitir como engastada.

É esse um dos pontos mais sujeitos à incorreção nos desenvolvimentos dos projetos das estruturas. Frequentemente são considerados engastamentos onde a estrutura pode girar ou, são tomadas como articulações uniões capazes de transmitir momentos. Estes erros, de efeitos cumulativos ao longo da estrutura, podem gerar problemas de enormes repercussões nos mecanismos de estabilidade local e global da mesma.

O cálculo por computador, através da utilização de programas cada vez mais sofisticados e abrangentes quanto às considerações nas aproximações aos mecanismos reais de funcionamento das estruturas, tem ajudado em muito o trabalho de projetar. Porém, a escolha final dos modelos estruturais decorre essencialmente da habilidade do projetista, e aí reside outro motivo originário de patologias derivadas do projeto: a falta de experiência na concepção mais adequada da disposição e funcionamento dos elementos estruturais componentes, ou seja, no delineamento do arranjo estrutural.

Além disto, o projeto precisa considerar as disponibilidades de materiais, mão-de-obra e equipamentos. Deve também considerar critérios de economia, exeqüibilidade e as condições de fabricação, montagem, reparação e manutenção da estrutura, traduzindo todos estes fatores na meta final que é o da eficiência global da construção.

#### a.2) Consideração do carregamento

As cargas atuantes em uma edificação podem ser classificadas em devidas ao peso próprio e de utilização, as devidas a efeitos acidentais e as de efeitos climáticos (CÁNOVAS, 1988).

Na elaboração dos projetos estruturais, torna-se fundamental a análise criteriosa de todas as combinações possíveis entre os tipos de carregamentos atuantes. No dimensionamento dos elementos estruturais, bem como na análise global da estabilidade da estrutura, deverão ser verificados os valores obtidos para a envoltória de esforços resultantes da interação entre a atuação isolada, conjugada ou concomitante destes carregamentos.

A não consideração de determinado carregamento poderá conduzir a patologias com menor ou maior grau de comprometimento, podendo em situações mais severas, levar uma estrutura a sua ruína parcial ou até mesmo global.

##### a.2.1) Ações de cargas permanentes e de utilização

Entre as cargas permanentes, torna-se preponderante evitar subestimações nos pesos de revestimentos, enchimentos decorrentes de impermeabilizações, camadas de terra em jardins elevados, etc.

Em relação às cargas de utilização, a obediência às normas técnicas vigentes torna-se procedimento prudente, compatibilizando-se os carregamentos projetados à ocupação futura da obra.

Quando as sobrecargas de utilização não estiverem determinadas em norma técnica ou regulamento, cabe ao calculista efetuar a pesquisa e estabelecer criteriosamente estes valores.

O projetista deverá considerar também algumas particularidades que muitas vezes não são contempladas explicitamente na normalização técnica. Um exemplo de tal situação ocorre nas lajes de pisos industriais ou de garagens, nas quais devem ser consideradas, além das cargas uniformemente distribuídas, também cargas localizadas, fixas e móveis, comumente correntes nesses tipos de utilização e que por sua natureza e grandeza podem ser bem mais críticas que as anteriores.

Carregamentos móveis devem ser analisados, considerando-se um coeficiente de majoração dinâmica adequado. Igualmente, forças de inércia resultantes de freadas bruscas de veículos ou ações de pontes rolantes, também resultam em efeitos dinâmicos de extrema importância nas concepções e dimensionamentos das estruturas. Efeitos indesejáveis de punção, cisalhamento e flexão poderão ocorrer caso, por exemplo, não forem consideradas as cargas produzidas por frenagens bruscas de empilhadeiras industriais, as quais podem resultar em ações concentradas de grande intensidade, às vezes agindo sobre superfície com área de influência da ordem de apenas 100 cm<sup>2</sup>.

Cargas concentradas transmitidas por prateleiras, máquinas ou outras de origem pontual, também devem ser consideradas com bastante cuidado.

#### a.2.2) Ações de carregamentos acidentais

Um caso bem definido de efeito acidental pode ocorrer na atuação das pressões do solo. Quando, por exemplo, é projetado um muro de arrimo, além do carregamento devido ao empuxo do solo, devem ser consideradas as ações provenientes das pressões hidráulicas decorrentes da percolação de águas subterrâneas no solo adjacente ao muro, ou mesmo a presença de lençol freático. Caso estas ações não forem consideradas, ou não sejam previstos drenos capazes de eliminar esta sobre pressão, a intensidade do empuxo resultante poderá resultar muito superior ao admitido, colocando em perigo a estabilidade do arrimo.

Águas acumuladas em terraços devido a entupimento do sistema de esgotamento pluvial é um outro exemplo de como podem agir cargas acidentais, neste caso, normalmente não consideradas.

Pode-se ainda citar carregamentos oriundos de recalques diferenciais de fundação, incêndios, abalos de natureza sísmica e uma série de outras possibilidades.

#### a.2.3) Ações climáticas

No tocante às ações climáticas, é bastante freqüente o fato de serem as mesmas subestimadas ou tratadas de forma equivocada.

Na seqüência da-se ênfase a duas destas ações, cujos entendimentos julga-se ser de extrema relevância.

##### a.2.3.1) Ações devidas ao vento

Além da consideração da intensidade do vento nas análises de estabilidades global e local das construções, é preciso que o dimensionamento estrutural leve em conta os estágios executivos da obra durante o processo construtivo.

Em galpões industriais as coberturas costumam ser executadas antes dos fechamentos laterais. Se tal fato não for considerado no projeto da pertinente estrutura, levando-se em conta as inversões nas solicitações provocadas pelo vento nestas condições, graves conseqüências poderão ocorrer no arcabouço de suporte, podendo o mesmo ser conduzido à ruína.

##### a.2.3.2) Ações devidas a variações térmicas

Outra ação climática de extrema importância deve-se às variações da temperatura ambiente. A diminuição e o aumento da temperatura provocam variações dimensionais nos materiais formadores das construções, ocorrendo contrações no primeiro caso e dilatações no segundo. As intensidades destas variações dimensionais, estando considerada uma mesma variação de temperatura, são diferenciadas entre materiais e dependentes das características físico-químicas de cada material.

Excetuando-se poucos casos específicos, pode-se considerar que as movimentações volumétricas dos materiais de construção, tendo por origem a variação térmica, são praticamente iguais em todas as direções.

Os processos construtivos, ligando elementos materiais entre si, bem como os próprios componentes formadores destes elementos, dão origem ao aparecimento de vínculos entre as diversas unidades materiais constituintes, impondo assim relativas restrições às livres deformações volumétricas destes materiais. Por sua vez, estas restrições provocam o aparecimento de tensões internas, as quais, ultrapassando limites característicos para cada material, podem dar início a um mecanismo de fissuração.

É cientificamente comprovada a diferente reação que cada material desperta em resposta a ações oriundas de variações térmicas. Conforme Thomaz (1989, p. 19), “as movimentações térmicas de um material estão relacionadas com as propriedades físicas do mesmo e com a intensidade da variação da temperatura; a magnitude das tensões desenvolvidas é função da intensidade da movimentação, do grau de restrição imposto pelos vínculos a esta movimentação e das propriedades elásticas do material”, fica evidenciada a inter-relação entre os parâmetros envolvidos, notando-se as diretas proporcionalidades da intensidade da movimentação volumétrica e do grau de restrição imposto com a intensidade das tensões resultantes.

Na seqüência Thomaz (1989) destaca que fissuras de origem nas variações térmicas podem também surgir devido a movimentações diferenciadas entre componentes de um mesmo elemento, entre elementos de um sistema e entre regiões distintas de um mesmo material, ocorrendo principalmente em função de:

- Junção de materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica, submetidos às mesmas variações de temperatura (exemplo: movimentações diferenciadas entre componentes de alvenaria e sua argamassa de assentamento);
- Exposições de elementos distintos a diferentes ações térmicas (exemplo: incidência solar sobre elementos de cobertura e paredes externas de uma edificação, produzindo diferentes intensidades de ações em cada uma das partes);
- Presença de gradientes de temperatura ao longo de um mesmo componente (exemplos: diferença de temperatura atuante entre a face exposta e a face protegida de uma laje de cobertura; diferença de temperatura entre paredes soladas e não soladas).

Salienta ainda Thomaz (Ibid.) que nas movimentações térmicas diferenciadas a rapidez com a qual estas ocorrem assume fundamental importância. Caso determinado elemento material apresente menor resposta à variação volumétrica ou esteja sujeito a menores variações de temperatura do que outro elemento a ele justaposto, pode o primeiro comparativamente absorver a movimentações de maior intensidade, uma vez estas lhe aconteçam de forma gradual e lenta. Ocorrendo estas movimentações de forma brusca, a capacidade de absorção poderá não acontecer, sendo provocada a fissuração do material.

Nas construções prediais, consideradas de uma forma geral, a fonte geradora de calor mais presente é o Sol.

Dada a relevância técnica que incorpora ao tema e ao aprimoramento didático com que o assunto está abordado, destaque-se a citação a seguir transcrita:

A amplitude e a taxa de variação da temperatura de um componente exposto à radiação solar irão depender da atuação combinada dos seguintes fatores:

- a) intensidade da radiação solar (direta ou difusa);
- b) absorvância da superfície do componente à radiação solar: quando um componente é exposto à radiação solar, a energia absorvida faz com que sua temperatura superficial seja superior à temperatura do ar ambiente. A absorvância depende basicamente da cor da superfície; as superfícies de cores escuras apresentam maiores coeficientes de absorção da radiação solar e, portanto, nas mesmas condições de insolação, atingem temperaturas mais elevadas que as superfícies de cores claras;
- c) emitância da superfície do componente: este fator é particularmente importante no caso das coberturas; estas reirradiam grande parte da radiação solar absorvida para o céu e para as superfícies que se encontram nas proximidades. Esta reirradiação, que ocorre a temperatura ambiente, é composta predominantemente por raios infravermelhos de ondas longas, fora da faixa espectral visível; ela pode ser detectada, contudo, por seu efeito “resfriativo”, observado principalmente nas coberturas. Assim é que durante as noites, principalmente nas de céu claro, as temperaturas superficiais das coberturas tornam-se inferiores às temperaturas do ar ambiente, ocorrendo a condensação de vapor d’água na superfície das mesmas;
- d) condutância térmica superficial: as trocas de calor entre a superfície exposta de um componente da construção e o ar ambiente dependem não só da diferença entre as temperaturas dos mesmos, como também de outras condições (rugosidade da superfície, velocidade do ar, posição geográfica de um edifício, orientação da superfície, etc.). A influência conjunta destes fatores pode ser traduzida pelo coeficiente de condutância térmica superficial;
- e) diversas outras propriedades térmicas dos materiais de construção: calor específico, massa específica aparente e coeficiente de condutibilidade térmica. (THOMAZ, 1989, p. 20-21)


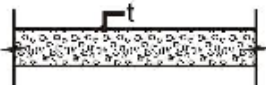
Para uma adequada análise das movimentações térmicas experimentadas por determinado elemento material, é fundamental o conhecimento do ciclo de temperatura a que este esteve submetido, determinando-se tanto as intensidades extremas de temperatura do ciclo, como também a velocidade com que ocorreram as variações térmicas.

Segundo Latta (1976 apud THOMAZ, 1989, p. 21), “sob efeito da radiação direta do sol a temperatura de paredes com pouca massa entra em equilíbrio em períodos inferiores a 1 hora, enquanto que para paredes muito pesadas este período pode ultrapassar 24 horas”.

Ainda de acordo com Latta, loco citato, a temperatura que atua superficialmente nas faces externas de paredes e lajes pode ser estimada em função da temperatura do ar ( $t_A$ ) e do coeficiente de absorção solar ( $a$ ).

A Tabela 2.2 a seguir apresenta a formulação que matematicamente traduz esta estimativa.

**Tabela 2.2 – Estimativa da temperatura superficial de lajes e paredes expostas à radiação, em °F**

Presença ou não de isolação térmica	Cor da superfície exposta à radiação	
	Cores claras	Cores escuras
	$t_{\text{máx}} = t_A + 100 a$ $t_{\text{mín}} = t_A - 200 a$	$t_{\text{máx}} = 1,3 t_A + 100 a$
	$t_{\text{máx}} = t_A + 75 a$ $t_{\text{mín}} = t_A - 100 a$	$t_{\text{máx}} = t_A + 100 a$

Fonte: Latta (1976 apud THOMAZ, 1989, p. 22).

Latta sugere a adoção dos seguintes coeficientes de absorção solar (a):

a) materiais não-metálicos:

- superfície de cor preta:  $a = 0,95$ ;
- superfície cinza-escuro:  $a = 0,80$ ;
- superfície cinza-claro:  $a = 0,65$ ;
- superfície de cor branca:  $a = 0,45$ .

b) materiais metálicos:

- cobre oxidado:  $a = 0,80$ ;
- cobre polido:  $a = 0,65$ ;
- alumínio:  $a = 0,60$ ;
- ferro galvanizado:  $a = 0,90$ .

As fissuras produzidas por variações térmicas tendem a aparecer com relativa frequência em lajes de médias e grandes dimensões, que estejam contidas nas suas deformações por vigas e/ou pilares de grande rigidez.

No caso específico das lajes de cobertura, elementos horizontais normalmente mais expostos a variações térmicas do que os paramentos verticais a eles vinculados, conforme já anteriormente mencionado, surgem movimentos diferenciados entre ambos. Somam-se aqui os efeitos das diferenças térmicas que ocorrem entre as superfícies superiores e inferiores destas lajes, com as temperaturas normalmente maiores nas primeiras, dando origem a tensões



provenientes de flexão nestes elementos. Este agrupamento condicional de ações induz a tensões de tração, cisalhamento e torção nos vínculos periféricos de apoio, podendo ali ser geradas patologias, caso estes elementos vinculares não forem devidamente dimensionados para tais esforços solicitantes.

Exemplo freqüente desta patologia ocorre quando lajes de forro apóiam-se diretamente sobre alvenarias de contorno. Segundo Thomaz (1989, p. 23), “A dilatação plana das lajes e o abaulamento provocado pelo gradiente de temperaturas ao longo de suas alturas introduzem tensões de tração e de cisalhamento nas paredes das edificações...”. Considerando-se ainda, conforme Chand (1979 apud THOMAZ, 1989, p. 22), “o coeficiente de dilatação térmica linear do concreto é aproximadamente duas vezes maior que o das alvenarias de uso corrente, considerando-se aí a influência das juntas de argamassa”, fica evidente a grande probabilidade do aparecimento de fissuração excessiva, neste caso quase que exclusivamente na parte superior das paredes.

Este mecanismo de fissuração será tanto mais intenso quanto mais afastado estiver o ponto considerado do centro geométrico de massa da estrutura (ponto de variações dimensionais de origem térmica teoricamente nulas).

Fissuras provocadas por variações térmicas também tendem a manifestarem-se em pavimentos estruturados com grandes dimensões ortogonais e/ou com desproporcionalidade de rigidezes entre grandes direções ortogonais, em muros de arrimo de grandes comprimentos e outros, sempre associadas à falta ou ineficiência das juntas de dilatação.

A falta de juntas de dilatação convenientemente espaçadas, ou mesmo a execução defeituosa destas juntas poderá acarretar fissuração nociva nos elementos estruturais e, por conseguinte, nos materiais a eles justapostos, uma vez ultrapassados limites caracterizados por correlação aos seus módulos de deformação.

O aspecto das fissuras provenientes da ação variável da temperatura é bastante parecido com o das fissuras provocadas por retração hidráulica, sendo normalmente perpendiculares ao eixo principal dos elementos, possuindo espessura relativamente constante na fissura e produzindo o seccionamento da peça.

Em determinadas situações o efeito térmico tem sua origem na passagem próxima de condutos de transmissão de calor. Chaminés, tubulações de água quente, etc., representam um perigo para os elementos estruturais, caso não estiverem devidamente isolados.

Outro efeito que merece destaque é representado pela ação das baixas temperaturas, as quais podem converter a água líquida acumulada dentro de trincas ou fissuras existentes em gelo, provocando através da sua expansão a destruição de peças estruturais.

Várias são as ações patológicas que a variação da temperatura pode acarretar nas estruturas e materiais construtivos de forma geral. Cabe ao projeto prever e atenuar estes efeitos danosos, através da criação e distribuição adequada de juntas de dilatação térmica, como também através de adequado dimensionamento destes elementos estruturais e materiais construtivos, compatibilizando-os aos seus respectivos limites admissíveis quando em solicitação.

Adicionando-se posicionamento normativo em relação ao tema, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003), capítulo 11, subitem 11.4.2.1 (Variações uniformes de temperatura), tem-se: “A variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem”.

Estabelece ainda o referido subitem normativo:

De uma maneira genérica podem ser adotados os seguintes valores:

- a) para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;
  - b) para elementos estruturais maciços ou ocos com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5°C e 10°C;
  - c) para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.
- A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra.

Em edifícios de vários andares devem ser respeitadas as exigências construtivas prescritas por esta Norma para que sejam minimizados os efeitos das variações de temperatura sobre a estrutura da construção. (ABNT, 2003, p. 56-57)

### a.3) Posicionamento das armaduras em elementos de concreto armado

Quando as armaduras de uma peça estrutural são projetadas, deve-se ter em mente a execução destas armaduras no local de destino.

O congestionamento de barras, que acontece principalmente nos apoios ou nos encontros de vigas, não aparece no desenho em separado destas vigas. Em decorrência disto, a aglomeração de barras muitas vezes conduz o ferreiro a desviar alguns vergalhões, tirando-os das posições previstas no projeto. Além disso, a falta de espaçamento adequado entre as

barras prejudicará o lançamento do concreto e dificultará sobremaneira o processo de vibração deste.

Outro erro comum de detalhamento diz respeito à falta de indicação do correto posicionamento das armaduras de espera para a continuação dos pilares no andar subsequente. Em decorrência, quando da concretagem do pilar superior, dobramentos inadequados destas armaduras de espera e/ou falta de cobrimentos de concreto poderão ocorrer.

Estes fatores, acarretando concentrações de tensões indesejáveis no concreto de entorno e induzindo a fenômenos de oxidação nas armaduras, poderão vir a comprometer a integridade da estrutura.

Nos casos em que o projeto determinar armaduras mais compridas do que as barras disponíveis no mercado, o projeto deverá demonstrar claramente as posições e os comprimentos dos traspases ou detalhamento específico para as emendas por soldagem ou luvas.

Posicionamentos corretos das armaduras em nós de estruturas aporticadas, cuidados quanto a não existência de empuxo ao vazio nos cobrimentos, em ângulos de mudança de direção das armaduras e, dentre outros, determinação clara dos cobrimentos de concreto em cada elemento estrutural, são de relevante importância para um eficiente funcionamento da estrutura projetada.

O projeto deverá demonstrar claramente o tipo de concreto especificado, indicando a sua resistência característica e o tipo de controle tecnológico a ser realizado.

Por fim, em casos de dúvidas ou falhas no projeto, o responsável pela execução da obra deverá sempre consultar o projetista, porque este tem, a princípio, a ciência do elemento construtivo em questão.

#### b) Clareza dos projetos

Na representação gráfica, o projetista deve sempre levar em consideração que a quase total maioria das pessoas envolvidas no processo construtivo, possuem conhecimentos adquiridos com a prática, tais como encarregados, pedreiros, carpinteiros, ferreiros, enfim, sem conhecimentos teóricos da engenharia. Devido a isso, os desenhos devem ser os mais detalhados e explicativos possíveis. Neste campo, dentro de certos limites, é sempre melhor pecar por excesso do que por falta, uma vez que um projeto com insuficiência de detalhes

poderá induzir a interpretações equivocadas, conduzindo a erros demonstrados na maioria das vezes por patologias posteriores.

c) Patologias decorrentes de erros nas especificações e não cumprimento de procedimentos normativos

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) designa “Especificação Técnica” aos documentos destinados à caracterização dos materiais, elementos de construção e equipamentos. Por sua vez, o termo “Procedimento Técnico” faz referência às prescrições de cálculos, metodologia para ensaios ou execução de serviços.

Adequadas especificações e cumprimentos dos procedimentos normativos são fundamentais para o sucesso no processo construtivo, refletindo positivamente na etapa posterior de uso. As especificações estabelecem as diretrizes nos serviços, orientam a fabricação, escolha, aquisição, utilização e aplicação de materiais, equipamentos e instalações.

Por sua vez, os procedimentos prescrevem os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto como um todo, bem como os relativos a cada uma de suas etapas.

As patologias associadas a erros nas especificações técnicas estão relacionadas basicamente a problemas de propriedades dos materiais de construção, quanto às suas características físicas, químicas e mecânicas.

Inúmeros casos patológicos são provenientes da falta de critério na escolha de materiais com características resistentes a intemperismos ou ao seu meio de exposição.

A incompatibilização de resistências mecânicas nas estruturas e elementos de vedação é muitas vezes proveniente de uma má especificação das resistências características dos materiais a serem utilizados.

Incoerências nos critérios de ordem econômica, envolvendo custos de aquisição dos materiais, custos de aplicação e equipamentos para tal, como também custos de conservação, podem repercutir em fenômenos patológicos futuros, resultantes de deficiências nestes fatores devido à impossibilidade econômica de realizá-los com o rigorismo técnico adequado.

Sendo as normas técnicas fontes confiáveis de procedimentos para orientação de cálculos ou execução de serviços, a não observância destes poderá conduzir a erros muitas vezes de extremas conseqüências patológicas. Este é, sem dúvida, um dos fatores que mais contribuição traz no sentido da ocorrência de defeitos na fase de projetos.

Deve-se enfatizar, porém, que a elaboração de projetos não se resume em trabalho de consulta a tabelas e aplicação de formas e fórmulas padronizadas. Ao contrário, projetar

requer pesquisas e adequações aos constantes avanços tecnológicos que vão sendo disponibilizados no mercado numa dinâmica de constantes renovações.

Projetar envolve não só o conhecimento de técnicas consagradas por sua eficiência, mas também exige o domínio de novas conceituações.

O projetista deverá estar familiarizado com todos os fatores relacionados com o trabalho que vai desenvolver e, sobretudo, ter total compreensão das interações existentes entre a tecnologia e fatores como segurança, flexibilidade e disposição racional de equipamentos no espaço disponibilizado.

## **2.5 Laudo Técnico**

Destaque-se como fonte de extrema relevância em subsídios técnicos para este estudo o Laudo Técnico (ISAIA, 2001), o qual tem por finalidade uma análise das causas das fissuras ocorrentes no prédio objeto desta dissertação, direcionando seu foco principalmente no tangente a efeitos patológicos provocados por ações de origem térmica.

### **3 DESCRIÇÕES ARQUITETÔNICA E ESTRUTURAL DO PRÉDIO E METODOLOGIA DE TRABALHO APLICADA**

#### **3.1 Descrições arquitetônica e estrutural do prédio**

O prédio do auditório integra um conjunto de edificações que compreende o Centro de Educação da Universidade Federal de Santa Maria, situado em zona central do Campus Universitário, localizando-se entre os prédios do Centro de Tecnologia e do Centro de Ciências Naturais e Exatas.

O Centro de Educação compõe-se de três blocos com três pavimentos e o bloco do Auditório com um pavimento. Tanto os prédios com três pavimentos como o Auditório estão posicionados longitudinalmente na direção leste-oeste, ficando este último localizado ao extremo sul do conjunto, afastado em 11,0 m do primeiro prédio a seu lado norte (foto C, Figura 3.1). As outras fachadas do Auditório encontram-se afastadas de qualquer obstáculo relevante em uma distância superior a 50,0 m. Este posicionamento do prédio do Auditório caracteriza a possibilidade do mesmo receber radiação solar em todas as suas fachadas em praticamente todos os dias do ano.

O bloco do Auditório subdivide-se em dois setores distintos: setor leste (foto A, Figura 3.1), ao qual se denomina Lancheria, composto por cozinha, depósito, sanitário, Diretório de Letras, Diretório do Centro de Educação, Diretório da Biologia, circulação, lancheria propriamente dita, saguão para o auditório e área coberta (ver planta baixa na Figura 3.2); setor oeste, ao qual se denomina Auditório (fotos B e C, Figura 3.1) compreendendo o auditório propriamente dito, uma cabine de som e uma sala de apoio (ver planta baixa na Figura 3.3).

Suas dimensões totais em planta são: 36,20 m ao norte; 36,20 m ao sul; 9,20 m a leste e 11,90 m a oeste. Na fachada norte, em posição aproximadamente central a este lado, integra-se uma passarela coberta que interliga o bloco do Auditório ao primeiro prédio de três pavimentos do Centro de Educação (foto C, Figura 3.1), estando deste último estruturalmente isolada através de junta de dilatação.

As Figuras 3.2 e 3.3 caracterizam respectivamente a planta baixa arquitetônica setorizada em “Lancheria” e “Auditório”.



Figura 3.1 – Fotos das fachadas sul e norte (ISAIA, 2001, p. 44)

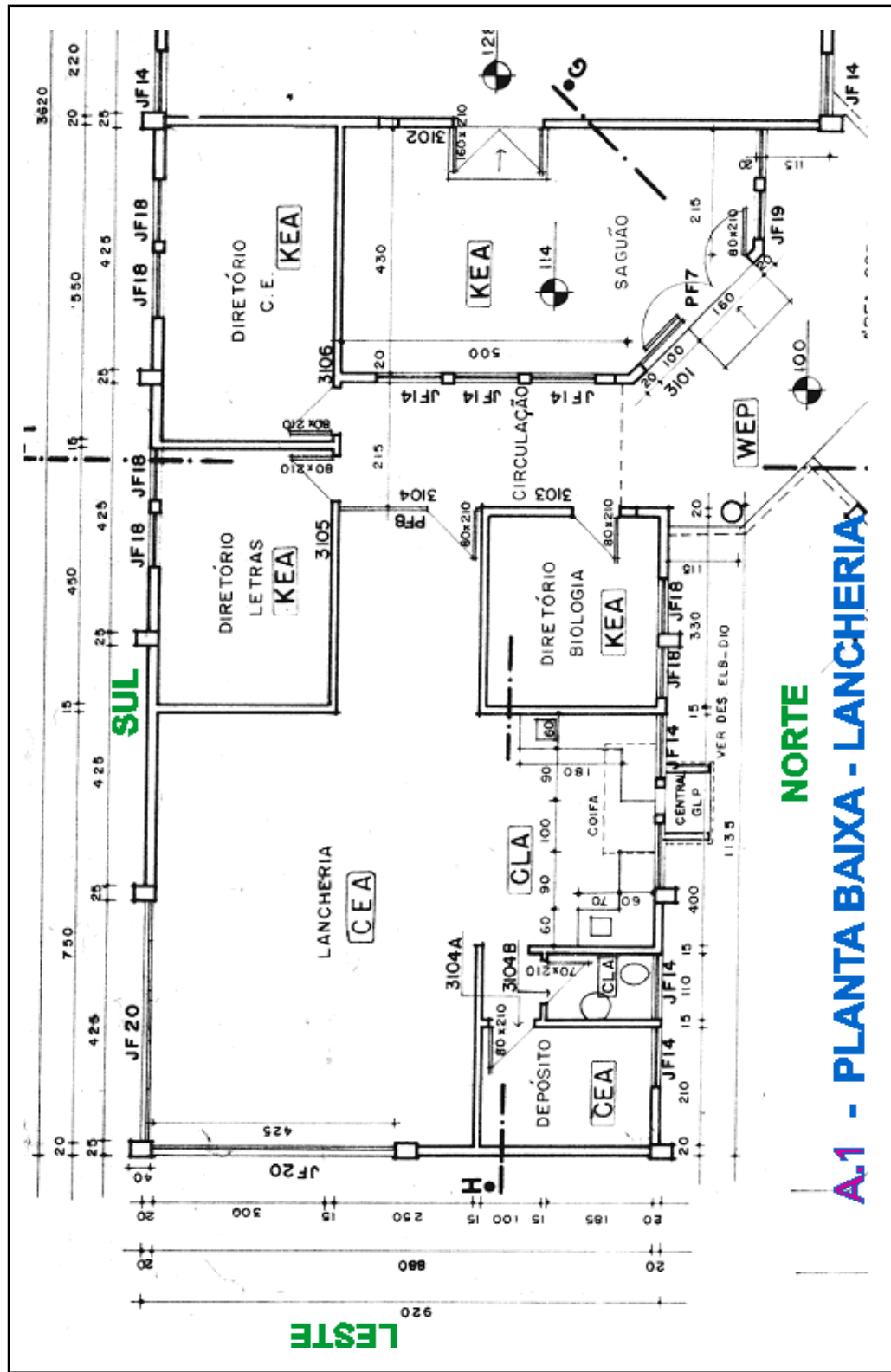


Figura 3.2 – Planta baixa setor Lancheria (ISAIA, 2001, p. 32)



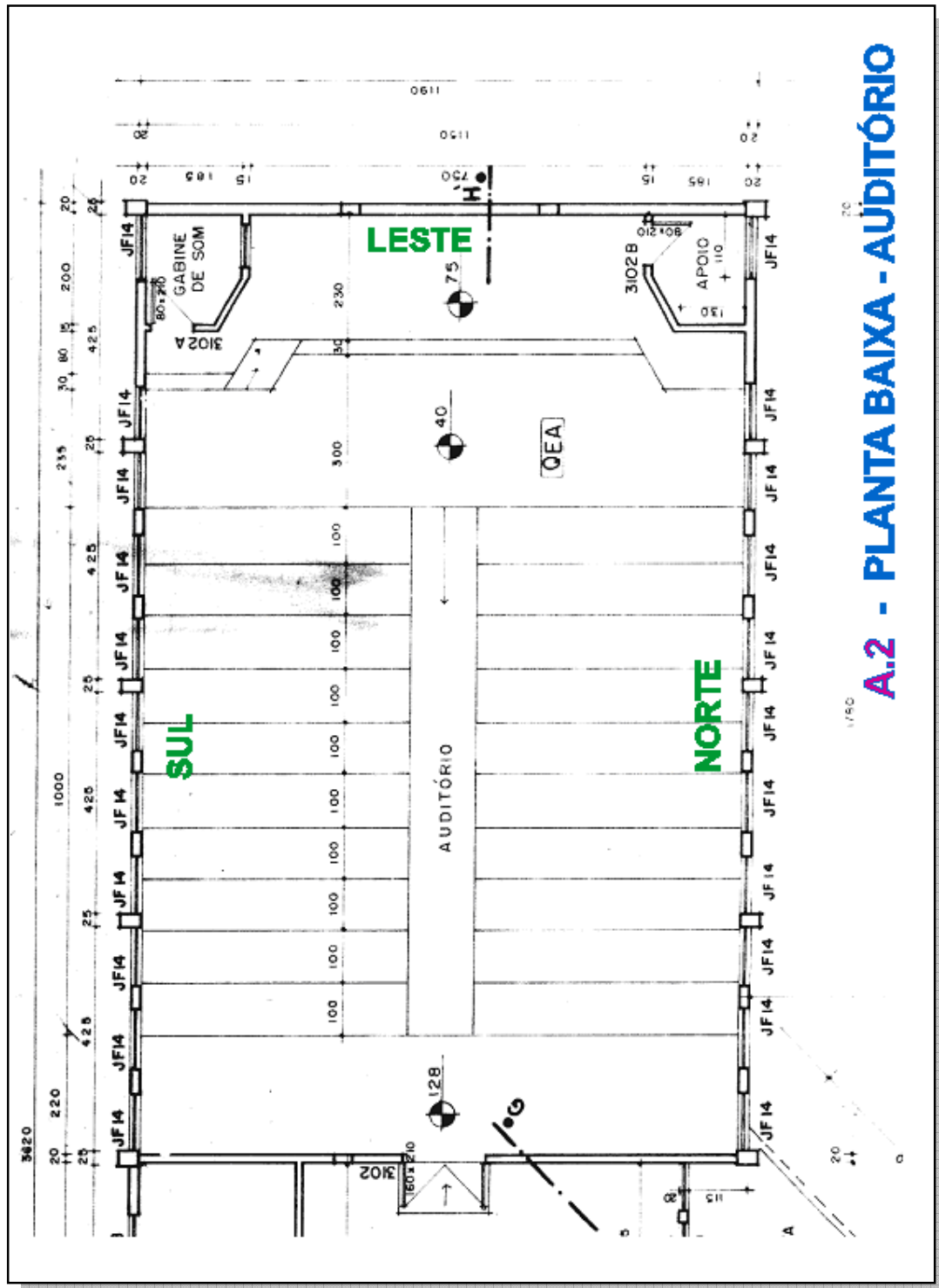


Figura 3.3 – Planta baixa setor Auditório (ISAIA, 2001, p. 33)

A estrutura de fundações da edificação é composta por estacas escavadas por equipamento de sistema rotativo, estando executadas em concreto armado moldado no local, com resistência característica à compressão aos 28 dias prevista no projeto estrutural como no mínimo igual a 15 MPa. Seus diâmetros especificados em projeto são de 30 cm, 40 cm, 50 cm e 60 cm, conforme posicionamentos determinados em planta. Os comprimentos de fuste foram previstos para um valor médio de 8,0 m. Sobre as estacas apóiam-se blocos de fundação com dimensões variadas, também em concreto armado, com  $f_{ck_{28}} \geq 15$  MPa atribuído no projeto. Estes blocos recebem a superestrutura da edificação, a qual é composta por pilares, vigas e lajes de concreto armado (Figuras 3.4 a 3.7), cujas dimensões passamos a relatar:

a) Pilares (Figuras 3.4 a 3.7):

- P1 a P4 (Lancheria - fachada sul): 25 cm x 35 cm;
- P5 a P9 (Auditório - fachada sul): 25 cm x 35 cm;
- P10 (Auditório - interno, limitando setores Auditório / Lancheria): 20 cm x 30 cm;
- P11 e P13 (Auditório - fachada oeste): 20 cm x 30 cm;
- P12 (Lancheria - fachada leste): 25 cm x 35 cm;
- P14 e P15 (Lancheria - internos): 20 cm x 30 cm;
- P16 a P18 (Lancheria - fachada norte): 25 cm x 35 cm;
- P19 e P28 (Lancheria - limitando área coberta e passarela coberta): circular com diâmetro de 35 cm;
- P20 (Lancheria - interno): 20 cm x 30 cm;
- P21 a P25 (Auditório - fachada norte): 25 cm x 35 cm;

b) Vigas de fundação (Figuras 3.4 e 3.5):

- V101 (Lancheria e Auditório - fachada sul): 20 cm x 45 cm;
- V102 (Lancheria - interna): 12 cm x 45 cm;
- V103 (Lancheria - interna): 12 cm x 45 cm;
- V104 (Lancheria - interna): 12 cm x 30 cm;
- V105 (Lancheria - fachada norte): 20 cm x 45 cm;
- V106 (Lancheria - interna): 22 cm x 30 cm;
- V107 (Auditório - fachada norte): 20 cm x 45 cm;
- V108 (Lancheria - fachada leste): 20 cm x 45 cm;

V109 (Lancheria - internas): 12 cm x 30 cm;  
V110 (Lancheria - interna): 20 cm x 60 cm;  
V111 (Lancheria - interna): 12 cm x 30 cm;  
V112 (Lancheria - interna): 12 cm x 30 cm;  
V113 (Lancheria - interna): 20 cm x 60 cm;  
V114 (Lancheria - interna): 20 cm x 45 cm;  
V115 (Lancheria - interna): 12 cm x 45 cm;  
V116 (Lancheria - interna): 20 cm x 60 cm;  
V117 (Auditório - interna, limitando setores Auditório/Lancheria): 20 cm x 45 cm;  
V118 (Auditório - fachada oeste): 20 cm x 45 cm;  
V119 (Lancheria - interna): 20 cm x 30 cm;  
VA101 (Auditório - internas): 20 cm x 45 cm;  
VA102 (Lancheria - fachada norte): 15 cm x 30 cm.

c) Vigas e lajes de forro (Figuras 3.6 e 3.7):

V201 (Lancheria e Auditório - fachada sul): 20 cm x 55 cm;  
V202 (Lancheria - interna): 15 cm x 75 cm;  
V203 (Lancheria - fachada norte): 25 cm x 55 cm;  
V204 (Lancheria - interna): 20 cm x 75 cm;  
V205 (Auditório - fachada norte): 20 cm x 55 cm;  
V206 (Lancheria - fachada leste): 20 cm x 55 cm;  
V207, V208 e V210 (Lancheria - internas transversais invertidas, na direção norte-sul): 20 cm x 80 cm;  
V209 (Lancheria - fachada leste): 20 cm x 55 cm e 20 cm x 120 cm;  
V211 a V214 (Auditório - internas transversais invertidas, na direção norte-sul): 20 cm x 100 cm;  
V215 (Auditório - fachada oeste): 20 cm x 55 cm;  
V216 (Lancheria - interna): 20 cm x 75 cm;  
V217 (Lancheria - fachada norte): 20 cm x 55 cm;  
V220 (Lancheria - fachada norte): 20 cm x 55 cm.

Lajes de forro com espessura de 10 cm, possuindo face superior na cota 4,20 m.

Exceto o pilar P10, cuja cota de topo corresponde ao nível de projeto de 4,20 m e os pilares P19 e P28, com cota de topo em 3,55 m, todos os demais pilares, quais sejam: P1 a P9, P12, P16 a P18 e P21 a P25 seguem até a cota 5,40 m, com a finalidade de possibilitar cintamento às alvenarias que compõem as platibandas das fachadas.

O concreto utilizado para a execução da superestrutura foi especificado em projeto estrutural para uma resistência característica de compressão aos 28 dias ( $f_{ck_{28}}$ ) como sendo  $\geq 15$  MPa.

As alvenarias de fechamento, tanto externas como internas, estão executadas com tijolos cerâmicos do tipo vazados, encontrando-se revestidas com argamassa em ambas as faces.

A estrutura de telhado do prédio é composta por tesouras, contraventamentos e terçamentos, todos executados em madeira, apoiando-se sobre esta uma cobertura em telhas de cimento amianto, tipo ondulada, com espessura de 6,0 mm. Conforme se visualiza na Figura 3.8, algumas telhas e cumeeiras apresentam sistema de ventilação, assim como algumas vigas transversais invertidas de concreto existentes na estrutura do forro estão cobertas por algerozes metálicas.

Não existe isolamento térmico sobre as lajes de forro dispostas sob a cobertura.

### **3.2 Metodologia de trabalho aplicada**

A seqüência dos procedimentos metodológicos utilizados no desenvolvimento deste trabalho baliza-se na seguinte rotina, conforme orienta Sarkis (1995):

- a) avaliação preliminar da gravidade das manifestações patológicas;
- b) análise das sintomatologias;
- c) exame ocular;
- d) anamnese;
- e) exames complementares e tratamentos teóricos associados;
- f) tratamento matemático através de análises estruturais pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando-se o programa computacional *SAP2000 Advanced 11.0.0*;
- g) diagnóstico;
- h) sugestões para terapêutica.

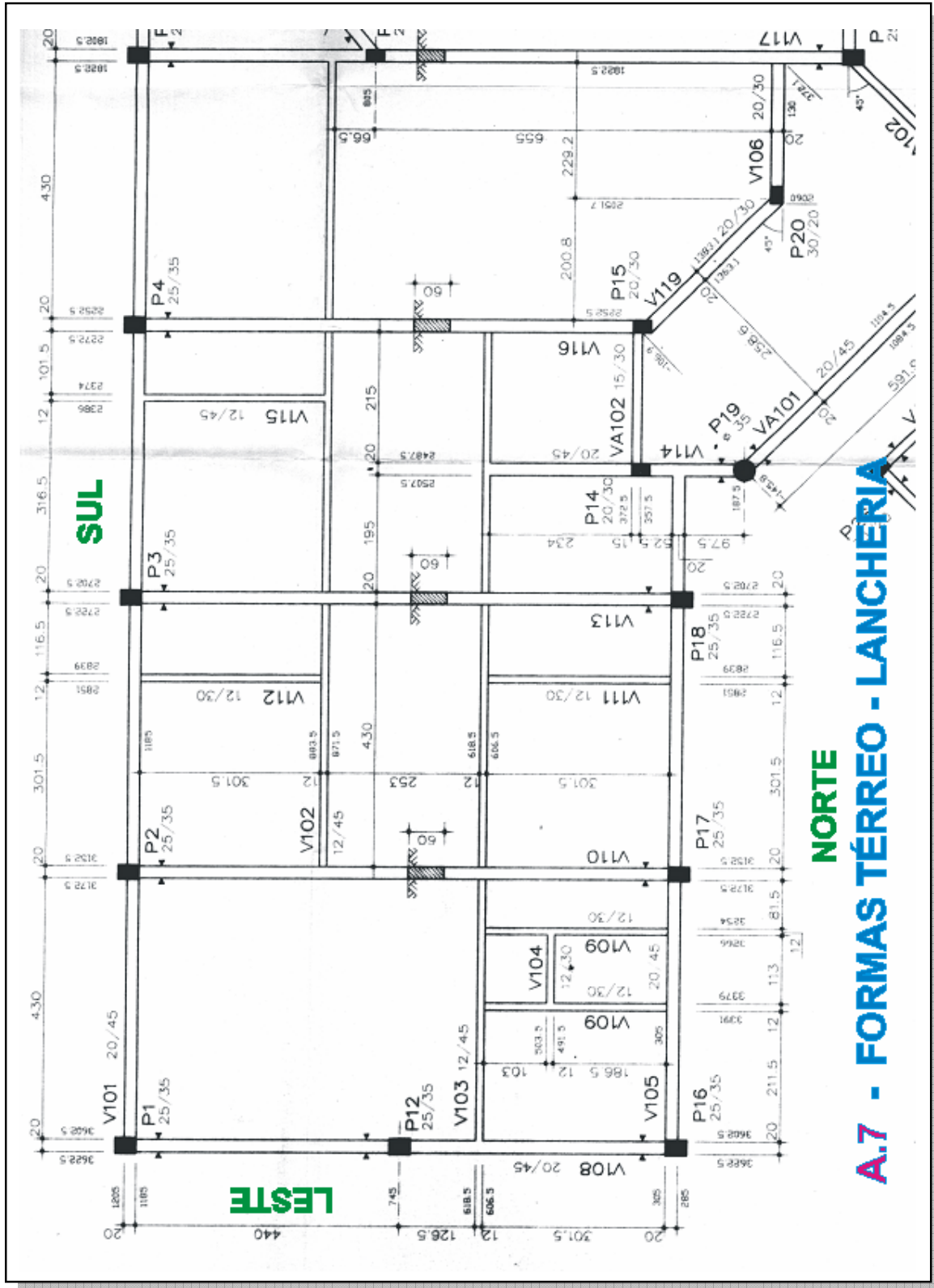


Figura 3.4 – Planta de formas pavimento térreo setor Lancheria (ISAIA, 2001, p. 38)

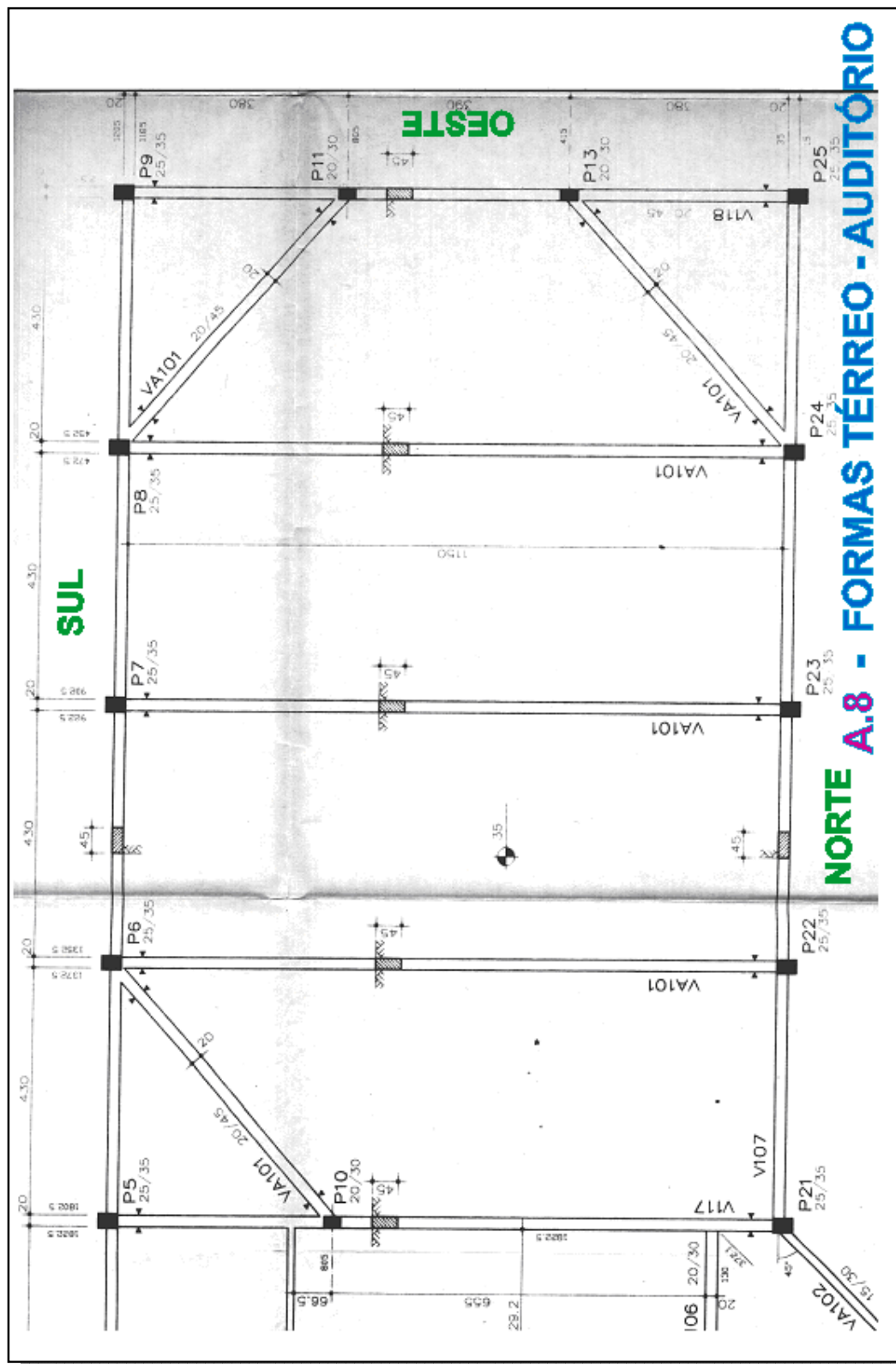


Figura 3.5 – Planta de formas pavimento térreo setor Auditório (ISAIA, 2001, p. 39)

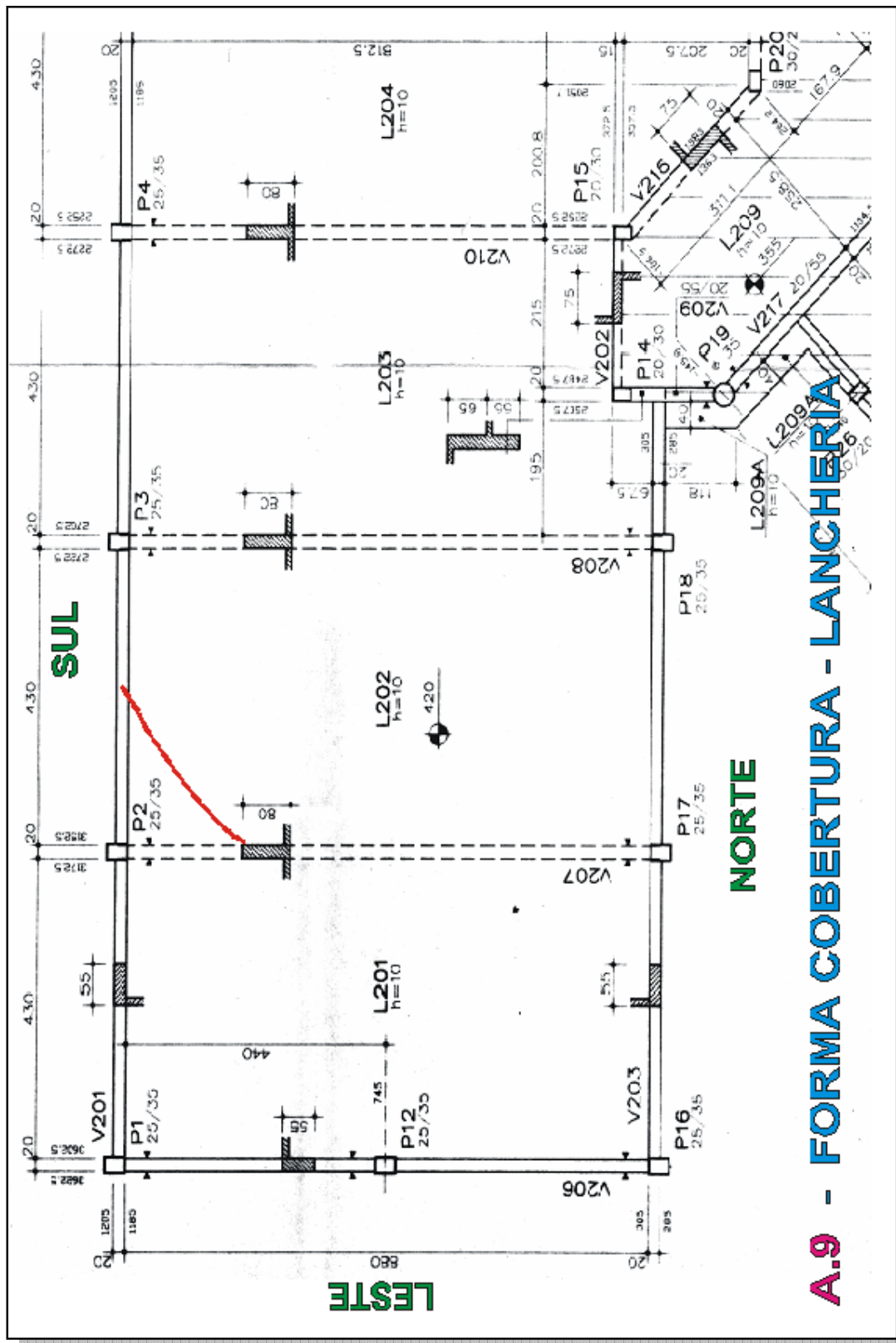


Figura 3.6 – Planta de formas forro setor Lancheria (ISAIA, 2001, p. 40)

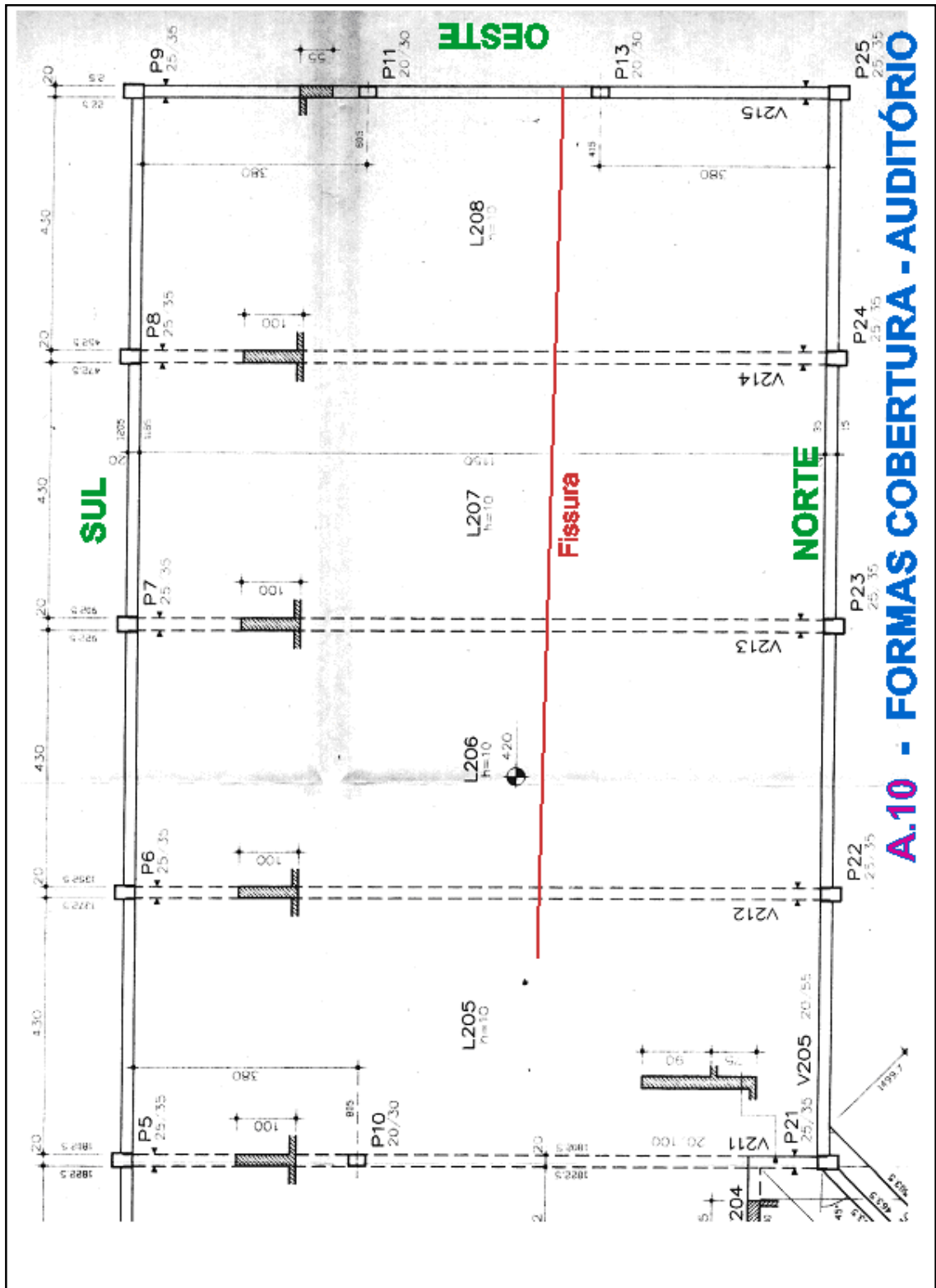


Figura 3.7 – Planta de formas forro setor Lancheria (ISAIA, 2001, p. 41)



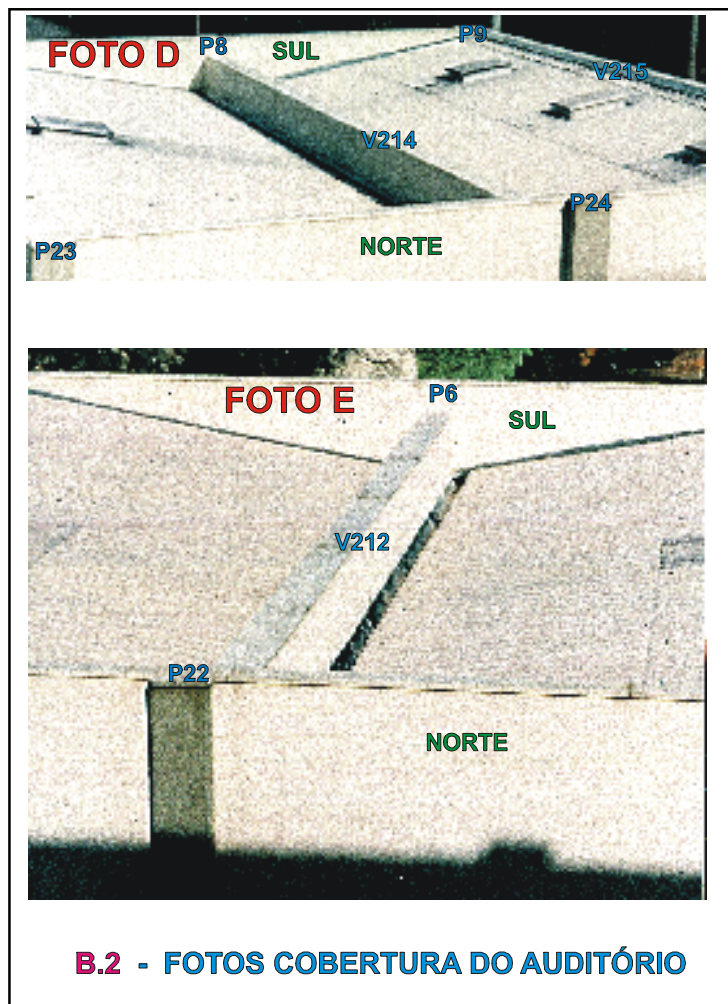


Figura 3.8 - Fotos da cobertura do Auditório (ISAIA, 2001, p. 45)

## **4 AVALIAÇÃO PRELIMINAR, SINTOMATOLOGIA, EXAME OCULAR E ANAMNESE**

### **4.1 Avaliação preliminar da gravidade das manifestações patológicas**

O primeiro procedimento a ser tomado frente a uma manifestação patológica traduz-se na avaliação do potencial evolutivo da lesão. Analisa-se a sua gravidade fundamentada em primeiro plano nas possíveis situações de risco geradas à vida humana e, por conseguinte, no seu poder destrutivo quanto aos bens materiais envolvidos.

Se, dada à gravidade da situação, for julgada a necessidade da aplicação de medidas emergenciais, nos casos envolvendo patologias de ordem estrutural, podem ser destacadas, dentre outros, os seguintes procedimentos (SARKIS, 1995): interdição e isolamento; escoramentos; injeções de epóxi; reforços estruturais de emergência; instrumentação da estrutura; etc.

Uma vez certificada com segurança a não existência da possibilidade de colapsos estruturais, pode-se dar início às análises que resultarão na aplicação de procedimentos terapêuticos de caráter permanente.

Quanto às considerações sobre as suas conseqüências, as manifestações patológicas podem ser agrupadas em duas situações distintas: aquelas em que as patologias interferem comprometendo as condições de serviço e funcionamento da construção (estados limites de utilização) e as que afetam as condições de segurança estrutural da edificação (estados limites últimos).

Das análises de sintomatologia, exame ocular e anamnese realizados sobre a execução e o pós-ocupacional do prédio em estudo, temas no próximo item apresentados, destaque-se antecipadamente:

- Informações sobre a constatação das primeiras fissuras apresentadas no prédio do Auditório apontam para os meses de junho ou julho de 1998;
- Vistorias realizadas pelo Prof. Dr. Geraldo Cechella Isaia no mês de maio de 2001, resultando em levantamento quantitativo e qualitativo das fissuras mais relevantes então existentes na superestrutura do prédio, como também nas alvenarias de fachada e interiores, deixam evidente a evolução considerável das patologias;

- No mês de fevereiro de 2002, vistoriou-se o prédio em duas ocasiões, tendo sido realizados exames oculares e aferições comparativas nas manifestações patológicas presentes. Nessas visitas constatou-se não ter havido uma progressão significativa na quantidade das fissuras, porém foram constatadas variações para menor ou maior nas suas amplitudes, tanto na superestrutura quanto nas alvenarias, ao serem estas comparadas com as correspondentes fornecidas no Laudo Técnico (ISAIA, 2001);
- Outras visitas posteriores foram realizadas, tendo-se observado pouca variação no quadro patológico apresentado em fevereiro de 2002.

Baseando-se nas características apresentadas na evolução das lesões e no atual estágio das mesmas, a avaliação preliminar sobre a gravidade das manifestações patológicas, considerados o potencial de risco à vida humana e o poder destrutivo quanto a bens materiais, resulta em não haver risco de colapso a curto ou médio prazo para o todo ou mesmo partes da superestrutura analisada, sendo, porém, necessária ação de terapia restauradora, uma vez que as manifestações induzirão ao desenvolvimento de novas patologias associadas, aumentando o custo de reparo.

Também deve ser considerada a possibilidade destas iminentes patologias associadas potencializarem as ações destrutivas das primeiras, a ponto de modificar a dinâmica de progressão das lesões, assumindo o processo uma evolução acelerada que poderá, nesta condição, resultar numa situação de ruína.

Outros aspectos a serem considerados são os de ordem estética e funcional, causando repercussões que se refletem nos estados limites de utilização.

#### **4.2 Sintomatologia, exame ocular e anamnese**

Conforme objetivado na introdução desta dissertação, o presente estudo visa contribuir agregando informações ao laudo (Ibid.), as quais possam servir de subsídios complementares para uma avaliação no tocante a terapêutica a ser aplicada ao prédio danificado.

Para tal, dada a relevância das informações pertinentes à análise da sintomatologia, exames e anamnese ali apresentadas, encontram-se algumas destas parcialmente transcritas na seqüência deste trabalho, reconhecendo-se também em seu todo uma rica fonte de subsídios.

Somadas às informações colhidas, apresenta-se análises e avaliações sobre o caso patológico, formando-se um conceito técnico sob uma ótica pessoal, porém, antecipadamente amparado em idônea fonte de dados (Ibid.).

#### 4.2.1 Sintomatologia e exame ocular

Sinteticamente, as manifestações patológicas incidentes sobre o prédio do Auditório do Centro de Educação da Universidade Federal de Santa Maria, podem ser caracterizadas pela existência de expressivo número de fissuras com aberturas excessivas, apresentadas tanto na superestrutura de concreto armado, como nas alvenarias da edificação.

As vistorias realizadas pelo Prof. Dr. Geraldo C. Isaia ao prédio danificado ocorreram no mês de maio de 2001, resultando, após quatro visitas, em um levantamento completo das fissuras mais relevantes existentes na superestrutura do prédio, bem como nas alvenarias das fachadas e interiores.

Saliente-se que no período destas vistorias, a estrutura encontrava-se aproximadamente na metade do ciclo térmico verão-inverno, sofrendo os efeitos de uma contração volumétrica global.

Segundo o laudo, foram observadas fissuras em pilares, localizadas em diversas cotas ao longo destes, ocorrendo principalmente nas proximidades das interfaces entre vigas de forro e os pilares (cota 4,20 m), na média altura (cota 2,00 m) e próximas às bases de apoio junto às vigas de fundação (cota 0,35 m). As fissuras detectadas foram classificadas quanto as suas intensidades e correspondentes amplitudes como fracas ( $< 0,2$  mm), médias (0,2 a 1,5 mm) e fortes ( $> 1,5$  mm).

Também foram constatadas fissuras nas lajes de forro, tanto no setor do Auditório, como na Lancheria.

As inspeções relatadas não detectaram fissuras aparentes nos pisos, as quais poderiam evidenciar a ação de algum recalque diferencial de fundação. As fissuras existentes na superestrutura também, segundo o laudo, parecem não ter origem determinada por algum processo de recalque diferencial entre apoios.

No mês de fevereiro de 2002, vistoriou-se o prédio em duas ocasiões, sendo realizados exames oculares e aferições comparativas nas manifestações patológicas presentes. Nessas visitas constatou-se não ter havido uma progressão significativa na quantidade das fissuras, porém variações nas suas amplitudes, tanto na superestrutura quanto nas alvenarias, quando estas comparadas com as correspondentes fornecidas em Isaia (2001).

Constatou-se uma diminuição na dimensão das fissuras caracterizadas como de contração e uma ampliação nas fissuras atribuídas a efeitos de dilatação térmica. Isto se justifica pelo fato de nos momentos destas visitas a estrutura estar no final do seu ciclo inverno-verão, sendo este caracterizado por uma dilatação volumétrica global.

Adiante neste trabalho, tais efeitos tornar-se-ão mais claros, sendo demonstrado que uma das principais causas das patologias atuantes deve-se a efeitos de esforços provocados por variações térmicas incidentes sobre a superestrutura e seus conseqüentes reflexos sobre as alvenarias.

Os pisos permaneciam sem fissuração aparente, o que ratifica a não interação causal relacionando patologias a possíveis movimentos diferenciais nas estruturas de fundação.

Outras visitas posteriores foram realizadas, tendo-se verificado pouca evolução no quadro patológico observado em fevereiro de 2002.

Conforme já destacado, fundamental embasamento para o desenvolvimento deste trabalho encontra-se em Isaia (2001). Por tal validade, o levantamento da sintomatologia elaborado nesta dissertação teve balizamento na descrição apresentada naquele documento, descrição a qual só fez-se ratificar, uma vez que comprovada como totalmente pertinente.

Dada a magnitude técnica e didática nele (Ibid.) contida, permitiu-se o privilégio de incorporar parte do seu conteúdo ao corpo desta dissertação. Isto tem por propósito enriquecer a coleta de dados para o desenvolvimento das análises pertinentes, como também auxiliar na compreensão da sintomatologia relativa às patologias existentes no prédio em questão.

Segue transcrição de parte do texto do laudo, contemplando o item que apresenta a descrição das fissuras e, parcialmente, o referente à análise das mesmas.

### DESCRIÇÃO DAS FISSURAS

Com o objetivo de se encontrar as prováveis causas das fissuras ocorrentes no prédio em epígrafe, concentrou-se em primeiro lugar a sua análise na estrutura de concreto, por ser a responsável pelo seu arcabouço resistente.

Constatou-se que a grande maioria das fissuras é ocorrente nos pilares que sustentam a laje e cobertura, razão pela qual estas peças foram as que requereram análise mais detalhada.

Analisando-se estas peças estruturais, depreende-se o seguinte:

#### **Lancheria**

Os pilares P1 a P4 (anexos B.3 a B.6) da fachada sul apresentam fissuras com abertura decrescente a partir do canto de encontro das faces sul-oeste, imediatamente abaixo do fundo da viga longitudinal de bordo V201 (cota 3,65 m), em um ou dois níveis, separados de aproximadamente 20 cm. As aberturas destas fissuras decrescem no sentido leste-oeste, sendo bastante pequenas no pilar P4 como mostram as fotos F10 e F11 (anexo B.6).

Na cota 0,35 m, ao nível do topo da viga de cintamento V101, os pilares P1 a P4 apresentam fissuras pequenas nas faces leste, sul e oeste, conforme mostram as fotos F3 (anexo B.3), F6 e F7 (anexo B.4), F9 (anexo B.5) e F12 (anexo B.6). Estas fissuras também decrescem ligeiramente no sentido leste-oeste.

O pilar P16, no canto norte/leste, apresenta fissura acentuada na face oeste, na altura da cota aproximada 4,20 m, imediatamente acima do topo da viga V203, prolongando-se com menor abertura em direção à face norte, no sentido oeste-leste e, inclusive, na interface V203/alvenaria da platibanda (anexo B.7). Na altura da cota 3,65 m, na mesma altura das fissuras do pilar da fachada oposta (P1), aparece fissura no canto norte-oeste, logo abaixo da V203. Na cota de 2,00 m, aproximadamente no centro do pilar, existe fissura bastante acentuada que contorna

as faces leste-norte-oeste e se prolonga pela parede da fachada norte e leste (foto F13 e F14, anexo B.7).

Os pilares P17 e P18 da fachada norte apresentam fissuras não muito abertas na altura da interface inferior da V203, desenvolvendo-se a partir do canto norte-oeste (fotos F16 a F19, anexo B.8), de modo semelhante às fissuras existentes nos pilares dos respectivos alinhamentos da fachada oposta, ao sul (P2 e P3).

Os pilares P14, P15, P19 e P20 (anexo A.9) que fazem parte da estrutura da passarela que interliga o prédio do auditório ao bloco adjacente, não apresentam fissuras que possam ser detectadas a olho nu.

Nas alvenarias das fachadas, ao sul, na face externa do lancharia, entre os pilares P2 e P3 (foto F20, anexo B.9), existe grande fissura que se propaga da altura da viga de cintamento V101 em direção da interface do pilar P2 com a V201 da cobertura. Na face externa da parede do Diretório de Letras, junto à janela leste, na junção alvenaria/V201, existe fissura horizontal que se propaga no sentido oeste-leste (foto F21, anexo B.9).

Na fachada norte, existe fissura similar à anterior na interface alvenaria/V203, entre o pilar P16 e janela do depósito (foto F15, anexo B.7). Após a segunda janela, esta fissura se propaga, a partir do peitoril, em direção à viga de cintamento.

Na fachada leste as fissuras existentes no P16, canto norte-leste, se propagam pela alvenaria da face leste, formando uma rede de fissuras aproximadamente horizontais, que se prolongam em direção ao pilar P12, mais ao sul (fotos F22 e F23, anexo B.10).

Na face da alvenaria interna da fachada sul, na lancharia propriamente dita, existe grande fissura (>1,5 mm) que se propaga a partir da viga de cintamento, no piso, até o canto da esquadria metálica, de modo semelhante à da face externa desta mesma parede (comparar fotos F20, anexo B.9 e F24, anexo B.11). Na parede transversal do bar outra fissura de grande abertura (>1,5mm) se propaga a partir da ligação com a parede externa, na junção com a viga de cobertura V201, no sentido norte-sul (foto F25, anexo B.11). Na parede longitudinal entre a lancharia e o seu depósito, a alvenaria também apresenta grande fissura que se propaga a partir do piso até a junção com a V206 da cobertura, no sentido oeste-leste, conforme ilustra a foto F26 (anexo B.12).

No Diretório de Letras, parede interna norte, existe fissura do teto para o piso com abertura intermediária (foto F27, anexo B.12).

Na laje de cobertura da lancharia existe uma fissura de pequena abertura que parte da viga V201 na fachada sul e se dirige inclinada na direção sudoeste-nordeste, em direção da V207, conforme mostra o anexo A.9.

### **Auditório**

Na fachada sul, na cota 3,65 m, logo abaixo do fundo da viga V201, no topo dos pilares P5 e P6 (anexos B.13 e B.14) aparecem fissuras com intensidade média, que contornam três faces do pilar, ou seja, faces leste, sul e oeste. Analisando-se mais detalhadamente as fotos destes pilares (F28 a F31), mediante a ferramenta zoom do computador, observa-se que estas fissuras se desenvolvem a partir de duas direções distintas: uma a partir do canto oeste-sul e outra do canto leste-sul, sendo esta última, ao menos para o P6, mais intensa que a anterior. Na face interior do pilar, na interface com a alvenaria da fachada, ocorre fissura vertical de intensidade pequena, a partir do peitoril da janela, em direção ao piso (foto 32, anexo B.14).

O pilar P7 desta mesma fachada, também na cota 3,65 m, apresenta abertura de fissuras médias a partir do canto leste-sul e fissuras pequenas no canto oeste-sul (fotos 33 e 34, anexo B.15). Logo abaixo, nas imediações da metade da janela, outras linhas de fissuras médias desenvolvem-se nas faces oeste, sul e leste. Na cota aproximada 2,00 m, no centro da altura do pilar, no nível do peitoril da janela, ocorre fissura acentuada a partir do canto oeste-sul que se desenvolve nos dois sentidos, atingindo levemente a face leste do pilar. Na interface pilar/alvenaria, face oeste do pilar, (foto F35, anexo B.15) aparece fissura de grande abertura que se desenvolve a partir do peitoril em direção ao piso, enquanto que, pela face interna desta parede, no mesmo local, na face leste deste mesmo pilar, existe fissura na

interface com a alvenaria que se desenvolve no sentido contrário, ou seja, do piso em direção ao peitoril (foto F36, anexo B.15).

O pilar P8 da fachada sul apresenta fissuras semelhantes ao anterior, em nível mais acentuado. Na cota 4,20 m, logo acima da viga V201 desenvolve-se fissura com abertura acentuada a partir do canto leste-sul (foto F37, anexo B.16), aumentando de abertura e em quantidade na cota 3,65 m como também acima e abaixo deste nível, embora com abertura ligeiramente menor (fotos F37 a F39, anexo B.16). No nível 2,00m, a meia altura do pilar, a partir do peitoril da janela, existem três níveis de fissuras que se desenvolvem a partir da face oeste em direção às faces sul e norte (foto F39, anexo B.16). Pela face interior do prédio, neste local, a foto F40 mostra que existe fissura na interface do pilar com a alvenaria, nas faces leste e oeste, sendo de maior abertura a que se desenvolve na face leste, do piso em direção ao peitoril, enquanto que na face oeste, no sentido contrário. Estas fissuras apresentam delineamento não muito claro porque sofreram correções superficiais, mascarando a sua visualização.

O pilar P9, no canto de encontro entre as fachadas sul e oeste, ocorre fissura de intensidade média na cota 4,20 m, a partir da face leste do pilar, logo acima da V201 que se propaga até a platibanda (fotos F41 e F42, anexo B.17). Na cota 3,65 m, logo abaixo desta viga, ocorre fissura intensa também a partir da face leste do pilar, estendendo-se para o interior do prédio, na interface com o fundo da viga transversal V215 (fotos F44 e F45, anexo B.17). A partir do nível do peitoril da janela, acima e abaixo dele, desenvolve-se quatro níveis de linhas de fissuras a partir da face oeste, em direção à face sul e à alvenaria da fachada oeste (foto 42, anexo B.17 e foto F46, anexo B.18).

Na fachada oeste, próximo ao pilar P11, a partir da V118 do cintamento das fundações, ocorre fissura de grande abertura que se desenvolve em direção aproximadamente vertical, ramificando-se a partir da altura de 50 cm do solo em várias direções (F47, anexo B.18).

Na fachada norte, o pilar P21 que faz parte da estrutura da passarela, não apresenta fissuras aparentes ao longo de sua altura, a não ser uma linha de fraca intensidade no topo da viga V107, ao nível do piso, semelhante a que aparece no pilar oposto P5, na fachada sul. A partir do peitoril, desenvolve-se fissura de abertura média na interface pilar/parede em direção ao piso, tanto pelo lado externo quanto interno (fotos F48 e F49, anexo B.19).

Os pilares P22, P23 e P24 da fachada norte apresentam estados bastante similares quanto à tipologia das fissuras. Na cota 3,65 m, logo abaixo da viga V205, aparecem fissuras médias que se desenvolvem a partir da face leste, em direção à face norte. Note-se que estas fissuras aumentam de abertura no sentido leste-oeste, ou seja, do P22 em direção ao P24 (anexos B.20 a B.22). Na altura do peitoril das janelas, na cota 2,00 m, aparecem fissuras a partir da face oeste em direção ao norte, com aumento de abertura no mesmo sentido anterior, isto é, de leste para oeste. Pelo lado interno, aparecem fissuras que partem do peitoril em direção ao piso, na interface dos pilares com as alvenarias, como mostram as fotos F52 (anexo B.20), F55 e F56 (anexo B.21) e F59 (anexo B.22).

O pilar P25, situado no canto norte/oeste do prédio, apresenta fissuras muito semelhantes ao de seu companheiro oposto (P9) no canto sul/oeste, embora com menor intensidade. Logo acima da viga V205, na cota 4,20 m, a partir da face leste do pilar, desenvolve-se fissura média em direção à face norte, estendendo-se até a alvenaria da platibanda, no sentido horizontal (foto F62, anexo B.23). Na cota 3,65 m, logo abaixo do fundo desta mesma viga (foto F60, anexo B.23), também ocorre fissura similar. A partir da face oeste do pilar, existem três níveis de fissuras intensas a partir da cota 2,00 m do peitoril, que se estendem pela face norte do pilar e pela parede da fachada oeste (foto F61, anexo B.23). Pelo lado interno do prédio, na interface leste do pilar com a alvenaria da fachada, desenvolve-se fissura que se estende do piso em direção ao peitoril, conforme ilustra a foto F63 (anexo B.23).

Na alvenaria externa da fachada sul, entre os pilares P6 e P7, aparecem fissuras horizontais nos pilaretes de alvenaria entre as janelas, na interface com a viga V201, que se prolongam a partir da aresta superior das janelas com esta viga, em direção à viga de cintamento, em ângulo de 45°, aproximadamente (anexo B.24). Na altura do

peitoril das janelas, fissuras horizontais se estendem no sentido oeste-leste, a partir da aresta inferior (foto F65, anexo B.24). A foto F66 mostra que a fissura que inicia junto ao cintamento diminui de abertura à medida que se propaga em direção ao peitoril da janela.

No vão compreendido entre os pilares P8 e P9 aparece fissura de grande dimensões na interface da alvenaria com o fundo da viga V201, que se abre na direção leste-oeste, atravessando a verga da janela rumo ao pilar P9 (foto F67, anexo B.25), que também apresenta a mesma fissura, já descrita acima (ver fotos F41 e F44, anexo B.17). A ação que provocou esta fissura se estendeu através da janela e ocasionou a quebra do primeiro vidro da esquadria, contíguo ao fundo da viga (foto F68, anexo B.25). Note-se que esta fissura na realidade, neste trecho, transformada em rachadura, provocou o lascamento do revestimento junto a esquadria. A fissura do pilar P9 acima da viga V201, na cota 4,20 m se estende pela alvenaria da platibanda, no sentido horizontal (F69, anexo B.25).

Na fachada norte, entre os pilares P22 e P24 ocorrem fissuras horizontais nos pilaretes entre as alvenarias, na interface com o fundo da V205 na cota 3,65 m e, na linha do peitoril na cota 2,00 m, no sentido oeste-leste, como mostram as fotos F70 a F72, anexo B.26.

No interior do auditório, as fissuras na parede sul, dentro da sala de som, se propagam logo abaixo do fundo da viga V201 (foto F73, anexo B.27), com grande intensidade, no mesmo sentido da fissuras do lado externo comentadas acima (foto F67, anexo B.25). Esta fissura atravessa a parede leste da cabine de som e continua, na mesma parede, em direção leste (foto F76, anexo B.28). Ainda dentro da cabine, a parede que divide esta do palco encontra-se fissurada desde o canto superior do visor de vidro até o piso, tanto do lado interno da cabine (foto F75, anexo B.27) quanto externo (foto F77, anexo B.28). Na junção desta parede com a da fachada oeste, pelo lado interno, existe descolamento na interface de ambos, tanto no lado de dentro da cabine (foto F74, anexo B.27) quanto do lado externo (foto F78, anexo B.28), sendo mais aberta junto ao piso do que sob a viga V215.

Na fachada norte, próximo à parede da sala de apoio e ao pilar P25, existe fissura horizontal com grande abertura, entre a alvenaria e o fundo da viga V205 (foto F81, anexo B.29), com a mesma tipologia e posição da fissura observada na parede oposta, na fachada sul (foto F76, anexo B.28). A parede que divide a sala de apoio com o palco também apresenta fissura inclinada a 45°, no sentido do teto em direção ao canto da verga da porta de acesso (foto F79, anexo B.29), tendo sido constatada também fissura na interface desta parede com a da fachada oeste (foto F80, anexo B.29), em posição semelhante a existente na cabine de som (fotos F74 e F78).

Na laje de cobertura do auditório, pela face interna, constata-se fissura de pequena abertura no sentido longitudinal, posicionada aproximadamente a 2/3 da largura do prédio, que parte da fachada oeste e se dirige no sentido leste, aproximadamente até a linha de pilares P6-P22 (anexo A.10).

### **ANÁLISE DAS FISSURAS**

Com o objetivo de sistematizar a análise das fissuras, a tabela 1 a seguir resume a posição, orientação, frequência e intensidade das fissuras, em função de sua localização, ou seja, Lancheria e Auditório, fachadas sul e norte.

Observando-se esta tabela, constata-se o seguinte:

- a) no sentido longitudinal, a frequência e a abertura das fissuras diminui do centro do prédio em direção às fachadas leste e oeste, sendo menores e menos frequentes no centro, a partir da linha dos pilares P5-P21, em direção à linha dos pilares P1-P16 na fachada leste, e dos pilares P9-P25 da fachada oeste;
- b) no sentido transversal, a quantidade e abertura das fissuras é mais elevada na fachada sul do que na fachada norte. Isto quer dizer que a quantidade e abertura das fissuras da lancheria, na linha de pilares P1 a P4 da fachada sul é menor do que os da linha dos pilares P16 a P18 da fachada norte; assim como do auditório, na linha P5 a P9 da fachada sul em relação à linha P21 a P25 da fachada norte;
- c) os pilares que fazem parte da estrutura de interligação entre o prédio e a passarela de acesso aos demais blocos, respectivamente P14, P15 e P19 a P21 (anexo A.9),



que se situam no setor da lancheria e na zona central do prédio, não apresentaram fissuras aparentes a olho nu;

d) os pilares localizados nos cantos do prédio, P9, P16 e P25 apresentaram a maior intensidade de abertura de fissuras, juntamente com o P8 da fachada sul. Estes pilares de canto foram os únicos que apresentaram fissuras na cota 4,20 m, imediatamente acima da face superior das vigas longitudinais V201 e V205, cujas fissuras se propagaram para a alvenaria das platibandas (ver fotos F13, anexo B.7, F62, anexo B.23, e F69, anexo B.25). Somente o pilar P1 no canto sul/leste não se constatou este comportamento, embora possa ter apresentado fissuras que não puderam ser levantadas, pois existe um painel de propaganda na fachada encobrendo a platibanda na cota citada (foto A, anexo B.1). Note-se que o sentido de abertura das fissuras aumenta do canto norte/leste para ao P16, do canto sul/leste para os P8 e P9 e do canto norte/leste para o P25.

e) as fissuras da lancheria, fachada sul, cota 3,65 m, localizadas no topo do pilar, imediatamente abaixo do fundo da V201, mostram fissuras ascendentes, em quantidade e abertura, do pilar P4, no centro do prédio, em direção ao P1, isto é, no sentido oeste-leste. Estas fissuras são mais acentuadas no canto de encontro das faces sul/oeste de cada pilar. Da mesma forma, no auditório, nesta mesma fachada sul, comportam-se as fissuras a partir do P5 em direção ao P9, ou seja, no sentido contrário, leste-oeste. Estas fissuras são mais acentuadas no canto de encontro das faces sul/leste de cada pilar;

f) na mesma cota 3,65 m, embora na fachada norte, na lancheria, as fissuras aumentam de abertura e frequência do pilar P18 em direção ao P16, no sentido oeste-leste, sendo mais abertas a partir do canto das faces norte/oeste de cada pilar. No auditório, da mesma forma, aumentam do P21 em direção do P25, no sentido contrário leste-oeste, sendo que as fissuras são maiores a partir do canto de encontro das faces norte/leste de cada pilar;

g) na cota 2,00 m, no centro do pilar, fachada sul, não aparecem fissuras na lancheria, na linha de pilares P1 a P4, enquanto que no auditório, nos pilares P9 a P7, observa-se intenso aumento na quantidade e abertura nesta cota, no sentido oeste-leste, em especial no pilar de canto P9, cujas maiores aberturas se situam no canto de encontro das faces sul/oeste;

h) na fachada norte, cota 2,00 m, lancheria, apenas o P16 mostra fissuração de canto, com abertura máxima no encontro das faces norte/leste, enquanto que, no auditório, as fissuras aumentam em abertura e quantidade do P25 ao P22, no sentido oeste-leste, em especial no P25, com abertura maior no encontro das faces norte/oeste;

i) na cota 0,35 m, logo acima da viga de cintamento V101, aparecem fissuras nos pilares P1 a P4, na fachada sul da lancheria, contornando as faces leste, sul e oeste. Nos demais pilares não foram constatadas fissuras perceptíveis neste nível;

j) assim como nos pilares, as maiores fissuras das alvenarias de tijolos se situam nas extremidades leste e oeste do prédio, ou seja, próximas às linhas de pilares P1-P16 e P2-P17 na lancheria (bar e diretório de letras) e P8-P24 e P9-P25 no auditório (cabine de som e sala de apoio). As fissuras que ocorrem nas alvenarias situadas na zona central do prédio são, em geral, de menor intensidade (saguão do auditório e adjacências);

k) as fissuras em alvenaria da lancheria, que se desenvolvem de modo inclinado nas paredes, possuem abertura decrescente do piso para o teto, no sentido oeste-leste, quando longitudinais. No auditório, aparecem da mesma maneira que no setor anterior, embora com abertura decrescente no sentido leste-oeste;

l) as fissuras na alvenaria, na lancheria, que se desenvolvem horizontalmente no sentido longitudinal, apresentam abertura máxima no sentido leste-oeste e, as que aparecem no auditório, no sentido oeste-leste, da mesma maneira como acontece naquelas da platibanda, nos cantos do prédio. (ISAIA, 2001, p. 5-15 passim)

TABELA 4.1 – Localização e intensidade das fissuras dos pilares (ISAIA, 2001, p. 12)

		LANCHERIA				AUDITÓRIO				
FACHADA SUL	Pilar/ Cota	<b>P1</b> <b>F1</b> <b>a</b> <b>F3</b>	<b>P2</b> <b>F4</b> <b>a</b> <b>F7</b>	<b>P3</b> <b>F7</b> <b>a</b> <b>F9</b>	<b>P4</b> <b>F10</b> <b>a</b> <b>F12</b>	<b>P5</b> <b>F28</b> <b>a</b> <b>F29</b>	<b>P6</b> <b>F30</b> <b>a</b> <b>F32</b>	<b>P7</b> <b>F33</b> <b>a</b> <b>F36</b>	<b>P8</b> <b>F37</b> <b>a</b> <b>F40</b>	<b>P9</b> <b>F41</b> <b>a</b> <b>F45</b>
	4,20 m (topo viga)								┌ xxx	┌ xx
	3,65 m (topo pilar)	┌ xx	┌ xx	┌ x	┌ x	┌ xx	┌ xx	┌ xx	┌ xxx	┌ xx
	2,00 m (centro pilar)							┌ xxx	┌ xxx	┌ xxx
	0,35 m (base pilar)	┌ x	┌ x	┌ x	┌ x					
FACHADA NORTE	Pilar/ Cota	<b>P16</b> <b>F13</b> <b>a</b> <b>F15</b>	<b>P17</b> <b>F16</b> <b>a</b> <b>F17</b>	<b>P18</b> <b>F18</b> <b>a</b> <b>F19</b>		<b>P21</b> <b>F48</b> <b>a</b> <b>F49</b>	<b>P22</b> <b>F50</b> <b>a</b> <b>F52</b>	<b>P23</b> <b>F53</b> <b>a</b> <b>F56</b>	<b>P24</b> <b>F57</b> <b>a</b> <b>F59</b>	<b>P25</b> <b>F60</b> <b>a</b> <b>F63</b>
	4,20 m (topo viga)	┌ xx								┌ x
	3,65 m (topo pilar)	┌ xx	┌ xx	┌ x			┌ xx	┌ xx	┌ xxx	┌ xx
	2,00 m (centro pilar)	┌ xxx					┌ x	┌ xx	┌ xx	┌ xx
Orientação e níveis das fissuras:					Abertura (intensidade) das fissuras:					
<p style="text-align: center;"><b>Sul</b></p> <p style="text-align: center;">Leste <span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 1em; height: 1em; vertical-align: middle;"></span> Oeste</p> <p style="text-align: center;"><b>Norte</b></p>					<p style="text-align: center;"><b>x - fraca &lt; 0,2 mm</b></p> <p style="text-align: center;"><b>xx - média 0,2 a 1,5 mm</b></p> <p style="text-align: center;"><b>xxx - forte &gt; 1,5 mm</b></p>					

As Figuras 4.1 a 4.11 a seguir traduzem visualmente parte do acima transcrito, objetos também ratificados através das inspeções oculares realizadas durante o desenvolvimento desta dissertação.

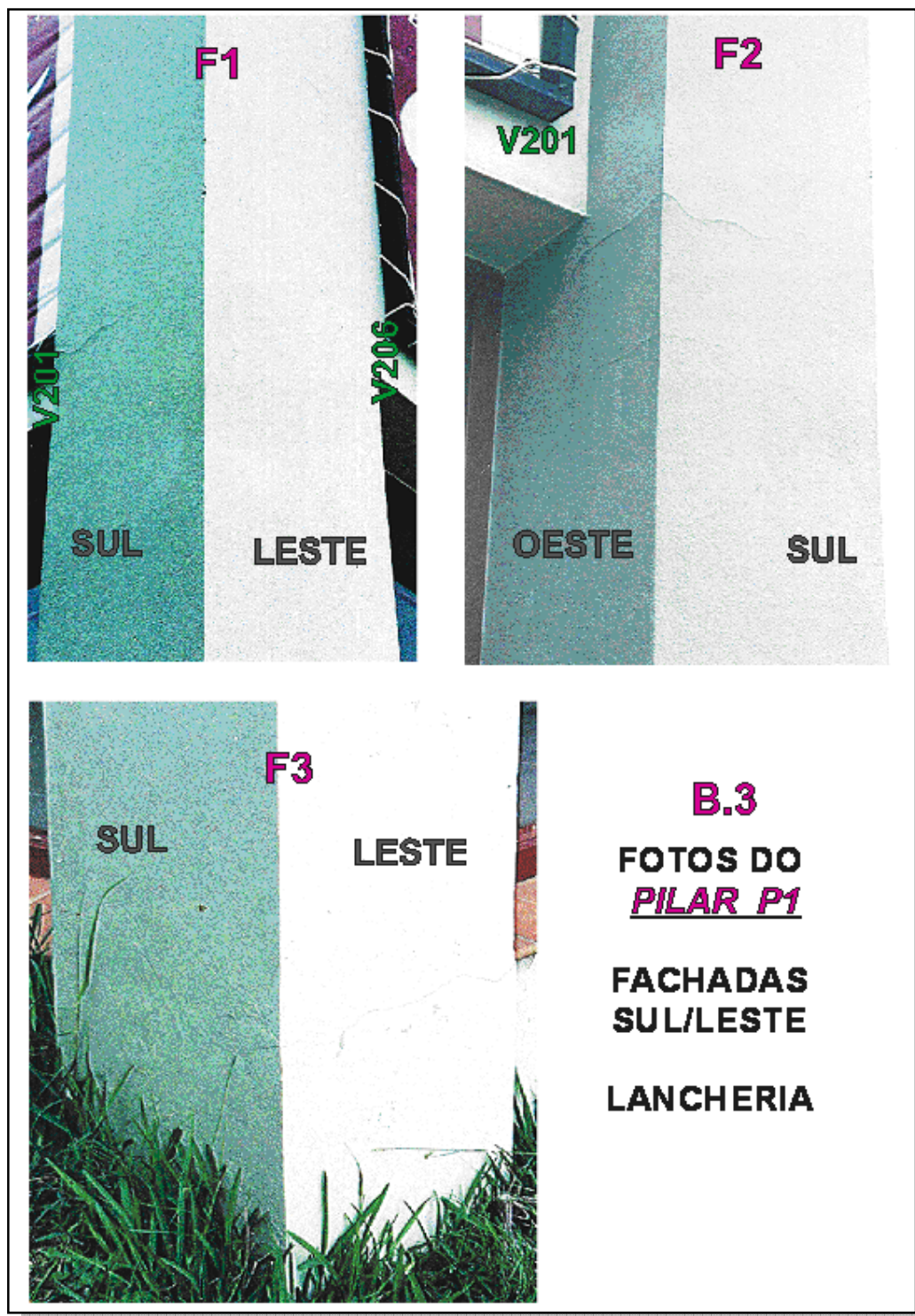


Figura 4.1 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P1, fachadas sul e leste da lancheria (ISAIA, 2001, p. 46)

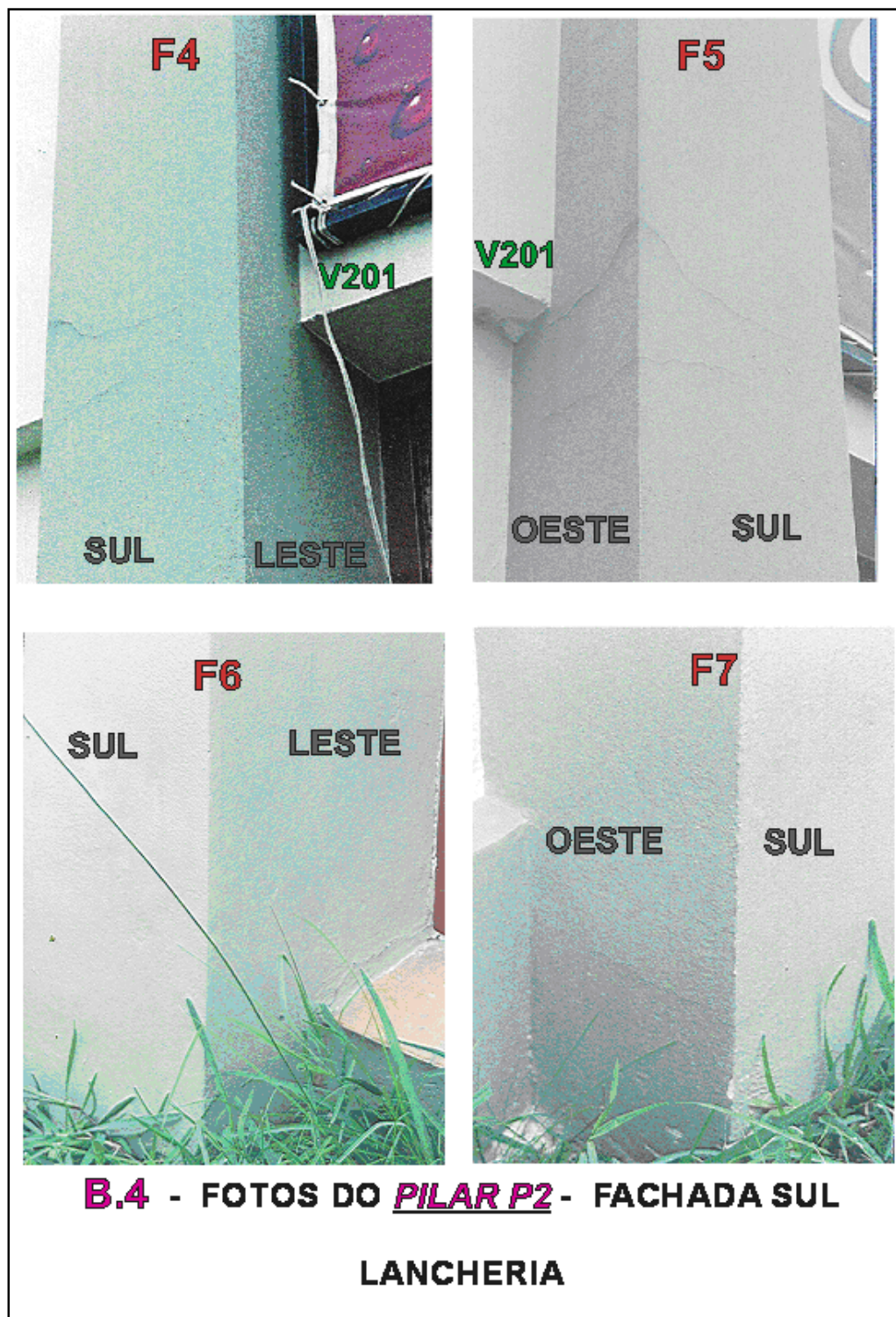


Figura 4.2 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P2, fachada sul da lancheria (ISAIA, 2001, p. 47)

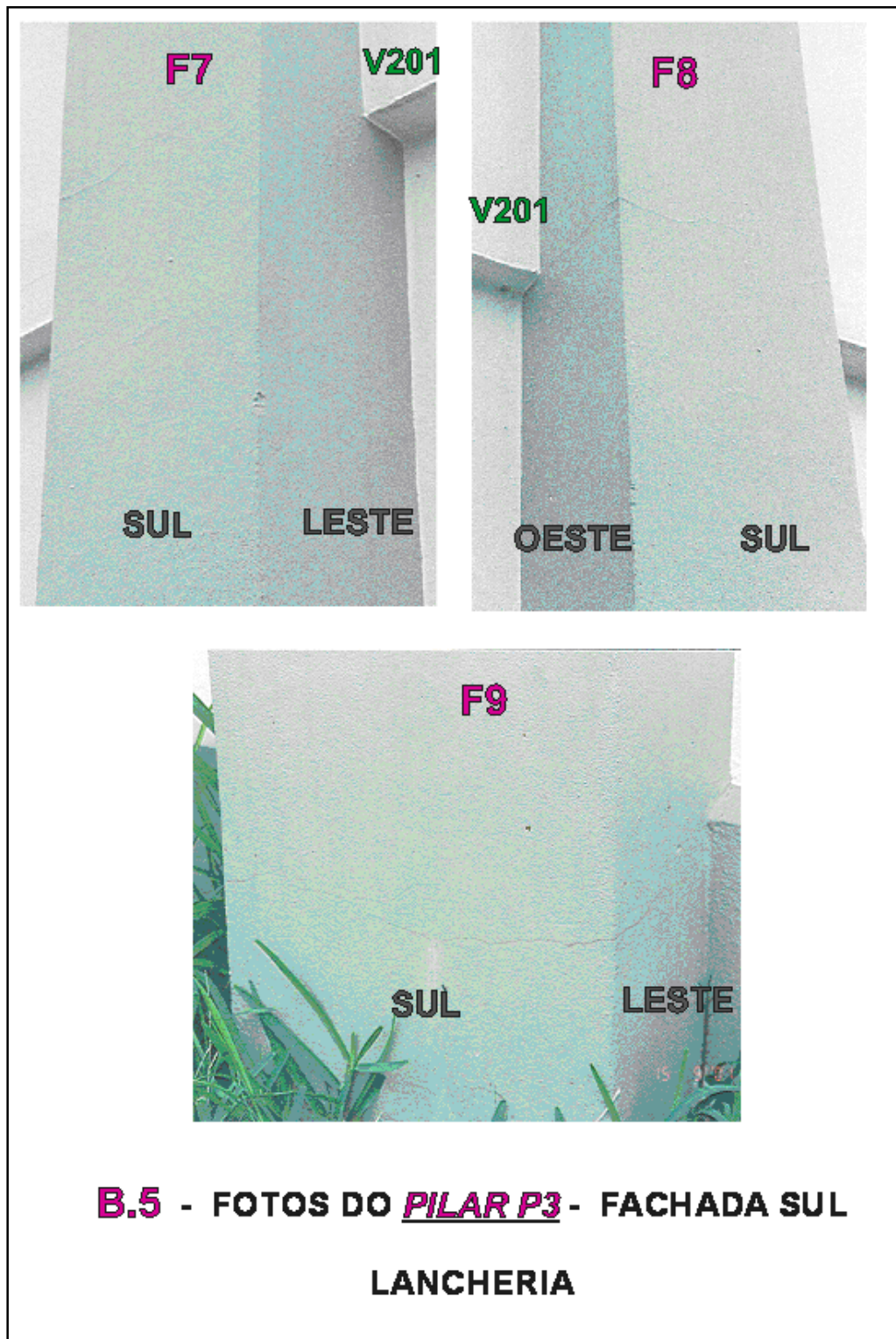


Figura 4.3 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P3, fachada sul da lancheria (ISAIA, 2001, p. 48)

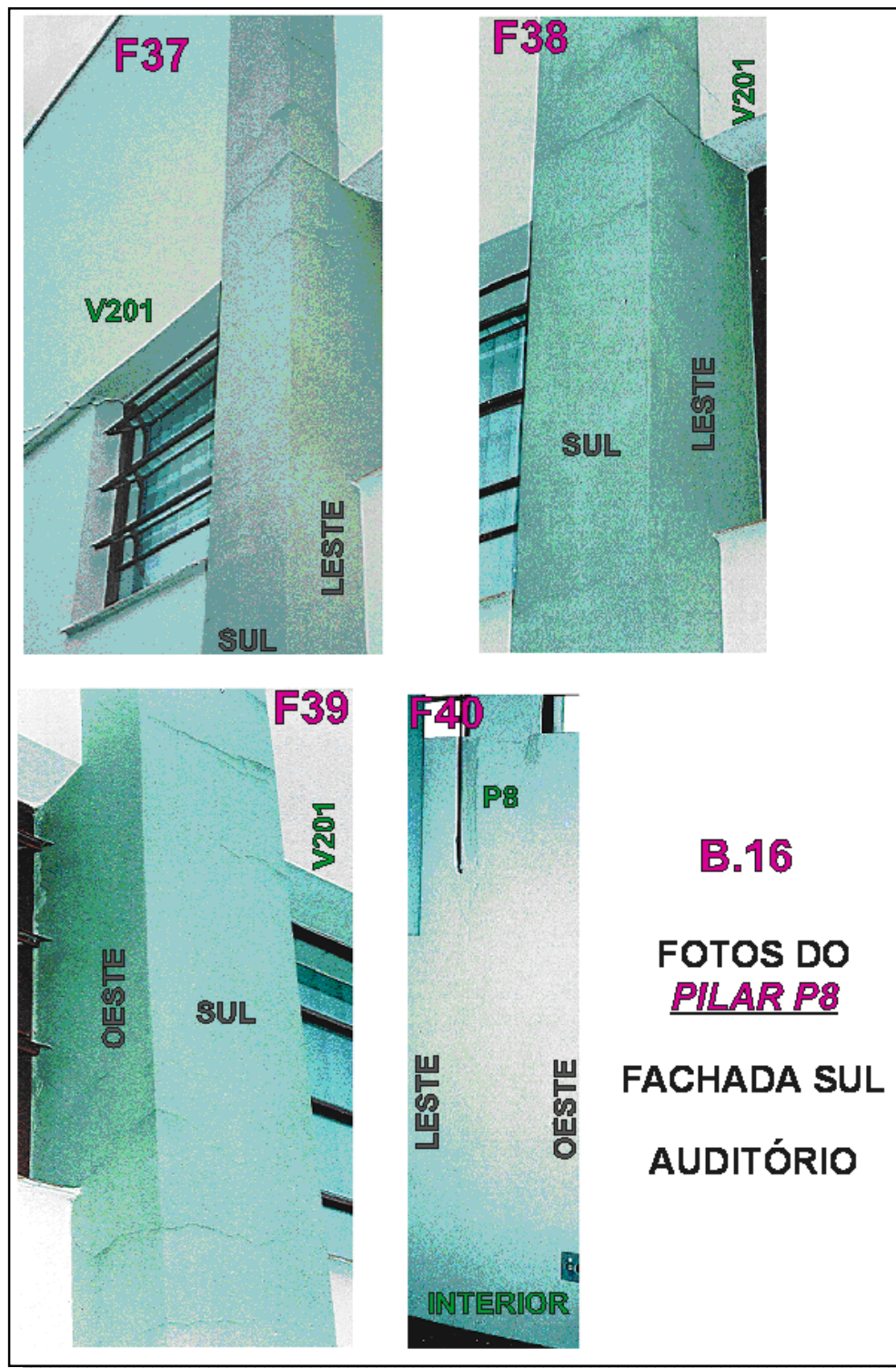


Figura 4.4 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P8, fachada sul do auditório (ISAIA, 2001, p. 59)



Figura 4.5 – Fotos de fissuras manifestando-se no pilar P9, fachada sul do auditório (ISAIA, 2001, p. 60)

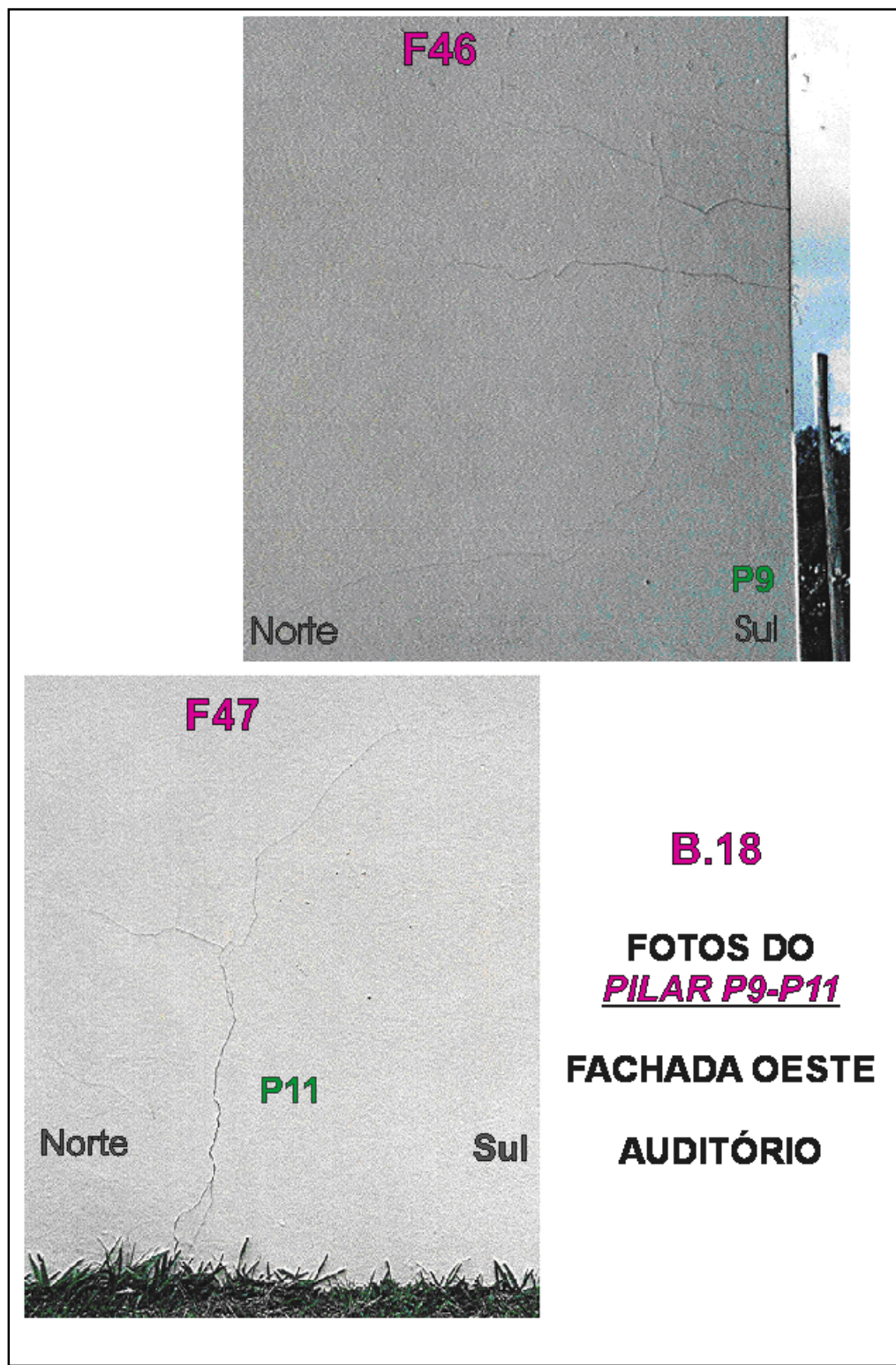


Figura 4.6 – Fotos de fissuras manifestando-se nos pilares P9 e P11, fachada oeste do auditório (ISAIA, 2001, p. 61)



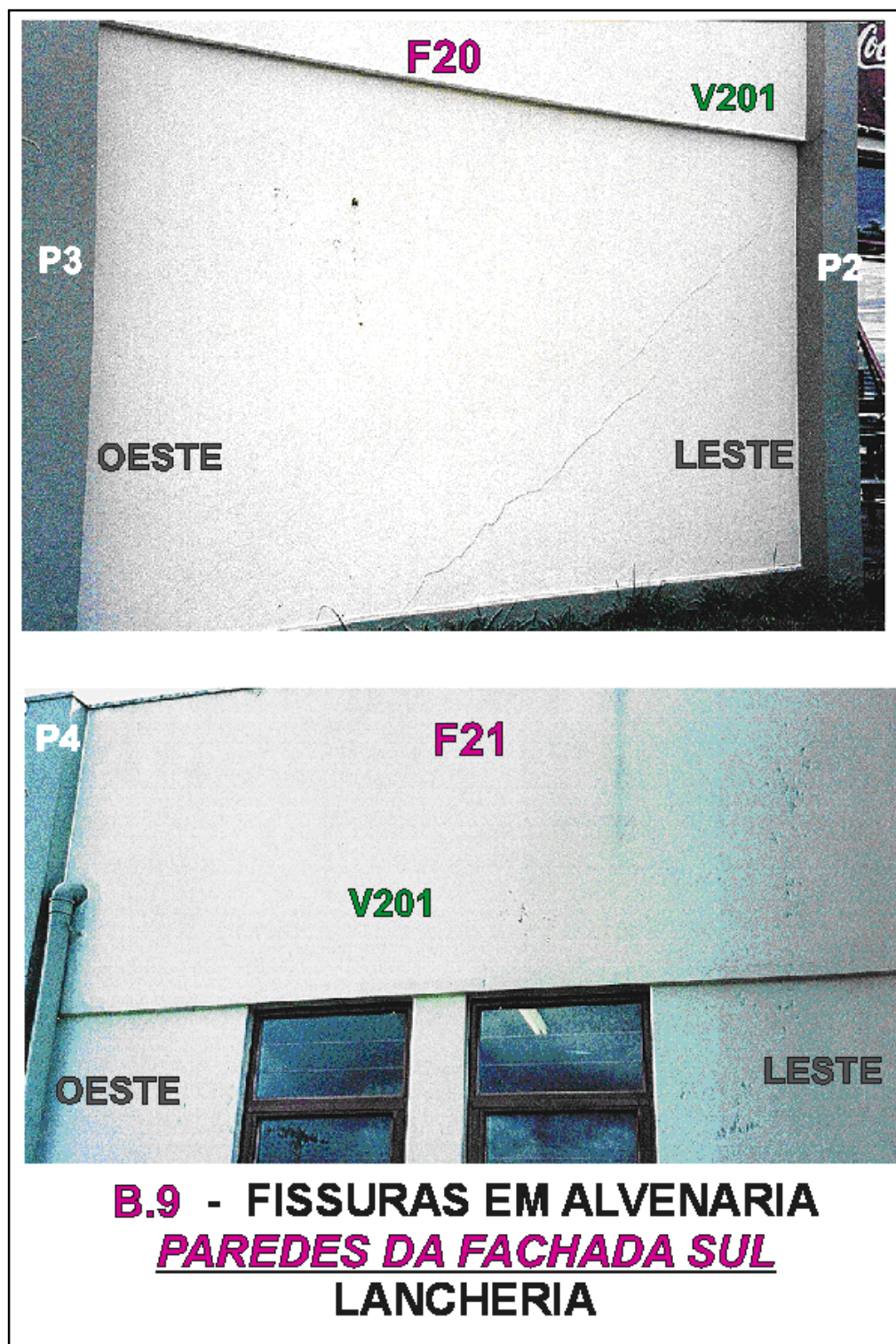


Figura 4.7 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes externas de alvenaria na fachada sul (ISAIA, 2001, p. 52)



Figura 4.8 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes internas de alvenaria na lancheria (ISAIA, 2001, p. 54)



Figura 4.9 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes internas de alvenaria na lancheria e Diretório de Letras (ISAIA, 2001, p. 55)

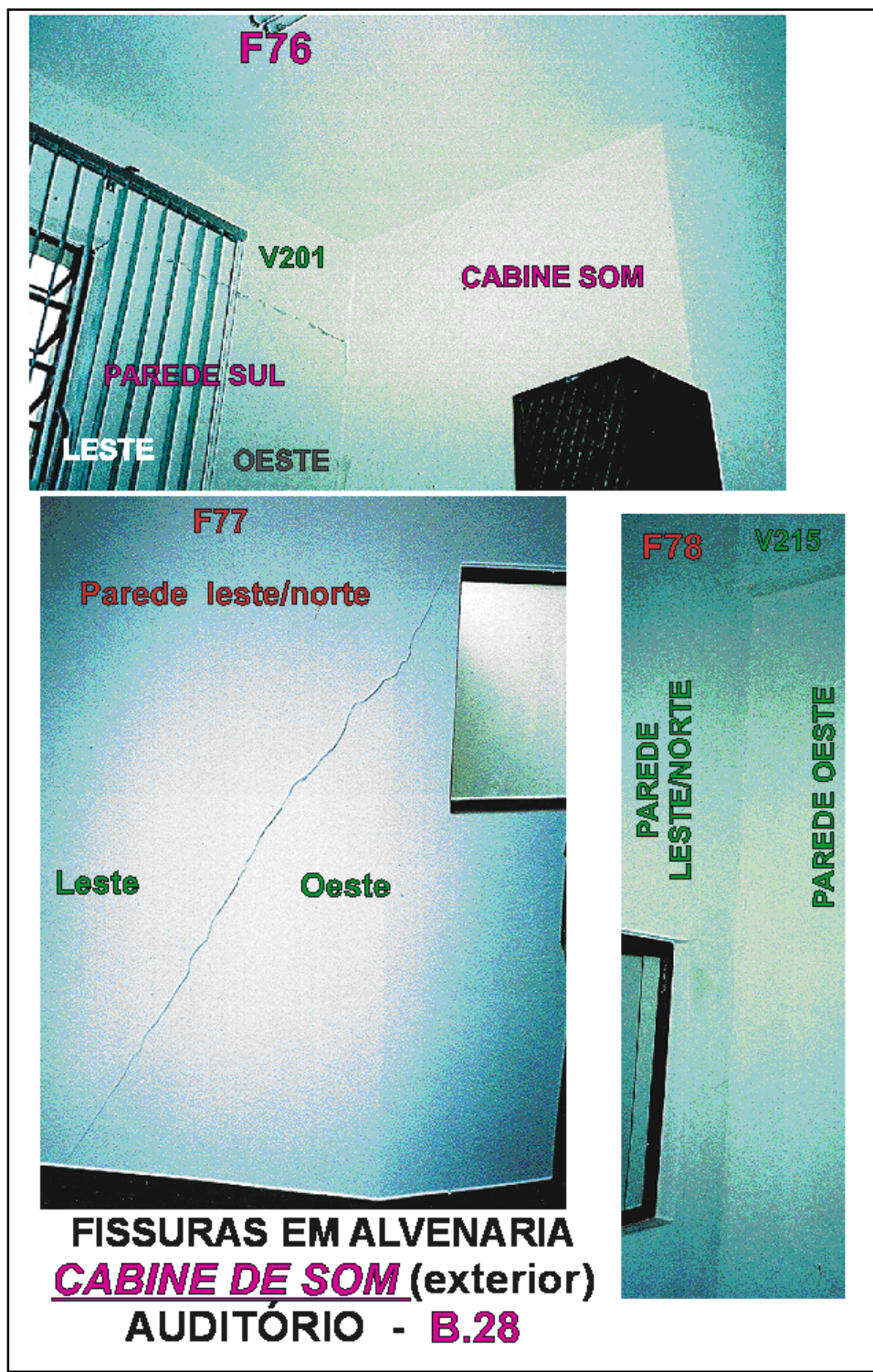


Figura 4.10 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes internas de alvenaria na cabine de som do auditório (ISAIA, 2001, p. 71)

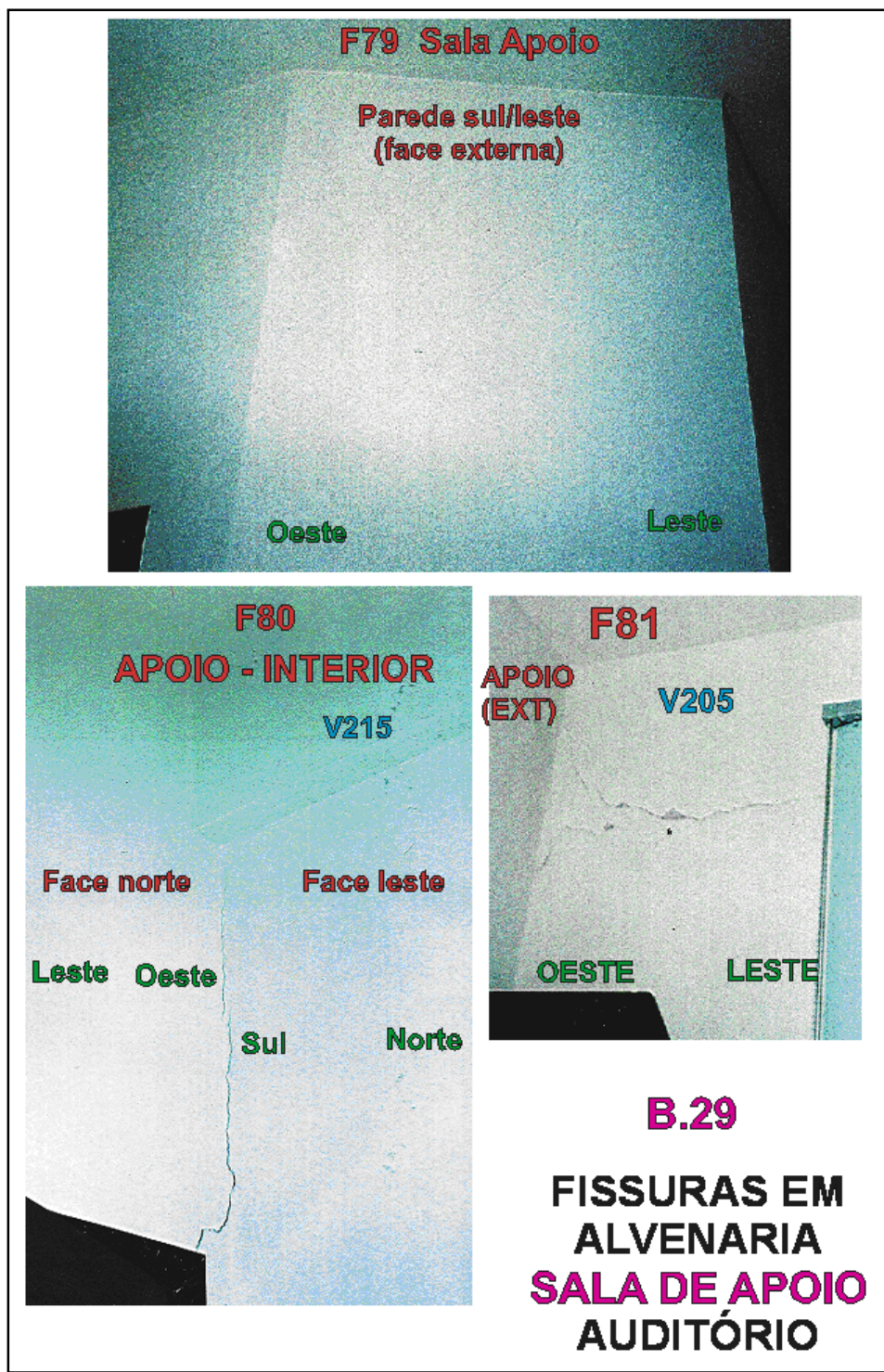


Figura 4.11 – Fotos de fissuras manifestando-se em paredes internas de alvenaria na sala de apoio do auditório (ISAIA, 2001, p. 72)

#### 4.2.2 Anamnese

Analisando-se documentações legais e técnicas pertinentes à obra do Auditório do Centro de Educação da Universidade Federal de Santa Maria, verifica-se que aos 13 dias do mês de novembro de 1997, a Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), representada pelo Magnífico Reitor Prof. Odilon Antônio Marcuzzo do Canto e a empresa Alcides S. Milani Construções Ltda., representada pelo Sr. Clóvis Antônio Milani, firmam o contrato de nº. 113/97. Este contrato tem por objeto a execução da obra de construção dos Blocos A1 e A2, Torre 2 e Auditório do Centro de Educação, este último em análise nesta dissertação, todos integrantes do complexo predial Centro de Educação (Prédio 16), no Campus da UFSM, sob forma de empreitada por preço global, sob regime de execução indireta, incluindo material e mão-de-obra, de acordo com o que prescreve a Lei 8.666, de 21/06/1993, alterada pela Lei 8.883, de 08/06/1994; Lei 9.069, de 29/06/1995 e Legislação Complementar.

Destaque-se ainda subcláusula única da cláusula primeira do objeto, a qual deixa explícito que “A obra será executada de acordo com as disposições expressas nas especificações técnicas particularizadas, plantas e o orçamento analítico, material fornecido pela CONTRATANTE, que também integram o presente Contrato, conforme artigo 52, do Decreto 73.140, de 09.11.73, independente de transcrição” (UFSM, Departamento de Material e Patrimônio, Contrato nº. 113/97, 1997, p. 1).

Também das referidas documentações e dos correspondentes projetos técnicos, constata-se a autoria dos projetos arquitetônicos do Prédio 16 como atribuída a Coordenadoria de Planejamento Físico (PROPLAN), da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM). Para o trabalho de sondagens no solo de fundação e os desenvolvimentos dos projetos estruturais, tanto das estruturas de fundações, como das superestruturas, consta como contratada a empresa Portonovo Empreendimentos e Construções Ltda., tendo esta subcontratado os projetos de fundações com a empresa Milititsky Consultoria Geotécnica – Engenheiros Associados S/C Ltda. e os projetos para as superestruturas de concreto armado com a empresa Projetos Estruturais Estádio 3, sendo, portanto, estas últimas as autoras dos respectivos projetos. As sondagens para estudo das fundações foram realizadas pela também subcontratada Tecnosolo S/A.

Do histórico relativo à construção das estruturas de fundação do Centro de Educação (Prédio 16), verifica-se através de comprovação documental, a ocorrência de problemas

construtivos caracterizados por desaprumo executivo em algumas estacas executadas no Bloco C1 integrante deste complexo. Encontra-se também disponibilizado laudo técnico elaborado pela empresa projetista das fundações, indicando soluções para os respectivos problemas construtivos ocorridos. No tangente às fundações do Auditório nenhuma particularidade em relação a problemas construtivos encontra-se documentada ou em anamnese relatada, o que corrobora posicionamento apresentado em 4.2.1 de não haver interação causal relacionando patologias a possíveis recalques diferenciais nas estruturas de fundação.

A fiscalização técnica da obra foi conduzida pelo Engenheiro Civil Hélio Jobim Filho, representando a Coordenadoria de Planejamento e Fiscalização (COPLAFI), sendo a Coordenadoria de Obras e Projetos representada pelo Engenheiro Eletricista Edison Andrade da Rosa, ambas vinculadas a Prefeitura da Cidade Universitária da UFSM.

Informações obtidas em documentação referente ao controle tecnológico do concreto utilizado na obra (ensaios de compressão realizados pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Santa Maria), registros contidos no Diário de Obras e também, conforme consta no Laudo Técnico (ISAIA, 2001), informações colhidas junto à fiscalização da obra, demonstram que as concretagens relativas aos pilares e à estrutura de cobertura ocorreram respectivamente nos meses fevereiro e março de 1998, sendo pela fiscalização observado que as retiradas das formas ocorreram aos 28 dias após as respectivas concretagens.

A resistência característica à compressão do concreto aos vinte e oito dias ( $f_{ck_{28}}$ ) foi estabelecida por projeto em 15 MPa.

Analisando-se documentos relacionados ao Relatório Prontomix nº. 206 datados de abril e maio de 1998, correspondendo a ensaios de compressão de corpos de prova integrantes do controle tecnológico supracitado e, certificada a compatibilidade amostral com a execução da estrutura de forro do Auditório (mês 03/1998), constata-se resultados apresentando tensões de ruptura à compressão superiores ao limite estabelecido em projeto. Verifica-se ainda, através de uma análise estatística sobre os resultados obtidos para as amostragens parciais constantes nos ensaios do relatório acima referido, conforme se demonstra no próximo capítulo “Exames complementares e tratamentos teóricos associados”, a obtenção de um valor estimado da resistência característica à compressão aos vinte e oito dias ( $f_{ck_{28est}}$ ) compatível com a resistência característica limite especificada no projeto.

Destaque-se que o traço utilizado para confecção do concreto da estrutura foi orientado em Ensaio de Dosagem Experimental de Concreto realizada pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil do Centro de Tecnologia da UFSM, sendo apresentado em relatório definitivo datado de 09 de junho de 1997, sob Certificado nº. 18.890.

Aos 30 dias do mês de outubro de 1998 a empresa Portonovo Empreendimentos e Construções Ltda. informa através de ofício a UFSM, em atenção a COPLAFI, que as obras contratadas encontram-se concluídas e em condições de vistoria, solicitando o Termo de Recebimento Provisório. Ainda neste referido documento solicita concessão de prazo adicional ao contratual para eliminação total das pendências que forem verificadas, de acordo com o previsto em oitava cláusula contratual.

Aos 26 dias do mês de janeiro de 1999 a UFSM, através da Comissão de Recebimento de Obras, procede a vistoria final nas obras, realizando o exame dos serviços executados.

Após vistoria a Comissão conclui que os trabalhos foram realizados satisfatoriamente, de acordo com os projetos, detalhes e especificações previstas em contrato, recebendo em definitivo as obras e serviços em pauta.

Informações constantes na anamnese apresentada em Isaia (2001) atestam que as primeiras fissuras foram constatadas a partir de 2 ou 3 meses após o término das alvenarias, o que, também corroborado no Diário de Obras, reporta o evento para junho ou julho de 1998, meses apresentando baixas temperaturas ambientes. Nesta data a estrutura do prédio encontrava-se submetida a ações proporcionadas em seu primeiro ciclo térmico verão-inverno, sofrendo os efeitos de uma contração volumétrica global.

Da documentação pertinente à obra, requerimento emitido pela Coordenadoria de Obras e Manutenção da Prefeitura da Cidade Universitária da UFSM, em 02 de agosto de 1999, solicita a Construtora Alcides S. Milani Construções Ltda. pronto atendimento em relação aos consertos para os problemas de rachaduras e goteiras apresentados no anfiteatro do Prédio 16.

A resposta por parte da Construtora Alcides S. Milani Construções Ltda. à solicitação acima citada, datada de 12 de agosto de 1999, informa o deslocamento de uma equipe de técnicos para a obra, tendo esta verificado e examinado as patologias, como também fotografado o prédio para estudo posterior. Este documento solicita ainda, com a finalidade de obter um melhor resultado para a sua análise, o envio da confirmação do cálculo da superestrutura e das fundações do “Prédio 16”, salientando o anfiteatro (Auditório), e



englobando todos os setores da obra tendo por ela executor (contrato nº. 113/97 anteriormente citado).

Um terceiro requerimento emitido pelo Coordenador de Obras e Manutenção da Prefeitura da Cidade Universitária da UFSM, Engenheiro Eletricista Edison Andrade da Rosa, datado de 16 de agosto de 1999, solicita à empresa Portonovo Empreendimentos e Construções Ltda. a confirmação dos cálculos da superestrutura e fundações dos Blocos AI e AII, como também do auditório do “Prédio 16”, justificando a referida solicitação no fato do prédio do Auditório estar apresentando várias fissuras. Destaca ainda que a confirmação dos cálculos foi solicitada à coordenadoria pela empresa executora da respectiva obra.

## **5 EXAMES COMPLEMENTARES E TRATAMENTOS TEÓRICOS ASSOCIADOS**

Conforme anteriormente objetivado e no próximo capítulo em pormenores desenvolvido, para verificações dos estados limites de serviço, como também avaliações das intensidades dos esforços a que estão sujeitos os elementos estruturais da edificação e conseqüentemente suas alvenarias, submeteu-se a superestrutura de concreto armado a análises estruturais pelo Método dos Elementos Finitos.

Para o desenvolvimento destas análises é utilizado o programa computacional *SAP2000 Advanced 11.0.0*, estando considerada a natureza múltipla dos carregamentos atuantes, destacando-se especialmente entre estes as ações de origem nas variações térmicas. Em relação a essas últimas, foram determinadas as amplitudes correspondentes aos gradientes térmicos de máxima e de mínima, ambas em torno do valor estimado para a temperatura ambiente característica do período de construção da referida superestrutura.

Além da adequada consideração dos carregamentos atuantes, faz-se necessário o conhecimento de outros parâmetros referenciais intrínsecos à estrutura analisada, tais como: geometria global e dos elementos estruturais componentes; propriedades e características físicas e químicas dos materiais constituintes quando da sua construção, no início das manifestações patológicas e no estágio atual da sua vida útil, temporizado aqui por datas correspondentes a ensaios pertinentes, realizados na própria estrutura durante o desenvolvimento desta dissertação.

Neste capítulo estão apresentados os seguintes exames complementares e tratamentos teóricos associados à obtenção de parâmetros, todos visando à aplicação matemática do Método dos Elementos Finitos nas análises estruturais da edificação:

- a) determinação dos gradientes térmicos de máxima e de mínima, em torno do valor estimado para a temperatura ambiente característica do período de construção da superestrutura;
- b) avaliações da dureza superficial do concreto em áreas da superestrutura, através do esclerômetro de reflexão, visando correlações complementares;
- c) obtenção do valor estimado da resistência característica à compressão do concreto na idade correspondente ao início dos problemas patológicos;
- d) determinação do módulo de elasticidade secante do concreto para a idade correspondente ao início dos problemas patológicos;

e) outras propriedades pertinentes à superestrutura e às alvenarias de fechamento.

### 5.1 Determinação dos gradientes térmicos de máxima e de mínima

Através de levantamento realizado junto ao Centro de Meteorologia da Universidade Federal de Santa Maria, foram obtidas as temperaturas máximas e mínimas diárias ocorridas no período compreendido por janeiro de 1997 a julho de 2002. Observe-se que as medições das respectivas temperaturas foram efetuadas em estação meteorológica instalada no campus universitário da UFSM, portanto, em localização geográfica vizinha ao prédio em estudo.

O correspondente relatório contemplando as referidas medições auferidas pelo Centro de Meteorologia da UFSM não foi transcrito ao corpo desta dissertação dada a grande extensão do documento, estando, porém, o mesmo disponibilizado junto ao respectivo órgão.

A partir dos dados coletados, foram desenvolvidas as Tabelas 5.1 e 5.2 a seguir apresentadas, contemplando os levantamentos das temperaturas máximas e mínimas diárias ocorridas nos meses de fevereiro e março de 1998, bem como outros parâmetros destas temperaturas derivados. Esses dois meses compreendem, conforme consta na anamnese, o período no qual foi executada a superestrutura do Auditório.

**Tabela 5.1 – Levantamento das temperaturas máximas e mínimas medidas na UFSM para o mês 02/1998, incorporando cálculos associados**

Dia	Mês	Ano	Temperatura máxima do dia	Temperatura mínima do dia	Variação diária da temperatura	Temperatura média do dia	Diferença entre extremos e a temp. média do dia
			<i>T<sub>máx</sub> (°C)</i>	<i>T<sub>mín</sub> (°C)</i>	<i>ΔT<sub>d</sub> (°C)</i>	<i>T<sub>méd</sub> (°C)</i>	<i>ΔT<sub>méd</sub> (°C)</i>
1	2	1998	25,4	22,7	2,7	24,05	1,35
2	2	1998	31,2	20	11,2	25,6	5,6
3	2	1998	28,8	21,3	7,5	25,05	3,75
4	2	1998	26,8	21,6	5,2	24,2	2,6
5	2	1998	29	22,8	6,2	25,9	3,1
6	2	1998	30,2	22,7	7,5	26,45	3,75
7	2	1998	26,8	22,2	4,6	24,5	2,3
8	2	1998	28,6	21,2	7,4	24,9	3,7
9	2	1998	23,8	19,8	4	21,8	2
10	2	1998	25,4	17,8	7,6	21,6	3,8
11	2	1998	23	13,5	9,5	18,25	4,75
12	2	1998	23,6	11,6	12	17,6	6
13	2	1998	27,4	15,3	12,1	21,35	6,05
14	2	1998	30,2	16,7	13,5	23,45	6,75

Dia	Mês	Ano	Temperatura máxima do dia	Temperatura mínima do dia	Varição diária da temperatura	Temperatura média do dia	Diferença entre extremos e a temp. média do dia
			<i>T<sub>máx</sub></i> (°C)	<i>T<sub>mín</sub></i> (°C)	$\Delta T_d$ (°C)	<i>T<sub>méd</sub></i> (°C)	$\Delta T_{méd}$ (°C)
15	2	1998	28,4	20	8,4	24,2	4,2
16	2	1998	30,4	20	10,4	25,2	5,2
17	2	1998	30	18,4	11,6	24,2	5,8
18	2	1998	30,2	19,5	10,7	24,85	5,35
19	2	1998	29,4	22	7,4	25,7	3,7
20	2	1998	32,2	21,2	11	26,7	5,5
21	2	1998	32,8	23,2	9,6	28	4,8
22	2	1998	28,6	21	7,6	24,8	3,8
23	2	1998	29,8	19,8	10	24,8	5
24	2	1998	31,6	22,5	9,1	27,05	4,55
25	2	1998	27	23,2	3,8	25,1	1,9
26	2	1998	31,6	20,4	11,2	26	5,6
27	2	1998	26,6	22	4,6	24,3	2,3
28	2	1998	23,2	18,2	5	20,7	2,5

**Tabela 5.2 – Levantamento das temperaturas máximas e mínimas medidas na UFSM para o mês 03/1998, incorporando cálculos associados**

Dia	Mês	Ano	Temperatura Máxima do dia	Temperatura mínima do dia	Varição diária da temperatura	Temperatura média do dia	Diferença entre extremos e a temp. média do dia
			<i>T<sub>máx</sub></i> (°C)	<i>T<sub>mín</sub></i> (°C)	$\Delta T_d$ (°C)	<i>T<sub>méd</sub></i> (°C)	$\Delta T_{méd}$ (°C)
1	3	1998	22,2	17,6	4,6	19,9	2,3
2	3	1998	27,8	18,6	9,2	23,2	4,6
3	3	1998	30,8	18	12,8	24,4	6,4
4	3	1998	34,6	18,8	15,8	26,7	7,9
5	3	1998	34	23,4	10,6	28,7	5,3
6	3	1998	34,8	22,8	12	28,8	6
7	3	1998	32,6	25,4	7,2	29	3,6
8	3	1998	33,6	23,8	9,8	28,7	4,9
9	3	1998	31,4	23,6	7,8	27,5	3,9
10	3	1998	25,2	21	4,2	23,1	2,1
11	3	1998	23,6	11,6	12	17,6	6
12	3	1998	20,4	15,8	4,6	18,1	2,3
13	3	1998	21	17,9	3,1	19,45	1,55
14	3	1998	23,2	17,4	5,8	20,3	2,9
15	3	1998	25,2	16,6	8,6	20,9	4,3
16	3	1998	25,6	14,5	11,1	20,05	5,55
17	3	1998	19,9	16,5	3,4	18,2	1,7
18	3	1998	28	17,8	10,2	22,9	5,1
19	3	1998	26	18,6	7,4	22,3	3,7
20	3	1998	27,4	19,2	8,2	23,3	4,1
21	3	1998	26	15,2	10,8	20,6	5,4
22	3	1998	29,2	18,5	10,7	23,85	5,35
23	3	1998	30	19,6	10,4	24,8	5,2
24	3	1998	28,2	19	9,2	23,6	4,6

Dia	Mês	Ano	Temperatura	Temperatura	Varição diária	Temperatura média	Diferença entre extremos
			Máxima do dia <i>T<sub>máx</sub></i> (°C)	mínima do dia <i>T<sub>mín</sub></i> (°C)	da temperatura $\Delta T_d$ (°C)	do dia <i>T<sub>méd</sub></i> (°C)	e a temp. média do dia $\Delta T_{méd}$ (°C)
25	3	1998	21,2	13,2	8	17,2	4
26	3	1998	21,6	8,2	13,4	14,9	6,7
27	3	1998	17,2	10,6	6,6	13,9	3,3
28	3	1998	27,6	15	12,6	21,3	6,3
29	3	1998	25,2	14	11,2	19,6	5,6
30	3	1998	25	14,2	10,8	19,6	5,4
31	3	1998	26,4	12	14,4	19,2	7,2

### 5.1.1 Parâmetros complementares obtidos a partir dos dados coletados

- Média aritmética das temperaturas médias diárias para período compreendido por fevereiro e março de 1998:

$$\text{Média } T_{méd} = \Sigma T_{méd} (\text{°C}) / n^{\circ} \text{ dias} = 1.357,95^{\circ}\text{C} / 59 = 23,016^{\circ}\text{C} \approx 23^{\circ}\text{C} = 73,4^{\circ}\text{F} \quad (5.1)$$

- Temperatura máxima diária ocorrida no período compreendido por fevereiro de 1998 a julho de 2002:

$$\text{Maior } T_{máx} = 38,6^{\circ}\text{C} = 101,5^{\circ}\text{F} \text{ (dia 27 de dezembro de 1999)} \quad (5.2)$$

- Temperatura mínima diária ocorrida no período compreendido por fevereiro de 1998 a junho de 2002:

$$\text{Menor } T_{mín} = -2,9^{\circ}\text{C} = 26,8^{\circ}\text{F} \text{ (dia 14 de julho de 2000)} \quad (5.3)$$

- Máxima diferença entre a temperatura máxima diária (*Maior T<sub>máx</sub>*) ocorrida no período compreendido por fevereiro de 1998 a junho de 2002 e média aritmética das temperaturas médias diárias (*Média T<sub>méd</sub>*) dos meses de fevereiro e março de 1998:

$$\text{Maior } T_{máx} - \text{Média } T_{méd} = 38,6^{\circ}\text{C} - 23^{\circ}\text{C} = 15,6^{\circ}\text{C} = 60,1^{\circ}\text{F} \quad (5.4)$$

- Máxima diferença entre a temperatura mínima diária ocorrida no período compreendido por fevereiro de 1998 a junho de 2002 (*Menor T<sub>mín</sub>*) e média aritmética das temperaturas médias diárias dos meses de fevereiro e março de 1998 (*Média T<sub>méd</sub>*):

$$\text{Média } T_{méd} - \text{Menor } T_{mín} = 23^{\circ}\text{C} - (-2,9^{\circ}\text{C}) = 25,9^{\circ}\text{C} = 78,6^{\circ}\text{F} \quad (5.5)$$

### 5.1.2 Cálculos dos gradientes térmicos de máxima

Conforme estudo desenvolvido por Latta (1976 apud THOMAZ, 1989), anteriormente apresentado na revisão bibliográfica, a temperatura que atua superficialmente nas faces externas de paredes e lajes expostas à radiação solar pode ser estimada em função da temperatura do ar ( $t_A$ ) e do coeficiente de absorção solar ( $a$ ).

Segundo a teoria, superfícies de cor clara que não possuam isolamento térmico, quando expostas à radiação solar poderão ter sua temperatura máxima superficial, expressada em graus fahrenheit (°F), estimada pela equação:  $T_{máx.} = t_A + 75^a$ , onde o valor de “ $a$ ”, para materiais não-metálicos de cor cinza-claro pode ser adotado como igual a 0,65, logo:

$$T_{máx} = 101,5 + 75 \cdot 0,65 = 150,3^{\circ}\text{F} = 65,7^{\circ}\text{C} \quad (5.6)$$

O aumento da temperatura superficial de um material exposto à radiação solar, em relação à temperatura ambiente, deve-se ao fenômeno denominado de absorbância, caracterizado pela absorção e armazenamento da energia solar incidente.

Ainda de acordo com Latta (1976 apud THOMAZ, 1989, p. 21), “sob efeito da radiação direta do sol a temperatura de paredes com pouca massa entra em equilíbrio em períodos inferiores a 1 hora...”.

O prédio do Auditório possui cobertura executada com telhas de cimento amianto, tipo ondulada, espessura de 6,0 mm, cor cinza-claro, sem isolamento térmico, possuindo pouco sistema de ventilação instalado em algumas telhas e cumeeiras. Dada a pouca espessura da cobertura torna-se evidente o rápido equilíbrio térmico que ali ocorre. Nestas condições, o ar contido entre a cobertura e a superfície superior da laje de forro em concreto armado, sem

isolamento térmico, atinge temperatura da mesma ordem de grandeza da incidente nas telhas, podendo inclusive esta última ser superada em função de efeito estufa formado neste colchão de ar.

Baseando-se nos cálculos acima apresentados, pode-se considerar a superfície superior da laje de forro como submetida a uma temperatura da ordem de  $65,7^{\circ}\text{C}$ , ou seja, em equilíbrio com o colchão de ar circundante.

Considerando-se também, apesar de precário, a existência de um sistema de ventilação instalado em algumas telhas e cumeeiras (ver Figura 3.8), pode-se admitir em função deste uma atenuação na intensidade da temperatura no interior do telhado.

Portanto, para efeito de cálculo do gradiente térmico de máxima atuante na estrutura de forro de prédio, adotou-se como parâmetro referencial superior a temperatura de  $60^{\circ}\text{C}$ .

Logo, o correspondente gradiente térmico de máxima equivale a:

$$60^{\circ}\text{C} - 23^{\circ}\text{C} (\text{Média } T_{\text{méd}}) = 37^{\circ}\text{C} \quad (5.7)$$

Para as temperaturas máximas atingidas nas superfícies externas das estruturas das fachadas norte, leste e oeste, todas caracterizadas por pintura em cor cinza-claro e sem possuir isolamento térmico, admite-se a consideração de uma redução na temperatura máxima calculada. Tal justifica-se pelo fato da radiação solar atingir estas superfícies verticais com ângulos de incidência variáveis ao longo do dia, porém nunca perpendicularmente. Outro fator a considerar como atenuante é a eventual presença de sombras proporcionadas por obstáculos de vizinhança.

Para cálculo do gradiente térmico de máxima atuante nas estruturas das fachadas norte, leste e oeste, adotou-se como parâmetro referencial superior a temperatura de  $54^{\circ}\text{C}$ , resultante da aplicação de um fator redutor de 10% sobre a temperatura máxima considerada na estrutura de forro.

Portanto, este gradiente térmico de máxima equivale a:

$$54^{\circ}\text{C} - 23^{\circ}\text{C} (\text{Média } T_{\text{méd}}) = 31^{\circ}\text{C} \quad (5.8)$$

Para as superfícies estruturais externas da fachada sul, praticamente não insolada, como também para os elementos estruturais do interior da edificação (exceto estrutura do forro), foi adotada a temperatura máxima diária ocorrida no período compreendido entre

fevereiro de 1998 e julho de 2002 (incluídos os extremos) como parâmetro referencial superior, qual seja: *Maior T<sub>máx.</sub>* = 38,6°C (dia 27 de dezembro de 1999), por aproximação majorada a 40°C.

Este gradiente térmico de máxima equivale a:

$$40^{\circ}\text{C} - 23^{\circ}\text{C} (\text{Média } T_{\text{méd}}) = 17^{\circ}\text{C} \quad (5.9)$$

### 5.1.3 Cálculo do gradiente térmico de mínima

Para cálculo do gradiente térmico de mínima adotou-se como parâmetro referencial inferior, para toda a superestrutura da edificação, a temperatura mínima diária ocorrida no período compreendido entre fevereiro de 1998 e junho de 2002, incluídos os extremos: *Menor T<sub>mín</sub>* = -2,9°C (dia 14 de julho de 2000).

Logo, o gradiente térmico de mínima equivale a:

$$-2,9^{\circ}\text{C} - 23^{\circ}\text{C} (\text{Média } T_{\text{méd}}) = -25,9^{\circ}\text{C} \approx -26^{\circ}\text{C} \quad (5.10)$$

### 5.1.4 Orientação normativa

Conforme destacado no subitem a.2.3.2 da revisão bibliográfica, a NBR 6118 (ABNT, 2003), no capítulo 11, subitem 11.4.2.1 (*Variações uniformes de temperatura*), estabelece que a variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, pode ser considerada uniforme, dependendo sua avaliação do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem.

Estabelece ainda o referido subitem normativo:

De maneira genérica podem ser adotados os seguintes valores:

a) para elementos estruturais cuja menor dimensão seja inferior ou igual a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;...

A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra. (ABNT, 2003, p. 56-57)



Em relação a essa orientação normativa, julga-se apropriado tecer algumas considerações pertinentes. Tais justificam-se na relevante vinculação do tema ali abordado ao embasamento teórico proposto nesta dissertação; quais sejam:

- A determinação dos gradientes térmicos de máxima e de mínima desenvolvida através dos critérios técnicos assumidos nesta dissertação demonstra conduzir a faixas de variações térmicas maiores do que as consideradas como aceitáveis pela NBR 6118 (ABNT, 2003). A título de exemplo, para as lajes de forro concluiu-se por variações térmicas equivalentes a incremento de 37°C e diminuição de 25,9°C, as quais pela prescrição normativa poderiam ser avaliadas como incrementos de 31,9 °C ou 36,5 °C e diminuições de 13 °C ou 8 °C, observada a faixa de oscilação e aplicada respectivamente nos seus limites de 10°C ou 15°C ali estabelecidos;
- A NBR 6118 (ABNT, 2003) admite a consideração de uma variação uniforme de temperatura da estrutura causada globalmente pela variação da temperatura atmosférica e pela insolação direta. Pelos parâmetros referenciados neste trabalho fica demonstrado que as avaliações da amplitude e da taxa de variação da temperatura de um elemento estrutural exposto à radiação solar irão depender da atuação combinada dos seguintes fatores: intensidade da radiação solar (direta ou difusa); absorvância da superfície do componente à radiação solar; emitância da superfície do componente; condutância térmica superficial, bem como diversas outras propriedades térmicas dos materiais de construção, dentre as quais: calor específico, massa específica aparente e coeficiente de condutibilidade térmica. Segundo Latta (1976 apud THOMAZ, 1989), para uma adequada análise das movimentações térmicas experimentadas por determinado elemento material, é fundamental o conhecimento do ciclo de temperatura a que este esteve submetido, determinando-se tanto as intensidades extremas de temperatura do ciclo, como também a velocidade com que ocorreram as variações térmicas. Dado ao exposto, no tocante às ações de origem nas variações de temperatura, concluímos ser de fundamental importância uma consideração particularizada em regiões que compõem a estrutura da edificação, setorizando-a a partir de parâmetros referenciais tais como: orientação solar das faces externas expostas, revestimentos ou outras proteções dispostas sobre a região estrutural, cores dos elementos

expostos à insolação, dentre outros. Portanto, a permissão da NBR 6118 (ABNT, 2003) em admitir uma resultante única de variação uniforme de temperatura aplicada globalmente em toda a estrutura nos parece inadequada, uma vez destacada a gama de fatores que merecem atenção no processo de busca de uma correta avaliação quanto a este tipo de ação.

## **5.2 Avaliações da dureza superficial do concreto em áreas da superestrutura objetivando correlações complementares**

Tendo-se por finalidade as avaliações da dureza superficial do concreto em locais diversos da superestrutura do Auditório e, a partir dos resultados obtidos, procederem-se correlações complementares na obtenção de um valor característico para este concreto, foram desenvolvidos ensaios utilizando-se o esclerômetro de reflexão.

Para as realizações destes ensaios observou-se o método de avaliação prescrito na NBR 7584 (ABNT, 1995), sendo utilizado esclerômetro de reflexão modelo K95038, tipo N, fabricação da empresa James Instruments Inc., Chicago, USA, de propriedade do Laboratório de Materiais de Construção Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Santa Maria (LMCC - UFSM).

Da aferição do aparelho resultou um coeficiente de correção do índice esclerométrico ( $k$ ) igual a 1,024.

O trabalho de campo foi realizado nos dias 22/04/2003 e 23/04/2003, tendo sido objeto de estudo 41 (quarenta e uma) áreas de ensaio, escolhidas de forma a ser possibilitada uma avaliação abrangente e representativa para a superestrutura em análise.

Considerando-se a significativa dispersão das patologias presentes na superestrutura, critérios de distribuição geométrica e uniformidade foram adotados na localização das áreas de ensaio.

Do total das 41 (quarenta e uma) áreas ensaiadas, em 36 (trinta e seis) o esclerômetro foi aplicado na posição horizontal (AE1 a AE36), correspondendo esta a laterais de pilares e vigas. Nas 5 (cinco) áreas restantes (AE37 a AE41), o aparelho foi aplicado na posição vertical, de baixo para cima, correspondendo estas a faces inferiores de lajes de forro. Em cada área de ensaio foram efetuados nove impactos.

Tendo-se por base as prescrições metodológicas da supracitada NBR 7584, somente para a área AE3 o ensaio esclerométrico foi rejeitado.

Adiante estão apresentados os Quadros 5.1, 5.2 e 5.3, como também a Tabela 5.3.

Nos Quadros 5.1 e 5.2. encontram-se transcritos os valores individuais dos índices esclerométricos obtidos em cada área de ensaio. O Quadro 5.3 apresenta a correção dada aos índices esclerométricos obtidos para impactos não horizontais, no caso aplicada às áreas de ensaio AE37 a AE41.

AE1			AE2			AE3		
46	45	46,5	46	45	47	38	45	32
38	39	45	41	40	41	40	40	38
44	39	40	42	42	43	42	48	48
AE4			AE5			AE6		
32	36	40	36	32	30	31	31	37
42	42	38	36	36	32	33	32	36
40	38	39	31	30	31	33	32	36
AE7			AE8			AE9		
36	39	39	42	40	42	43	43	42
36	39	38	42	38	37	42	39	46
35	36	36	40	38	37	46	40	44
AE10			AE11			AE12		
38	38	40	36	32	34	32	39	41
39	41	40	30	38	40	44	39	38
38	39	38	36	38	38	36	39	38
AE13			AE14			AE15		
39	39	40	36	36	34	34	36	34
38	36	35	37	38	36	36	39	42
35	37	36	34	34	34	40	36	38
AE16			AE17			AE18		
40	37	36	32	36	35	30	33	34
35	38	36	40	34	37	32	30	32
37	39	40	39	34	38	32	32	32

**Quadro 5.1 – Índices esclerométricos individuais obtidos nas áreas de ensaio AE1 a AE18 (%)**

AE19			AE20			AE21			AE22		
40	38	36	38	36	34	37	34	32	40	38	36
35	40	40	38	38	36	32	36	34	37	36	35
38	36	36	37	36	37	36	36	35	35	38	36
AE23			AE24			AE25			AE26		
30	38	34	33	36	37	37	34	32	31	36	34
40	37	38	36	38	39	37	35	32	36	34	34
36	35	37	40	38	40	32	32	33	32	34	32
AE27			AE28			AE29			AE30		
34	30	30	37	40	40	38	38	40	38	35	34
34	32	32	40	38	37	36	38	38	36	38	36
36	32	32	36	38	40	37	36	38	35	34	33
AE31			AE32			AE33			AE34		
30	36	34	36	35	36	38	36	37	32	34	32
38	36	37	38	40	36	37	40	38	32	35	34
34	34	33	38	38	36	36	35	38	38	38	38
AE35			AE36			AE37			AE38		
40	44	40	34	36	30	46	46	48	46	47	46
40	38	40	34	30	32	46	42	47	46	48	48
42	40	38	31	32	34	45	48	46	49	49	48
AE39			AE40			AE41					
44	43	43	44	45	45	48	46	47			
46	43	44	44	44	44	46	46	46			
43	43	46	44	44	43	45	46	47			

**Quadro 5.2 – Índices esclerométricos individuais obtidos nas áreas de ensaio AE19 a AE41 (%)**

Correção das indicações do martelo teste para impactos não-horizontais				
Valor do rebote $R\alpha$	Correção para o ângulo de inclinação $\alpha$			
	Para cima		Para baixo	
10	+90°	+45°	-45°	-90°
20	-5,4	-3,5	+2,5	+3,4
30	-4,7	-3,1	+2,3	+3,1
40	-3,9	-2,6	+2,0	+2,7
50	-3,1	-2,1	+1,6	+2,2
60	-2,3	-1,6	+1,3	+1,7

Fonte: Manual de Instruções do esclerômetro de reflexão modelo K95038, tipo N, fabricação da empresa James Instruments Inc., Chicago, USA.

**Quadro 5.3 – Correção de índice esclerométrico para impactos não horizontais**

Por sua vez, a Tabela 5.3 apresenta o tratamento estatístico para os índices esclerométricos coletados, resultando, para cada área de ensaio normativamente aceito, na obtenção do índice esclerométrico médio (*IE*) e do índice esclerométrico médio efetivo (*IEe*). Complementarmente estão calculados a média e o desvio-padrão para a amostra coletada.

A partir dos valores da média  $\bar{X} = 38,58\%$  e do desvio-padrão  $S = 3,81\%$  obteve-se uma avaliação estimada do índice esclerométrico médio efetivo para a amostra (*IEe est amostra*), admitindo-se uma distribuição normal e um intervalo de confiança de 90%, como segue:

$$IEe \text{ est amostra} = \bar{X} - 1,65 S = 38,58\% - 1,65 \cdot 3,81\% = 32,29\% \quad (5.11)$$

Com o índice de 32,29%, através de ábaco constante no manual de instruções do esclerômetro utilizado, conseguiu-se correlação estimativa para a resistência característica à compressão (*fckest*) equivalendo esta a 27,6 MPa, considerada a data do ensaio.

### **5.3 Obtenção do valor estimado da resistência característica à compressão do concreto na idade correspondente ao início dos problemas patológicos**

Da anamnese transcreve-se a seguir algumas informações pertinentes ao tema agora desenvolvido. Elas contemplam parâmetros necessários ao tratamento teórico para a obtenção do valor estimado da resistência característica à compressão do concreto, considerada a idade do mesmo quando do aparecimento das patologias incidentes.

Destaque-se:

- Informações obtidas em documentos relacionados ao controle tecnológico, este realizado pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSM, demonstram que as concretagens correspondentes à estrutura de cobertura do Auditório ocorreram no mês de março de 1998;
- Também apontam para este período o Diário de Obras e o Laudo Técnico (ISAIA, 2001), estando referenciada a concretagem dos pilares da meso-estrutura para o mês de fevereiro de 1998;

**Tabela 5.3 – Valores estatísticos dos resultados obtidos por ensaio de esclerometria realizado na estrutura de concreto armado do Auditório do Centro de Educação da UFSM**

Identificação das áreas de ensaio	Posição do esclerômetro	Índice esclerométrico médio $IE^*$ (%)	Índice esclerométrico médio efetivo $IEe=IE \cdot k^{**}$ (%)	Média (%)	Desvio-padrão (%)
1	Horizontal	43,06	44,09	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n IE_i}{N} = \frac{152,32}{40} = 38,08$	$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (IE_i - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{59,10}{40}} = 1,21$
2	Horizontal	43,00	44,03		
3	Horizontal	Ensaio rejeitado	-		
4	Horizontal	39,38	40,33		
5	Horizontal	31,00	31,74		
6	Horizontal	33,29	34,09		
7	Horizontal	37,11	38,00		
8	Horizontal	39,56	40,51		
9	Horizontal	42,78	43,81		
10	Horizontal	39,00	39,94		
11	Horizontal	36,67	37,55		
12	Horizontal	38,57	39,50		
13	Horizontal	37,22	38,11		
14	Horizontal	35,44	36,29		
15	Horizontal	36,63	37,51		
16	Horizontal	37,56	38,46		
17	Horizontal	39,75	37,00		
18	Horizontal	31,89	32,66		
19	Horizontal	37,67	38,57		
20	Horizontal	36,67	37,55		
21	Horizontal	34,67	35,50		
22	Horizontal	36,78	37,66		
23	Horizontal	36,43	37,30		
24	Horizontal	38,00	38,91		
25	Horizontal	33,78	34,59		
26	Horizontal	33,67	34,48		
27	Horizontal	32,00	32,77		
28	Horizontal	38,44	39,36		
29	Horizontal	37,67	38,57		
30	Horizontal	35,44	36,29		
31	Horizontal	35,25	36,10		
32	Horizontal	37,00	37,89		
33	Horizontal	37,22	38,11		
34	Horizontal	34,78	35,61		
35	Horizontal	40,22	41,19		
36	Horizontal	31,13	32,90		
37	Vertical a + 90°	42,58	43,60		
38	Vertical a + 90°	44,14	45,20		
39	Vertical a + 90°	40,30	44,94		
40	Vertical a + 90°	40,54	45,17		
41	Vertical a + 90°	42,94	47,44		

\* A determinação do índice esclerométrico médio apresentado nesta coluna já considera para as áreas de ensaio 37 a 41 a correção para um índice correspondente à posição horizontal (ver quadro 5.2.c).

\*\* Coeficiente de correção do índice esclerométrico em função da aferição do aparelho (k = 1,024).

Observação: O ensaio foi realizado nos dias 22/04/2003 e 23/04/2003.

- Constata-se documentalmente que a resistência característica à compressão do concreto aos vinte e oito dias ( $f_{ck_{28}}$ ) foi estabelecida por projeto em 15 MPa;
- Ensaio de compressão vinculados ao Relatório Prontomix nº. 206 do controle tecnológico acima referido apresentam resultados para 22 corpos de prova cilíndricos rompidos aos 28 dias de idade. Em todos estes ensaios foram verificadas tensões de ruptura superiores ao limite estabelecido em projeto;
- O traço utilizado para confecção do concreto da estrutura foi orientado em Ensaio de Dosagem Experimental de Concreto realizada pelo Laboratório de Materiais de Construção Civil do Centro de Tecnologia da UFSM, sendo apresentado em relatório definitivo datado de 09 de junho de 1997, sob Certificado nº. 18.890;
- As primeiras fissuras foram constatadas a partir de dois ou três meses após o término das alvenarias, reportando o evento para junho ou julho de 1998.

A partir das informações cadastrais e dos resultados obtidos nos relatórios parciais dos ensaios de compressão para os 22 corpos de prova citados, foi elaborada a Tabela 5.4 abaixo apresentada. Nela estão identificados os corpos de prova, datas das moldagens, datas dos ensaios, idade do concreto nas datas dos ensaios e as resistências obtidas nos rompimentos.

Complementarmente foram calculados a média e o desvio-padrão para a amostragem, equivalendo estas respectivamente a 18,93 MPa e 2,18 MPa.

Seguindo-se as prescrições estabelecidas na NBR 12655 (ABNT, 1996), “*Concreto – Preparo, controle e recebimento*”, capítulo 7 (*Ensaio de controle de aceitação*), item 7.2 (*Ensaio de resistência à compressão*), subitem 7.2.3.1 (*Controle estatístico do concreto por amostragem parcial*), foi calculado o valor estimado da resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias de idade efetiva ( $f_{ck_{28est}}$ ), como segue:

$$f_{ck_{28est}} = f_{cm} - 1,65 Sd \quad (5.12)$$

Onde:

$f_{cm}$  = resistência média à compressão dos exemplares do lote, em MPa;

$Sd$  = desvio-padrão do lote para N-1 resultados, em MPa.

Logo:

$$f_{ck_{28est}} = 18,93 - 1,65 \cdot 2,18 = 15,33 \text{ MPa} \quad (5.13)$$

**Tabela 5.4 – Valores estatísticos sobre resultados obtidos nos ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos de concreto do controle tecnológico da estrutura do Centro de Educação da UFSM**

Identificação do C.P.	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade (dias)	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio-padrão (MPa)
1275	6/3/1998	3/4/1998	28	21,0	$\bar{X} = \frac{\sum_{c=1}^N X_c}{N} = \frac{416,5}{22} = 18,93$	$S = \sqrt{\frac{\sum_{c=1}^N (X_c - \bar{X})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{14,41}{21}} = 0,83$
1276	6/3/1998	3/4/1998	28	20,6		
1278	6/3/1998	3/4/1998	28	21,5		
1279	6/3/1998	3/4/1998	28	23,7		
1297	13/3/1998	10/4/1998	28	16,6		
1298	13/3/1998	10/4/1998	28	17,2		
1300	13/3/1998	10/4/1998	28	18,2		
1301	13/3/1998	10/4/1998	28	17,7		
1303	13/3/1998	10/4/1998	28	19,9		
1304	13/3/1998	10/4/1998	28	20,0		
1332	20/3/1998	17/4/1998	28	17,0		
1333	20/3/1998	17/4/1998	28	19,0		
1362	24/3/1998	21/4/1998	28	20,7		
1363	24/3/1998	21/4/1998	28	21,2		
1365	24/3/1998	21/4/1998	28	19,5		
1366	24/3/1998	21/4/1998	28	19,1		
1368	24/3/1998	21/4/1998	28	18,1		
1369	24/3/1998	21/4/1998	28	19,3		
1412	30/3/1998	27/4/1998	28	16,2		
1413	30/3/1998	27/4/1998	28	13,6		
1415	30/3/1998	27/4/1998	28	18,7		
1416	30/3/1998	27/4/1998	28	17,7		

$\bar{X}$  = fcm = resistência média à compressão dos exemplares do lote.

S = Sd = desvio-padrão do lote para N-1 resultados.

Portanto, através da análise estatística sobre as amostragens parciais, verificou-se um valor estimado da resistência característica à compressão aos vinte e oito dias ( $fck_{28est} = 15,33$  MPa) compatível com a resistência característica limite especificada no projeto ( $fck_{28} = 15$  MPa), mostrando-se satisfeito o critério de aceitação estabelecido pela NBR 12655 supracitada, item 7.2, subitem 7.2.4, segundo o qual:

$$fck_{28est} \geq fck_{28} \quad (5.14)$$

Uma vez obtido o valor estimado da resistência à compressão, aos 28 dias de idade, para o concreto utilizado na execução da estrutura de cobertura do Auditório, estimou-se a provável resistência do mesmo na idade correspondente ao aparecimento das patologias em estudo.



Para tal, foi utilizado procedimento baseado em estudo desenvolvido por Helene (1987), tendo este por referência o Modelo de Powers (1968) modificado por Collepardi (1980) e a fórmula clássica apresentada por Sadran, G. & Dellyes (1966), como segue:

$$fcc_j / fcc_{28} = K7 / (K8)^{1/\sqrt{t}} \quad (5.15)$$

Onde:

$fcc_j$  = resistência à compressão do concreto na idade de “j” dias, para uma dada relação água/cimento, em MPa;

$fcc_{28}$  = resistência média à compressão do concreto aos 28 dias de idade, para a mesma relação água/cimento, em MPa;

$K7$  e  $K8$  = constantes que dependem dos materiais;

$t$  = idade do concreto, em dias.

Balizado nesta equação, Helene (1987) obteve relações médias entre a resistência à compressão em qualquer idade e a resistência à compressão aos 28 dias, considerando diferentes relações água/cimento, para distintos tipos de cimento e suas correspondentes classes.

No caso específico do concreto em estudo, do Ensaio de Dosagem Experimental de Concreto anteriormente citado, tem-se:

- Cimento: Marca Itambé, tipo CP II F 32;
- Areia: diâmetro máximo = 2,4 mm e módulo de finura = 2,16;
- Pedra: brita nº. 1 – diâmetro máximo = 19,0 mm e módulo de finura = 6,56; brita nº. 2 – diâmetro máximo = 25,0 mm e módulo de finura = 7,25;
- Fator água/cimento adotado = 0,641.

Para o tipo e classe do cimento utilizado e o fator água/cimento adotado, Helene apresenta a seguinte equação compatível:

$$fcc_j / fcc_{28} = 1,64 / (13,6)^{1/\sqrt{t}} \quad (5.16)$$

Atribuindo-se a  $f_{ccj}$  o parâmetro desejado  $f_{ckjest}$ , para  $f_{cc28}$  o valor encontrado  $f_{ck28est} = 15,33 \text{ MPa}$  e, por fim, à variável “ $t$ ” o tempo, em dias, transcorrido entre a data da realização dos ensaios de compressão e o aparecimento das primeiras manifestações patológicas, considerado como correspondendo há 120 dias, tem-se:

$$f_{ck_{120}est} = 15,33 \cdot 1,64 / (13,6)^{1/\sqrt{120}} = 19,81 \text{ MPa} \quad (5.17)$$

Para efeito de parâmetro utilizado na análise estrutural, adotou-se o valor estimado para a resistência característica à compressão do concreto, na idade efetiva de 120 dias, como sendo de 20,0 MPa.

A título de informação complementar, aplicando-se a mesma expressão, porém, agora considerado o tempo transcorrido até a data do ensaio de esclerometria descrito no item 5.2, e atribuído em 1.855 dias, tem-se:

$$f_{ck_{1.855}est} = 15,33 \cdot 1,64 / (13,6)^{1/\sqrt{1.855}} = 23,66 \text{ MPa} \quad (5.18)$$

A avaliação da resistência do concreto obtida a partir do ensaio de esclerometria apontou, para aquela idade, um valor da ordem de 27,6 MPa, equivalendo a diferença a um percentual de 16,65% a maior em relação ao primeiro.

Comparando-se os valores encontrados, conclui-se ser admitida coerência entre os resultados, uma vez que a NBR 7584 (ABNT, 1995), no seu Anexo A, caracteriza o ensaio esclerométrico como um método de avaliação complementar, assumindo caráter apenas orientativo, quanto utilizado para a medição da resistência à compressão do concreto.

A coerência encontrada entre os valores vem ratificar a aplicabilidade da formulação proposta por Helene (1987).

#### **5.4 Determinação do módulo de elasticidade secante do concreto para a idade correspondente ao início dos problemas patológicos**

Para as verificações dos estados limites de serviço e determinação dos esforços solicitantes, a superestrutura de concreto armado foi analisada considerando-se o seu módulo

de elasticidade secante. Este foi calculado, conforme estabelece a NBR 6118 (ABNT, 2003), capítulo 8, subitem 8.2.8, através da expressão:

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (5.19)$$

Onde:

$E_{cs}$  = módulo de elasticidade secante do concreto, em MPa;

$E_{ci}$  = módulo de deformação tangente inicial do concreto, em MPa.

Por sua vez:

$$E_{ci} = 5.600 f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (5.20)$$

Atribuindo-se para  $f_{ck}$  o valor estimado da resistência característica à compressão do concreto aos 120 dias de idade efetiva ( $f_{ck120est} = 20,0 \text{ MPa}$ ), conforme apresentado em 5.3, tem-se:

$$E_{ci} = 5.600 \cdot 20^{\frac{1}{2}} = 25.043,96 \text{ MPa} \quad (5.21)$$

Logo:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 25.043,96 = 21.287,37 \text{ MPa} \quad (5.22)$$

Como parâmetro utilizado na análise estrutural, adotou-se o valor de 21.287 MPa para o módulo de elasticidade secante do concreto, na idade efetiva de 120 dias.

## 5.5 Outras propriedades pertinentes à superestrutura e às alvenarias de fechamento

A seguir estão definidas outras propriedades físicas relativas à superestrutura e às alvenarias de fechamento. A obtenção destes parâmetros considerou as prescrições estabelecidas na NBR 6118:2003, em seu capítulo 8, bem como orientações obtidas em outras literaturas técnicas pertinentes.

### 5.5.1 Resistência à tração do concreto

A resistência média à tração do concreto ( $f_{ct,m}$ ) pode ser avaliada pela expressão:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (5.23)$$

Onde:

$f_{ct,m}$  e  $f_{ck}$  são expressos em MPa.

Para a idade efetiva de 120 dias, tem-se:

$$f_{ct_{120},m} = 0,3 \cdot 20^{2/3} = 2,21 \text{ MPa} \quad (5.24)$$

### 5.5.2 Massas específicas para o concreto simples e armado

As massas específicas para o concreto simples e armado foram consideradas respectivamente como sendo iguais a 23,54 kN/m<sup>3</sup> e 24,52 kN/m<sup>3</sup>.

### 5.5.3 Coeficiente de dilatação térmica do concreto

Para efeitos de análise estrutural, o coeficiente de dilatação térmica do concreto foi admitido como igual a  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ .

### 5.5.4 Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal para o concreto

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) para o concreto foi tomado como igual a 0,2.

O módulo de elasticidade transversal ( $G_c$ ) foi considerado igual a 40% do módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cs}$ ), expresso em MPa, logo:

$$G_c = 0,4 E_{cs} = 0,4 \cdot 21.287 = 8.515 \text{ MPa} \quad (5.25)$$

#### 5.5.5 Módulo de elasticidade das alvenarias de fechamento

O módulo de elasticidade das alvenarias foi considerado como igual a 5.000 MPa.

#### 5.5.6 Massa específica das alvenarias de fechamento

A massa específica para as alvenarias foi considerada como igual a 14 kN/m<sup>3</sup>.

#### 5.5.7 Coeficiente de dilatação térmica das alvenarias de fechamento

Para efeito de análise estrutural, o coeficiente de dilatação térmica das alvenarias foi admitido como igual a  $5 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ .

#### 5.5.8 Coeficiente de Poisson para as alvenarias de fechamento

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) para as alvenarias foi tomado como igual a 0,25.

## 6 TRATAMENTO MATEMÁTICO ATRAVÉS DE ANÁLISES ESTRUTURAIS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Com o intuito de serem verificados os estados limites de serviço, avaliando-se quantitativamente as intensidades das deformações e dos esforços solicitantes a que estão sujeitos os elementos estruturais da edificação e, por consequência, as suas alvenarias, foram realizadas análises sobre a superestrutura através da aplicação do Método dos Elementos Finitos.

Para o desenvolvimento destas análises é utilizado o programa computacional *SAP2000 Advanced 11.0.0*, sendo consideradas situações de carregamentos atuantes compatíveis com o uso da edificação, destacando-se entre estas as ações de origem nas variações térmicas.

A partir da interpretação dos resultados encontrados nos exames, uma vez satisfeitas as convergências teoricamente esperadas, viabilizou-se diagnóstico baseado na interação comparativa entre as respostas obtidas e as patologias incidentes.

Além da adequada consideração das cargas atuantes, todos os demais parâmetros geométricos e propriedades físico-químicas dos materiais envolvidos, foram obtidos nos projetos arquitetônicos e estruturais pertinentes ou determinados conforme desenvolvimentos apresentados no capítulo 5 desta dissertação.

Estão considerados os seguintes carregamentos e suas possíveis combinações compatibilizadas em diferentes condições de ocorrência simultânea, assumindo-se para as ações coeficientes de ponderação em estado limite de serviço, na condição de combinação rara ( $\gamma = \gamma_2 = 1$ ), segundo item 11.7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2003):

- a) peso próprio da estrutura;
- b) sobrecargas fixas (alvenarias e telhado (estrutura de telhado e cobertura = 0,5 kN/m<sup>2</sup>));
- c) aumento de temperatura (+37 °C para estrutura de forro; +31 °C para fachadas leste, oeste e norte; +17 °C para fachada sul, pilares internos e alvenarias internas);
- d) diminuição de temperatura (-25,9 °C para toda a superestrutura e alvenarias da edificação).

Os gradientes térmicos de +37 °C, + 31 °C, + 17 °C e -25,9 °C foram obtidos conforme demonstrado no capítulo 5, item 5.1, estando considerado como parâmetro referencial a temperatura de +23 °C, correspondente à média aritmética das temperaturas médias diárias para o período compreendido por fevereiro e março de 1998.

As combinações de carregamentos verificadas compreendem:

- Combinação 1: a + b;
- Combinação 2: a + b + c;
- Combinação 3: a + b + d.

Ressalte-se novamente que os valores de cálculo nas combinações acima consideram as ações permanentes e variáveis assumindo seus valores característicos, de acordo com a expressão:

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma F_{q1,k} \quad (6.1)$$

Onde:

$F_{d,ser}$  = valor de cálculo das ações para as combinações de serviço;

$F_{gi,k}$  = valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{q1,k}$  = valor característico das ações variáveis principais diretas.

Não foram consideradas as ações correspondentes à situação de sobrecarga acidental devido ao acesso de pessoas ao telhado, nem as devidas ao vento. A não consideração destas justifica-se no fato das mesmas gerarem composições sem relevância compatível com o quadro patológico incidente.

As análises consideram uma resposta linear da estrutura, admitindo-se, portanto, um comportamento elástico para a mesma. É também admitida a hipótese de variação linear de tensões através das espessuras atribuídas aos elementos.

Os resultados compreendem deformações e esforços solicitantes para as combinações de carregamentos anteriormente referidas. No corpo principal desta dissertação estão apresentados grupos de figuras consideradas como mais representativas, bem como relatórios pertinentes, alguns transcritos parcialmente.

Tal procedimento justifica-se na necessária sintetização das informações, reunindo respostas correlacionadas a regiões caracterizadas por elementos estruturais relevantes na busca do diagnóstico para as patologias incidentes.

## 6.1 Modelo estrutural adotado

No modelo estrutural gerado para estudo com o programa *SAP2000* os pilares e as vigas são tratados como elementos de barras, estando as lajes de forro discretizadas como elementos laminares de casca plana, combinando os comportamentos de placa e de membrana. Estes laminares encontram-se formulados com quatro e três nós, admitindo-se para os mesmos seis graus de liberdade. Exceção destaca-se para os nós que simulam os vínculos externos rígidos ligando os pilares com as fundações. Para estes estão assumidas condições de engastamento indeslocável, proporcionado através das restrições de todos os seus graus de liberdade.

As estruturas de fundação, compreendendo estacas escavadas executadas em concreto armado moldado no local, não foram discretizadas no modelo, uma vez não constatada interação causal relacionando as patologias a possíveis movimentos diferenciais nestas estruturas, conforme constatado através da sintomatologia e exame ocular. Baseado na integridade verificada nestes elementos ratifica-se não haver relevância nas suas discretizações, observada a compatibilidade com o quadro patológico incidente.

As Figuras 6.1 e 6.2 contemplam o completo modelo estrutural adotado, apresentado em perspectiva nordeste e vista superior, respectivamente. Na seqüência, através das Figuras 6.3 a 6.8, perspectivas e vistas superiores destacam somente os elementos de barra, estando representadas as vigas de fundação e de forro, bem como os pilares. Complementando o item, as Figuras 6.9 e 6.10 demonstram em perspectiva e em vista superior as lajes de forro, discretizadas como elementos de casca plana. Por sua vez, a Figura 6.11 identifica a denominação atribuída a cada elemento de barra gerado e a Figura 6.12 identifica a numeração correspondente aos nós relacionados a estes elementos de barra.

Os vínculos externos rígidos ligando os pilares com as fundações encontram-se representados por simbologia específica gerada pelo programa *SAP2000*, assumindo a conformação de engastamento indeslocável.

As dimensões dos elementos estruturais que compõem a superestrutura aqui discretizada obedecem ao descrito no capítulo 3, item 3.1 (Descrição arquitetônica e estrutural do prédio), tendo sido as mesmas aferidas quando das visitas destinadas a vistorias na edificação.



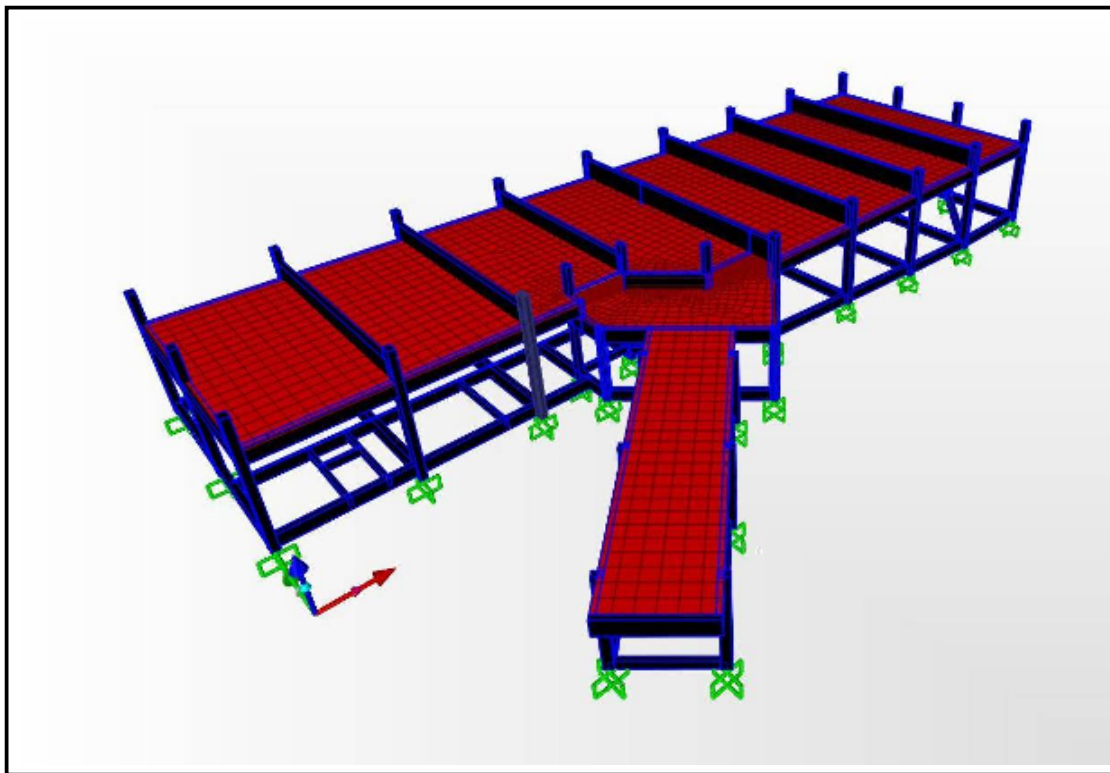


Figura 6.1 – Vista em perspectiva nordeste do completo modelo estrutural

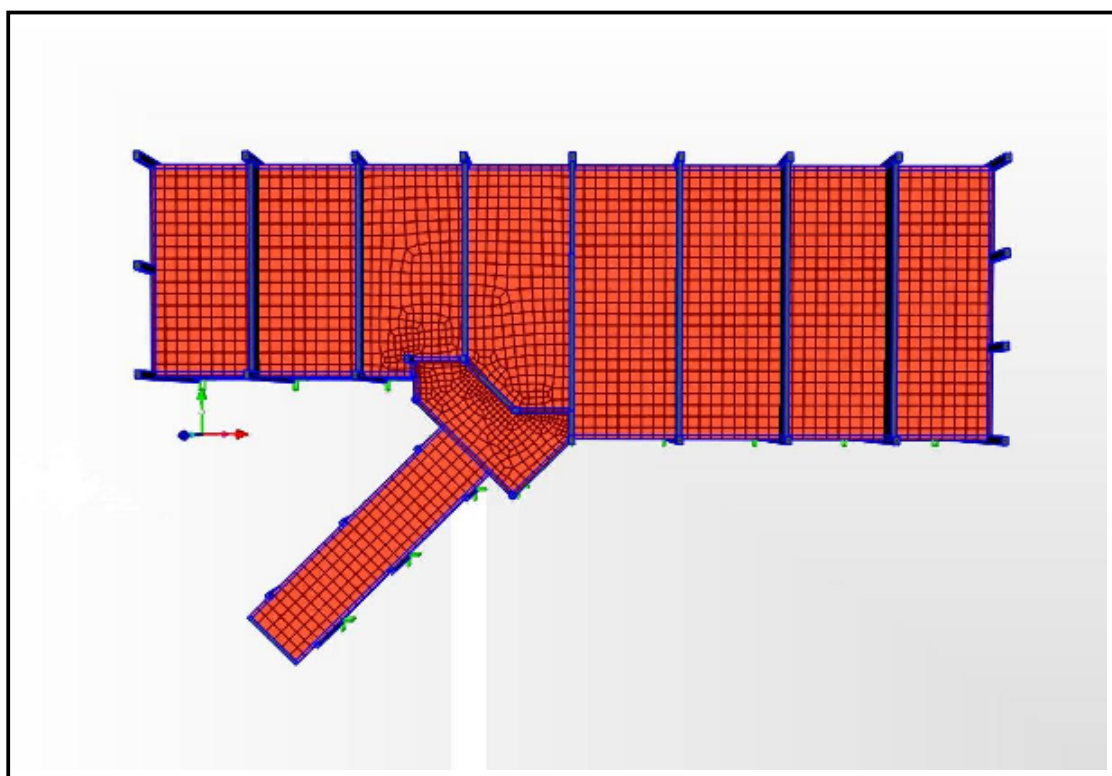


Figura 6.2 – Vista superior do completo modelo estrutural

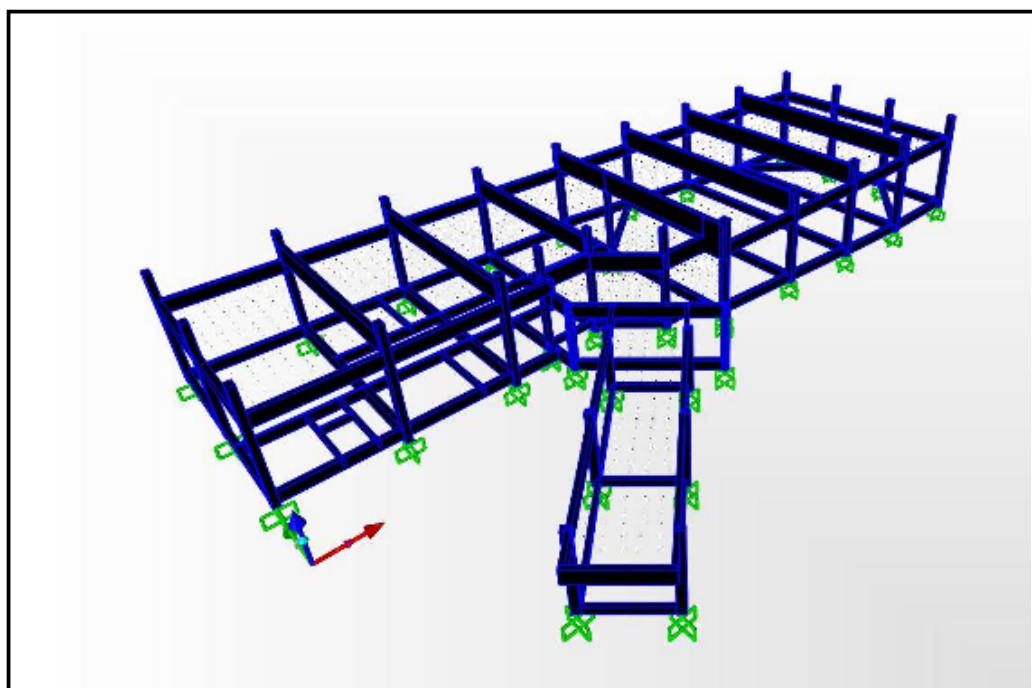


Figura 6.3 – Vista em perspectiva nordeste do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra

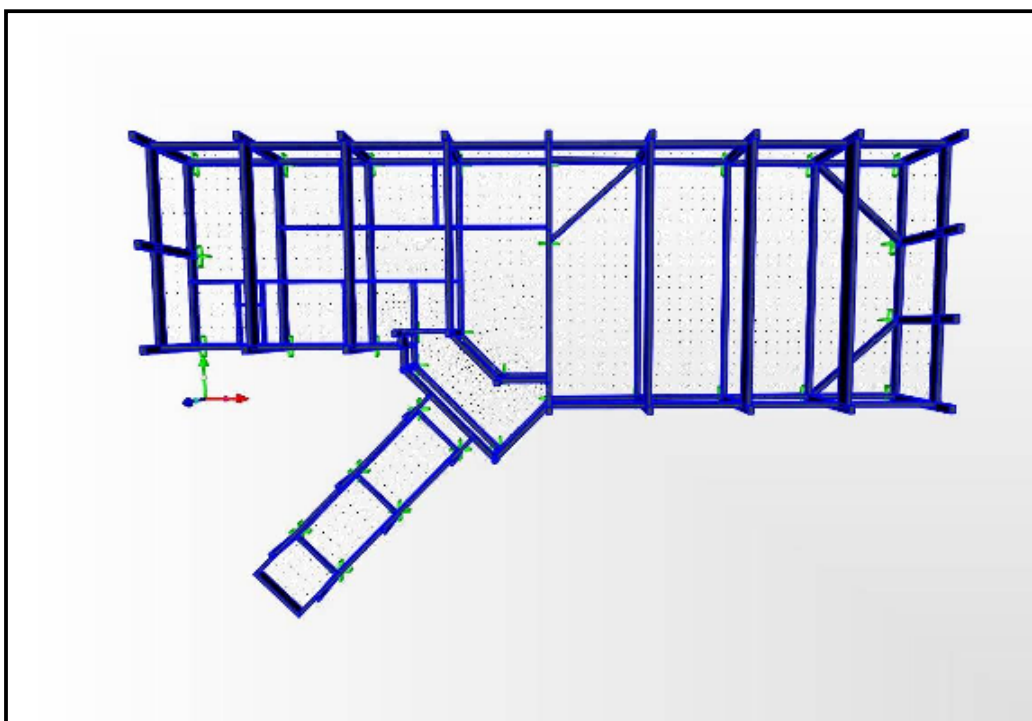


Figura 6.4 – Vista superior do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra

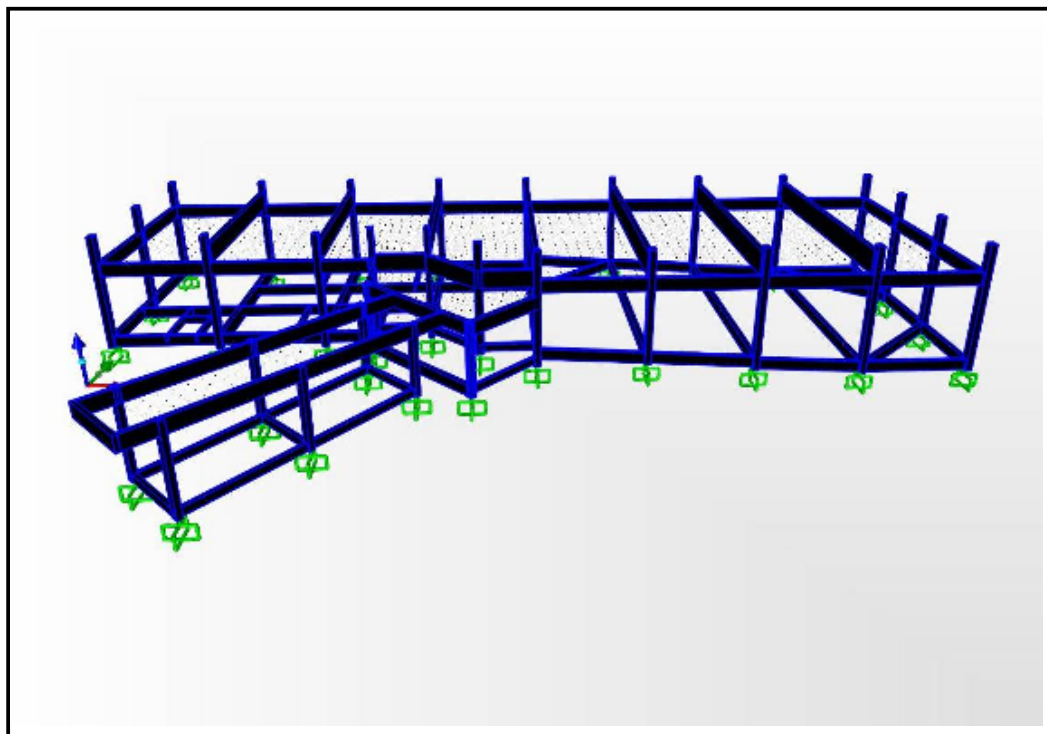


Figura 6.5 – Vista em perspectiva norte do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra

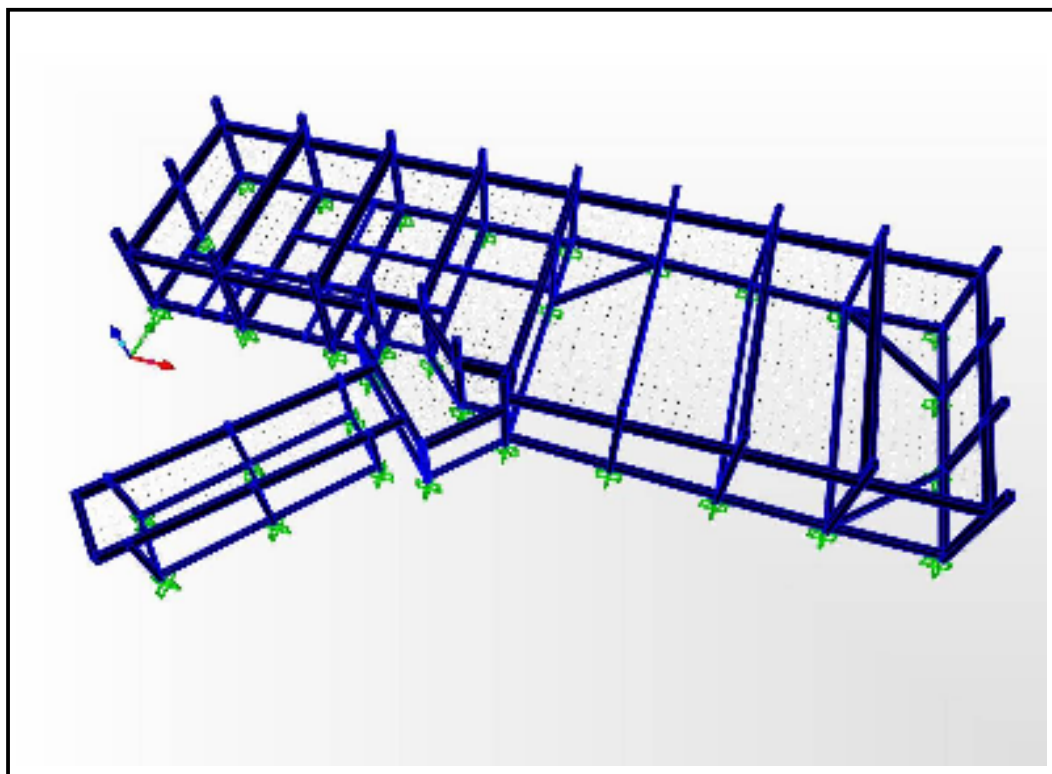


Figura 6.6 – Vista em perspectiva noroeste do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra

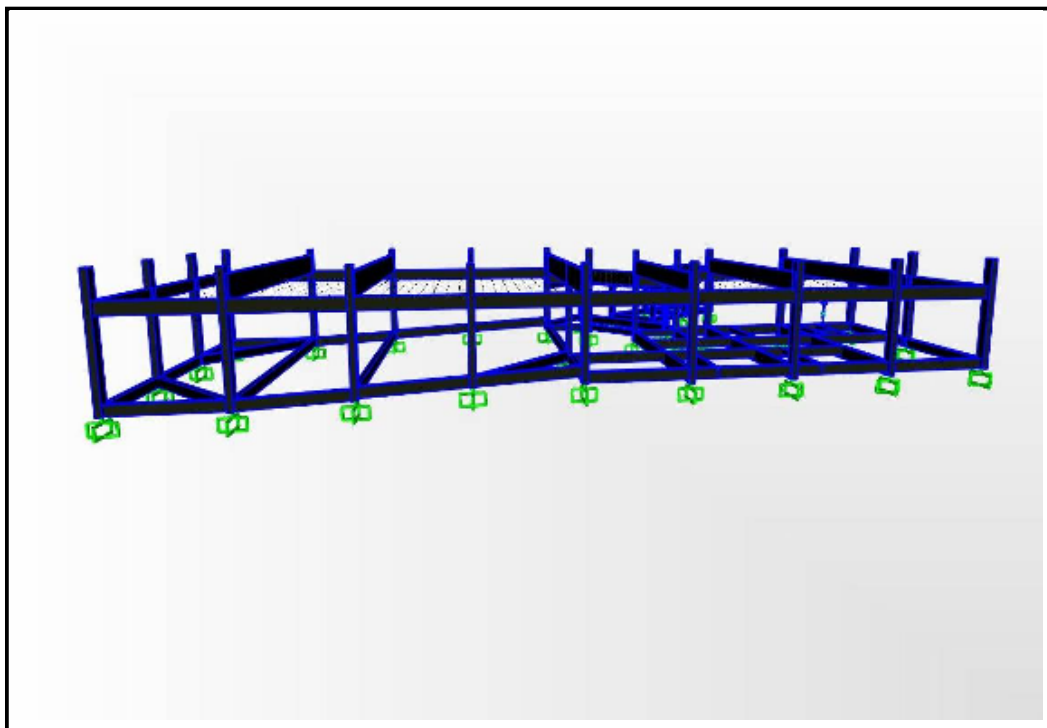


Figura 6.7 – Vista em perspectiva sul do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra

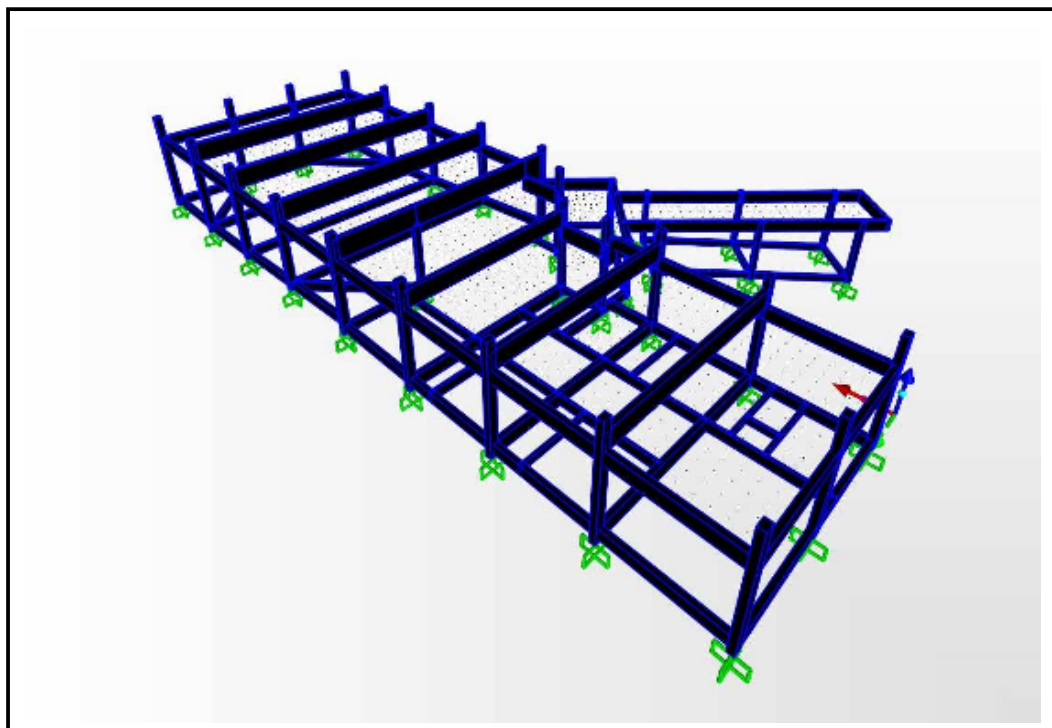
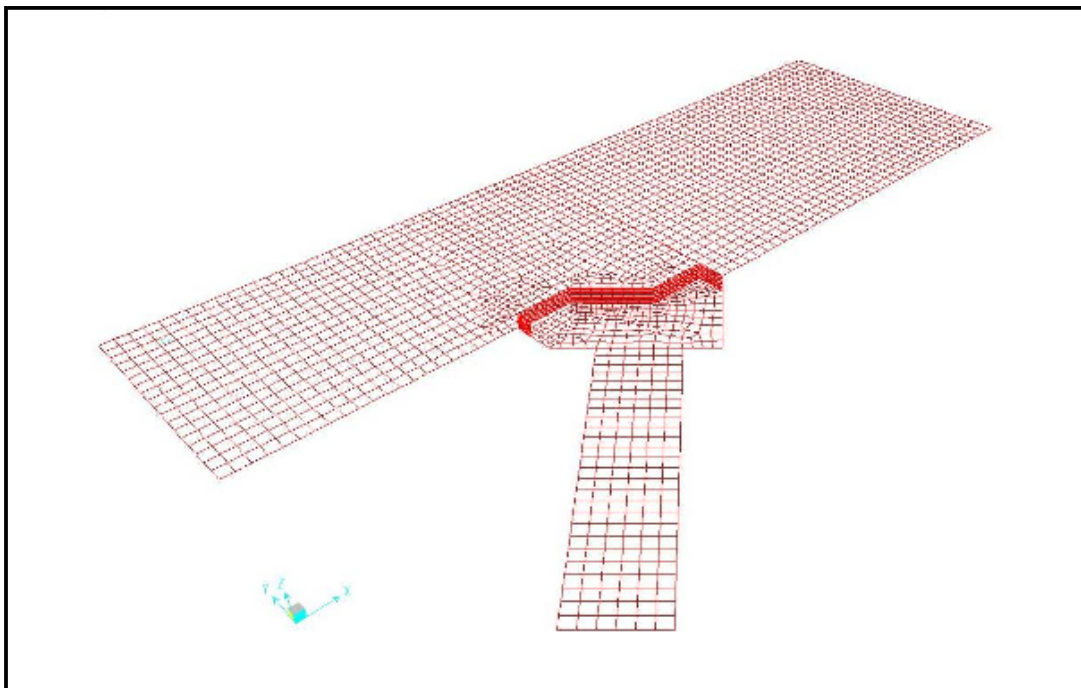
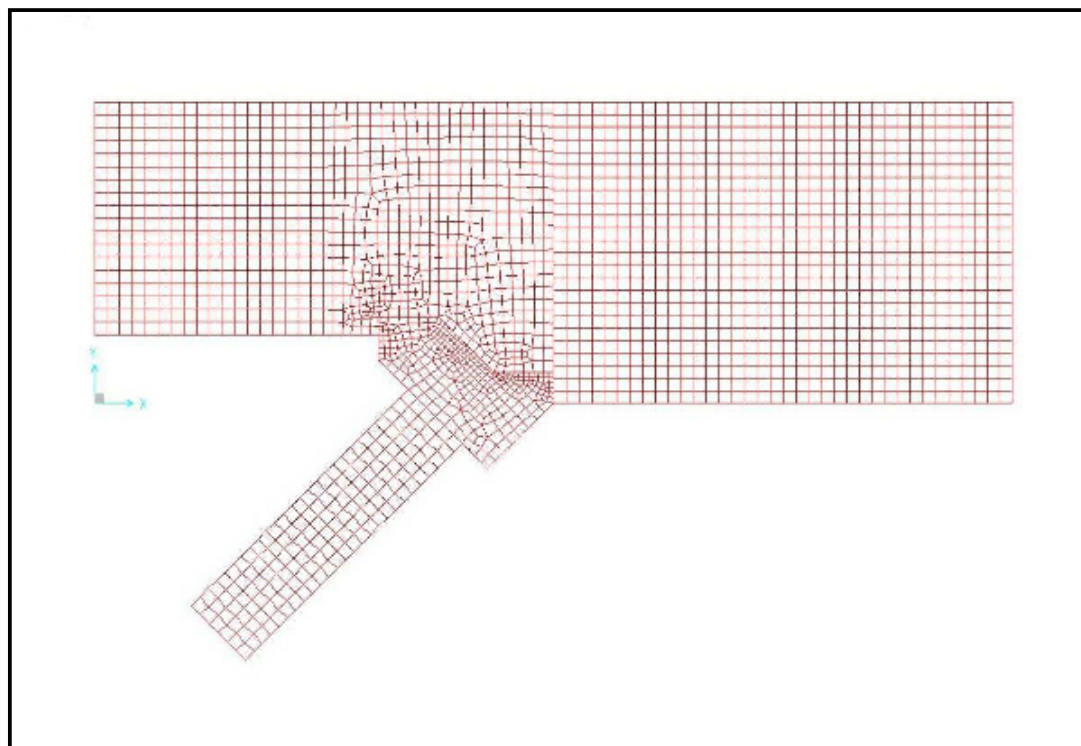


Figura 6.8 – Vista em perspectiva sudeste do modelo estrutural apresentando somente os elementos de barra



**Figura 6.9 – Vista em perspectiva nordeste das lajes de forro discretizadas como elementos laminares de casca plana**



**Figura 6.10 – Vista superior das lajes de forro discretizadas como elementos laminares de casca plana**

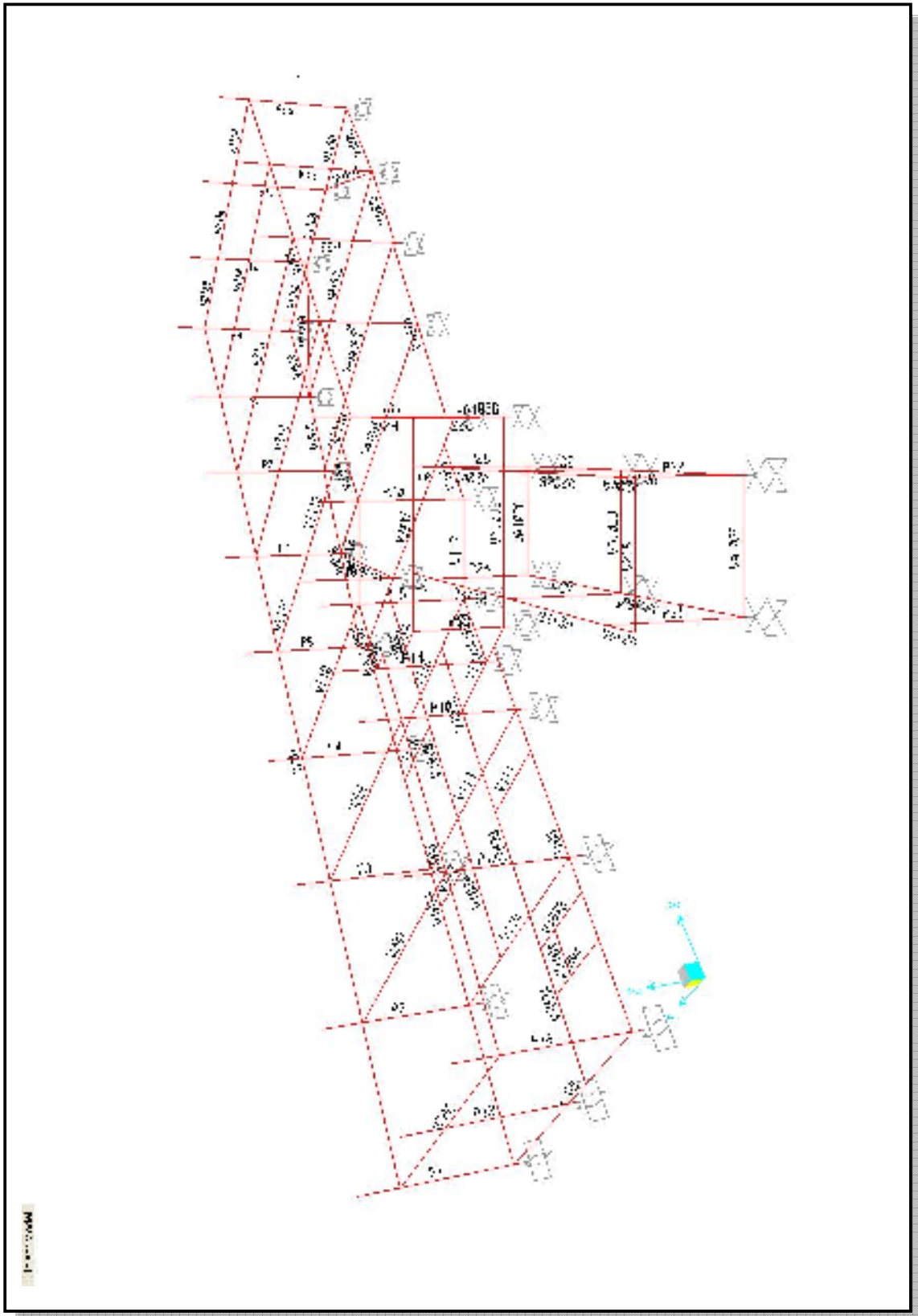


Figura 6.11 – Vista em perspectiva nordeste apresentando denominação atribuída aos elementos de barra

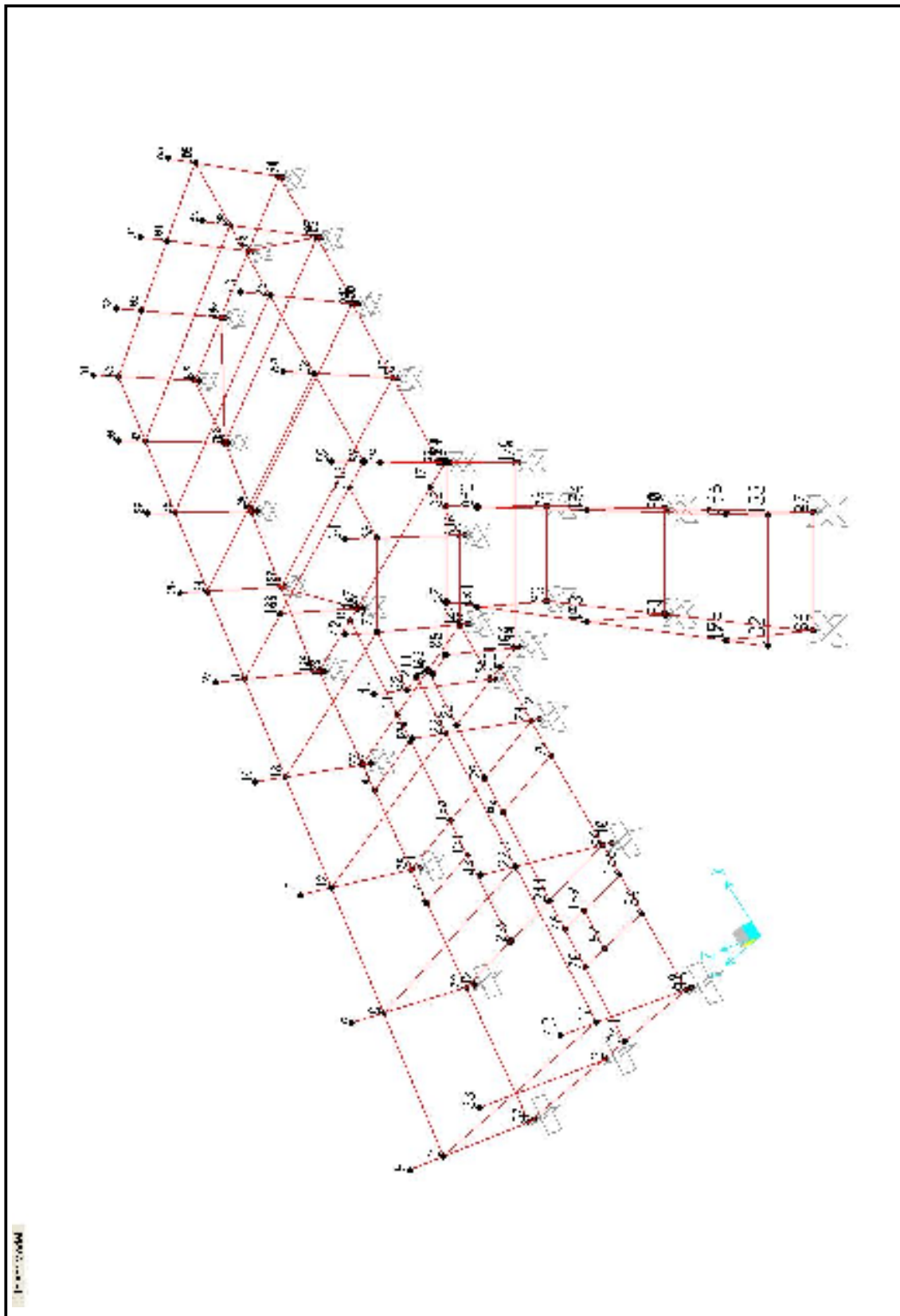


Figura 6.12 – Vista em perspectiva nordeste apresentando denominação atribuída aos nós relacionados aos elementos de barra

## 6.2 Análises estruturais para as combinações 1, 2 e 3 de carregamentos

Conforme destacado ao início deste capítulo, as combinações de carregamentos verificadas compreendem:

a) combinação 1: considera a ocorrência simultânea das ações correspondentes ao peso próprio da estrutura e às sobrecargas fixas relativas ao peso das alvenarias e do telhado (estrutura de telhado e cobertura = 0,5 kN/m<sup>2</sup>).

b) combinação 2: considera a ocorrência simultânea das ações correspondentes ao peso próprio da estrutura, à sobrecarga fixa relativa ao peso do telhado (estrutura de telhado e cobertura = 0,5 kN/m<sup>2</sup>) e a aumentos de temperatura (+37 °C para estrutura de forro; +31 °C para fachadas leste, oeste e norte; +17 °C para fachada sul e pilares internos).

c) combinação 3: considera a ocorrência simultânea das ações correspondentes ao peso próprio da estrutura, à sobrecarga fixa relativa ao peso do telhado (estrutura de telhado e cobertura = 0,5 kN/m<sup>2</sup>) e a uma diminuição uniforme de temperatura (-25,9 °C para toda a superestrutura e alvenarias da edificação).

Nos subitens que se sucedem estão desenvolvidas análises avaliando-se quantitativamente as intensidades das deformações e dos esforços solicitantes a que estão sujeitos os elementos estruturais da edificação. Interações comparativas entre as respostas obtidas para as combinações de carregamentos em evidência e as patologias incidentes na edificação, instrumentam a busca do diagnóstico objetivado nesta dissertação.

### 6.2.1 Análises dos deslocamentos

Considerando-se o universo dos sintomas patológicos apresentados na edificação em estudo, constata-se que na sua maioria estes se manifestam através da presença de fissuração excessiva atingindo principalmente, em posições e dimensões diversas, a sua meso-estrutura periférica (pilares).

Acompanham esta tendência de manifestação patológica as alvenarias de fechamento externo da edificação, refletindo-se nestas os efeitos a elas transferidos pelos pilares danificados.



Fissuras internas no prédio também são constatadas em elementos estruturais e alvenarias, novamente nestas últimas guardando relação direta de causa e efeito traduzidos por danos presentes nos elementos estruturas a elas adjacentes.

As Figuras 6.13 a 6.18 representam graficamente, sob variados pontos de observação, os deslocamentos sofridos pela superestrutura quando submetida as três combinações de ações.

Dada a relevância na análise das deformações dos pilares perante o quadro patológico incidente, resultados numéricos encontrados para os deslocamentos e rotações compreendendo regiões superiores dos pilares do auditório, caracterizadas por nós dispostos tanto ao nível das lajes de forro, como nos extremos superiores destes pilares, estão apresentados na Tabela 6.1, respectivamente nas unidades metro (m) e radianos (rad).

Tanto na Tabela 6.1, como nas Figuras 6.13 a 6.18, observa-se deslocamentos verticais no sentido negativo do eixo global Z, estes coerentemente proporcionados pelos carregamentos gravitacionais atuantes. Verificam-se também decorrentes deslocamentos horizontais contidos em planos paralelos aos eixos globais X e Y, deslocamentos estes, nos casos das combinações 2 e 3, sensivelmente incrementados pelas ações das variações térmicas.

Através da anamnese verificou-se que as concretagens relativas aos pilares e à estrutura de cobertura ocorreram respectivamente nos meses fevereiro e março de 1998, admitindo-se para o período, conforme já demonstrado, a referencial média aritmética das temperaturas médias diárias concluída em 23 °C.

Conforme também já destacado, a combinação 2 considera como um dos parâmetros de ação aumentos de temperatura em relação à referencial adotada, estando considerada na combinação 3 uma diminuição uniforme na mesma.

Uma análise comparativa nos resultados numéricos apresentados na Tabela 6.1 e graficamente ratificados através da Figuras 6.13 a 6.18, deixa evidenciadas a expansão volumétrica sofrida pela estrutura quando submetida à combinação 2 de ações e a contração global quando da combinação 3.

Para cada pilar, estando consideradas as três combinações de carregamentos, estão apresentados os deslocamentos e rotações referentes ao nó disposto ao nível mediano das lajes de forro e posteriormente ao seu extremo superior.

Seqüencialmente encontram-se demonstrados os deslocamentos U1, U2 e U3, associados respectivamente às direções dos eixos globais X, Y e Z. Complementando a tabela apresentam-se as correspondentes rotações nodais R1, R2 e R3, cada qual caracterizada como giro contido em plano perpendicular aos respectivos eixos globais X, Y e Z.







O sinal “-“ está associado a deslocamentos contrários aos sentidos positivos dos eixos globais X, Y e Z, indicando também rotações de nós projetando-se em sentido horário sobre os planos globais vistos a partir do lado positivo dos eixos perpendiculares a estes planos.

Analizando-se os deslocamentos sob uma ótica associativa entre a grandeza dos valores encontrados e as patologias incidentes, reportamo-nos ao item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2003). Neste item nominado “Deslocamentos limites” a Norma define: “Deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura”.

Na seqüência os deslocamentos são classificados em quatro grupos básicos, estando para cada grupo estabelecidos limites conforme demonstrado na Tabela 13.2 da NBR 6118:2003. Tal classificação segue transcrita:

- a) aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. A limitação da flecha para prevenir essas vibrações, em situações especiais de utilização, deve ser realizada como estabelecido na seção 23;
- b) efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;
- d) efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado. (ABNT, 2003)

A Tabela 6.2 apresenta transcrição parcial da referida Tabela 13.2, destacando-se que em seu conteúdo estão relacionados: tipo de efeito; razão da limitação; exemplo; deslocamentos a considerar e deslocamento limite.

No contexto deste trabalho tornam-se pertinentes e relevantes os efeitos classificados nos grupos “c” e “d”, limites para os quais são desenvolvidas a seguir verificações comparadas aos valores declarados na Tabela 6.1, consideradas ali as três combinações de ações estudadas.

Conforme já evidenciado, as ações assumem coeficientes de ponderação em estado limite de serviço, na condição de combinação rara ( $\gamma_f = \gamma_d = 1$ ), segundo item 11.7.2 da NBR 6118:2003, estando, portanto, tomadas nos seus valores característicos.

**Tabela 6.2 – Transcrição parcial da Tabela 13.2 da NBR 6118 – Limites para deslocamentos (ABNT, 2003)**

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade e sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^{1)}$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350+$ contraflecha <sup>2)</sup>
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^{3)}$ ou 10 mm ou $e = 0,0017 \text{ rad}^{4)}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^{3)}$ ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ( $\psi_1=0,30$ )	$H/1700$ ou $H/850^{3)}$ entre pavimentos <sup>6)</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^{7)}$ ou 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do forro	$l/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	$l/175$
Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenação	$H/400$	
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.		

Considerando-se os efeitos em elementos não estruturais, as prescrições normativas aqui aplicáveis orientam para os seguintes limites a serem observados na estrutura:

efeitos em paredes:

a.1) alvenaria, caixilhos e revestimentos, considerados após a construção da respectiva parede:

- Deslocamento limite =  $l/500$  ou 10 mm ou  $\theta = 0,0017 \text{ rad}$ , onde:

$\ell$  = vão tomado na direção em que a parede se desenvolve;

$\vartheta$  = rotação nos elementos que suportam paredes.

a.2) movimentos térmicos verticais provocados por diferença de temperatura

- Deslocamento limite =  $\ell/400$  ou 15 mm, onde:

$\ell$  = distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

b) efeitos em forros:

b.1) movimentos térmicos horizontais provocados por diferença de temperatura:

- Deslocamento limite =  $H_i/500$ , onde:

$H_i$  = desnível entre dois pavimentos vizinhos.

Estabelecidos os critérios práticos normativos, os valores referenciais a serem adotados encontram-se a seguir demonstrados, identificados por setores compreendendo pilares com alturas e distanciamentos horizontais interpilares iguais ou pouco diferenciados.

1. Setor Lancheria (pilares P1, P2, P3, P4, P12, P14, P15, P16, P17, P18, P19 e P20) e setor Auditório (pilares P5, P6, P10, P21 e P22):

1.1 Efeitos em paredes:

1.1.1 Alvenaria, caixilhos e revestimentos, considerados após a construção da respectiva parede ( $\ell = 4,50$  m):

- Deslocamento limite =  $4,50 \text{ m}/500 = \mathbf{0,009 \text{ m}} < 10 \text{ mm}$  ou  $\vartheta = \mathbf{0,0017 \text{ rad}}$ .

1.1.2 Movimentos térmicos verticais provocados por diferença de temperatura ( $\ell = 3,975$  m):

- Deslocamento limite =  $3,975 \text{ m}/400 = \mathbf{0,00994 \text{ m}} < 15 \text{ mm}$ .

1.2 Efeitos em forros:

1.2.1 Movimentos térmicos horizontais provocados por diferença de temperatura ( $H_i = 3,425$  m ao nível das lajes de forro):

- Deslocamento limite =  $3,425 \text{ m}/500 = \mathbf{0,00685 \text{ m}}$ .

2. Setor Auditório (pilares P7 e P23):

2.1 Efeitos em paredes:

2.2 Efeitos em forros:

2.2.1 Movimentos térmicos horizontais provocados por diferença de temperatura ( $H_i = 3,705$  m ao nível das lajes de forro):

- Deslocamento limite =  $3,705 \text{ m}/500 = \mathbf{0,00741 \text{ m}}$ .

3. Setor Auditório (pilares P8, P9, P11, P13, P24 e P25):

3.1 Efeitos em paredes:

3.1.1 Alvenaria, caixilhos e revestimentos, considerados após a construção da respectiva parede ( $l = 4,50 \text{ m}$ ):

- Deslocamento limite =  $4,50 \text{ m}/500 = \mathbf{0,009 \text{ m}} < 10 \text{ mm}$  ou  $\vartheta = \mathbf{0,0017 \text{ rad}}$ .

3.2 Efeitos em forros:

3.2.1 Movimentos térmicos horizontais provocados por diferença de temperatura ( $H_i = 4,025 \text{ m}$  ao nível das lajes de forro):

- Deslocamento limite =  $4,025 \text{ m}/500 = \mathbf{0,00805 \text{ m}}$ .

Se destaque ainda as recomendações do Centre Scientifique et Technique de la Construction (1980 apud THOMAZ, 1989, p. 132 - 133), segundo as quais, visando-se evitar a introdução de elevadas tensões de cisalhamento nas paredes de fechamento, as deformações globais da estrutura deverão ser limitadas às seguintes distorções:

a)  $\Delta V < L/300$ , onde:

$\Delta V$  = deslocamentos verticais diferenciais entre pilares adjacentes, podendo ser motivados por recalques de fundação, deformação lenta do concreto, variações de temperatura, etc.;

$L$  = dimensão da edificação no plano compreendendo os pilares considerados.

b)  $\Delta H < H/500$ , onde:

$\Delta H$  = deslocamento horizontal provocado pela ocorrência de  $\Delta V$ , comportando-se o edifício como corpo rígido;

$H$  = altura total da edificação.

c)  $\Delta H_r < 4,00 \text{ mm} = \mathbf{0,004 \text{ m}}$ , onde:

$\Delta H_r$  = deslocamento relativo entre dois estágios distintos de carregamento, tais como os proporcionados pelas variações de temperatura, atuação ou não do vento, etc.

A partir dos parâmetros referenciais acima apresentados, verificações comparadas aos valores declarados na Tabela 6.1 destacam, na própria tabela, em negrito, os deslocamentos e rotações nodais que atingiram tais limites. Estes excessos sinalizam situações de alerta, caracterizando estados limites de deformações excessivas na estrutura, sendo potencialmente



capazes de induzirem efeitos patológicos tais como as fissurações nas alvenarias de fechamento, bem como em elementos da própria superestrutura discutida neste trabalho.

Quanto aos efeitos em elementos estruturais, o item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2003) estabelece conforme, já transcrito, que “os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas”. Ainda, segundo a Norma, “se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado”.

As influências do efeito dos deslocamentos sobre o comportamento dos elementos estruturais passam a ser agora verificadas, estando primeiramente desenvolvida uma análise conceitual das movimentações assumidas pela superestrutura, consideradas as combinações de ações pertinentes.

Os efeitos destes deslocamentos sobre as tensões e seus reflexos relacionados à estabilidade da estrutura estão adiante discutidos no item 6.2.2 “Análises dos esforços solicitantes”.

De observações sobre as Figuras 6.13 a 6.18, guardadas as diferentes combinações de carregamentos, salientem-se as distintas variações nos sentidos dos deslocamentos horizontais ao longo da altura dos pilares externos da edificação. Tal evidencia a alternância de tensões componentes de tração e compressão entre faces internas e externas destes pilares, na medida em que as seções transversais se afastam da fundação.

Junto às fundações, função de engastamento ali presente, as faces internas dos pilares perimetrais quando submetidos às combinações 1 e 2 de ações, bem como suas faces laterais voltadas para o centro geométrico de massa da estrutura, aqui fundamentalmente na combinação 2, encontram-se submetidas a componentes de tração derivadas principalmente da ação de momentos fletores. Na medida em que as seções se afastam das fundações, após inflexão na deformada dos pilares, as componentes de tração resultantes passam a atuar em faces opostas às acima declaradas.

Situação diferente ocorre para a combinação 3 onde, junto à base destes pilares, suas faces internas continuam ainda submetidas a componentes de tração, porém, as laterais contrárias ao centro geométrico de massa da estrutura passam agora a serem solicitadas por estas componentes. Assim como no caso anterior, após inflexão na deformada destes elementos, as componentes de tração passam às faces apostas.

Este mecanismo de inversão na transferência de tensões associado entre as combinações 2 e 3 de carregamentos é tanto mais intenso quanto mais afastado estiver o ponto considerado em relação ao centro geométrico de massa da estrutura (ponto de variações dimensionais de origem térmica teoricamente nulas).

As componentes de tração nos pilares são provenientes das ações solicitantes de momentos torçores, cisalhamentos e principalmente momentos fletores, sendo originados devido ao engastamento parcial existente entre estes pilares e o tabuleiro estrutural do forro (efeito pórtico).

A intensidade destas solicitações transmitidas pelo tabuleiro aos pilares está proporcionada na razão direta das relativas rigidezes entre ambos nos locais de transmissão.

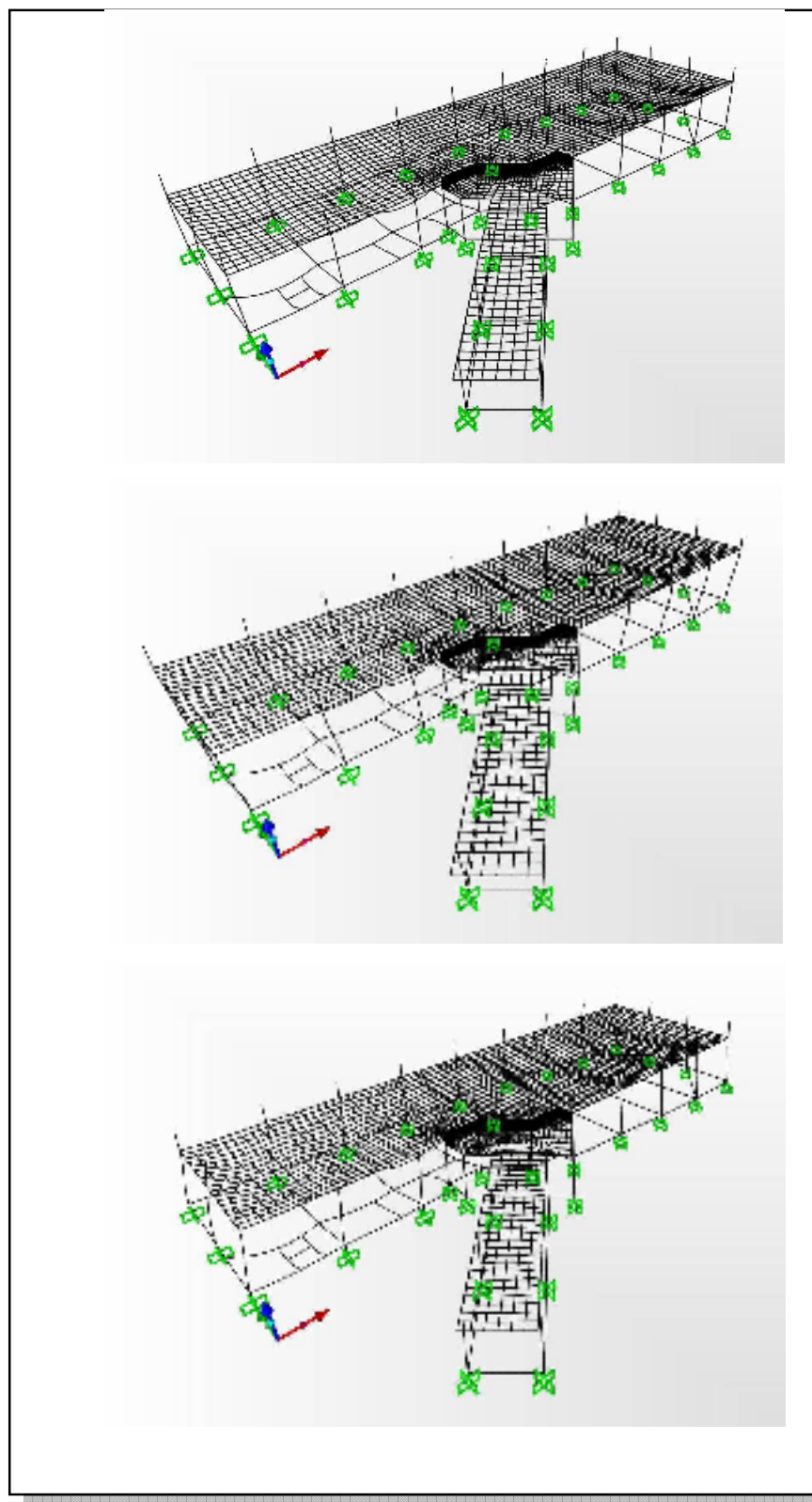
Conforme se verifica adiante neste estudo, particularizando-se os momentos fletores absorvidos pelos pilares, estes são, em intensidade, significativamente menores do que os ocorrentes nos vãos internos das vigas de forro a eles ligadas.

Observando-se as perspectivas apresentadas nas Figuras 6.13 a 6.18, verificam-se significativos maiores deslocamentos verticais negativos para o setor do prédio correspondente ao forro do auditório propriamente dito. Isto demonstra uma menor rigidez relativa para os elementos estruturais deste setor, quando comparados com os do setor lateral adjacente (forro da lancheria).

Destaque-se o setor de transição que compreende o entorno à linha formada pelos elementos de barra V211A, V211B e V 211C caracterizando viga interna, estando estes apoiados sobre os elementos de barra pilares externos P5 e P21, como também no elemento pilar interno P10 (ver Figura 6.10). Nesta região, os deslocamentos verticais e as rotações dos respectivos nós assumem valores comparativos significativamente baixos, demonstrando a elevada rigidez estrutural proporcionada pela presença do elemento de barra pilar P10.

Salientem-se novamente as variações nos deslocamentos horizontais ao longo dos pilares evidenciados nas perspectivas apresentadas. Uma análise específica das deformações no topo destes pilares demonstra a ocorrência de movimentações horizontais do tabuleiro de forro caracterizando deslocamentos projetando-se nas direções dos eixos globais X e Y, refletindo-se em todos os pilares.

A partir da consideração acima, conclui-se que todos os pilares componentes da superestrutura em estudo estão submetidos à condição de flexão composta oblíqua. Esta afirmação encontra-se ratificada nos relatórios descritivos para os esforços solicitantes gerados na análise da superestrutura e apresentados na seqüência deste capítulo.



**Figura 6.13** – Vistas em perspectiva nordeste para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural

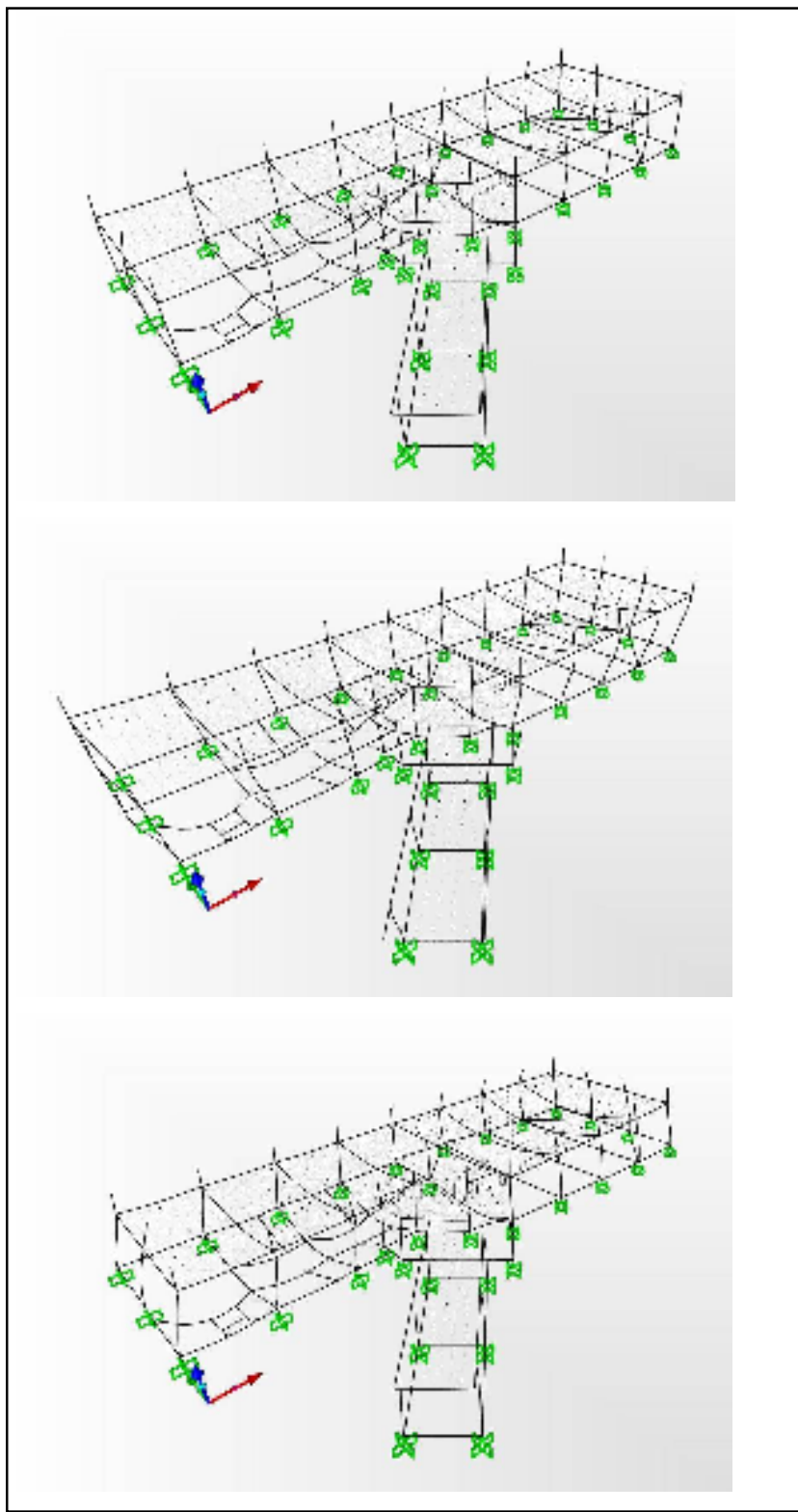
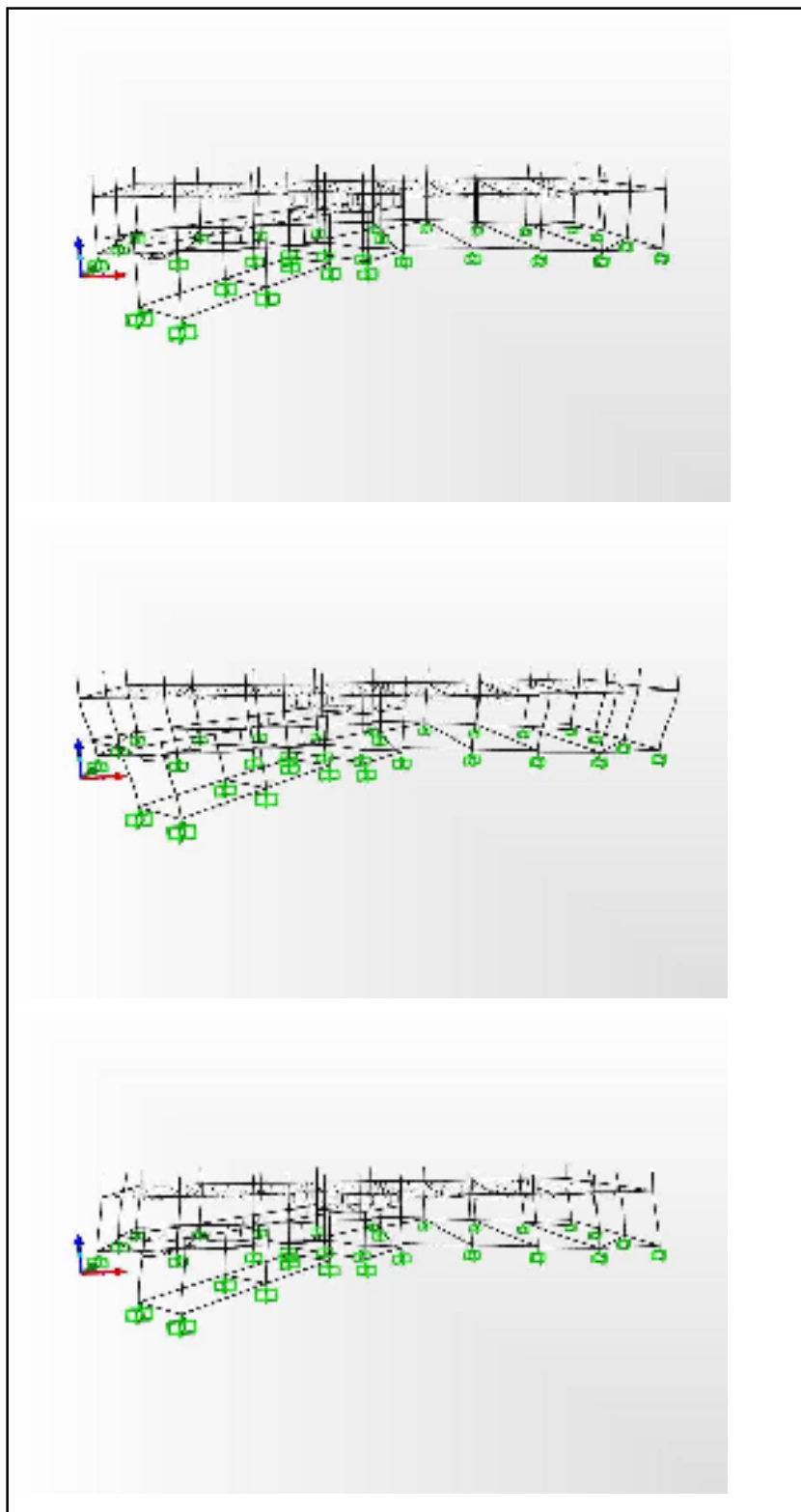
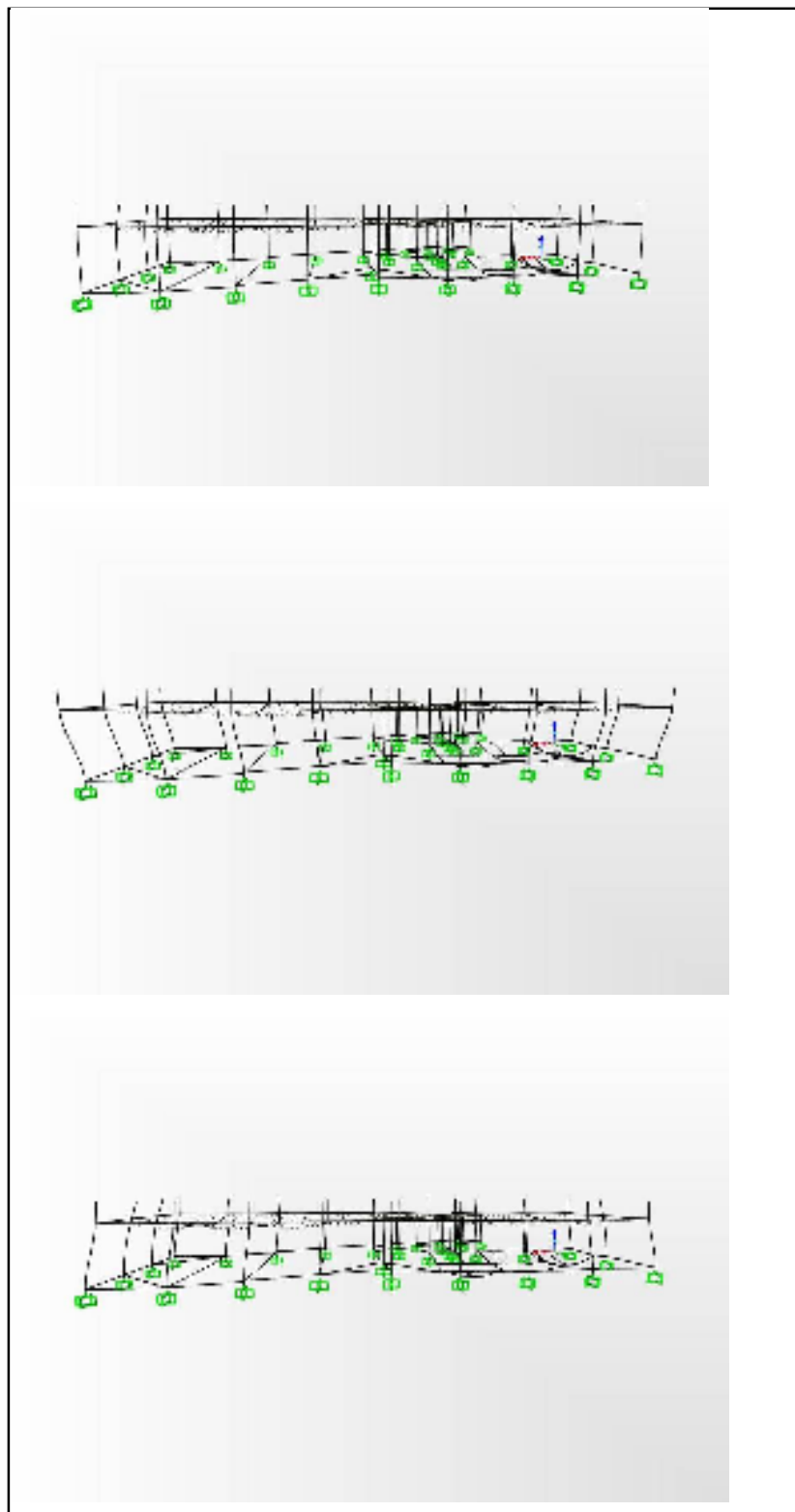


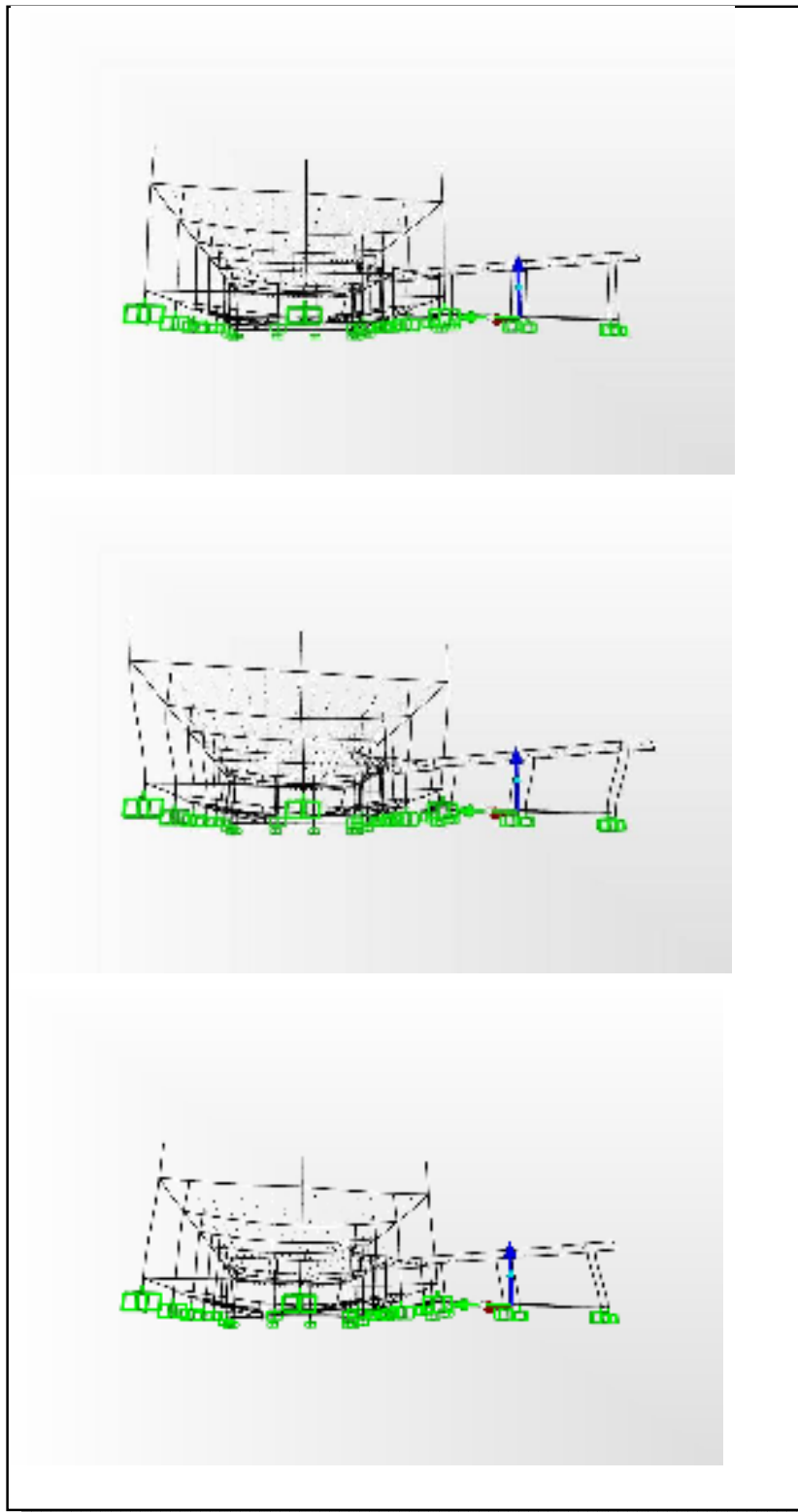
Figura 6.14 – Vistas em perspectiva nordeste para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra



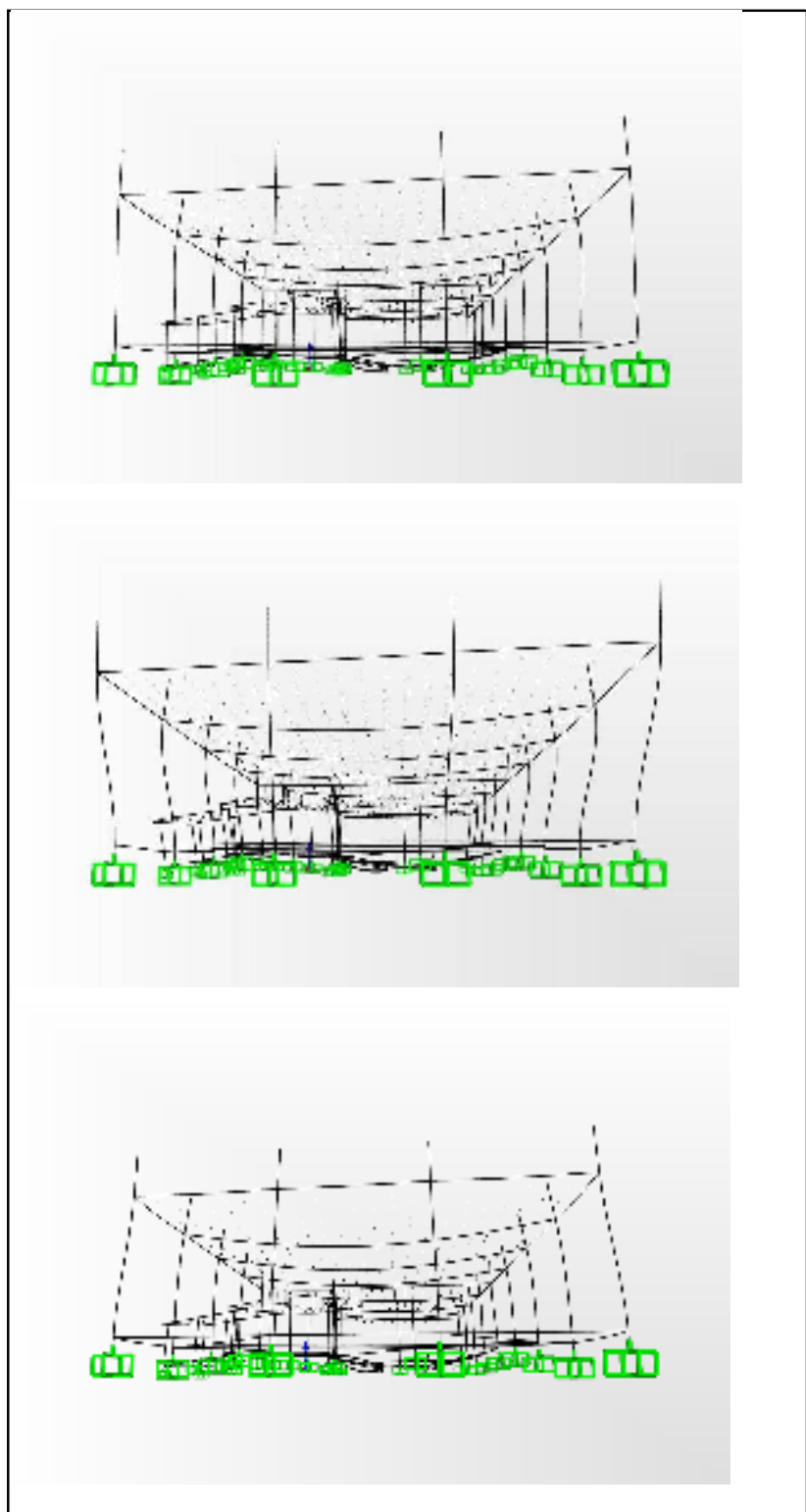
**Figura 6.15 – Vistas em perspectiva norte para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra**



**Figura 6.16 – Vistas em perspectiva sul para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra**



**Figura 6.17 – Vistas em perspectiva leste para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra**



**Figura 6.18** – Vistas em perspectiva oeste para as deformações resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando somente os elementos de barra



Concluindo o item, transcrevem-se na Tabela 6.3 os deslocamentos teóricos potenciais nos engastamentos dos pilares apresentados na Tabela 2 do Laudo Técnico (ISAIA, 2001, p. 27), ao nível mediano das lajes de forro.

Analisando-se comparativamente os valores ali declarados com os resultados obtidos através das análises numéricas desenvolvidas nesta dissertação e sequencialmente dispostos na tabela para cada combinação de carregamento, conclui-se por sensível convergência entre resultados, ratificando-se mais uma vez a probidade técnica que sustenta o referido documento.

Destaque-se que os valores demonstrados são resultantes da conjugação simultânea dos deslocamentos longitudinais e transversais, estando determinados por soma geométrica.

**Tabela 6.3 - Deslocamentos teóricos potenciais nos engastamentos dos pilares (mm)**

	<b>Pilares</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>	<b>P7</b>	<b>P8</b>	<b>P9</b>
<b>Fachada Sul</b>	Valor laudo	7,4	6,7	4,7	2,4	2,4	3,0	4,3	5,9	7,5
	COMB1	0,2	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,1
	COMB2	5,6	4,4	3,4	2,7	2,8	3,8	4,9	6,2	7,5
	COMB3	4,4	3,3	2,4	1,8	2,7	2,4	3,4	4,4	5,6
	<b>Pilares</b>	<b>P16</b>	<b>P17</b>	<b>P18</b>		<b>P21</b>	<b>P22</b>	<b>P23</b>	<b>P24</b>	<b>P25</b>
<b>Fachada Norte</b>	Valor laudo	4,8	3,7	2,6		2,0	2,5	3,7	5,0	6,4
	COMB1	0,2	2,6	2,6		2,6	0,1	0,1	0,1	2,6
	COMB2	5,5	4,7	3,5		2,9	3,3	4,8	6,3	8,1
	COMB3	4,0	3,8	3,0		2,7	2,0	3,1	4,2	5,8
		<b>LANCHERIA</b>				<b>AUDITÓRIO</b>				

### 6.2.2 Análises dos esforços solicitantes

Este item contempla estudo sobre os esforços solicitantes obtidos através da análise numérica, estando consideradas as três combinações de carregamentos já citadas.

A Tabela 6.4 apresenta as reações de apoio atuantes nas fundações do conjunto estrutural, onde:

F1 = força reativa na direção do eixo global X;

F2 = força reativa na direção do eixo global Y;

F3 = força reativa na direção do eixo global Z;

M1 = momento fletor reativo contido em plano perpendicular ao eixo global X;

M2 = momento fletor reativo contido em plano perpendicular ao eixo global Y;

M3 = momento fletor reativo contido em plano perpendicular ao eixo global Z.

Na Tabela 6.5 demonstram-se os resultados numéricos obtidos para os elementos de barra pilares P1, P7, P8, P9, P11, P12, P13, P16, P23, P24 e P25. Destacaram-se estes elementos por apresentarem os maiores deslocamentos, conforme atestado na Tabela 6.1, apresentando também as maiores solicitações fletoras, considerados seus eixos de maior e menor inércia.

Por sua vez, a Tabela 6.6 evidencia os esforços para o elemento de barra viga V213, sendo este, juntamente com as vigas V212 e V214, dentre os elementos horizontais, os submetidos aos maiores esforços solicitantes.

Nestas Tabelas 6.5 e 6.6 são identificados os seguintes esforços solicitantes:

P = esforço axial normal atuante na direção do eixo local 1 do elemento (perpendicularmente à seção transversal);

V2 = esforço cortante atuante na direção do eixo local 2 do elemento (direção da maior inércia da seção transversal);

V3 = esforço cortante atuante na direção do eixo local 3 do elemento (direção da menor inércia da seção transversal);

T = momento torçor atuante em torno do eixo local 1 do elemento (plano da seção transversal);

M2 = momento fletor atuante em torno do eixo local 2 do elemento (eixo central de menor inércia da seção transversal);

M3 = momento fletor atuante em torno do eixo local 3 do elemento (eixo central de maior inércia).

Para identificações entre esforços solicitantes encontrados nas situações de cálculo e numerações dos correspondentes elementos de barra ou nós solicitados, ver respectivamente as Figuras 6.11 ou 6.12.

Sequencialmente às exposições das Tabelas 6.4 a 6.6, as Figuras 6.19 a 6.24 traduzem graficamente, sob variados pontos de observação, as diversas solicitações resultantes nos elementos de barra da superestrutura.

**Tabela 6.4 – Reações de apoio atuantes nas fundações, consideradas as três combinações de carregamentos**

**TABLE: Joint Reactions**

Frame Joint	Output Case	Case Type	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1 – 1	COMB1	Combination	-1.764	-27.298	72.82	-31.6997	-1.8311	-0.1399
P1 – 1	COMB2	Combination	7.456	-33.623	115.279	-12.7318	8.8455	0.1638
P1 – 1	COMB3	Combination	-9.757	-25.181	61.222	-41.6559	-11.9823	-0.0249
P2 – 19	COMB1	Combination	9.459	-41.823	183.292	-22.3382	-1.4623	0.3597
P2 – 19	COMB2	Combination	13.734	-43.852	158.639	-9.7758	2.904	0.2213
P2 – 19	COMB3	Combination	5.064	-41.408	187.112	-30.0016	-5.1711	0.5314
P3 – 21	COMB1	Combination	-3.673	-49.313	220.567	-36.1571	0.16	-0.0607
P3 – 21	COMB2	Combination	0.561	-50.656	223.941	-24.2964	2.9294	-0.0955
P3 – 21	COMB3	Combination	-7.121	-48.098	220.648	-44.4899	-2.2404	0.0482
P4 – 34	COMB1	Combination	-3.795	-52.551	211.596	-40.3702	1.2335	-0.2091
P4 – 34	COMB2	Combination	-1.041	-54.006	212.589	-29.038	2.2378	-0.185
P4 – 34	COMB3	Combination	-6.181	-51.36	212.04	-48.998	0.3531	-0.1943
P5 – 38	COMB1	Combination	0.694	0.989	116.063	-8.4185	4.0409	-0.1925
P5 – 38	COMB2	Combination	2.858	-3.5	124.673	5.8144	2.9154	0.1034
P5 – 38	COMB3	Combination	-1.132	5.132	111.642	-19.6796	5.0612	-0.4408
P6 – 46	COMB1	Combination	-4.047	-17.988	201.121	-9.6922	0.5819	-0.1308
P6 – 46	COMB2	Combination	-13.372	-19.486	200.159	5.4004	-3.0753	-0.5926
P6 – 46	COMB3	Combination	3.228	-16.163	201.219	-21.2085	3.5551	0.1577
P7 – 48	COMB1	Combination	2.632	-16.564	204.632	-6.4192	-1.8853	0.2572
P7 – 48	COMB2	Combination	-2.902	-16.353	207.746	7.1146	-6.756	0.177
P7 – 48	COMB3	Combination	7.161	-16.621	203.633	-15.8762	2.0922	0.2409
P8 – 50	COMB1	Combination	8.074	-15.677	218.338	-11.9906	-0.9925	0.4386
P8 – 50	COMB2	Combination	-4.997	-14.858	189.062	1.9332	-8.1573	0.2968
P8 – 50	COMB3	Combination	19.205	-16.888	225.116	-21.0595	4.559	0.5304
P9 – 52	COMB1	Combination	-9.794	-7.396	85.326	-8.2604	7.6384	-0.4359
P9 – 52	COMB2	Combination	-15.011	-12.083	131.456	3.2596	-3.138	-0.4737
P9 – 52	COMB3	Combination	-5.643	-4.995	72.497	-14.9722	17.1879	-0.6641
P10 – 55	COMB1	Combination	2.981	-17.49	233.516	-9.5356	-3.4143	-0.1186
P10 – 55	COMB2	Combination	-1.131	-22.232	214.523	-7.9418	-4.2792	-0.1674
P10 – 55	COMB3	Combination	6.061	-12.116	242.863	-11.1888	-2.7627	-0.0884
P11 – 57	COMB1	Combination	-6.29	8.082	116.701	2.6932	-1.2088	-0.0767
P11 – 57	COMB2	Combination	-8.88	2.61	103.656	9.8869	-14.2161	-0.177
P11 – 57	COMB3	Combination	-4.275	10.608	118.269	-0.6138	8.5353	-0.1073
P12 – 3	COMB1	Combination	4.46	-0.6	73.765	1.1291	5.1682	0.0002653
P12 – 3	COMB2	Combination	11.616	-7.716	55.238	14.0944	21.4208	0.2095
P12 – 3	COMB3	Combination	-0.95	1.118	76.859	-2.0421	-6.8698	0.0663
P13-108	COMB1	Combination	-6.359	-8.628	116.863	-2.2456	-1.1398	0.086
P13-108	COMB2	Combination	-9.351	-10.105	111.15	-3.1107	-14.1599	0.0158
P13-108	COMB3	Combination	-4.196	-9.812	118.048	-0.0456	8.3804	0.0754
P14 – 61	COMB1	Combination	-13.289	33.771	115.661	15.5661	-2.4052	0.8058
P14 – 61	COMB2	Combination	-11.972	42.687	86.734	13.5585	-0.1286	1.1143
P14 – 61	COMB3	Combination	-14.32	30.839	124.029	16.1257	-3.6493	0.575
P15 – 69	COMB1	Combination	-5.774	68.278	202.074	18.5577	-3.6384	-1.3743
P15 – 69	COMB2	Combination	-5.702	63.744	182.406	17.3517	-3.0445	-1.6106
P15 – 69	COMB3	Combination	-5.697	72.078	203.455	19.4084	-4.0171	-1.3178
P16 – 15	COMB1	Combination	18.52	28.26	122.303	53.4275	-11.2603	-1.0076
P16 – 15	COMB2	Combination	30.083	22.311	147.189	54.2114	2.5941	-0.7193
P16 – 15	COMB3	Combination	11.192	29.348	113.234	58.3135	-20.7386	-1.0239
P17-110	COMB1	Combination	-14.071	42.817	239.975	34.9792	1.3329	0.4956
P17-110	COMB2	Combination	-7.457	35.711	218.515	33.2383	6.7212	0.7556
P17-110	COMB3	Combination	-18.551	46.808	248.273	37.655	-2.1015	0.4218

**TABLE: Joint Reactions**

Frame Joint	Output Case	Case Type	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P18-112	COMB1	Combination	-8.108	47.098	179.462	31.5003	2.5141	0.4104
P18-112	COMB2	Combination	1.282	41.386	186.671	28.4916	6.5545	0.3695
P18-112	COMB3	Combination	-14.038	51.45	174.879	33.3315	0.0782	0.5351
P19-114	COMB1	Combination	5.019	-31.892	16.375	-1.1438	-0.2289	-0.4565
P19-114	COMB2	Combination	7.035	-22.196	57.145	-8.6571	10.9636	-0.6954
P19-114	COMB3	Combination	4.184	-35.779	5.802	2.0057	-7.4457	-0.5916
P20 – 84	COMB1	Combination	24.839	-21.848	75.078	5.779	-3.8007	1.6615
P20 – 84	COMB2	Combination	26.211	-22.557	62.691	3.6283	-3.5427	1.9337
P20 – 84	COMB3	Combination	24.09	-21.583	106.552	6.7833	-3.9126	1.595
P21 – 88	COMB1	Combination	14.411	30.073	166.396	30.4098	1.0144	0.0422
P21 – 88	COMB2	Combination	16.232	39.936	180.745	13.2719	-1.2181	-0.1571
P21 – 88	COMB3	Combination	12.782	25.821	152.25	37.6222	2.3846	0.3297
P22 – 98	COMB1	Combination	-6.43	14.995	202.857	9.9091	-0.792	0.4619
P22 – 98	COMB2	Combination	-19.315	16.645	194.614	-3.0849	-6.406	0.8166
P22 – 98	COMB3	Combination	1.816	14.635	207.161	17.6676	2.8188	0.146
P23-100	COMB1	Combination	1.346	15.875	203.171	7.5783	-1.9669	-0.2036
P23-100	COMB2	Combination	-5.947	12.904	203.835	-1.0024	-7.6456	-0.2485
P23-100	COMB3	Combination	6.307	18.053	202.62	13.5036	1.8495	-0.2412
P24-102	COMB1	Combination	7.981	15.258	218.33	12.8158	-0.9327	-0.4214
P24-102	COMB2	Combination	-7.483	11.114	200.734	4.8616	-8.5966	-0.3605
P24-102	COMB3	Combination	18.851	17.667	225.701	19.5453	4.3022	-0.5592
P25-104	COMB1	Combination	-9.757	7.071	84.78	8.8341	7.7132	0.4463
P25-104	COMB2	Combination	-15.414	7.367	112.103	5.256	-5.2894	0.0045
P25-104	COMB3	Combination	-5.869	5.471	73.361	14.134	16.931	0.631
P26 – 23	COMB1	Combination	0.93	-1.693	42.998	-0.1674	2.379	0.0498
P26 – 23	COMB2	Combination	2.901	4.263	28.323	-6.025	5.1585	0.1524
P26 – 23	COMB3	Combination	-0.746	-5.349	47.852	3.0957	0.0057	-0.0093
P27-120	COMB1	Combination	-8.415	-3.605	35.355	2.3285	1.1919	0.0879
P27-120	COMB2	Combination	-6.208	2.522	55.664	-16.2942	2.0601	0.1041
P27-120	COMB3	Combination	-9.464	-6.617	24.572	14.5737	0.7282	0.175
P28 – 25	COMB1	Combination	-1.465	0.838	42.63	-2.2019	0.5195	0.0029
P28 – 25	COMB2	Combination	0.77	6.684	30.807	-11.0017	0.4878	-0.0495
P28 – 25	COMB3	Combination	-3.2	-2.853	46.271	3.3113	0.3081	0.0448
P29 – 11	COMB1	Combination	1.716	-1.616	45.019	1.873	1.8397	0.036
P29 – 11	COMB2	Combination	5.176	4.548	38.713	-4.7452	6.5991	0.079
P29 – 11	COMB3	Combination	-0.939	-5.695	46.049	6.0275	-1.8283	0.0041
P30 – 17	COMB1	Combination	-1.148	1.445	44.655	-1.2548	-1.1113	-5.36E-05
P30 – 17	COMB2	Combination	2.583	7.496	41.361	-10.5004	1.2624	0.0015
P30 – 17	COMB3	Combination	-3.921	-2.588	44.186	4.788	-2.9785	0.0129
P31 – 7	COMB1	Combination	1.279	-0.295	36.531	1.7653	-0.371	0.0455
P31 – 7	COMB2	Combination	4.463	4.809	42.583	-5.9479	6.1858	0.0304
P31 – 7	COMB3	Combination	-1.234	-3.797	34.579	7.0234	-5.5747	0.0446
P32 – 9	COMB1	Combination	-0.164	1.428	37.056	0.5888	-1.1887	0.0593
P32 – 9	COMB2	Combination	3.223	6.485	46.364	-9.4119	3.3059	0.1347
P32 – 9	COMB3	Combination	-2.708	-2.126	33.314	7.6807	-4.6766	0.0163

**Tabela 6.5 – Esforços solicitantes nos pilares, consideradas as três combinações de carregamentos**

TABLE: Element Forces – Frames								
Frame	Station	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	M	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1	0	COMB1	-72.82	27.298	-1.764	0.1399	-1.8311	-31.6997
P1	0	COMB1	-72.338	27.298	-1.764	0.1399	-1.4343	-37.8417
P1	0	COMB1	-41.062	6.457	1.308	0.0187	1.4597	12.3247
P1	2	COMB1	-36.288	6.457	1.308	0.0187	-1.4496	-2.0416
P1	4	COMB1	-33.714	6.457	1.308	0.0187	-3.0186	-9.7897
P1	4	COMB1	-2.682	-3.345E-15	-2.787E-16	0	-5.156E-15	-2.23E-15
P1	5	COMB1	0	-3.345E-15	-2.787E-16	0	-4.808E-15	1.951E-15
P1	0	COMB2	-115.279	33.623	7.456	-0.1638	8.8455	-12.7318
P1	0	COMB2	-114.796	33.623	7.456	-0.1638	7.1679	-20.2969
P1	0	COMB2	-79.678	17.85	10.547	-0.4046	18.1358	33.1295
P1	2	COMB2	-74.905	17.85	10.547	-0.4046	-5.3308	-6.586
P1	4	COMB2	-72.33	17.85	10.547	-0.4046	-17.987	-28.0056
P1	4	COMB2	-2.682	6.801E-14	-3.596E-14	0	-5.156E-15	-2.23E-15
P1	5	COMB2	2.854E-13	6.801E-14	-3.596E-14	0	3.979E-14	-8.724E-14
P1	0	COMB3	-61.222	25.181	-9.757	0.0249	-11.9823	-41.6559
P1	0	COMB3	-60.739	25.181	-9.757	0.0249	-9.7871	-47.3216
P1	0	COMB3	-32.451	0.143	-7.79	-0.0042	-14.0777	1.4835
P1	2	COMB3	-27.678	0.143	-7.79	-0.0042	3.2558	1.1644
P1	4	COMB3	-25.104	0.143	-7.79	-0.0042	12.6043	0.9924
P1	4	COMB3	-2.682	1.449E-14	-3.596E-14	0	-4.083E-14	-2.23E-15
P1	5	COMB3	-2.854E-13	1.449E-14	-3.596E-14	0	4.111E-15	-2.035E-14
P7	0	COMB1	-204.632	16.564	2.632	-0.2572	-1.8853	-6.4192
P7	0	COMB1	-204.15	16.564	2.632	-0.2572	-2.4775	-10.146
P7	0	COMB1	-180.72	16.564	1.345	-0.1533	13.9335	-8.2785
P7	0	COMB1	-180.549	16.564	1.345	-0.1533	13.8259	-9.6036
P7	0	COMB1	-145.514	12.272	-0.462	0.0151	-1.0234	17.2145
P7	3	COMB1	-140.527	12.272	-0.462	0.0151	0.0516	-11.3184
P7	4	COMB1	-137.566	12.272	-0.462	0.0151	0.6896	-28.2541
P7	4	COMB1	-2.682	3.345E-15	4.355E-18	0	-5.422E-16	6.689E-15
P7	5	COMB1	0	3.345E-15	4.355E-18	0	-5.476E-16	2.508E-15
P7	0	COMB2	-207.746	16.353	-2.902	-0.177	-6.756	7.1146
P7	0	COMB2	-207.264	16.353	-2.902	-0.177	-6.103	3.4351
P7	0	COMB2	-185.833	16.331	-1.099	-0.3578	5.6805	5.1461
P7	0	COMB2	-185.662	16.331	-1.099	-0.3578	5.7685	3.8396
P7	0	COMB2	-148.681	20.696	-7.975	0.1012	-14.7063	32.3899
P7	3	COMB2	-143.694	20.696	-7.975	0.1012	3.8361	-15.7283
P7	4	COMB2	-140.733	20.696	-7.975	0.1012	14.8419	-44.2888
P7	4	COMB2	-2.682	3.902E-14	4.355E-18	0	-3.622E-14	4.237E-14
P7	5	COMB2	0	3.902E-14	4.355E-18	0	-3.622E-14	-6.411E-15
P7	0	COMB3	-203.633	16.621	7.161	-0.2409	2.0922	-15.8762
P7	0	COMB3	-203.151	16.621	7.161	-0.2409	0.481	-19.616
P7	0	COMB3	-178.166	16.639	3.548	0.0814	20.5318	-17.6392
P7	0	COMB3	-177.995	16.639	3.548	0.0814	20.248	-18.9703
P7	0	COMB3	-144.588	6.321	5.666	0.0421	10.0616	6.5918
P7	3	COMB3	-139.601	6.321	5.666	0.0421	-3.1121	-8.1053
P7	4	COMB3	-136.64	6.321	5.666	0.0421	-10.9314	-16.8287

TABLE: Element Forces – Frames

Frame	Station	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	M	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P7	4	COMB3	-2.682	3.345E-15	4.355E-18	0	1.73E-14	6.689E-15
P7	5	COMB3	0	3.345E-15	4.355E-18	0	1.729E-14	2.508E-15
P8	0	COMB1	-218.338	15.677	8.074	-0.4386	-0.9925	-11.9906
P8	0	COMB1	-217.855	15.677	8.074	-0.4386	-2.8092	-15.5178
P8	0	COMB1	-146.2	10.091	-0.034	-0.0662	0.0407	15.5764
P8	3	COMB1	-140.783	10.091	-0.034	-0.0662	0.1256	-9.9039
P8	4	COMB1	-137.565	10.091	-0.034	-0.0662	0.1761	-25.0408
P8	4	COMB1	-2.682	-7.804E-15	-3.484E-17	0	-1.742E-17	-2.23E-15
P8	6	COMB1	0	-7.804E-15	-3.484E-17	0	2.613E-17	7.525E-15
P8	0	COMB2	-189.062	14.858	-4.997	-0.2968	-8.1573	1.9332
P8	0	COMB2	-188.58	14.858	-4.997	-0.2968	-7.0328	-1.4098
P8	0	COMB2	-119.241	17.015	-9.161	0.0504	-17.6769	29.6988
P8	3	COMB2	-113.825	17.015	-9.161	0.0504	5.4552	-13.263
P8	4	COMB2	-110.607	17.015	-9.161	0.0504	19.197	-38.7849
P8	4	COMB2	-2.682	-7.804E-15	-3.484E-17	0	-1.742E-17	-3.791E-14
P8	6	COMB2	2.854E-13	-7.804E-15	-3.484E-17	0	2.613E-17	-2.815E-14
P8	0	COMB3	-225.116	16.888	19.205	-0.5304	4.559	-21.0595
P8	0	COMB3	-224.633	16.888	19.205	-0.5304	0.2379	-24.8593
P8	0	COMB3	-150.935	5.578	6.909	-0.0251	13.8035	6.5904
P8	3	COMB3	-145.519	5.578	6.909	-0.0251	-3.6408	-7.4943
P8	4	COMB3	-142.301	5.578	6.909	-0.0251	-14.0038	-15.8614
P8	4	COMB3	-2.682	-7.804E-15	-3.571E-14	0	-1.742E-17	-2.007E-14
P8	6	COMB3	0	-7.804E-15	-3.571E-14	0	4.462E-14	-1.031E-14
P9	0	COMB1	-85.326	7.396	-9.794	0.4359	7.6384	-8.2604
P9	0	COMB1	-84.844	7.396	-9.794	0.4359	9.8421	-9.9244
P9	0	COMB1	-39.236	2.221	-2.062	-0.0982	-3.8504	4.0976
P9	3	COMB1	-33.82	2.221	-2.062	-0.0982	1.3567	-1.5096
P9	4	COMB1	-30.602	2.221	-2.062	-0.0982	4.4501	-4.8407
P9	4	COMB1	-2.682	0	2.508E-15	0	4.181E-15	0
P9	6	COMB1	0	0	2.508E-15	0	1.045E-15	0
P9	0	COMB2	-131.456	12.083	-15.011	0.4737	-3.138	3.2596
P9	0	COMB2	-130.973	12.083	-15.011	0.4737	0.2395	0.541
P9	0	COMB2	-79.438	9.58	-10.701	0.2157	-21.9845	19.998
P9	3	COMB2	-74.021	9.58	-10.701	0.2157	5.0359	-4.1916
P9	4	COMB2	-70.803	9.58	-10.701	0.2157	21.0877	-18.5617
P9	4	COMB2	-2.682	0	2.508E-15	0	-6.717E-14	3.568E-14
P9	6	COMB2	2.854E-13	0	2.508E-15	0	-7.031E-14	3.568E-14
P9	0	COMB3	-72.497	4.995	-5.643	0.6641	17.1879	-14.9722
P9	0	COMB3	-72.015	4.995	-5.643	0.6641	18.4575	-16.0962
P9	0	COMB3	-30.593	-2.354	5.809	-0.0895	11.9997	-5.1776
P9	3	COMB3	-25.176	-2.354	5.809	-0.0895	-2.6674	0.7655
P9	4	COMB3	-21.958	-2.354	5.809	-0.0895	-11.3806	4.2961
P9	4	COMB3	-2.682	0	2.508E-15	0	4.181E-15	0
P9	6	COMB3	0	0	2.508E-15	0	1.045E-15	0
P11	0	COMB1	-116.701	-8.082	-6.29	0.0767	-1.2088	2.6932
P11	0	COMB1	-116.218	-8.082	-6.29	0.0767	0.2065	4.5116
P11	0	COMB1	-63.76	-0.226	-4.627	0.0472	-6.1377	-0.5361
P11	3	COMB1	-58.344	-0.226	-4.627	0.0472	5.5451	0.0351
P11	4	COMB1	-55.126	-0.226	-4.627	0.0472	12.4854	0.3744

TABLE: Element Forces – Frames

Frame	Station	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	M	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P11	4	COMB1	-2.682	-3.275E-15	0	0	2.23E-14	6.968E-17
P11	6	COMB1	-3.568E-14	-1.37E-15	0	0	2.23E-14	2.973E-15
P11	0	COMB2	-103.656	-2.61	-8.88	0.177	-14.2161	9.8869
P11	0	COMB2	-103.173	-2.61	-8.88	0.177	-12.218	10.4741
P11	0	COMB2	-51.431	5.121	-10.84	0.1893	-21.4451	9.7648
P11	3	COMB2	-46.015	5.121	-10.84	0.1893	5.9265	-3.1653
P11	4	COMB2	-42.797	5.121	-10.84	0.1893	22.1868	-10.8465
P11	4	COMB2	-2.682	3.24E-14	0	0	-1.338E-14	1.791E-14
P11	6	COMB2	-3.211E-13	3.431E-14	0	0	-1.338E-14	-2.378E-14
P11	0	COMB3	-118.269	-10.608	-4.275	0.1073	8.5353	-0.6138
P11	0	COMB3	-117.786	-10.608	-4.275	0.1073	9.4972	1.773
P11	0	COMB3	-64.915	-2.181	0.181	0.1052	5.4839	-4.3422
P11	3	COMB3	-59.499	-2.181	0.181	0.1052	5.0262	1.1636
P11	4	COMB3	-56.281	-2.181	0.181	0.1052	4.7543	4.4344
P11	4	COMB3	-2.682	-1.219E-14	7.135E-14	0	5.797E-14	-4.39E-15
P11	6	COMB3	-3.568E-14	-1.029E-14	7.135E-14	0	-3.122E-14	9.662E-15
P12	0	COMB1	-73.765	0.6	4.46	-0.0002653	5.1682	1.1291
P12	2	COMB1	-68.509	0.6	4.46	-0.0002653	-5.7599	-0.3397
P12	4	COMB1	-65.935	0.6	4.46	-0.0002653	-11.1125	-1.0592
P12	4	COMB1	-2.682	0	-4.46E-15	0	-2.564E-14	1.115E-15
P12	5	COMB1	0	0	-4.46E-15	0	-2.007E-14	1.115E-15
P12	0	COMB2	-55.238	7.716	11.616	-0.2095	21.4208	14.0944
P12	2	COMB2	-49.982	7.716	11.616	-0.2095	-7.039	-4.8089
P12	4	COMB2	-47.408	7.716	11.616	-0.2095	-20.9785	-14.0676
P12	4	COMB2	-2.682	1.784E-14	3.122E-14	0	1.003E-14	1.115E-15
P12	5	COMB2	2.854E-13	1.784E-14	3.122E-14	0	-2.899E-14	-2.118E-14
P12	0	COMB3	-76.859	-1.118	-0.95	-0.0663	-6.8698	-2.0421
P12	2	COMB3	-71.603	-1.118	-0.95	-0.0663	-4.543	0.6975
P12	4	COMB3	-69.029	-1.118	-0.95	-0.0663	-3.4034	2.0393
P12	4	COMB3	-2.682	0	-4.014E-14	0	-6.132E-14	1.115E-15
P12	5	COMB3	0	0	-4.014E-14	0	-1.115E-14	1.115E-15
P13	0	COMB1	-116.863	8.628	-6.359	-0.086	-1.1398	-2.2456
P13	0	COMB1	-116.38	8.628	-6.359	-0.086	0.2909	-4.1868
P13	0	COMB1	-63.871	0.648	-4.615	-0.0616	-6.1141	1.3763
P13	3	COMB1	-58.455	0.648	-4.615	-0.0616	5.5393	-0.2594
P13	4	COMB1	-55.237	0.648	-4.615	-0.0616	12.4621	-1.2311
P13	4	COMB1	-2.682	-1.045E-15	5.574E-15	0	2.341E-14	0
P13	6	COMB1	2.23E-15	-9.254E-17	5.574E-15	0	1.644E-14	7.111E-16
P13	0	COMB2	-111.15	10.105	-9.351	-0.0158	-14.1599	-3.1107
P13	0	COMB2	-110.668	10.105	-9.351	-0.0158	-12.0558	-5.3844
P13	0	COMB2	-58.27	1.46	-11.182	0.0786	-22.1794	3.2384
P13	3	COMB2	-52.853	1.46	-11.182	0.0786	6.0551	-0.4477
P13	4	COMB2	-49.635	1.46	-11.182	0.0786	22.828	-2.6375
P13	4	COMB2	-2.682	3.414E-15	5.574E-15	0	-4.794E-14	2.23E-15
P13	6	COMB2	2.23E-15	4.367E-15	5.574E-15	0	-5.491E-14	-2.634E-15
P13	0	COMB3	-118.048	9.812	-4.196	-0.0754	8.3804	-0.0456
P13	0	COMB3	-117.565	9.812	-4.196	-0.0754	9.3246	-2.2533
P13	0	COMB3	-64.765	1.566	0.139	-0.0569	5.3903	3.1175
P13	3	COMB3	-59.348	1.566	0.139	-0.0569	5.0405	-0.8355
P13	4	COMB3	-56.131	1.566	0.139	-0.0569	4.8327	-3.1838

TABLE: Element Forces – Frames

Frame	Station	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	M	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P13	4	COMB3	-2.682	-5.505E-15	-6.578E-14	0	2.341E-14	2.23E-15
P13	6	COMB3	2.876E-13	-4.552E-15	-6.578E-14	0	1.056E-13	8.515E-15
P16	0	COMB1	-122.303	-28.26	18.52	1.0076	-11.2603	53.4275
P16	0	COMB1	-121.82	-28.26	18.52	1.0076	-15.4272	59.786
P16	0	COMB1	-40.733	-7.421	2.581	-0.0894	4.4794	-15.4462
P16	2	COMB1	-35.96	-7.421	2.581	-0.0894	-1.2623	1.0665
P16	4	COMB1	-33.386	-7.421	2.581	-0.0894	-4.359	9.9722
P16	4	COMB1	-2.682	-9.755E-15	2.508E-15	0	-2.369E-15	-4.738E-15
P16	5	COMB1	-1.115E-15	-4.992E-15	2.508E-15	0	-5.505E-15	4.479E-15
P16	0	COMB2	-147.189	-22.311	30.083	0.7193	2.5941	54.2114
P16	0	COMB2	-146.706	-22.311	30.083	0.7193	-4.1746	59.2314
P16	0	COMB2	-62.124	-6.605	14.718	-0.3841	25.67	-14.6857
P16	2	COMB2	-57.351	-6.605	14.718	-0.3841	-7.0774	0.0094
P16	4	COMB2	-54.776	-6.605	14.718	-0.3841	-24.7389	7.9348
P16	4	COMB2	-2.682	-7.525E-15	7.386E-14	0	3.331E-14	-3.623E-15
P16	5	COMB2	-1.115E-15	-2.762E-15	7.386E-14	0	-5.902E-14	2.806E-15
P16	0	COMB3	-113.234	-29.348	11.192	1.0239	-20.7386	58.3135
P16	0	COMB3	-112.751	-29.348	11.192	1.0239	-23.2567	64.9168
P16	0	COMB3	-34.187	-4.301	-5.892	-0.1847	-9.9914	-10.0891
P16	2	COMB3	-29.414	-4.301	-5.892	-0.1847	3.1187	-0.5189
P16	4	COMB3	-26.84	-4.301	-5.892	-0.1847	10.1894	4.6425
P16	4	COMB3	-2.682	-9.755E-15	-3.317E-14	0	-2.021E-14	-1.366E-14
P16	5	COMB3	-1.115E-15	-4.992E-15	-3.317E-14	0	2.125E-14	-4.44E-15
P23	0	COMB1	-203.171	-15.875	1.346	0.2036	-1.9669	7.5783
P23	0	COMB1	-202.688	-15.875	1.346	0.2036	-2.2699	11.1503
P23	0	COMB1	-179.245	-15.88	-0.207	0.0671	14.204	9.2885
P23	0	COMB1	-179.073	-15.88	-0.207	0.0671	14.2205	10.5589
P23	0	COMB1	-143.787	-11.566	-0.347	-0.0253	-0.8468	-15.9717
P23	3	COMB1	-138.799	-11.566	-0.347	-0.0253	-0.0394	10.9196
P23	4	COMB1	-135.839	-11.566	-0.347	-0.0253	0.4398	26.8808
P23	4	COMB1	-2.682	-6.689E-15	5.226E-16	0	-1.742E-17	0
P23	5	COMB1	0	-6.689E-15	5.226E-16	0	-6.707E-16	8.362E-15
P23	0	COMB2	-203.835	-12.904	-5.947	0.2485	-7.6456	-1.0024
P23	0	COMB2	-203.352	-12.904	-5.947	0.2485	-6.3076	1.9011
P23	0	COMB2	-182.088	-12.891	-4.609	0.3748	5.0919	0.1906
P23	0	COMB2	-181.917	-12.891	-4.609	0.3748	5.4606	1.2219
P23	0	COMB2	-144.255	-17.226	-8.934	0.0553	-16.3962	-25.9361
P23	3	COMB2	-139.268	-17.226	-8.934	0.0553	4.3756	14.114
P23	4	COMB2	-136.307	-17.226	-8.934	0.0553	16.7046	37.8857
P23	4	COMB2	-2.682	-6.689E-15	5.226E-16	0	-1.786E-14	1.784E-14
P23	5	COMB2	0	-6.689E-15	5.226E-16	0	-1.851E-14	2.62E-14
P23	0	COMB3	-202.62	-18.053	6.307	0.2412	1.8495	13.5036
P23	0	COMB3	-202.137	-18.053	6.307	0.2412	0.4303	17.5656
P23	0	COMB3	-177.228	-18.067	2.68	-0.0731	20.3247	15.5781
P23	0	COMB3	-177.057	-18.067	2.68	-0.0731	20.1103	17.0234
P23	0	COMB3	-143.346	-7.745	5.429	0.0166	9.5974	-9.1024
P23	3	COMB3	-138.359	-7.745	5.429	0.0166	-3.0251	8.9054
P23	4	COMB3	-135.398	-7.745	5.429	0.0166	-10.5171	19.5939



**TABLE: Element Forces – Frames**

<b>Frame</b>	<b>Station</b>	<b>Output Case</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
Text	M	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P23	4	COMB3	-2.682	-6.689E-15	5.226E-16	0	1.782E-14	0
P23	5	COMB3	0	-6.689E-15	5.226E-16	0	1.717E-14	8.362E-15
P24	0	COMB1	-218.33	-15.258	7.981	0.4214	-0.9327	12.8158
P24	0	COMB1	-217.847	-15.258	7.981	0.4214	-2.7284	16.249
P24	0	COMB1	-146.236	-9.599	0.028	0.0506	0.1667	-14.6132
P24	3	COMB1	-140.82	-9.599	0.028	0.0506	0.0952	9.6244
P24	4	COMB1	-137.602	-9.599	0.028	0.0506	0.0527	24.0231
P24	4	COMB1	-2.682	1.115E-15	1.742E-17	0	8.71E-18	-1.784E-14
P24	6	COMB1	0	1.115E-15	1.742E-17	0	-1.307E-17	-1.923E-14
P24	0	COMB2	-200.734	-11.114	-7.483	0.3605	-8.5966	4.8616
P24	0	COMB2	-200.251	-11.114	-7.483	0.3605	-6.9128	7.3622
P24	0	COMB2	-131.772	-13.108	-9.876	0.1912	-19.3987	-21.6551
P24	3	COMB2	-126.356	-13.108	-9.876	0.1912	5.5388	11.4431
P24	4	COMB2	-123.138	-13.108	-9.876	0.1912	20.3532	31.1054
P24	4	COMB2	-2.682	1.115E-15	-3.566E-14	0	-3.567E-14	-1.784E-14
P24	6	COMB2	-2.854E-13	1.115E-15	-3.566E-14	0	8.906E-15	-1.923E-14
P24	0	COMB3	-225.701	-17.667	18.851	0.5592	4.3022	19.5453
P24	0	COMB3	-225.218	-17.667	18.851	0.5592	0.0608	23.5204
P24	0	COMB3	-151.445	-6.465	6.678	0.0756	13.3537	-8.3238
P24	3	COMB3	-146.028	-6.465	6.678	0.0756	-3.5095	7.9995
P24	4	COMB3	-142.81	-6.465	6.678	0.0756	-13.5272	17.6965
P24	4	COMB3	-2.682	1.115E-15	1.742E-17	0	8.71E-18	-2.676E-14
P24	6	COMB3	0	1.115E-15	1.742E-17	0	-1.307E-17	-2.815E-14
P25	0	COMB1	-84.78	-7.071	-9.757	-0.4463	7.7132	8.8341
P25	0	COMB1	-84.298	-7.071	-9.757	-0.4463	9.9085	10.4252
P25	0	COMB1	-38.848	-1.841	-1.995	0.0857	-3.7184	-3.3288
P25	3	COMB1	-33.432	-1.841	-1.995	0.0857	1.3201	1.3197
P25	4	COMB1	-30.214	-1.841	-1.995	0.0857	4.3132	4.0811
P25	4	COMB1	-2.682	5.574E-16	1.394E-15	0	6.55E-15	2.787E-16
P25	6	COMB1	0	5.574E-16	1.394E-15	0	4.808E-15	-4.181E-16
P25	0	COMB2	-112.103	-7.367	-15.414	-0.0045	-5.2894	5.256
P25	0	COMB2	-111.621	-7.367	-15.414	-0.0045	-1.8213	6.9137
P25	0	COMB2	-61.644	-4.103	-12.518	0.2841	-25.3037	-8.504
P25	3	COMB2	-56.228	-4.103	-12.518	0.2841	6.3048	1.8573
P25	4	COMB2	-53.01	-4.103	-12.518	0.2841	25.0821	8.0125
P25	4	COMB2	-2.682	5.574E-16	-6.996E-14	0	-2.913E-14	2.787E-16
P25	6	COMB2	2.854E-13	5.574E-16	-6.996E-14	0	5.832E-14	-4.181E-16
P25	0	COMB3	-73.361	-5.471	-5.869	-0.631	16.931	14.134
P25	0	COMB3	-72.878	-5.471	-5.869	-0.631	18.2516	15.365
P25	0	COMB3	-31.172	1.799	5.598	0.1354	11.5761	4.056
P25	3	COMB3	-25.756	1.799	5.598	0.1354	-2.5578	-0.4875
P25	4	COMB3	-22.538	1.799	5.598	0.1354	-10.9541	-3.1866
P25	4	COMB3	-2.682	-1.728E-14	-3.428E-14	0	6.55E-15	2.787E-16
P25	6	COMB3	0	-1.728E-14	-3.428E-14	0	4.94E-14	2.188E-14

**Tabela 6.6 – Esforços solicitantes na viga V213, consideradas as três combinações de carregamento**

TABLE: Element Forces – Frames								
Frame	Station	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	M	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
V213	0	COMB1	-21.298	-81.628	-0.177	0.0298	-0.0889	-26.0384
V213	0	COMB1	-21.298	-79.207	-0.177	0.0298	-0.0014	13.6675
V213	0	COMB1	-68.638	-75.867	-0.097	0.0035	-0.0318	-0.3714
V213	1	COMB1	-68.638	-73.446	-0.097	0.0035	0.0159	36.4904
V213	1	COMB1	-122.057	-69.584	-0.12	-0.0005066	-0.0335	19.8637
V213	1	COMB1	-122.057	-67.163	-0.12	-0.0005066	0.0256	53.6229
V213	1	COMB1	-173.907	-62.906	-0.11	0.0029	-0.0302	37.4892
V213	2	COMB1	-173.907	-60.485	-0.11	0.0029	0.024	67.9513
V213	2	COMB1	-221.615	-55.976	-0.131	-0.0015	-0.034	53.0436
V213	2	COMB1	-221.615	-53.555	-0.131	-0.0015	0.0307	80.0841
V213	2	COMB1	-264.009	-48.868	-0.112	0.0001549	-0.0278	66.8002
V213	3	COMB1	-264.009	-46.447	-0.112	0.0001549	0.0276	90.331
V213	3	COMB1	-300.607	-41.645	-0.125	-0.006	-0.0296	78.794
V213	3	COMB1	-300.607	-39.224	-0.125	-0.006	0.0322	98.7584
V213	3	COMB1	-331.176	-34.341	-0.099	-0.0057	-0.0219	89.0801
V213	4	COMB1	-331.176	-31.92	-0.099	-0.0057	0.027	105.4384
V213	4	COMB1	-355.644	-26.986	-0.106	-0.0127	-0.0227	97.6553
V213	4	COMB1	-355.644	-24.565	-0.106	-0.0127	0.0296	110.3822
V213	4	COMB1	-373.973	-19.597	-0.075	-0.0129	-0.0145	104.5405
V213	5	COMB1	-373.973	-17.176	-0.075	-0.0129	0.0227	113.6186
V213	5	COMB1	-386.164	-12.186	-0.079	-0.0203	-0.015	109.7343
V213	5	COMB1	-386.164	-9.765	-0.079	-0.0203	0.0239	115.1533
V213	5	COMB1	-392.217	-4.762	-0.046	-0.0203	-0.0067	113.2446
V213	6	COMB1	-392.217	-2.341	-0.046	-0.0203	0.0158	114.9982
V213	6	COMB1	-392.134	2.665	-0.048	-0.0272	-0.0075	115.0699
V213	6	COMB1	-392.134	5.086	-0.048	-0.0272	0.0162	113.1562
V213	6	COMB1	-385.917	10.09	-0.014	-0.0265	0.000315	115.208
V213	7	COMB1	-385.917	12.511	-0.014	-0.0265	0.0074	109.6282
V213	7	COMB1	-373.561	17.505	-0.018	-0.0327	-0.0013	113.6553
V213	7	COMB1	-373.561	19.926	-0.018	-0.0327	0.0075	104.4146
V213	7	COMB1	-355.069	24.9	0.014	-0.0308	0.0056	110.3979
V213	8	COMB1	-355.069	27.321	0.014	-0.0308	-0.0016	97.5059
V213	8	COMB1	-330.442	32.261	0.007062	-0.0358	0.0025	105.4292
V213	8	COMB1	-330.442	34.682	0.007062	-0.0358	-0.001	88.9025
V213	8	COMB1	-299.719	39.573	0.035	-0.0324	0.0077	98.718
V213	9	COMB1	-299.719	41.994	0.035	-0.0324	-0.0097	78.5811
V213	9	COMB1	-262.98	46.806	0.021	-0.0357	0.0023	90.2502
V213	9	COMB1	-262.98	49.227	0.021	-0.0357	-0.0079	66.542
V213	9	COMB1	-220.468	53.926	0.04	-0.0302	0.005	79.9483
V213	10	COMB1	-220.468	56.347	0.04	-0.0302	-0.0149	52.7247
V213	10	COMB1	-172.686	60.869	0.015	-0.0311	-0.0029	67.7367
V213	10	COMB1	-172.686	63.29	0.015	-0.0311	-0.0105	37.0848
V213	10	COMB1	-120.84	67.564	0.022	-0.0231	-0.0021	53.291
V213	11	COMB1	-120.84	69.985	0.022	-0.0231	-0.0131	19.3337
V213	11	COMB1	-67.58	73.87	-0.012	-0.0205	-0.0102	35.9669
V213	11	COMB1	-67.58	76.291	-0.012	-0.0205	-0.0042	-1.1039

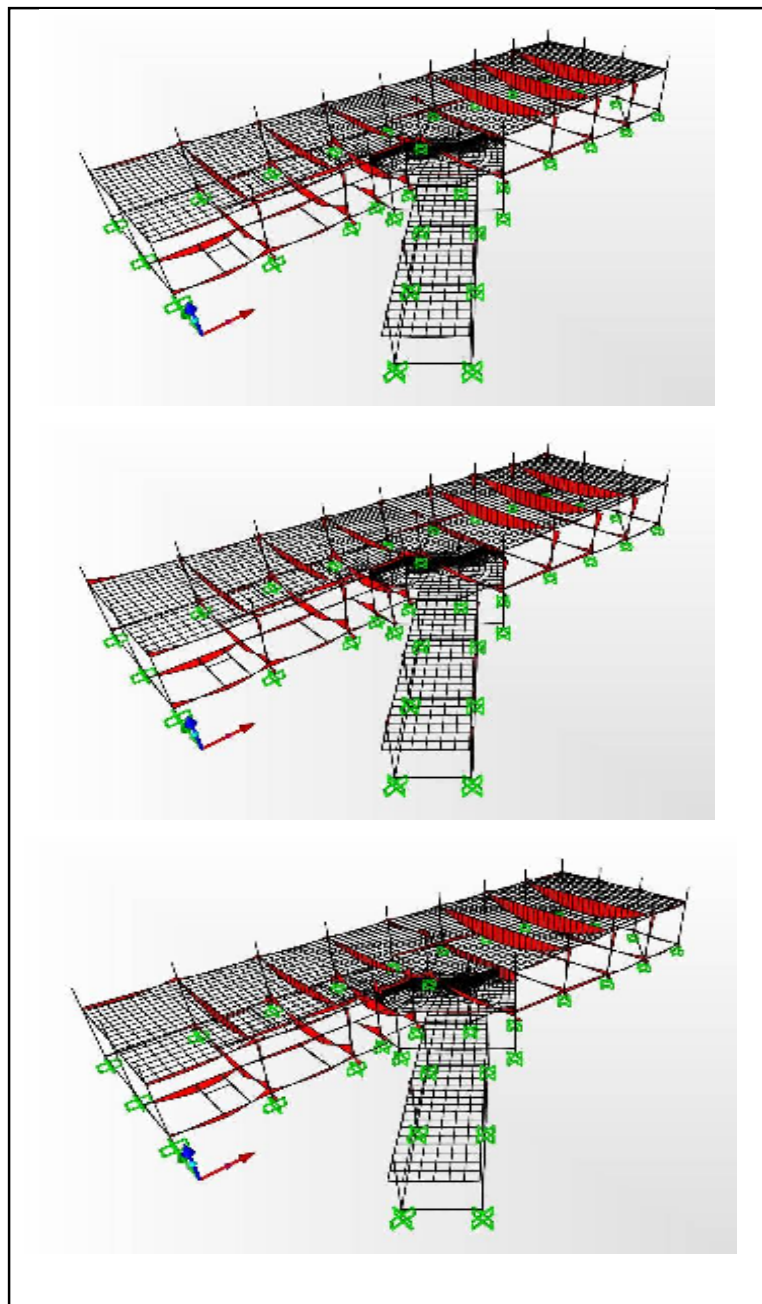
TABLE: Element Forces – Frames

Frame	Station	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
V213	11	COMB1	-20.717	79.659	0.053	-0.0397	-0.0193	12.8146
V213	12	COMB1	-20.717	82.08	0.053	-0.0397	-0.0453	-27.1148
V213	0	COMB2	-14.548	-81.568	-2.423	0.1927	-1.0728	-33.9418
V213	0	COMB2	-14.548	-79.147	-2.423	0.1927	0.1235	5.7347
V213	0	COMB2	-57.99	-75.761	-0.567	-0.3734	0.0195	-6.7211
V213	1	COMB2	-57.99	-73.34	-0.567	-0.3734	0.2995	30.0883
V213	1	COMB2	-109.298	-69.433	-0.531	-0.3107	-0.0625	14.3332
V213	1	COMB2	-109.298	-67.012	-0.531	-0.3107	0.1998	48.0182
V213	1	COMB2	-160.028	-62.723	-0.376	-0.2362	-0.0514	32.3223
V213	2	COMB2	-160.028	-60.302	-0.376	-0.2362	0.1341	62.6942
V213	2	COMB2	-207.101	-55.764	-0.362	-0.1972	-0.0652	48.0325
V213	2	COMB2	-207.101	-53.343	-0.362	-0.1972	0.1134	74.9685
V213	2	COMB2	-249.129	-48.632	-0.243	-0.1458	-0.0416	61.8153
V213	3	COMB2	-249.129	-46.211	-0.243	-0.1458	0.0784	85.2298
V213	3	COMB2	-285.495	-41.387	-0.236	-0.1211	-0.0447	73.7723
V213	3	COMB2	-285.495	-38.966	-0.236	-0.1211	0.0721	93.6094
V213	3	COMB2	-315.874	-34.063	-0.143	-0.0819	-0.0238	83.9938
V213	4	COMB2	-315.874	-31.642	-0.143	-0.0819	0.0467	100.2149
V213	4	COMB2	-340.131	-26.689	-0.146	-0.0634	-0.0266	92.5066
V213	4	COMB2	-340.131	-24.268	-0.146	-0.0634	0.0453	105.0867
V213	4	COMB2	-358.183	-19.281	-0.07	-0.0298	-0.0091	99.349
V213	5	COMB2	-358.183	-16.86	-0.07	-0.0298	0.0254	108.2712
V213	5	COMB2	-370.001	-11.851	-0.08	-0.0132	-0.0128	104.5344
V213	5	COMB2	-370.001	-9.43	-0.08	-0.0132	0.0269	109.788
V213	5	COMB2	-375.562	-4.408	-0.016	0.0191	0.0027	108.0788
V213	6	COMB2	-375.562	-1.987	-0.016	0.0191	0.0106	109.6575
V213	6	COMB2	-374.858	3.041	-0.031	0.0364	-0.001	109.987
V213	6	COMB2	-374.858	5.462	-0.031	0.0364	0.0143	107.888
V213	6	COMB2	-367.884	10.488	0.03	0.0697	0.0146	110.2581
V213	7	COMB2	-367.884	12.909	0.03	0.0697	-0.0001535	104.4819
V213	7	COMB2	-354.641	17.927	0.016	0.089	0.0125	108.8861
V213	7	COMB2	-354.641	20.348	0.016	0.089	0.0047	99.4368
V213	7	COMB2	-335.151	25.35	0.082	0.125	0.031	105.8499
V213	8	COMB2	-335.151	27.771	0.082	0.125	-0.0097	92.7355
V213	8	COMB2	-309.449	32.744	0.076	0.1468	0.0327	101.1256
V213	8	COMB2	-309.449	35.165	0.076	0.1468	-0.0046	84.3604
V213	8	COMB2	-277.64	40.093	0.16	0.1866	0.0576	94.6572
V213	9	COMB2	-277.64	42.514	0.16	0.1866	-0.0212	74.2635
V213	9	COMB2	-239.899	47.371	0.168	0.2115	0.0665	86.3832
V213	9	COMB2	-239.899	49.792	0.168	0.2115	-0.0164	62.3959
V213	9	COMB2	-196.631	54.544	0.282	0.2577	0.1029	76.166
V213	10	COMB2	-196.631	56.965	0.282	0.2577	-0.0365	48.6371
V213	10	COMB2	-148.583	61.556	0.309	0.2893	0.1284	63.809
V213	10	COMB2	-148.583	63.977	0.309	0.2893	-0.0243	32.8182
V213	10	COMB2	-97.375	68.331	0.47	0.349	0.1951	48.8352
V213	11	COMB2	-97.375	70.752	0.47	0.349	-0.0371	14.4991
V213	11	COMB2	-46.662	74.749	0.52	0.3978	0.2967	30.1165
V213	11	COMB2	-46.662	77.17	0.52	0.3978	0.0399	-7.3886
V213	11	COMB2	-5.961	80.669	2.17	-0.1023	0.1689	4.0744
V213	12	COMB2	-5.961	83.09	2.17	-0.1023	-0.9025	-36.3537

**TABLE: Element Forces – Frames**

<b>Frame</b>	<b>Station</b>	<b>Output Case</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
V213	0	COMB3	-25.825	-81.726	1.287	-0.0594	0.5362	-20.8828
V213	0	COMB3	-25.825	-79.305	1.287	-0.0594	-0.0993	18.8717
V213	0	COMB3	-75.821	-75.999	0.204	0.2658	-0.0721	3.7563
V213	1	COMB3	-75.821	-73.578	0.204	0.2658	-0.1727	40.683
V213	1	COMB3	-130.79	-69.745	0.158	0.2142	-0.0112	23.4201
V213	1	COMB3	-130.79	-67.324	0.158	0.2142	-0.0892	57.2591
V213	1	COMB3	-183.597	-63.089	0.071	0.169	-0.013	40.7492
V213	2	COMB3	-183.597	-60.668	0.071	0.169	-0.048	71.3016
V213	2	COMB3	-231.979	-56.179	0.034	0.1362	-0.0079	56.1271
V213	2	COMB3	-231.979	-53.758	0.034	0.1362	-0.0249	83.2676
V213	2	COMB3	-274.883	-49.086	-0.015	0.104	-0.0135	69.7873
V213	3	COMB3	-274.883	-46.665	-0.015	0.104	-0.0063	93.4257
V213	3	COMB3	-311.89	-41.877	-0.032	0.0788	-0.0124	81.7319
V213	3	COMB3	-311.89	-39.456	-0.032	0.0788	0.0036	101.8112
V213	3	COMB3	-342.804	-34.586	-0.054	0.0534	-0.0141	92.004
V213	4	COMB3	-342.804	-32.165	-0.054	0.0534	0.0124	108.4832
V213	4	COMB3	-367.572	-27.243	-0.055	0.0322	-0.0116	100.5895
V213	4	COMB3	-367.572	-24.822	-0.055	0.0322	0.0157	113.4432
V213	4	COMB3	-386.172	-19.864	-0.059	0.0109	-0.0107	107.5053
V213	5	COMB3	-386.172	-17.443	-0.059	0.0109	0.0185	116.7155
V213	5	COMB3	-398.609	-12.464	-0.051	-0.0077	-0.0075	112.7465
V213	5	COMB3	-398.609	-10.043	-0.051	-0.0077	0.0177	118.3028
V213	5	COMB3	-404.888	-5.05	-0.046	-0.0266	-0.0058	116.32
V213	6	COMB3	-404.888	-2.629	-0.046	-0.0266	0.0168	118.2157
V213	6	COMB3	-405.012	2.368	-0.035	-0.0437	-0.0034	118.2234
V213	6	COMB3	-405.012	4.789	-0.035	-0.0437	0.0137	116.4567
V213	6	COMB3	-398.983	9.783	-0.029	-0.0616	-0.0031	118.4544
V213	7	COMB3	-398.983	12.204	-0.029	-0.0616	0.0114	113.0261
V213	7	COMB3	-386.793	17.188	-0.022	-0.0784	-0.0031	117.0102
V213	7	COMB3	-386.793	19.609	-0.022	-0.0784	0.0078	107.926
V213	7	COMB3	-368.44	24.574	-0.026	-0.0969	-0.0065	113.879
V213	8	COMB3	-368.44	26.995	-0.026	-0.0969	0.0062	101.1482
V213	8	COMB3	-343.915	31.925	-0.029	-0.1148	-0.0108	109.0591
V213	8	COMB3	-343.915	34.346	-0.029	-0.1148	0.0034	92.6987
V213	8	COMB3	-313.233	39.226	-0.051	-0.1363	-0.0205	102.5263
V213	9	COMB3	-313.233	41.647	-0.051	-0.1363	0.0045	82.5608
V213	9	COMB3	-276.445	46.447	-0.071	-0.1575	-0.0319	94.2826
V213	9	COMB3	-276.445	48.868	-0.071	-0.1575	0.0033	70.7519
V213	9	COMB3	-233.733	53.554	-0.123	-0.1853	-0.0521	84.2705
V213	10	COMB3	-233.733	55.975	-0.123	-0.1853	0.0085	57.2306
V213	10	COMB3	-185.504	60.48	-0.166	-0.2138	-0.0781	72.4629
V213	10	COMB3	-185.504	62.901	-0.166	-0.2138	0.0037	42.003
V213	10	COMB3	-132.789	67.157	-0.261	-0.2546	-0.123	58.5987
V213	11	COMB3	-132.789	69.578	-0.261	-0.2546	0.0058	24.8423
V213	11	COMB3	-77.752	73.434	-0.329	-0.2976	-0.2087	42.2681
V213	11	COMB3	-77.752	75.855	-0.329	-0.2976	-0.0463	5.4123
V213	11	COMB3	-27.398	79.194	-1.519	0.0679	-0.1102	20.8157
V213	12	COMB3	-27.398	81.615	-1.519	0.0679	0.6397	-18.884

As Figuras 6.19 a 6.24 apresentadas a seguir traduzem graficamente, sob variados pontos de observação, as diversas solicitações resultantes nos elementos de barra da superestrutura quando submetida as três combinações de ações pertinentes.



**Figura 6.19 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de momentos fletores M3 atuantes em torno do eixo local 3 dos elementos de barra e resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural**

### 6.2.2.1 Análise dos momentos fletores M3

A Figura 6.19 demonstra os momentos fletores que atuam em torno do eixo local 3 dos elementos de barra (M3), este correspondendo ao eixo central de maior inércia da seção transversal.

Por convenção para M3 estão caracterizados como positivos os momentos que tracionam as fibras inferiores da seção transversal e, por analogia, momentos considerados negativos tracionam as fibras superiores.

Verificam-se como maiores momentos fletores positivos M3 atuantes no elemento de barra viga V213, respectivamente:

- Combinação 1 = 115,1533 kN • m;
- Combinação 2 = 110,2581 kN • m;
- Combinação 3 = 118,4544 kN • m.

Os maiores momentos fletores negativos M3 para a V213, junto aos respectivos pilares de apoio P7 e P23, correspondem a:

- P7 - combinação 1 = -26,0384 kN • m;
- P23 - combinação 1 = -27,1148 kN • m;
- P7 - combinação 2 = -33,9418 kN • m;
- P23 - combinação 2 = -36,3537 kN • m;
- P7 - combinação 3 = -20,8828 kN • m;
- P23 - combinação 3 = -18,884 kN • m.

A partir dos resultados demonstrados constata-se redução de 4,25% na intensidade do momento fletor máximo positivo, uma vez comparada a combinação 2 em relação à combinação 1 de carregamentos.

A correspondente comparação entre as combinações 3 e 1 identifica agora um incremento de 2,87% para momento máximo positivo atuante na viga V213.

Tais variações percentuais demonstram a pouca influência das ações térmicas em relação aos momentos fletores positivos atuantes no meio de vão.

Já para os momentos fletores máximos negativos ocorrentes junto aos pilares de extremidade P7 e P23, observa-se agora incrementos de respectivamente 30,35% e 34,07% na combinação 2 em relação à combinação 1 de ações.

Quando comparada a combinação 3 em relação a 1, os momentos negativos de extremidade reduzem de 19,80% e 30,36% respectivamente para os apoios em P7 e P23.

Por sua vez, os pilares P7 e P23 assumem junto à base e à altura de suas ligações com a viga V213, os seguintes momentos fletores M3 atuantes segundo sua direção de maior inércia:

- P7 junto à base - combinação 1: 17,2145 kN • m;
- P7 junto à V213 - combinação 1: -28,2541 kN • m;
- P7 junto à base - combinação 2: 32,3899 kN • m;
- P7 junto à V213 - combinação 2: -44,2888 kN • m;
- P7 junto à base - combinação 3: 6,5918 kN • m;
- P7 junto à V213 - combinação 3: -16,8287 kN • m;
- P23 junto à base - combinação 1: -15,9717 kN • m;
- P23 junto à V213 - combinação 1: 26,8808 kN • m;
- P23 junto à base - combinação 2: -25,9361 kN • m;
- P23 junto à V213 - combinação 2: 37,8857 kN • m;
- P23 junto à base - combinação 3: -9,1024 kN • m;
- P23 junto à V213 - combinação 3: 19,5939 kN • m.

Assim como ocorre para os momentos fletores nos extremos da viga V213, os momentos atuantes nos pilares estão suscetíveis a variações mais significativas de intensidade quando submetidos às diferentes combinações de ações.

Apresentam-se a seguir as variações percentuais entre resultados quando comparadas as combinações 2 e 3 em relação à combinação 1 para os pilares P7 e P23, respectivamente junto à base e junto à viga V213.

Combinação 2 em relação à combinação 1 de carregamentos:

- P7 junto à base = incremento de 88,15%;
- P7 junto à viga V213 = incremento de 56,75%;

- P23 junto à base = incremento de 62,39%;
- P23 junto à viga V213 = incremento de 40,94%.

Combinação 3 em relação à combinação 1 de carregamentos:

- P7 junto à base = diminuição de 61,71%;
- P7 junto à viga V213 = diminuição de 40,44%;
- P23 junto à base = diminuição de 43,01%;
- P23 junto à viga V213 = diminuição de 27,11%.

Extendendo-se o conceito a toda a superestrutura em estudo, da análise acima se conclui estarem as regiões estruturais de entorno aos pilares, bem como os próprios pilares, mais suscetíveis às influências proporcionadas pelas ações originadas nas variações térmicas.

Observe-se também na Figura 6.19 a significativa maior grandeza dos momentos aplicados nos vãos centrais das vigas transversais internas, quando comparados com os momentos atuantes nos pilares a elas vinculados.

Conforme anteriormente destacado, a intensidade dos momentos fletores transmitidos pelas vigas aos pilares está proporcionada na razão direta das relativas rigidezes entre ambos, nos locais de transmissão.

Constate-se ainda, ratificando exposição demonstrada na análise dos deslocamentos, a presença de significativos maiores momentos fletores atuantes no setor do prédio correspondente ao forro do auditório propriamente dito, quando comparados com os do setor lateral adjacente (forro da lancheria). Obviamente tal condição é proporcionada pelos maiores vãos livres horizontais lá ocorrentes, guardadas as mesmas combinações de carregamentos aplicadas.

A Figura 6.19 deixa também evidenciados os engastamentos dos pilares junto às fundações, assumindo estes ali momentos M3 máximos, guardadas as respectivas tendências de giro atuantes em cada elemento. A partir de suas bases, na medida em que as seções transversais dos pilares destas se afastam, passam a diminuir os momentos fletores, anulando-se em ponto de inflexão onde ocorre a inversão das faces sujeitas à flexo-tração e o surgimento de momentos novamente crescentes, alcançando seus máximos no topo.



### 6.2.2.2 Análise dos momentos fletores M2

A Figura 6.20 demonstra os momentos fletores que atuam em torno do eixo local 2 dos elementos de barra (M2), este correspondendo ao eixo central de menor inércia das seções transversais dos elementos.

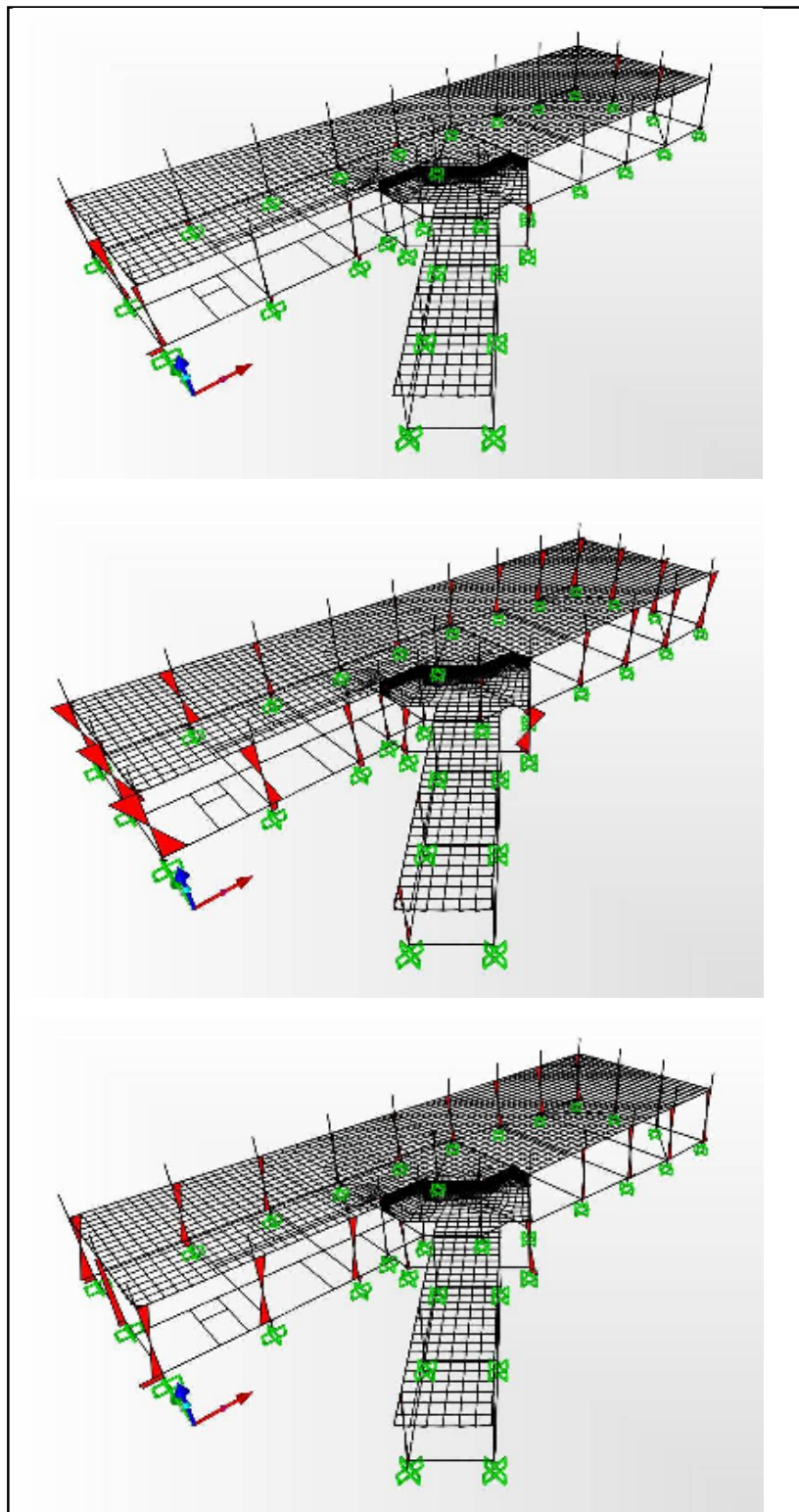
Pela exposição na figura verifica-se a presença de momentos fletores M2 agindo basicamente nos pilares. Nestes, assim como verificado para M3, partindo de um máximo junto às fundações, diminuem os momentos na medida em que as seções transversais delas se afastam, passando, após zeramento em inflexão, as flexo-trações a atuarem de forma crescente em faces opostas destes elementos, atingindo também máximos ao nível do forro.

Analisando-se os efeitos da combinação 1 de ações, nota-se a presença de momentos M2 atuando basicamente nos pilares componentes das fachadas leste e oeste da edificação. Tal condição é devida a serem estes pilares elementos extremos de pórticos longitudinais e, portanto, mais suscetíveis ao efeito pórtico proporcionado pelos esgastamentos parciais que desenvolvem com o tabuleiro estrutural do forro.

Para a combinação 2 de carregamentos constatam-se flexões derivadas de M2 em praticamente todos os pilares, destacando-se como flexo-tracionadas as faces laterais inferiores voltadas para o centro geométrico de massa da estrutura. Na medida em que as seções se afastam das fundações, após inflexão, as componentes de flexo-tração resultantes passam a atuar em faces opostas às acima declaradas.

Situação diferente ocorre para a combinação 3 onde, junto à base destes pilares, suas faces laterais contrárias ao centro geométrico de massa da estrutura passam agora a serem solicitadas por flexo-trações. Assim como no caso do carregamento 2, após inflexão as componentes de tração passam às faces apostas.

Este mecanismo de inversão na transferência de tensões associado entre as combinações 2 e 3 de carregamentos é tanto mais intenso quanto mais afastado estiver o ponto considerado em relação ao centro geométrico de massa da estrutura (ponto de variações dimensionais de origem térmica teoricamente nulas).



**Figura 6.20 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de momentos fletores M2 atuantes em torno do eixo local 2 dos elementos de barra e resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural**

Os momentos M2 são basicamente provenientes de solicitações cumulativas resultantes de esforços horizontais e engastamentos transmitidos pela estrutura do forro aos pilares. Esta afirmação, associada à presença dos momentos M3 de mesma origem, ratifica a já citada observação de que todos os pilares componentes da superestrutura em estudo estão submetidos à condição de flexão composta oblíqua.

A partir da interpretação da Figura 6.20 e dos dados numéricos apresentados na Tabela 6.5, destaque-se a seguir alguns valores mais significativos para M2 atuantes nos pilares:

Momentos respectivamente junto à base e ao nível do forro para a combinação 1:

- P1 = 1,4597 kN • m e -3,0186 kN • m;
- P9 = -3,8504 kN • m e 4,4501 kN • m;
- P11 = -6,1372 kN • m e 12,4854 kN • m;
- P16 = 4,4794 kN • m e -4,3590 kN • m;
- P25 = -3,7184 kN • m e 4,3132 kN • m;

Momentos respectivamente junto à base e ao nível do forro para a combinação 2:

- P1 = 18,1358 kN • m e -17,9870 kN • m;
- P9 = -21,9845 kN • m e 21,0877 kN • m;
- P11 = -21,4451 kN • m e 22,1868 kN • m;
- P16 = 25,6700 kN • m e -24,7389 kN • m;
- P25 = -25,3037 kN • m e 25,0821 kN • m.

Momentos respectivamente junto à base e ao nível do forro para a combinação 3:

- P1 = -14,0777 kN • m e 12,6043 kN • m;
- P9 = 11,9997 kN • m e -11,3806 kN • m;
- P11 = 5,4839 kN • m e 4,7543 kN • m;
- P16 = -9,9914 kN • m e 10,1894 kN • m;
- P25 = 11,5761 kN • m e -10,9541 kN • m.

Repete-se aqui para os pilares respostas estruturais associando mecanismo semelhante ao ocorrido em relação aos momentos M3, porém agora com amplitudes percentuais assumindo variações proporcionalmente maiores, quais sejam:

Combinação 2 em relação à combinação 1 de carregamentos, considerando-se a variação percentual respectivamente junto à base e ao nível do forro:

- P1 = incrementos de 1.142,43% e 495,87%;
- P9 = incrementos de 470,97% e 373,87%;

- P11 = incrementos de 249,43% e 77,70%;
- P16 = incrementos de 473,07% e 467,54%;
- P25 = incrementos de 580,50% e 481,52%.

Combinação 3 em relação à combinação 1 de carregamentos, considerando-se a variação percentual respectivamente junto à base e ao nível do forro:

- P1 = incrementos modulares com mudança de sentido de 1.064,42% e 517,55%;
- P9 = incrementos modulares com mudança de sentido de 411,65% e 355,74%;
- P11 = diminuição modular com mudança de sentido de 189,36% e diminuição de 61,92%;
- P16 = incrementos modulares com mudança de sentido de 323,05% e 333,76%;
- P25 = incrementos modulares com mudança de sentido de 411,32% e 353,97%.

As consideráveis variações das amplitudes percentuais observadas para os pilares P1, P9, P11, P16 e P25 justificam-se no fato já destacado destas variações serem tanto mais intensas quanto mais afastado estiver o elemento estrutural considerado em relação ao já citado centro geométrico de massa da estrutura.

### 6.2.2.3 Análise dos esforços cortantes V2

Na Figura 6.21 a seguir estão representados os esforços cortantes que solicitam as seções transversais dos elementos de barra na direção do eixo local 2 (V2), ou seja, na direção da maior inércia da seção transversal do elemento. Ver também Tabelas 6.5 e 6.6.

Destacando-se novamente o elemento de viga V213 apresentando as maiores solicitações cisalhantes, tem-se respectivamente para cada combinação de ações:

Combinação 1:

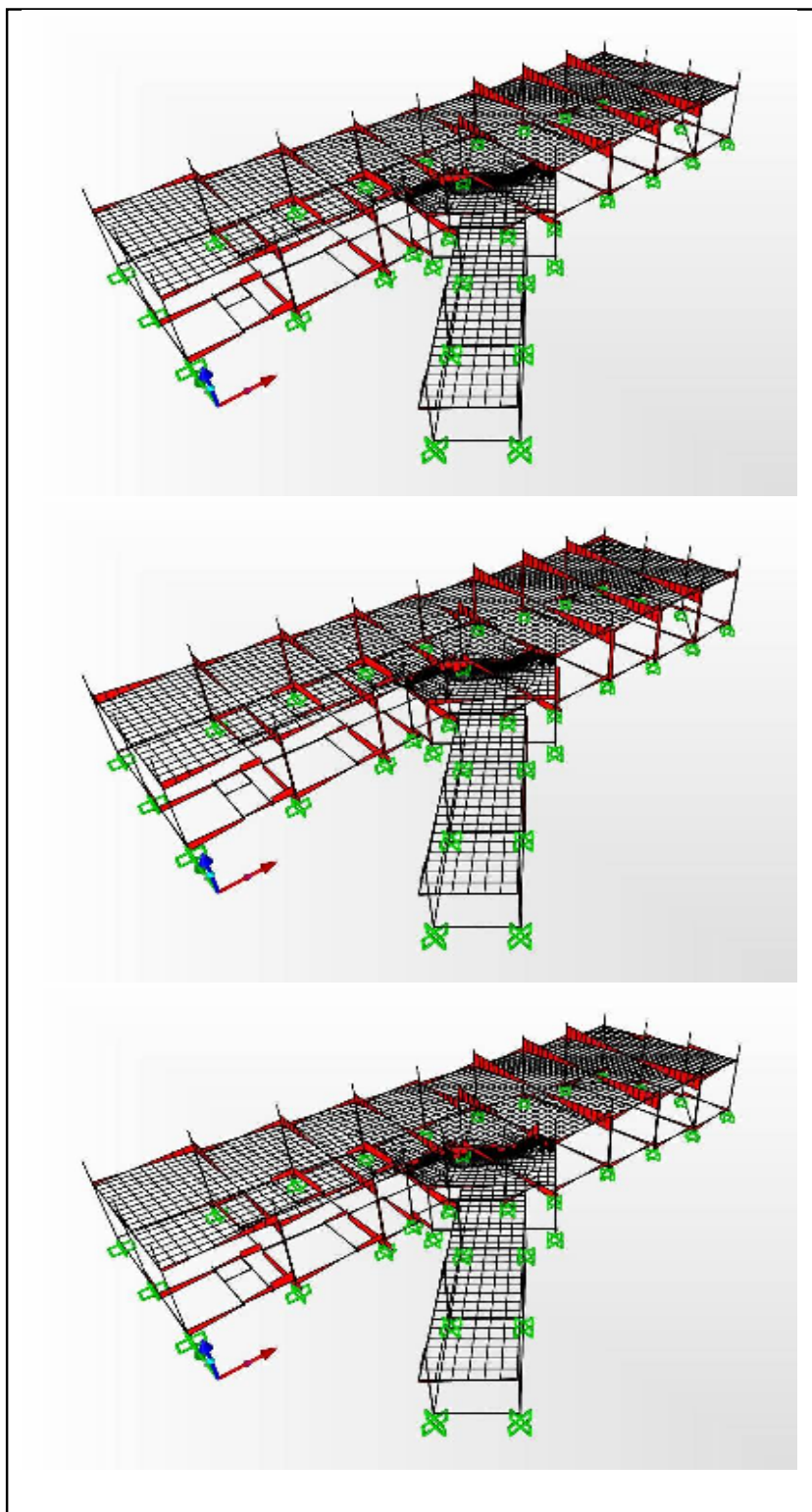
- Esforço cortante junto ao pilar P7: 82,080 kN;
- Esforço cortante junto ao pilar P23: -81,628 kN.

Combinação 2:

- Esforço cortante junto ao pilar P7: 83,090 kN;
- Esforço cortante junto ao pilar P23: -81,568 kN.

Combinação 3:

- Esforço cortante junto ao pilar P7: 81,615 kN;
- Esforço cortante junto ao pilar P23: -81,726 kN.



**Figura 6.21 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de esforços cortantes V2 atuantes na direção do eixo local 2 dos elementos de barra e resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural**

Observe-se a proximidade entre os valores encontrados para cada combinação, demonstrando a pouca influência das variações de temperatura sobre as ações cisalhantes atuantes na viga V213, condição que pode ser extrapolada para todo o viga de forro e vigas de fundação.

Por sua vez os pilares P7 e P23 que recebem a viga V213 encontram-se submetidos aos seguintes esforços cortantes:

Combinação 1:

- Esforços cortantes de base e ao nível do forro para P7: 12,272 kN;
- Esforços cortantes de base e ao nível do forro para P23: -11,566 kN.

Combinação 2:

- Esforços cortantes de base e ao nível do forro para P7: 20,696 kN;
- Esforços cortantes de base e ao nível do forro para P23: -17,226 kN.

Combinação 3:

- Esforços cortantes de base e ao nível do forro para P7: 6,321 kN;
- Esforços cortantes de base e ao nível do forro para P23: -7,745 kN.

A análise dos resultados acima deixa agora evidenciada a significativa influência que as variações térmicas acarretam nos pilares P7 e P23, estendendo-se esta interação também para os demais pilares da edificação.

Constata-se um incremento da ordem de 68,64% nos esforços cisalhantes atuantes no pilar P7 quando comparada a combinação 2 (cargas permanentes + aumento de temperatura) em relação à combinação 1 (cargas permanentes) de carregamentos. Para o pilar P23 este incremento assume o índice de 48,94%.

Através do exposto, ficam caracterizados os efeitos proporcionados pela dilatação volumétrica global da estrutura, esta induzindo nos pilares incrementos de ações horizontais nos sentidos da expansão.

Comparando-se sob a mesma ótica os resultados das combinações 3 (cargas permanentes + diminuição de temperatura) em relação à combinação 1, verificam-se agora respectivas reduções nos cortantes, equivalendo estas a 48,49% para o pilar P7 e 33,04% para o pilar P23.

Este fato traduz-se através de uma parcial relaxação nas ações horizontais atuantes nos pilares da edificação, efeito este proporcionado pela contração global da estrutura na qual resultam ações horizontais nos sentidos desta contração.

#### 6.2.2.4 Análise dos esforços cortantes V3

Os esforços cortantes que atuam na direção do eixo local 3 (V3), ou seja, na direção da menor inércia da seção transversal dos elementos de barra estão representados na Figura 6.22. Nela se verificam estes cortantes basicamente presentes nos pilares da edificação, novamente sendo destacadas as resultantes horizontais provenientes do tabuleiro de forro agindo nos extremos superiores destes pilares. Ver também Tabelas 6.5 e 6.6.

Tal como constatado para a direção do eixo local 2, ratifica-se a significativa influência que as variações térmicas acarretam nos esforços cortantes sobre pilares também segundo a direção do eixo local 3.

Exemplificando-se através do pilar P16, elemento destacado no rall dos sujeitos aos maiores cortantes na direção local 3, tem-se:

Combinação 1:

- Esforços cortantes de base e ao nível do forro: 2,581 kN.

Combinação 2:

- Esforços cortantes de base e ao nível do forro: 14,718 kN.

Combinação 3:

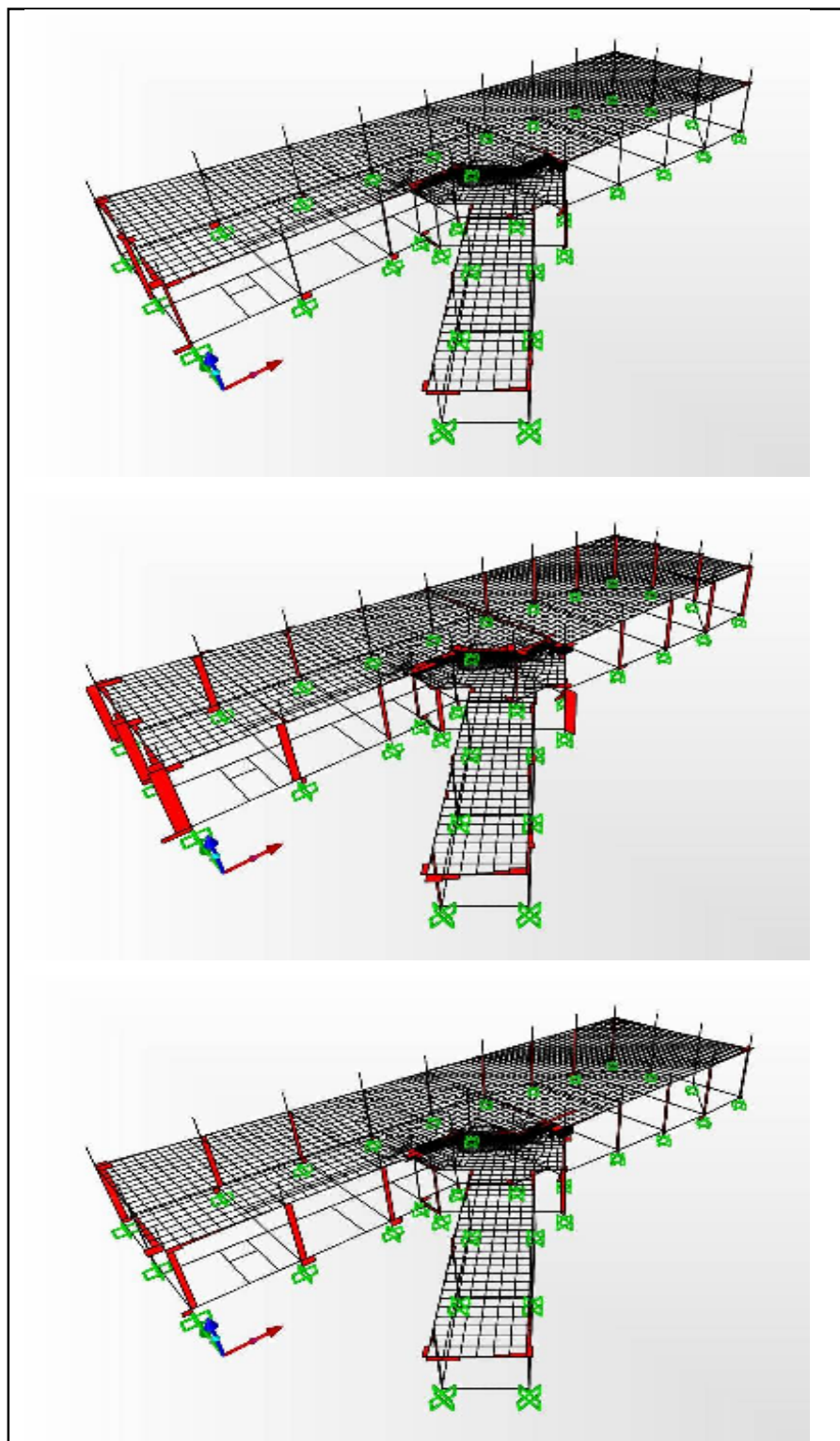
- Esforços cortantes de base e ao nível do forro: -5,892 kN.

Constata-se um incremento da ordem de 470,24% nos esforços cisalhantes quando comparada a combinação 2 (cargas permanentes + aumento de temperatura) em relação à combinação 1 (cargas permanentes) de carregamentos.

Os resultados da combinação 3 (cargas permanentes + diminuição de temperatura) em relação à combinação 1 demonstram inversão no sentido dos esforços cortantes, equivalendo esta a uma amplitude variacional de 228,28%.

Os significativos maiores índices de variação destes esforços, quando comparados aos constatados segundo a direção do eixo local 2, justificam-se no fato de estar o pilar P16 mais afastado em relação ao centro geométrico de massa da estrutura (ponto de variações dimensionais de origem térmica teoricamente nulas) do que os pilares P7 e P23 anteriormente analisados.

Por conseguinte, em relação aos pilares de uma edificação, pode-se afirmar que a intensidade dos esforços cortantes derivados de ações provenientes de variações térmicas neles atuantes, será tanto maior quanto mais distantes aqueles estiverem do centro geométrico de massa da estrutura.



**Figura 6.22 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de esforços cortantes  $V_3$  atuantes na direção do eixo local 3 dos elementos de barra e resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural**



### 6.2.2.5 Análise dos esforços axiais normais P

A Figura 6.23 representa os diagramas de esforços axiais normais (P) atuantes segundo o eixo local 1 do elemento, consideradas as três situações de carregamentos analisadas.

A partir da interpretação gráfica da figura e dos dados numéricos apresentados nas Tabelas 6.5 e 6.6, destaquem-se resultados para alguns elementos que demonstraram estar submetidos a solicitações normais de maior intensidade.

Os valores a seguir apresentados correspondem aos pilares P7, P8, P23 e P24, estando transcritas as solicitações presentes em posição determinada pelo cruzamento entre os eixos longitudinais do pilar considerado e das vigas de fundação existentes em sua base:

Combinação 1:

- Esforço axial normal para P7: -145,514 kN (compressão);
- Esforço axial normal para P8: -146,200 kN (compressão);
- Esforço axial normal para P23: -143,787 kN (compressão);
- Esforço axial normal para P24: -146,236 kN (compressão).

Combinação 2:

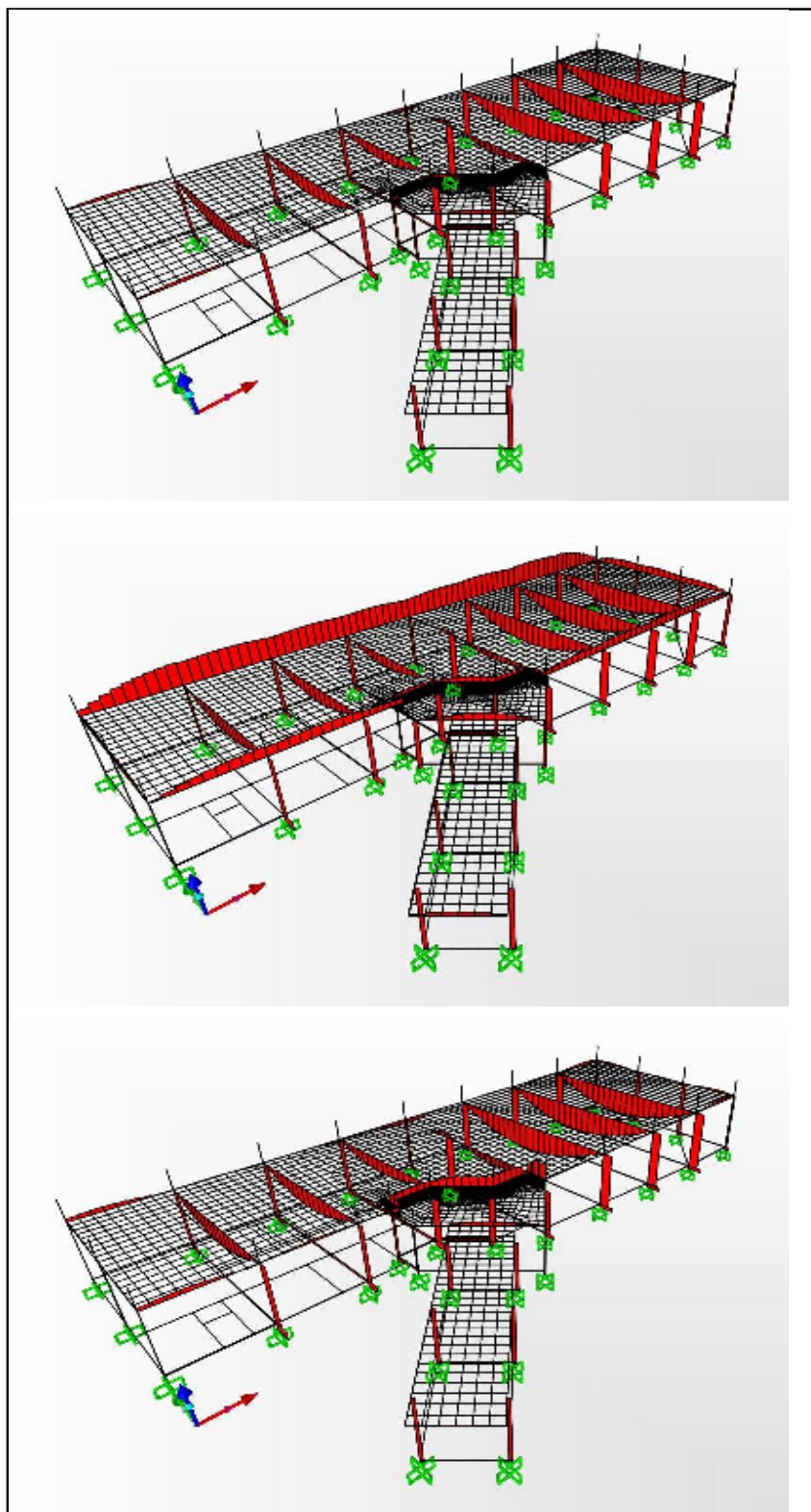
- Esforço axial normal para P7: -148,681 kN (compressão);
- Esforço axial normal para P8: -119,241 kN (compressão);
- Esforço axial normal para P23: -144,2257 kN (compressão);
- Esforço axial normal para P24: -131,772 kN (compressão).

Combinação 3:

- Esforço axial normal para P7: -144,588 kN (compressão);
- Esforço axial normal para P8: -150,935 kN (compressão);
- Esforço axial normal para P23: -143,346 kN (compressão);
- Esforço axial normal para P24: -151,445 kN (compressão).

Comparando-se respectivamente os esforços demonstrados para cada pilar em relação a cada combinação, conclui-se não ocorrer entre combinações variações significativas de intensidade.

Objetivando-se a título demonstrativo, no caso do pilar P7 ocorre um acréscimo de 2,18% no esforço encontrado para a combinação 2 em relação à combinação 1 de carregamentos. Já por sua vez, para a combinação 3 em relação à combinação 1 ocorre um decréscimo da ordem de 0,64%.



**Figura 6.23 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de esforços axiais normais  $P$  resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural**

A situação de variação intercombinações mais significativa ocorre para o pilar P8, para o qual entre combinações 2 e 1 ocorre decréscimo de 18,44% e entre combinações 3 e 1 um acréscimo da ordem de 3,24%.

Analisando-se agora as vigas componentes do tabuleiro de forro, constata-se para algumas destas vigas variações nos esforços axiais normais entre combinações assumindo valores consideravelmente maiores.

Comprova-se o acima exposto através da exposição dos esforços verificados, a título de exemplo, para a viga V201:

Combinação 1:

- Máximo esforço axial normal de tração: 37,839 kN;
- Máximo esforço axial normal de compressão: -39,894 kN.

Combinação 2:

- Máximo esforço axial normal de tração: 369,856 kN;
- Máximo esforço axial normal de compressão: não há compressão.

Combinação 3:

- Máximo esforço axial normal de tração: 57,322 kN;
- Máximo esforço axial normal de compressão: -59,569 kN.

A comparação demonstra acréscimo de 877,45% nos esforços axiais de tração entre as combinações 2 e 1 de ações, estando a viga V201, quando submetida à combinação 2 de carregamentos, sujeita unicamente a esforços longitudinais de tração.

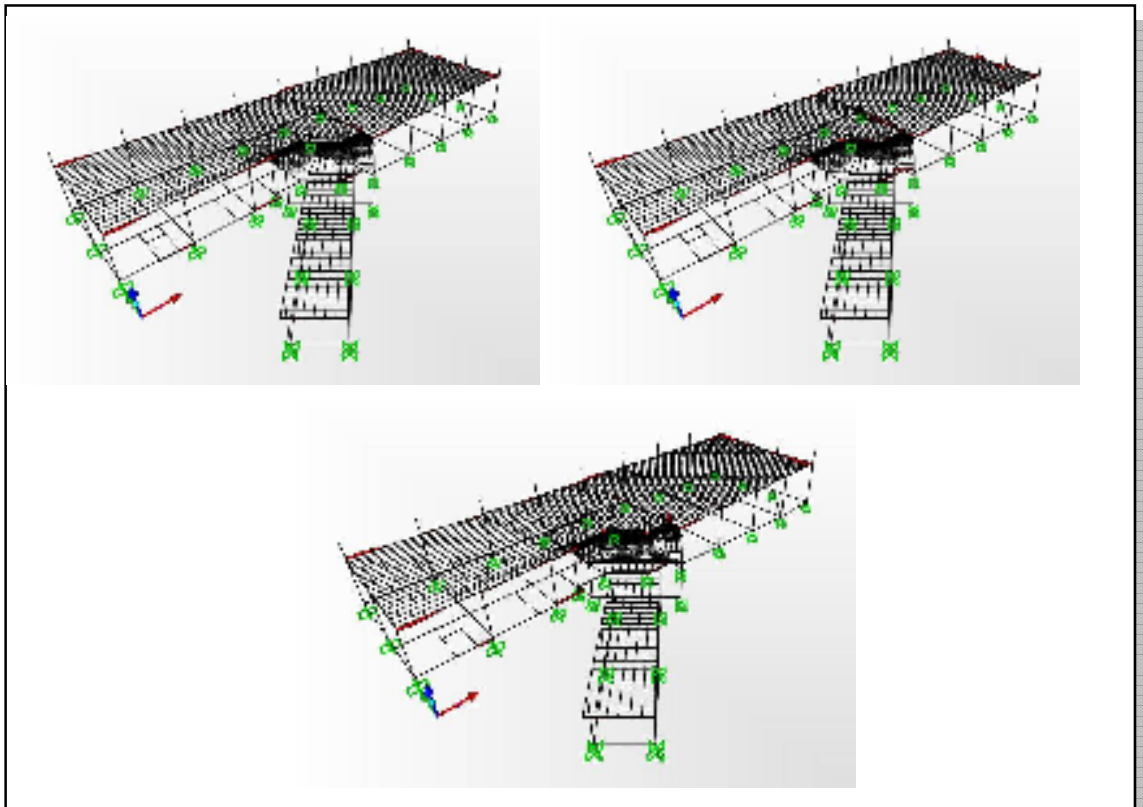
Entre as combinações 3 e 1 verificam-se acréscimos de 51,49% na tração e 49,32% na compressão.

Por sua vez, a viga V203 apresenta-se submetida unicamente a esforços longitudinais de compressão nas três combinações de ações, assumindo um decréscimo de 4,25% entre as combinações 2 e 1, como também um incremento de 3,26% entre as combinações 3 e 1, considerados os máximos esforços axiais em cada combinação.

Observadas as dimensões destas vigas, guardando a V201 extensão da ordem de três vezes o comprimento da V203, conclui-se a relação direta que mantém as intensidades das variações nos esforços longitudinais originados nas variações térmicas com a respectiva extensão do elemento na direção da sollicitação. Evidentemente a seção transversal do elemento também está diretamente proporcionada à resposta obtida quanto aos esforços resultantes de ações motivadas por variações de temperatura.

#### 6.2.2.6 Análise dos momentos torçores T

Finalizando a exposição de diagramas para barras submetidas às composições de carregamentos em estudo, destaque-se ainda a Figura 6.24. Ela demonstra os esforços correspondentes aos momentos torçores resultantes na estrutura (ver Tabelas 6.5 e 6.6).



**Figura 6.24 – Vista em perspectiva nordeste para os diagramas de momentos torçores T resultantes das combinações 1, 2 e 3 respectivamente, apresentando o completo modelo estrutural**

#### 6.2.2.7 Análises dos momentos fletores de placa, tensões de placa e forças de membrana atuantes nos elementos finitos laminares

As Figuras 6.26 a 6.41 representam por áreas de influência ou sob forma vetorial as solicitações dos momentos fletores e tensões de placa, bem como as forças de membrana que

atuam nos elementos finitos laminares discretizados para as lajes de forro, quando submetidos as três combinações de carregamentos pertinentes.

Os valores para momentos fletores e forças estão apresentados por unidade de comprimento, isto é, abrangendo uma faixa de largura unitária, sendo expressos respectivamente em  $\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m}$  e  $\text{kN}/\text{m}$ , representando-se as tensões em  $\text{kN}/\text{m}^2$ .

Nas Figuras 6.26 a 6.37 estão demonstrados respectivamente os momentos fletores nas direções dos eixos locais 1 (M11) e 2 (M22) dos elementos, bem como os momentos fletores máximos (M-MAX) e mínimos (M-MIN) resultantes da interação entre estas duas direções.

Entenda-se por momentos máximos os correspondentes aos máximos valores positivos, conceitualmente considerados pelo programa aqueles que tracionam as fibras inferiores dos laminares. Por analogia os momentos mínimos consideram os máximos valores negativos, correspondendo estes aos momentos fletores que tracionam as fibras superiores dos respectivos elementos finitos.

As Figuras 6.38 a 6.41 representam esforços de membrana ocorrentes nos laminares, demonstrando forças principais máximas (F-MAX) e mínimas (F-MIN), ortogonalmente dispostas si.

Novamente por definição conceitual, esforços de membrana positivos e negativos estão respectivamente associados à tração e compressão.

Por sua vez, a Figura 6.42 proporciona uma interpretação sobre as tensões principais decorrentes dos momentos de placa resultantes da combinação 3 de ações.

Objetivou-se com o estudo dos esforços de placa e membrana estabelecer correlações entre resultantes e o estado de fissuração apresentado em regiões específicas nas lajes de forro, bem como nos elementos de barra, destacando-se aqui os pilares.

Numericamente os momentos fletores e forças desenvolvidas nas seções transversais de cascas são obtidos através da integração das tensões surgentes ao longo da espessura do elemento, considerando-se para tal a superposição dos efeitos provenientes dos estados de membrana e placa, para uma largura unitária.

O formulário a seguir apresentado fundamenta-se na teoria da elasticidade, sendo aplicável para elementos laminares considerados homogêneos.

- Forças de membrana normais e tangenciais:

$$F_{11} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{11} dx_3$$

$$F_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{22} dx_3$$

$$F_{12} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{12} dx_3$$

- Momentos fletores de placa:

$$M_{11} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 \sigma_{11} dx_3$$

$$M_{22} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 \sigma_{22} dx_3$$

$$M_{12} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 \sigma_{12} dx_3$$

- Esforços cortantes de placa:

$$V_{13} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} \sigma_{13} dx_3$$

$$V_{23} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} \sigma_{23} dx_3$$

- Tensões de casca, resultantes das interações entre esforços de membrana e de placa:

$$\sigma_{11} = \frac{F_{11}}{th} - \frac{12 M_{11}}{thb^3} x_3$$

$$\sigma_{22} = \frac{F_{22}}{th} - \frac{12 M_{22}}{thb^3} x_3$$

$$\sigma_{12} = \frac{F_{12}}{th} - \frac{12 M_{12}}{thb^3} x_3$$

$$\sigma_{13} = \frac{V_{13}}{thb}$$

$$\sigma_{23} = \frac{V_{23}}{thb}$$

$$\sigma_{33} = 0$$

Onde

$F$  = força de membrana (kN);

$\sigma$  = tensão de casca (kN/m<sup>2</sup>);

$x_3$  = coordenada do ponto considerado em relação à linha neutra do elemento (m);

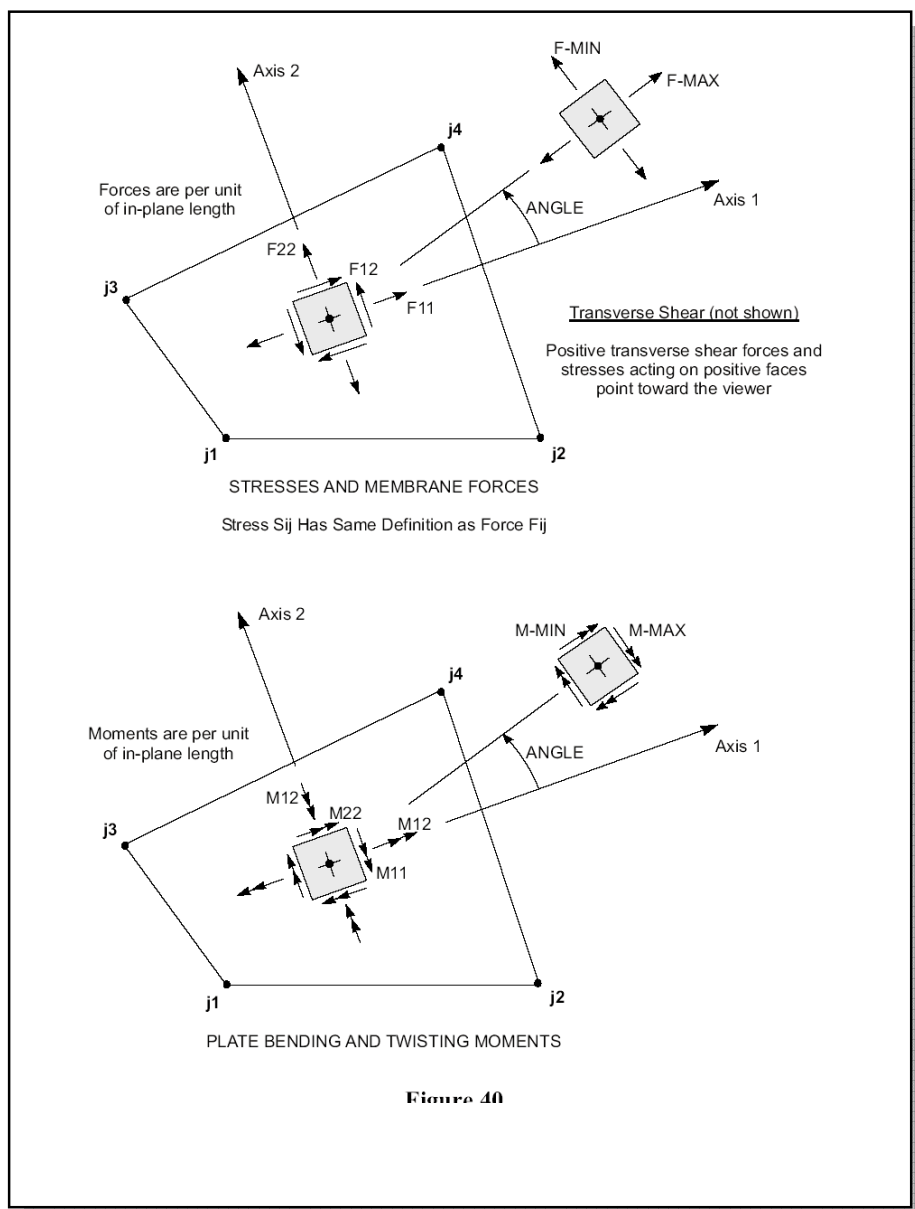
$M$  = momento fletor de placa (kN • m);

$th$  = espessura de membrana (m);

$thb$  = espessura de placa (m);

$V$  = força cortante de placa (kN).

Identificações e orientações de direção e sentido para tensões, forças e momentos fletores atuantes nos elementos laminares estão apresentados na Figura 6.25.



Fonte: Computers & Structures, Inc., 2007, p. 172.

**Figura 6.25 – Identificações e orientações de direção e sentido para tensões, forças e momentos fletores atuantes nos elementos laminares**

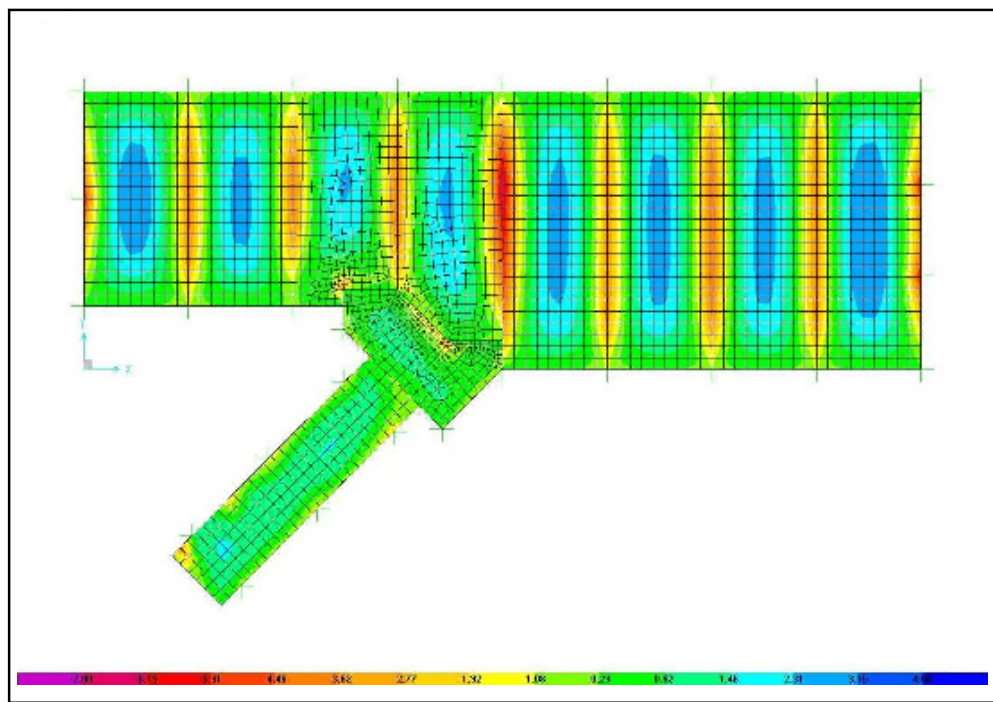


Figura 6.26 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 1 (M11) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 1 de ações sobre a estrutura (kN•m/m)

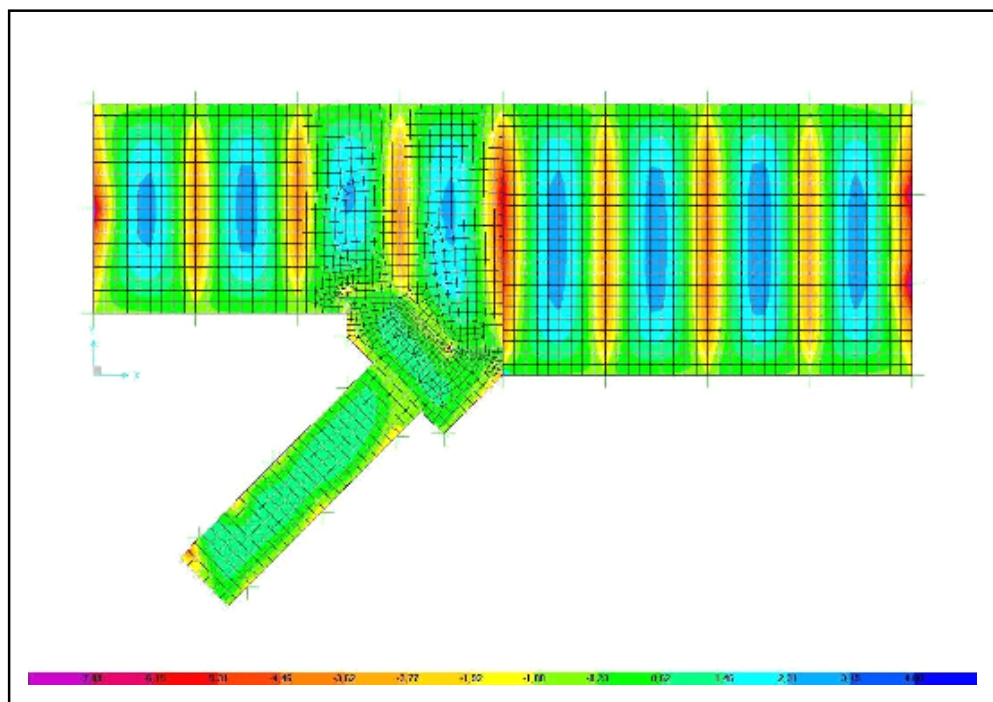


Figura 6.27 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 1 (M11) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 2 de ações sobre a estrutura (kN•m/m)



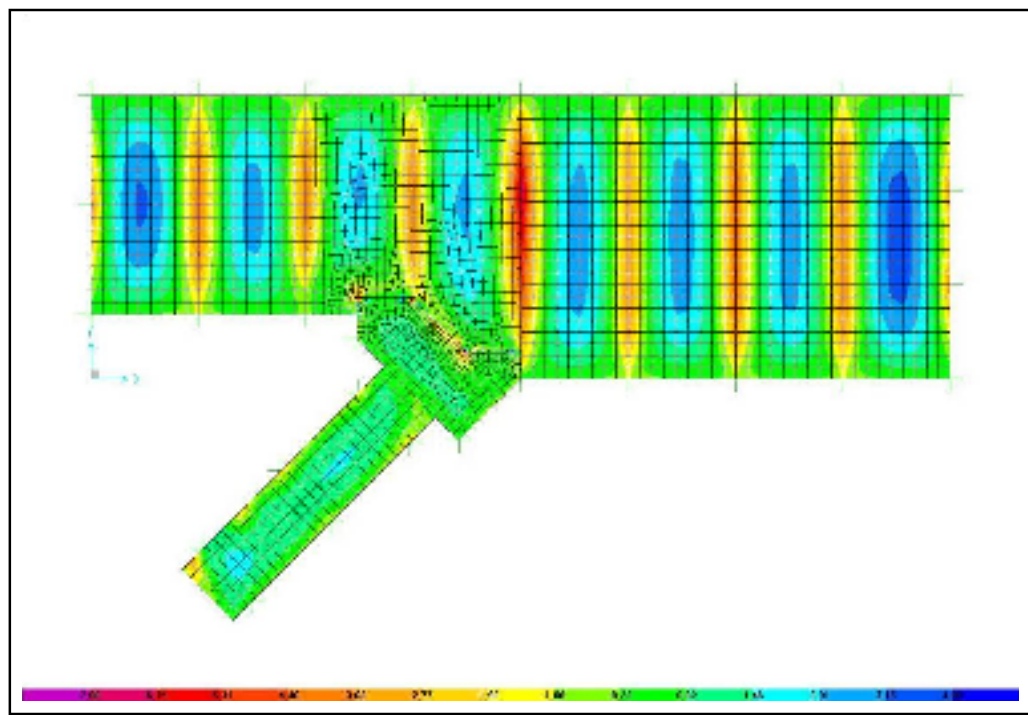


Figura 6.28 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 1 (M11) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 3 de ações sobre a estrutura (kN•m/m)

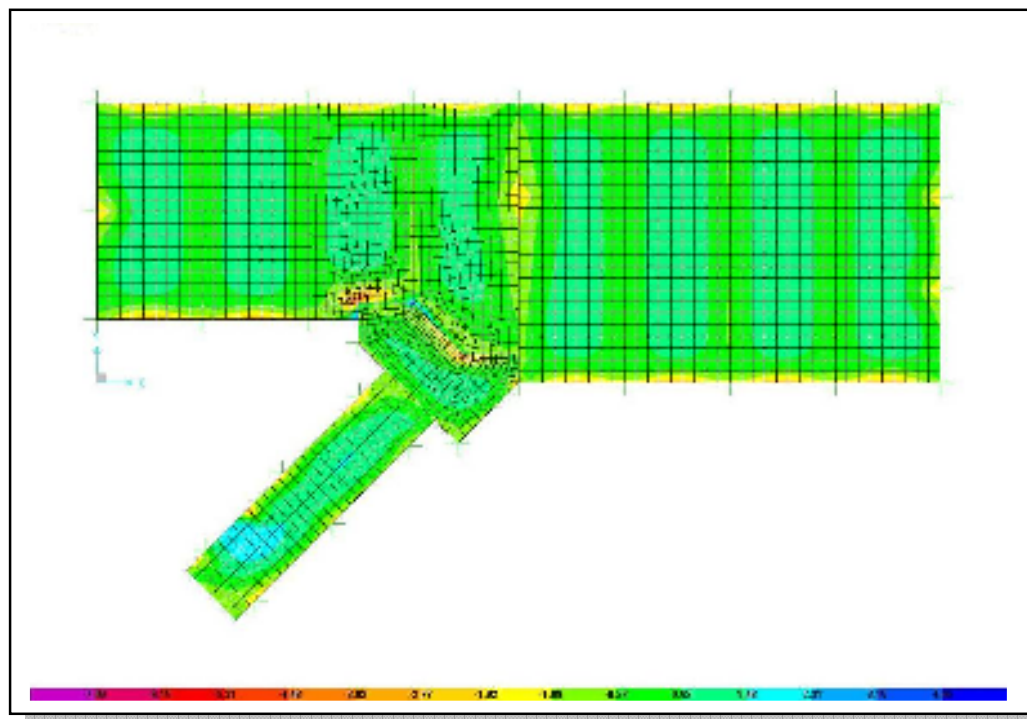


Figura 6.29 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 2 (M22) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 1 de ações sobre a estrutura (kN•m/m)

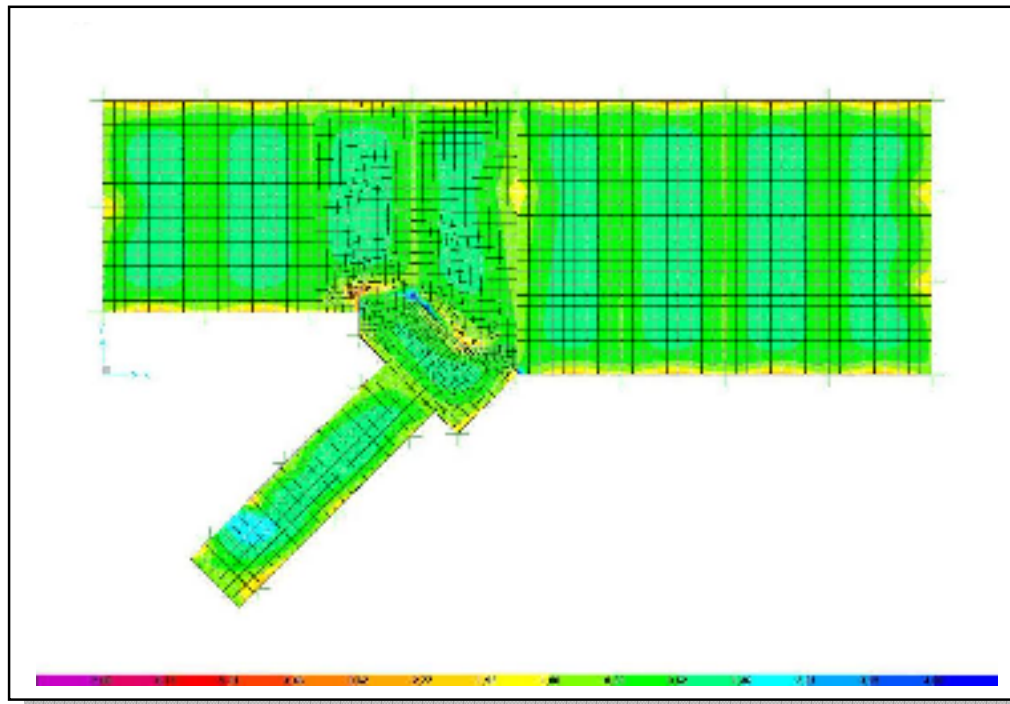


Figura 6.30 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 2 ( $M_{22}$ ) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 2 de ações sobre a estrutura ( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ )

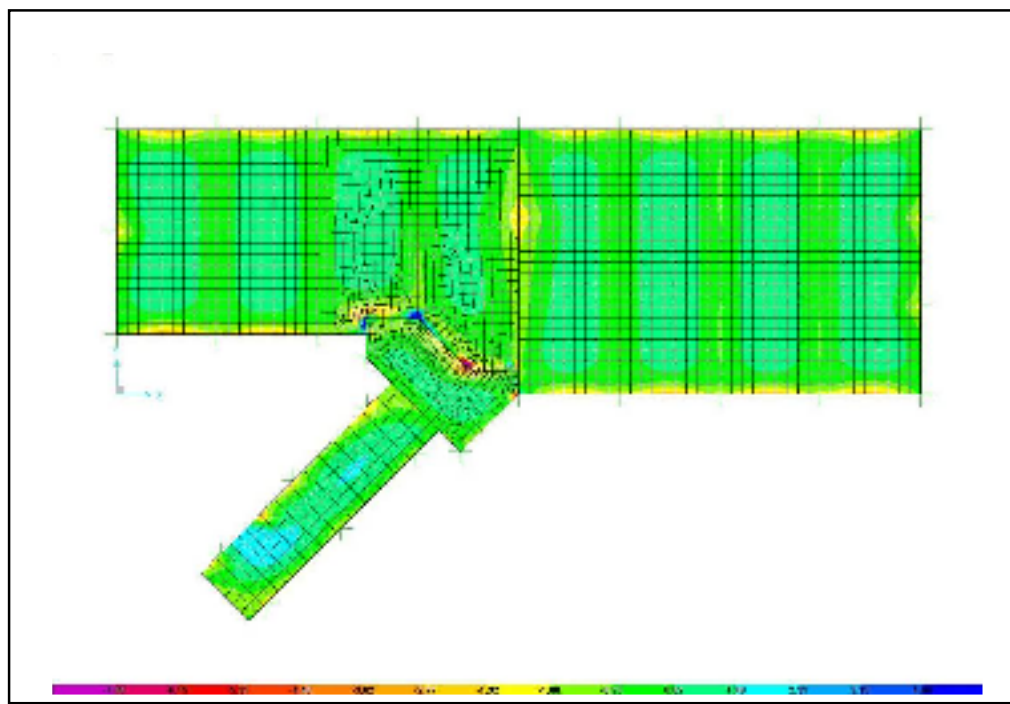


Figura 6.31 – Vista superior demonstrando áreas de influência para momentos fletores atuantes na direção do eixo local 2 ( $M_{22}$ ) dos elementos laminares de forro e resultantes da combinação 3 de ações sobre a estrutura ( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ )

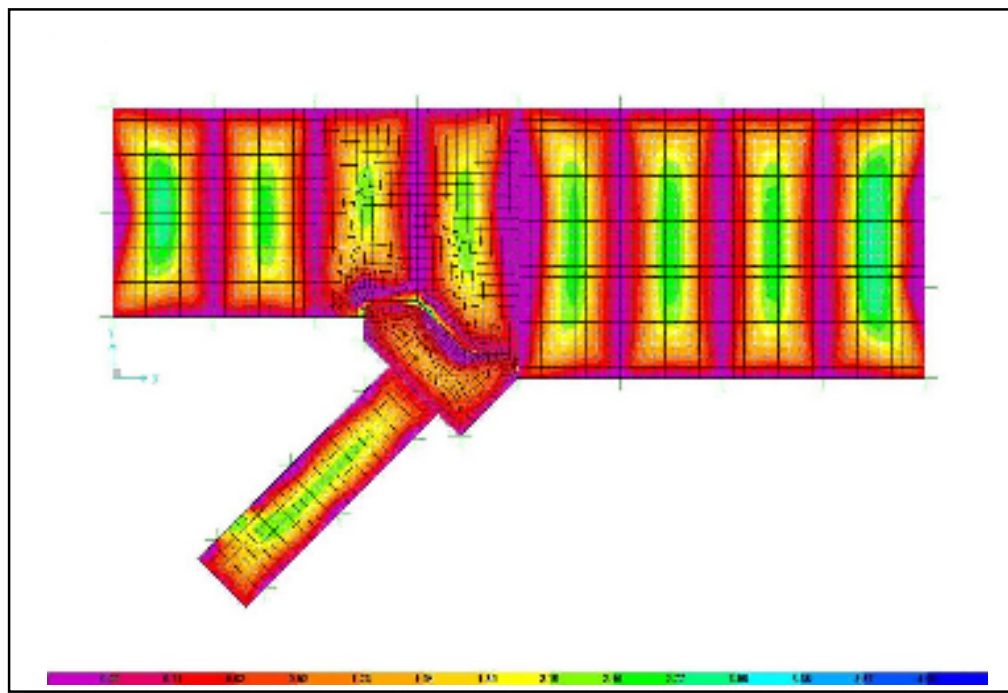


Figura 6.32 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores máximos (M-MAX) nos laminares de forro na combinação 1 de ações (kN•m/m)

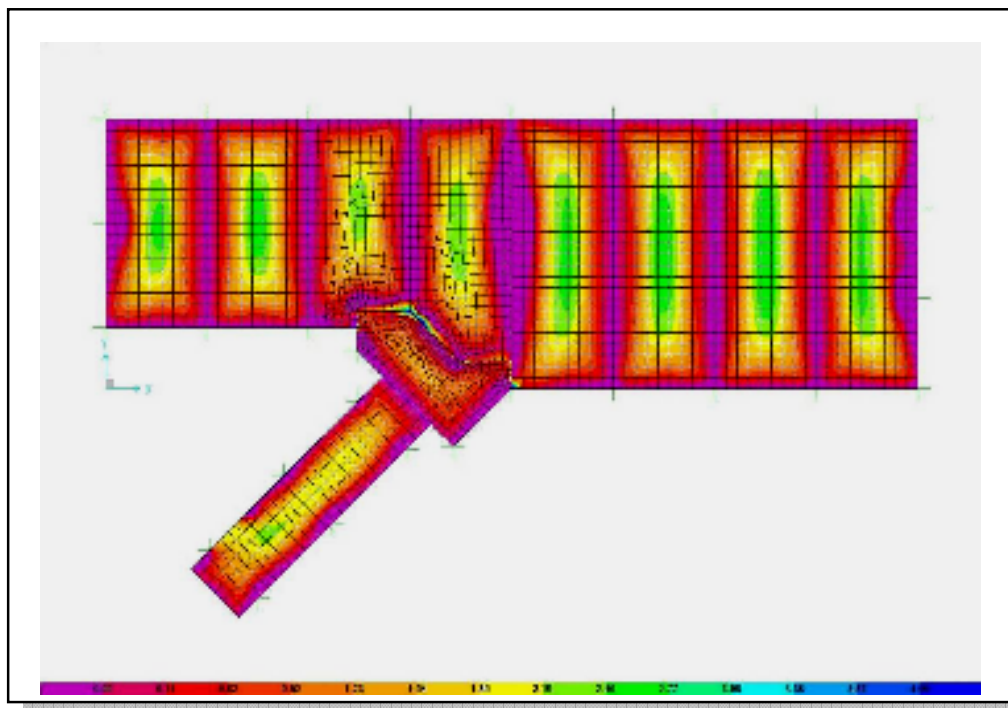


Figura 6.33 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores máximos (M-MAX) nos laminares de forro na combinação 2 de ações (kN•m/m)

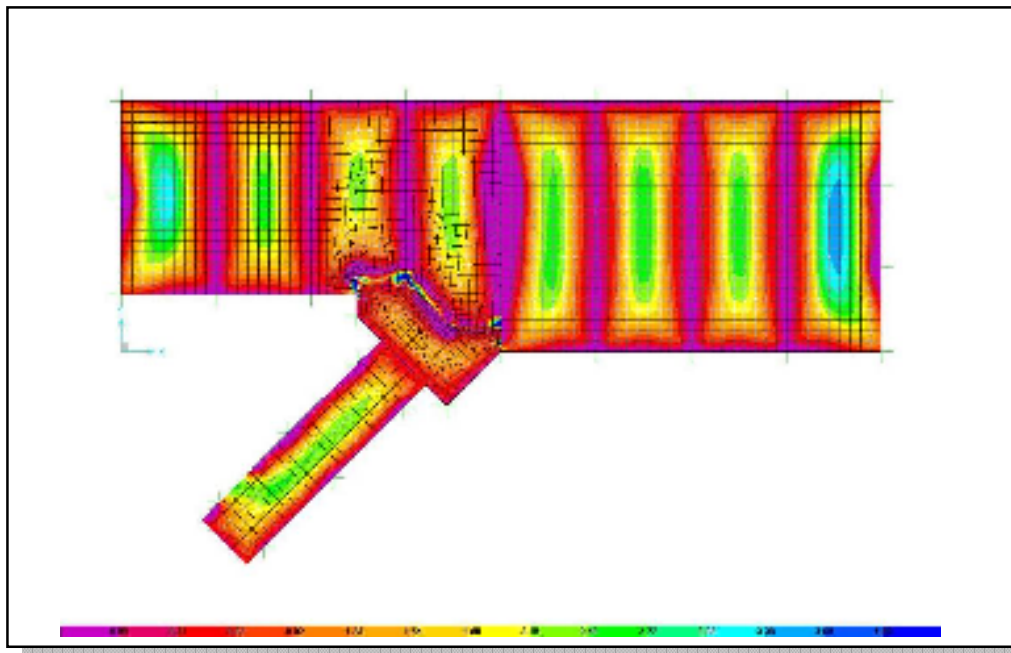


Figura 6.34 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores máximos (M-MAX) nos laminares de forro na combinação 3 de ações (kN•m/m)

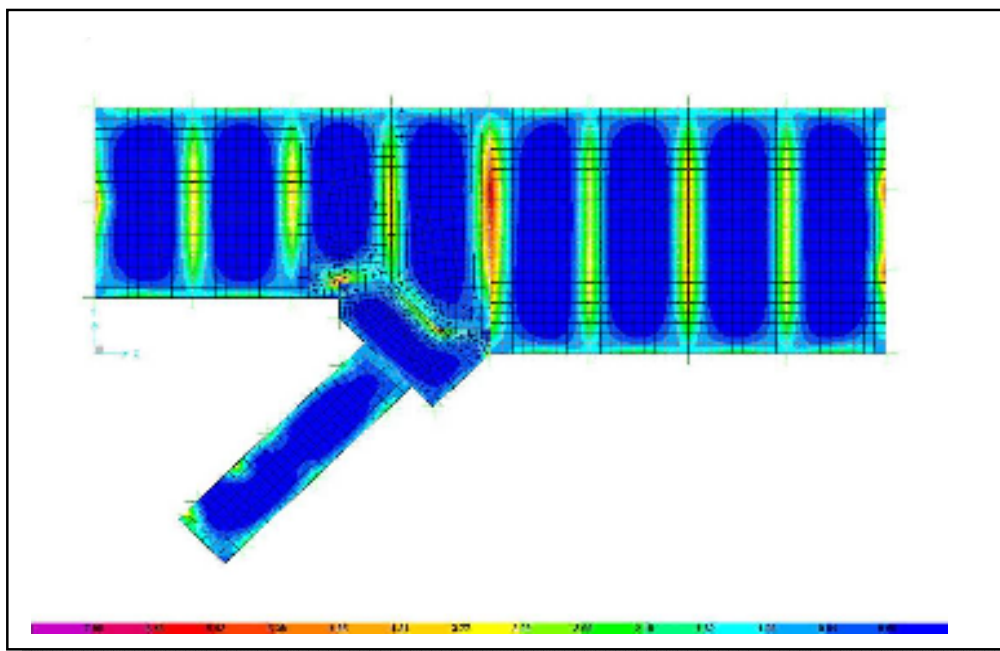


Figura 6.35 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores mínimos (M-MIN) nos laminares de forro na combinação 1 de ações (kN•m/m)

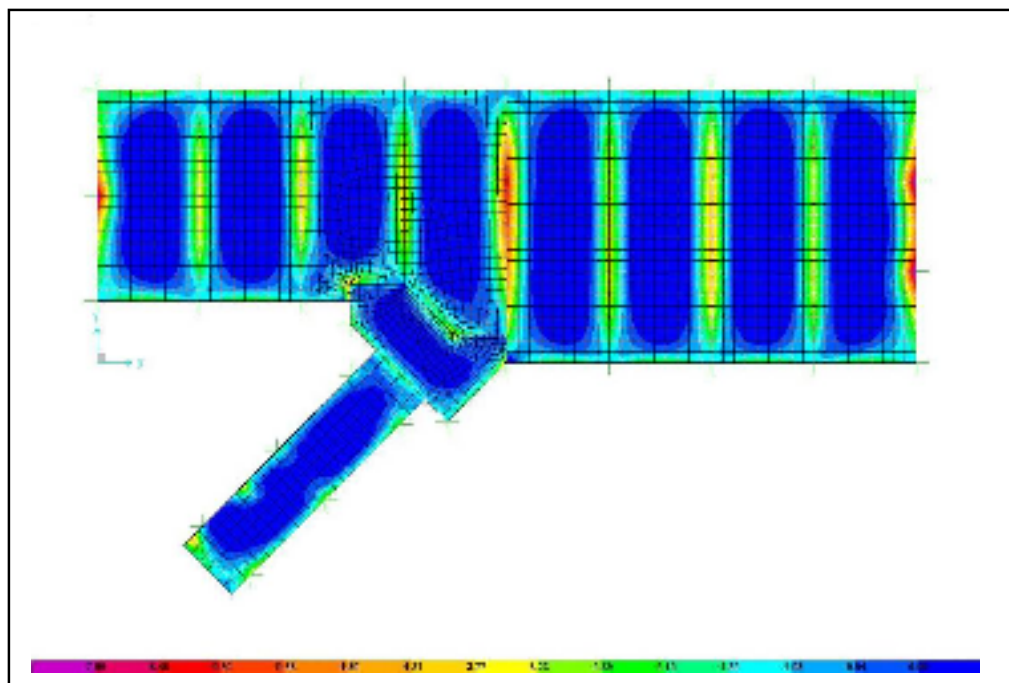


Figura 6.36 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores mínimos (M-MIN) nos laminares de ferro na combinação 2 de ações (kN•m/m)

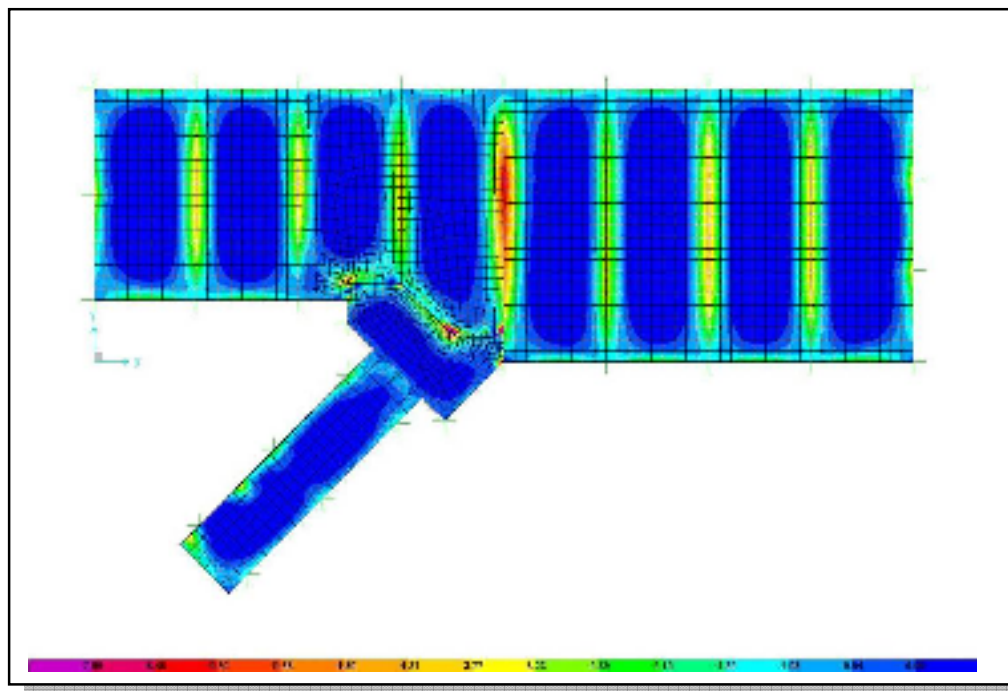


Figura 6.37 – Vista superior demonstrando áreas de influência destacando momentos fletores mínimos (M-MIN) nos laminares de ferro na combinação 3 de ações (kN•m/m)

Analizando-se as Figuras 6.26 a 6.37 observa-se não ocorrerem variações significativas nos valores obtidos para os momentos fletores quando comparadas entre si as três combinações de carregamentos analisadas.

Verificam-se para as três situações os seguintes valores máximos e mínimos, caracterizados nas regiões do setor central da laje L208 para momentos máximos e, para momentos mínimos, na transição entre as lajes L204 e L205 situada sobre a viga V211 (ver Figuras 1.6 e 1.7):

Combinação 1:

- Momento fletor máximo (máximo positivo):  $3,09 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$ ;
- Momento fletor mínimo (máximo negativo):  $- 7,09 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$ .

Combinação 2:

- Momento fletor máximo (máximo positivo):  $2,73 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$ ;
- Momento fletor mínimo (máximo negativo):  $- 6,61 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$ .

Combinação 3:

- Momento fletor máximo (máximo positivo):  $3,55 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$ ;
- Momento fletor mínimo (máximo negativo):  $- 7,31 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$ .

Considerados os máximos positivos e negativos, constata-se:

- a) diminuição de 11,65% no momento máximo positivo obtido na combinação 2 em relação ao seu equivalente na combinação 1 de carregamentos;
- b) incremento de 14,89% no momento máximo positivo, agora comparada a combinação 3 em relação à combinação 1;
- c) diminuição de 6,77% no momento máximo negativo da combinação 2 em comparação ao seu equivalente na combinação 1 de carregamentos;
- d) incremento de 3,10% no momento máximo negativo obtido na combinação 3 quando comparado com o correspondente da combinação 1.

A partir dos valores apresentados para os momentos fletores pode-se afirmar que as variações de temperatura, estas caracterizadas tanto por seu aumento ou diminuição, não interferem substancialmente nos resultados finais atuantes nas lajes de forro da edificação em estudo.

Na seqüência, as Figuras 6.38 a 6.40 representam esforços de membrana resultantes nos laminares. Nelas demonstram-se as forças principais máximas e mínimas ortogonalmente dispostas entre si, estando consideradas as três combinações de ações em estudo.

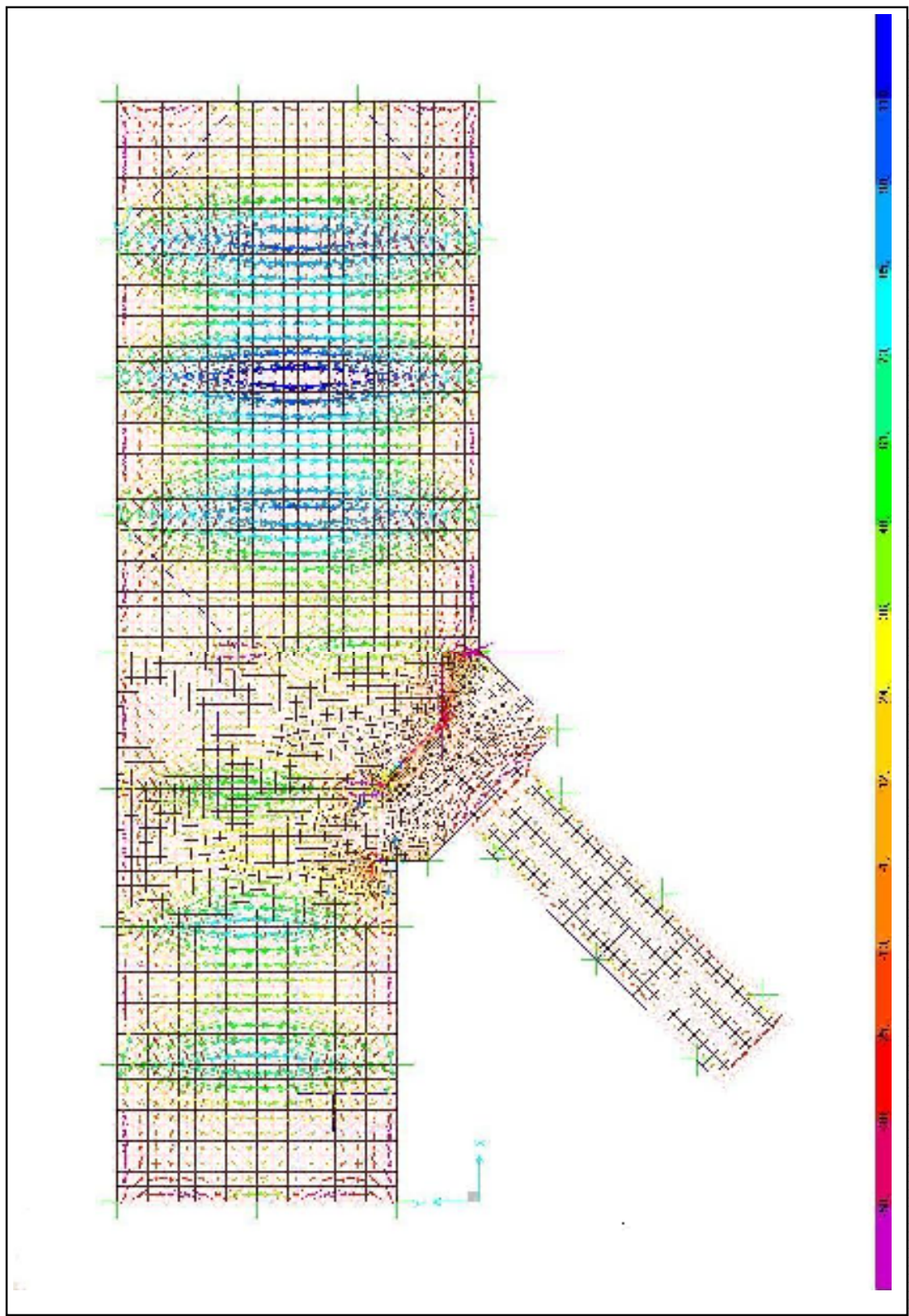


Figura 6.38 – Vista superior demonstrando vetores orientando direções e intensidades para forças principais de membrana máximas e mínimas nos laminares de ferro na combinação 1 de ações (kN/m)

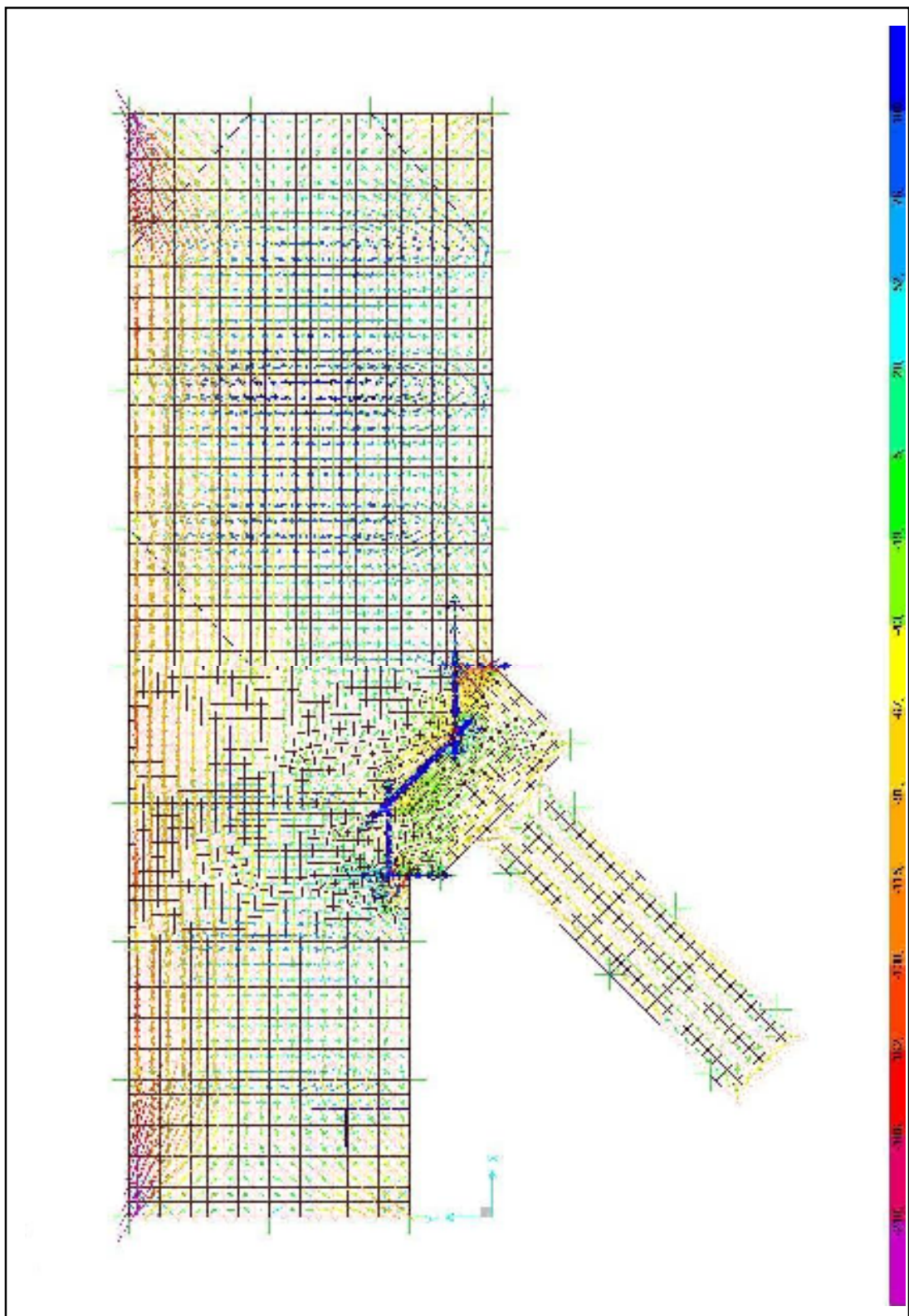
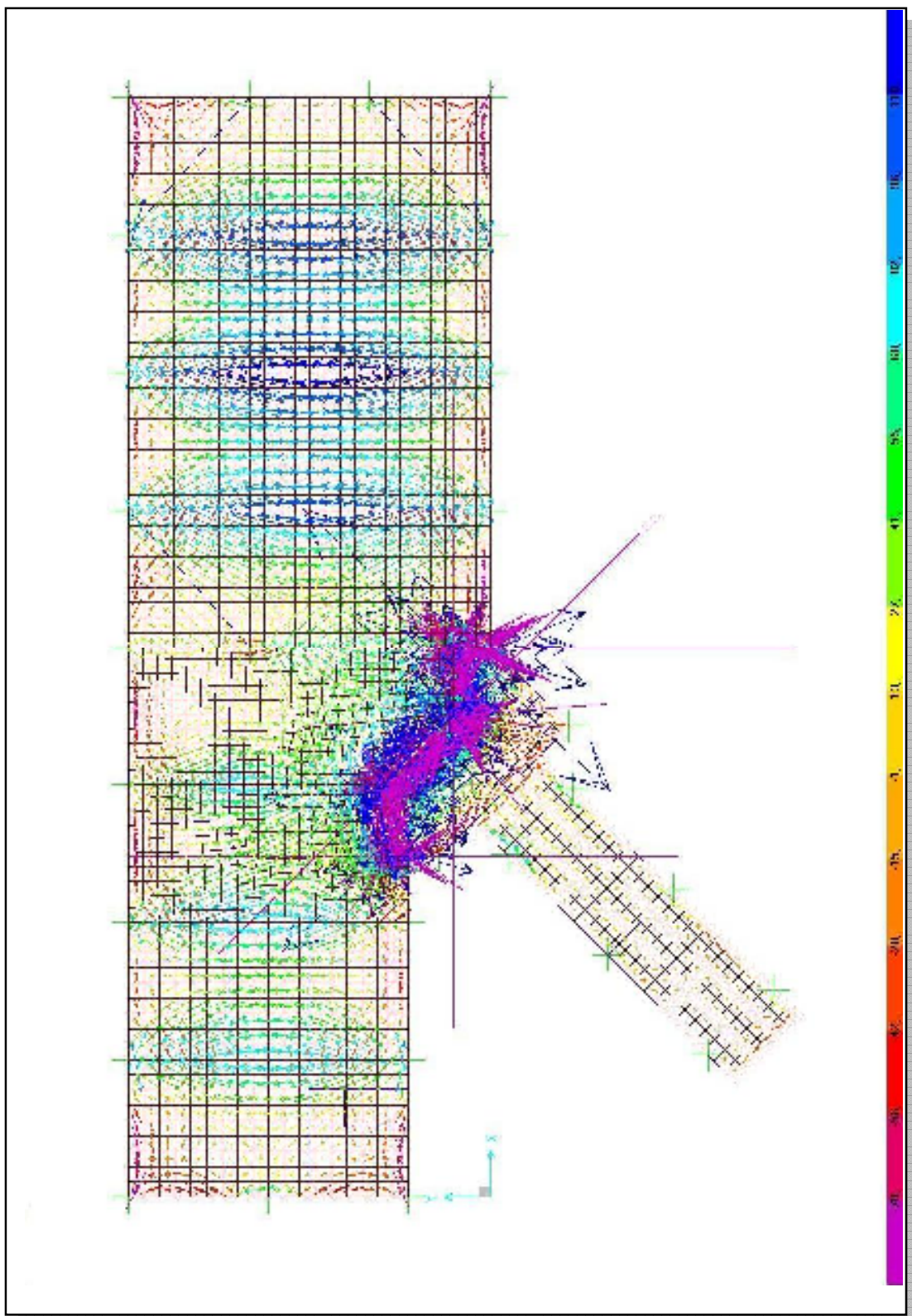


Figura 6.39 – Vista superior demonstrando vetores orientando direções e intensidades para forças principais de membrana máximas e mínimas nos laminares de ferro na combinação 2 de ações (kN/m)





**Figura 6.40 – Vista superior demonstrando vetores orientando direções e intensidades para forças principais de membrana máximas e mínimas nos laminares de forro na combinação 3 de ações (kN/m)**

Ao analisar-se os esforços de membrana resultantes nas três combinações em evidência, constata-se agora uma variação significativa entre as respostas obtidas para cada situação de carregamentos.

Para efeito comparativo estão consideradas duas regiões referenciais de maior intensidade, cada qual associada respectivamente a máximos positivos (tração) e máximos negativos (compressão), guardando-se na escolha o critério da representatividade associativa entre regiões estruturais e patologias.

Para discussão dos máximos esforços de membrana à tração destaque-se a região de transição entre as lajes L206 e L207, no entorno da já salientada viga V213. Para máximos de compressão tem-se como relevante o setor de canto da laje L208, este compreendido nas proximidades da convergência entre extremos das vigas V211 e V215.

Observe-se que maiores esforços são verificados nos laminares próximos às vigas V202, V204 e V216, porém não estão estas regiões destacadamente associadas às patologias presentes na edificação.

Das análises, tem-se para a região de transição entre L206 e L207:

Combinação 1:

- Força principal máxima (F-MAX) - (tração): 103,85 kN/m (ângulo com a direção principal = - 88,82°);
- Força principal mínima (F-MIN) - (compressão): - 11,17 kN/m.

Combinação 2:

- Força principal máxima (F-MAX) - (tração): 90,03 kN/m (ângulo com a direção principal = - 88,63°);
- Força principal mínima (F-MIN) - (compressão): - 51,16 kN/m.

Combinação 3:

- Força principal máxima (F-MAX) - (tração): 107,03 kN/m (ângulo com a direção principal = - 89,25°);
- Força principal mínima (F-MIN) - (compressão): - 7,10 kN/m.

Os resultados acima descrevem inicialmente, para a condição 1 de carregamentos, situação na qual o elemento laminar encontra-se submetido a uma força principal de tração de 103,85 kN/m, atuante no plano do elemento segundo direção formando ângulo de - 88,82° com o eixo global X, portanto, praticamente transversal ao prédio. Ortogonalmente a ela atua força de compressão equivalente a 11,17 kN/m.

Ao agirem as ações da combinação 2, acrescentando aumentos diferenciados de temperatura, observa-se uma redução da ordem de 13,31% na força principal de tração, assumindo então o valor de 90,03 kN/m, com ângulo de  $-88,63^\circ$  em relação ao eixo global X. Sua correspondente ortogonal aumenta em compressão para 51,16 kN/m, na razão de um índice percentual equivalente a 358,01%.

A redução da resultante de tração explica-se na reação proporcionada pelas rigidezes dos pilares laterais ao prédio, dispostos de forma a oporem-se à livre movimentação de dilatação transversal dos laminares na direção das maiores inércias destes pilares.

Por sua vez, o aumento na ortogonal força de compressão ampara-se no mesmo mecanismo, opondo-se agora à livre dilatação dos laminares na direção longitudinal da edificação os pilares de ambas laterais dispostos a partir do centro geométrico de massa da estrutura do forro, bem como os pilares de extremidade.

As resultantes também são afetadas pelas parciais contenções a expansões proporcionadas pelas rigidezes laterais das vigas periféricas e transversais do tabuleiro.

Na combinação 3 de carregamentos, a presença da diminuição global uniforme de temperatura acarreta um pequeno aumento de 3,06% na força principal de tração, quando comparada a sua correspondente verificada na combinação 1 de ações. A tensão de 103,85 kN/m é elevada ao valor de 107,03 kN/m, atuando vetorialmente segundo um ângulo de  $-89,25^\circ$  em relação ao eixo global X. A correspondente resultante ortogonal de compressão reduz-se em 36,44%, passando de 11,17 kN/m para 7,10 kN/m.

Observa-se agora um mecanismo similar de ação inversa, onde a contração global implica em um acréscimo na força principal de tração proporcionado pelas oposições dos pilares laterais à livre movimentação de contração dos laminares, fato traduzido por um efeito de estiramento destes últimos.

A diminuição da força ortogonal de compressão encontra amparo no mesmo princípio, resultando das interações dos pilares de ambas laterais e de extremidade, conforme já destacado.

Novamente as resultantes também são afetadas pelas parciais contenções a contrações oferecidas pelas rigidezes laterais das vigas periféricas e transversais do tabuleiro de forro.

Para o setor de canto da L208 tem-se:

Combinação 1:

- Força principal máxima (F-MAX) - (compressão): - 8,99 kN/m (ângulo com a direção principal =  $-59,27^\circ$ );

- Força principal mínima (F-MIN) - (compressão): - 28,03 kN/m.

Combinação 2:

- Força principal máxima (F-MAX) - (tração): 43,29 kN/m (ângulo com a direção principal = - 56,84°);
- Força principal mínima (F-MIN) - (compressão): - 201,78 kN/m.

Combinação 3:

- Força principal máxima (F-MAX) - (compressão): - 21,16 kN/m (ângulo com a direção principal = - 61,98°);
- Força principal mínima (F-MIN) - (compressão): - 69,28 kN/m.

Destaque-se agora que na condição de combinação 1 de ações o elemento laminar em destaque encontra-se submetido a compressões em todas as direções no seu plano, demonstrando força principal máxima com intensidade de 8,99 kN/m agindo segundo ângulo de - 59,25° com o eixo global X e resultante principal mínima agindo ortogonalmente a primeira com 28,03 kN/m.

As ações da combinação 2 dão origem a forças de tração segundo direção principal do elemento, resultando em valor equivalente a 43,29 kN/m atuando segundo ângulo de -56,27° com o global X, correspondendo esta inversão de esforços a um incremento modular de 581,54%, comparada a combinação 1.

Por sua vez, a correspondente resultante ortogonal incrementa-se em compressão na ordem de 619,87%, assumindo intensidade equivalente a 201,78 kN/m.

Da combinação 3 comparada à combinação 1, resultam aumentos de compressão para as duas direções principais, traduzindo em força máxima valor de 21,16 kN/m segundo ângulo de - 56,84° com o global X e incremento percentual de 135,37%. A força mínima assume o valor de 69,28 kN/m e correspondente incremento da ordem de 147,16%.

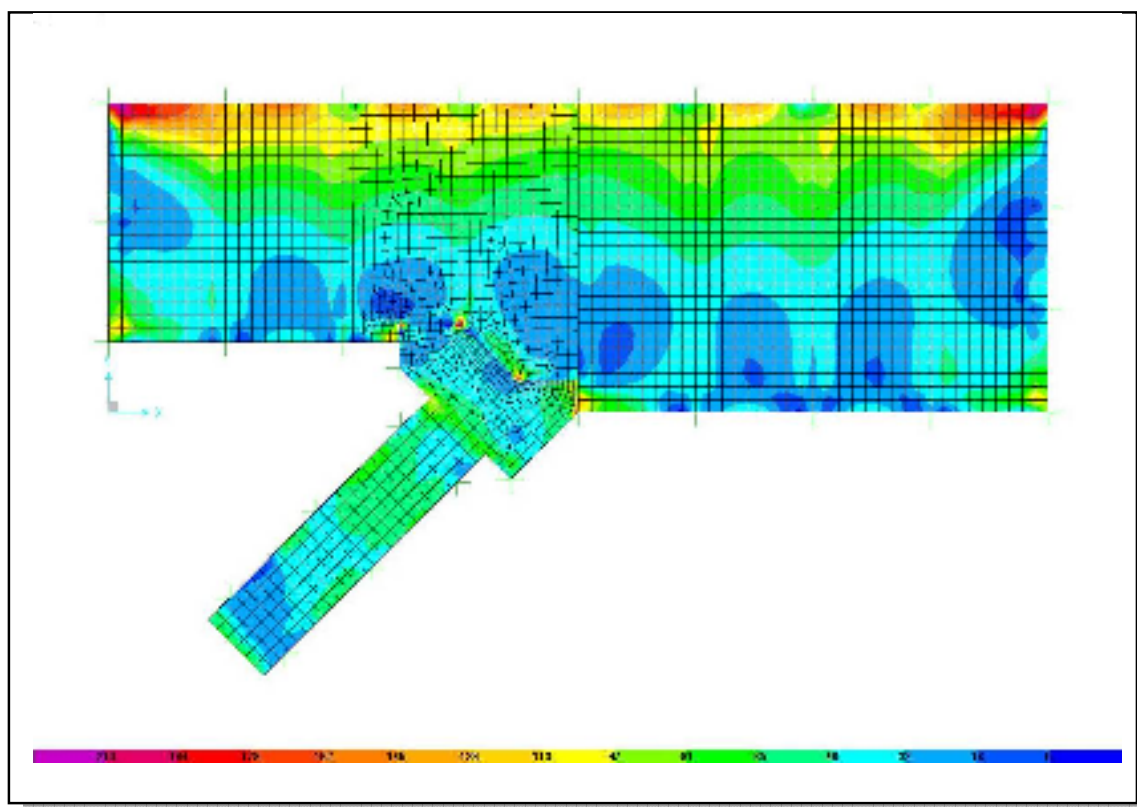
A justificativa para o comportamento dos laminares desta região ampara-se na mesma fundamentação teórica descrita através dos mecanismos apresentados na análise anterior relativa à região de transição entre L206 e L207.

Os significativos diferenciais a maior nas variações percentuais apresentadas agora nesta região ratificam-se por estar a mesma bem mais distanciada em relação ao centro geométrico de massa da estrutura do forro, tema já amplamente discutido neste trabalho.

O crescimento em valor nominal dos esforços originados pelas variações térmicas, na medida em os elementos laminares a eles submetidos se afastam do centro geométrico de massa da estrutura, pode ser facilmente identificado através das Figuras 6.38 a 6.40.

Destaque-se sobre tal a faixa longitudinal das lajes de forro nas proximidades com a viga V211. Esta faixa, caracterizando-se por compreender a maior viga em extensão do tabuleiro, apoiada no maior número de pilares alinhados (P1 a P9), estabelecendo ainda o limite do prédio para o lado sul, definido por parede praticamente sem receber insolação, reflete longitudinalmente ao prédio o maior crescimento modular para os esforços de membrana acima salientados.

A Figura 6.41 a seguir, representando sob forma de áreas de influência as máximas forças de membrana de compressão (F-MIN) para a combinação 2 de ações, reforça visualmente o já constatado através das Figuras 6.38 a 6.40.



**Figura 6.41 – Vista superior demonstrando áreas de influência para forças de membrana máximas de compressão (F-MIN) nos laminares de forro na combinação 2 de ações (kN/m)**

Complementando o tema, verifica-se como máxima relevante força principal de membrana à tração valor correspondendo a 107,03 kN/m (região de transição entre L206 e L207 na combinação 3).

Considerando-se que as lajes encontram-se executadas com espessura de 0,10 m e, estando as forças de membrana apresentadas por comprimento unitário de laminar, conclui-se como máxima tensão de membrana à tração o valor de 1.070,3 kN/m<sup>2</sup>, sendo equivalente a 1,0703 MPa.

Conforme estabelecido no item 5.5.1, a resistência à tração do concreto para idade efetiva de 120 dias (tempo transcorrido até o aparecimento das primeiras manifestações patológicas) pode ser avaliada em 2,21 MPa.

Uma vez o concreto das lajes não ser solicitado ao valor limite caracterizado para a sua resistência à tração, a princípio, nenhuma fissura nas lajes de forro pode ser associada a ações de tração derivadas de tensões de membrana.

Finalizando o item, a Figura 6.42 proporciona uma interpretação sobre as tensões principais decorrentes dos momentos de placa, enfatizando-se a procura das máximas tensões de tração atuantes nas faces superiores dos elementos laminares.

Esta procura fundamenta-se no fato de que as lajes tradicionalmente possuem armaduras superiores dispostas ortogonalmente à viga de transição entre lajes contínuas, formando faixa caracterizada pela área de influência dos momentos fletores negativos sobre esta viga de apoio.

A razão da análise ampara-se na possibilidade de ser encontrada região superior não coberta por armadura negativa e sujeita a tensões de tração superiores ao limite já evidenciado e correspondente a 2,21 MPa.

O campo de análise concentra-se na combinação 3 de carregamentos, já comprovadamente caracterizada como a que proporciona as maiores solicitações de tração nas lajes do tabuleiro de forro.

Observando-se a Figura 6.42 conclui-se, para qualquer região superior nas lajes de forro desprovida de armadura, não ocorrer ação de tensão de tração igual ou superior a 2,21 MPa.

Assim como para as tensões de membrana à tração, podemos concluir não guardarem as tensões de tração proveniente das ações fletoras relação de causa e efeito com as patologias associadas aos laminares de forro.

A seguir a Figura 6.42, destacando em multicores as tensões principais de tração e monocromaticamente as resultantes de compressão (cor lilás), comprova visualmente o acima exposto.

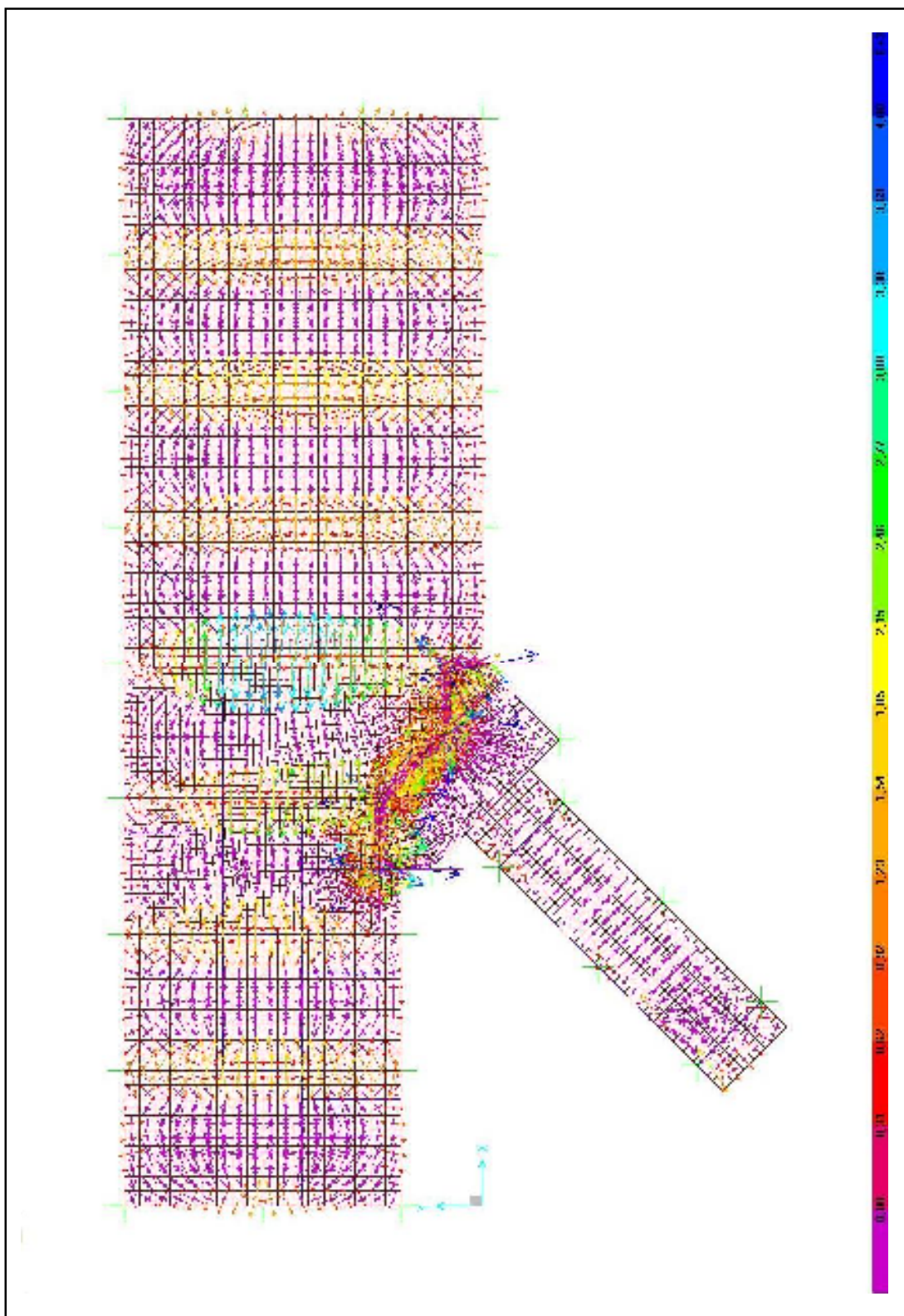


Figura 6.42 – Vista superior demonstrando vetores orientando direções e intensidades para tensões principais de membrana máximas e mínimas nos laminares de ferro na combinação 3 de ações (kN/m<sup>2</sup>)

## 6.2.2.8 Resumo comparativo entre representativos esforços solicitantes

A Tabela 6.7 abaixo resume comparativamente entre as combinações de ações resultados representativos para os esforços solicitantes calculados.

**Tabela 6.7 – Resumo comparativo entre representativos esforços solicitantes calculados, consideradas as três combinações de carregamento**

Esforço	Elemento	Posição	Comb1	Comb2	Comb3	Variação % da Comb2 para Comb1	Variação % da Comb3 para Comb1
M3	V213	Meio do vão	115,2 kN·m	110,3 kN·m	118,5 kN·m	-4,25%	+2,87%
M3	V213	Apoio P7	-26,0 kN·m	-33,9 kN·m	-20,9 kN·m	+30,35%	-19,80%
M3	V213	Apoio P23	-27,1 kN·m	-36,4 kN·m	-18,9 kN·m	+34,07%	-30,36%
M3	P7	Junto à base	17,2 kN·m	32,4 kN·m	6,6 kN·m	+88,15%	-61,71%
M3	P7	Nível forro	-28,3 kN·m	-44,3 kN·m	-16,8 kN·m	+56,75%	-40,44%
M3	P23	Junto à base	-16,0 kN·m	-25,9 kN·m	-9,1 kN·m	+62,39%	-43,01%
M3	P23	Nível forro	26,9 kN·m	37,9 kN·m	19,6 kN·m	+40,94%	-27,11%
M2	P1	Junto à base	1,5 kN·m	18,1 kN·m	-14,1 kN·m	+1.142,43%	1.064,42%
M2	P1	Nível forro	-3,0 kN·m	-18,0 kN·m	12,6 kN·m	+495,87%	517,55%
M2	P9	Junto à base	-3,9 kN·m	-22,0 kN·m	12,0 kN·m	+470,97%	411,65%
M2	P9	Nível forro	4,5 kN·m	21,1 kN·m	-11,4 kN·m	+373,87%	355,74%
M2	P11	Junto à base	-6,1 kN·m	-21,4 kN·m	5,5 kN·m	+249,43%	189,36%
M2	P11	Nível forro	12,5 kN·m	22,2 kN·m	4,8 kN·m	+77,70%	-61,92%
M2	P16	Junto à base	4,5 kN·m	25,7 kN·m	-10,0 kN·m	+473,07%	323,05%
M2	P16	Nível forro	-4,4 kN·m	-24,8 kN·m	10,2 kN·m	+467,54%	333,76%
M2	P25	Junto à base	-3,7 kN·m	-25,3 kN·m	11,6 kN·m	+580,50%	411,32%
M2	P25	Nível forro	4,3 kN·m	25,1 kN·m	-11,0 kN·m	+481,52%	353,97%
V2	V213	Apoio P7	82,1 kN	83,1 kN	81,6 kN	+1,23%	-0,57%
V2	V213	Apoio P23	-81,6 kN	-81,6 kN	-81,7 kN	-0,07%	+0,12%
V2	P7	Junto à base	12,3 kN	20,7 kN	6,3 kN	+68,64%	-48,49%
V2	P7	Nível forro	12,3 kN	20,7 kN	6,3 kN	+68,64%	-48,49%
V2	P23	Junto à base	-11,6 kN	-17,2 kN	-7,7 kN	+48,94%	-33,04%
V2	P23	Nível forro	-11,6 kN	-17,2 kN	-7,7 kN	+48,94%	-33,04%
V3	P16	Junto à base	2,6 kN	14,7 kN	-5,9 kN	+470,24%	228,28%
P	P7	Junto à base	-145,5 kN	-148,7 kN	-144,6 kN	+2,18%	-0,64%
P	P8	Junto à base	-146,2 kN	-119,2 kN	-150,9 kN	-18,44%	+3,24%
P	V201	Vão extremo	37,8 kN	369,9 kN	57,3 kN	+877,45%	+51,49%
M-MAX	L208	Setor central	3,1 kN·m	2,7 kN·m	3,6 kN·m	-11,65%	+14,89%
M-MIN	L204/205	V211	-7,1 kN·m	-6,6 kN·m	-7,3 kN·m	-6,77%	+3,10%
F-MAX	L206/207	V213	103,9 kN/m	90,0 kN/m	107,0 kN/m	-13,31%	+3,06%
F-MIN	L206/207	V213	-11,2 kN/m	-51,2 kN/m	-7,1 kN/m	+358,01%	-36,44%
F-MAX	L208	V211/215	-9,0 kN/m	43,3 kN/m	-21,2 kN/m	581,54%	+135,37%
F-MIN	L208	V211/215	-28,0 kN/m	-201,8 kN/m	-69,3 kN/m	+619,87%	+147,16

|valor%| = valor modular para incremento ou diminuição com mudança de sentido.



### 6.2.2.9 Verificações dimensionais dos elementos

A seguir, a partir dos esforços solicitantes calculados para os pilares P1, P7, P8, P9, P11, P12, P13, P16, P23, P24 e P25, conforme Tabela 6.5, apresentam-se suas verificações dimensionais baseadas nos critérios estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2003), considerada a resistência do concreto à compressão na idade efetiva de 120 dias como igual a 20,0 MPa.

Saliente-se novamente que foram destacados estes pilares por apresentarem os maiores deslocamentos, conforme atestado na Tabela 6.1, apresentando também as maiores solicitações fletoras, considerados seus eixos de maior e menor inércia.

Esta escolha também reflete o fato de serem os pilares periféricos os elementos estruturais mais atingidos pela excessiva fissuração.

A Tabela 6.7 resume as armaduras compatíveis e aceitáveis para cada pilar em análise, ratificando-se que tais dimensionamentos observam, dentre outras, fundamentalmente as exigências estabelecidas nos capítulos 17 e 18 da NBR 6118:2003, nos itens que lhes forem pertinentes. Estão nela apresentados os resultados dimensionais individualizados por pilar e combinação de carregamentos.

Do projeto estrutural verifica-se que os pilares acima referidos foram executados com disposição de armaduras compreendendo seis barras longitudinais com diâmetro de 10,0 mm (CA-50), distribuídas em grupos de três barras por cada maior face. Os estribos compõem-se por barras com diâmetro de 4,2 mm (CA-60), estando espessados a cada 12,0 cm e possuindo cobertura de concreto equivalente a dois centímetros.

A análise comparativa entre o projetado supostamente executado e os resultados demonstrados na Tabela 6.7 revela:

- a) os pilares P1, P7, P8, P9, P12, P16, P23, P24 e P25 apresentam armadura longitudinal subdimensionada nas três combinações de carregamentos, correspondendo estas armaduras a valores da ordem de 75% das seções transversais em aço estabelecidas como adequadas segundo os referenciados critérios normativos;
- b) os pilares P11 e P13 apresentam armadura longitudinal satisfatória nas combinações 1 e 3 de carregamentos, estando no caso da combinação 2 também subdimensionados na razão de 25%;
- c) todos os pilares encontram-se projetados com estribos possuindo diâmetro de 4,2 mm, dimensão inferior ao mínimo normativamente estabelecido e correspondente a 5,0 mm;

**Tabela 6.8 – Dimensionamento das armaduras para os pilares P1, P7, P9, P11, P12, P13, P16, P23, P24 e P25 e comparativo com as armaduras do projeto original**

Identificações dos pilares e combinações	Dimensões dos pilares (cm x cm)	Armaduras em B por face		Armaduras em H por face		Estribos	
		Calculada (mm)	Projeto (mm)	Calculada (mm)	Projeto (mm)	Calculados (mm/cm)	Projeto (mm/cm)
P1 (comb1)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P1 (comb2)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P1 (comb3)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P7 (comb1)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P7 (comb2)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P7 (comb3)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P8 (comb1)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P8 (comb2)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P8 (comb3)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P9 (comb1)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P9 (comb2)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P9 (comb3)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P11 (comb1)	20 x 30	2 ø 10	2 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P11 (comb2)	20 x 30	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P11 (comb3)	20 x 30	2 ø 10	2 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P12 (comb1)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P12 (comb2)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P12 (comb3)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P13 (comb1)	20 x 30	2 ø 10	2 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P13 (comb2)	20 x 30	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P13 (comb3)	20 x 30	2 ø 10	2 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P16 (comb1)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P16 (comb2)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P16 (comb3)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P23 (comb1)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P23 (comb2)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P23 (comb3)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P24 (comb1)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P24 (comb2)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P24 (comb3)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P25 (comb1)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P25 (comb2)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12
P25 (comb3)	25 x 35	3 ø 10	2 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	Ø5,0c/12	Ø4,2c/12

- d) prescreve ainda a Norma Técnica a necessidade da inserção de estribo suplementar protegendo as barras centrais das duas faces de maior dimensão, situação não constante no detalhamento previsto em projeto.
- e) conforme já descrito neste trabalho e na Tabela 6.5 atestado, cabe novamente salientar a presença de momentos fletores atuando em ambas as direções das faces dos pilares, nas três combinações de ações. Esta condição exige a necessidade de dimensionamento sob a ótica da flexo-compressão oblíqua, fato a nosso ver desconsiderado no projeto executivo, dado às seções transversais e disposições das armaduras longitudinalmente propostas;
- f) o subdimensionamento constatado nas armaduras longitudinais dos pilares analisados induz as barras a estados de deformação excessiva, provocando no concreto de entorno elevadas tensões de aderência. No caso específico da flexo-compressão oblíqua, sendo a carga normal de pequena amplitude (caso em estudo), a tendência é o surgimento de armaduras submetidas a resultantes de tração derivadas da flexão. Estas trações originaram fissuras no concreto de entorno à armadura, normalmente demonstrando-se, no caso de barras de alta aderência (CA-50), com aberturas inicialmente estreitas e abundantes. Quanto mais solicitada a armadura, maiores serão as tensões de aderência resultantes entre aço e concreto nos espaços inter-fissuras, provocando este mecanismo evolutivo, na medida em que limites admissíveis pontuais forem ultrapassados, novas fissuras e maior amplitude nas já existentes. É opinião formada neste trabalho ser o subdimensionamento verificado para as armaduras longitudinais dos pilares o agente promotor de mecanismo aqui descrito, por consequência deflagrando o estado de fissuração existente;
- g) Complementando o tópico, segundo Cánovas (1988, p. 235), “a abertura das fissuras é também afetada pelo movimento da seção transversal que se produz na seção, ao não permanecer plana e normal às barras”. Conforme demonstrado no item 6.2.1, os pilares em evidência apresentam deslocamentos horizontais excessivos, estando assim as fissuras neles presentes sujeitas a maiores amplitudes, fato amparado na transcrição acima.

Os conceitos e evidências declarados para os pilares demonstrados validam-se e se estendem aos demais pilares patologicamente afetados.

As verificações ao dimensionamento estrutural das vigas e lajes não apresentam desconformidades com significância associativa às patologias incidentes na edificação, isto exclusivamente referenciado às solicitações provocadas pelas três combinações de carregamentos analisadas.

No caso específico das lajes de forro, tanto para as tensões de membrana, como para as tensões de placa, pode-se concluir não guardarem estas tensões sobrevalores aos limites admissíveis normativos associados aos laminares.

Ressalte-se, porém, que as constatadas fissuras apresentadas nas lajes podem encontrar causa e efeito relacionados a outros fatores de agressão, dentre os quais a retração hidráulica.

Citando novamente Cánovas (1988):

As laminas ou cascas têm maior liberdade de deformação que os outros elementos estruturais. A retração se converterá em uma redução das flechas se as vigas de bordo impedirem os movimentos nestas linhas. Ao deformar-se a lâmina por retração podem aparecer fissuras em sua face inferior da mesma maneira que ocorre no caso de arcos e abóbodas. As fissuras de retração em lâminas deformáveis, mas coacionadas em seus bordos, são muito semelhantes às de flexão, apresentando uma abertura variável que vai diminuindo desde a face inferior até a linha neutra da seção (CÁNOVAS, 1988, p. 208).

## **7 DIAGNÓSTICO E SUGESTÕES PARA TERAPÊUTICA**

### **7.1 Considerações preliminares**

Conforme abordado na introdução, o presente trabalho tem por objetivo geral a análise das manifestações patológicas incidentes tanto na superestrutura de concreto armado como nas alvenarias do prédio do Auditório do Centro de Educação da Universidade Federal de Santa Maria, Campus Universitário, Santa Maria, RS, procurando também acrescentar informações às já constantes no Laudo Técnico (ISAIA, 2001). Espera-se que estas informações adicionais possam servir de subsídios complementares a uma avaliação ainda mais abrangente no tocante ao diagnóstico e, por conseguinte, na terapêutica a ser aplicada ao prédio danificado.

Reitere-se que o embasamento matemático utilizado nas verificações dos estados limites de serviço, como também nas avaliações das intensidades dos esforços a que estão passíveis os elementos estruturais da edificação e conseqüentemente as suas alvenarias, fundamentou-se em análises estruturais por elementos finitos através do programa computacional *SAP2000 Advanced 11.0.0*.

É agora apresentado um diagnóstico orientado na interação comparativa entre os resultados das análises e as patologias incidentes, estando este focado na determinação dos mecanismos atuantes, bem como nas avaliações das origens e causas a eles pertinentes.

Em seqüência estão abordadas sugestões de caráter terapêutico, reunindo recomendações constantes no referido laudo e recomendações extraídas a partir do embasamento nos resultados obtidos através das análises numéricas desenvolvidas nesta dissertação.

### **7.2 Apresentação do diagnóstico**

Primeiramente, dada sua magnitude técnica e didática, apresenta-se sob forma de citação indireta, resumo das conclusões constantes no laudo (Ibid.) já amplamente referenciado nesta dissertação.

Segundo o documento, as fissuras que ocorrem no prédio do Auditório do Centro de Educação são devidas às ações de origem térmica, principalmente as que atuam sobre a estrutura de concreto armado da cobertura.

Estas ações são transmitidas pelos elementos estruturais da cobertura (lajes e vigas), a partir do centro geométrico onde as tensões são teoricamente nulas, de forma crescente para as vigas de bordo e destas para os seus respectivos engastamentos com pilares. Estes, por sua vez, ao receberem as ações dos carregamentos de origem térmica, são submetidos a tensões de tração superiores à resistência de tração do concreto, originando-se a fissuração indesejada.

Durante os ciclos inverno-verão, devido a dilatações na estrutura, o aparecimento dos esforços de compressão induz fissuras desenvolvidas nos pilares da seguinte forma:

- a) Lancheria: fissuras no sentido do centro do prédio para a extremidade leste, ao nível da interface do pilar e a viga superior de bordo (4,10 m);
- b) Auditório: fissuras no sentido do centro do prédio para a extremidade oeste, ao nível da interface do pilar e a viga superior de bordo (4,10 m).

Durante os ciclos verão-inverno, devido a contrações na estrutura, as ações provenientes destas contrações são em sentido contrário aos acima relatados, surgindo fissuras nas faces opostas às anteriores, em geral a 2,0 m de altura e mais significativas para os pilares situados nos cantos do prédio.

Observa-se que no geral as fissuras de contração são maiores do que as de dilatação. Isto se explica pelo fato das fissuras de contração produzir-se do bordo livre da estrutura em direção ao centro do prédio, onde ocorre mais oposição às deformações, aumentando as tensões de tração no concreto quando comparadas com as de compressão originadas no sentido oposto, característica do ciclo de dilatação térmica.

Finalizando, o Laudo Técnico apresenta conclusão que a origem das fissuras existentes no prédio analisado é devida a não consideração, no projeto estrutural, das ações térmicas ambientais que agem sobre a estrutura do mesmo.

Esta afirmação guarda embasamento com a validação teórica ali apresentada, a qual reúne de forma consistente fatores implicados na formação das patologias incidentes. Guarda também coerência com os mecanismos identificados nesta dissertação.

Com o intuito de acrescentar informações às já constantes no laudo, são a seguir apresentadas considerações complementares sedimentadas nos contextos teóricos e experimentais apurados no desenvolvimento deste trabalho, destacando-se nestes

fundamentalmente os resultados demonstrados no capítulo 6 “*Tratamento matemático através de análises estruturais pelo Método dos Elementos Finitos*”.

Das análises dos deslocamentos discutidas no subitem 6.2.1, a partir dos parâmetros referenciais ali descritos, verificações comparadas aos valores declarados na Tabela 6.1 destacam deslocamentos e rotações nodais em pilares ultrapassando limites prescritos no item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2003). Neste item nominado “*Deslocamentos limites*” são estabelecidas referências em valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura.

Estes excessos constatados nos deslocamentos e rotações nodais dos pilares sinalizam situações de alerta, caracterizando-os como potencialmente capazes de induzirem efeitos patológicos tais como as fissurações excessivas em elementos estruturais, bem como nas alvenarias de fechamento.

Em relação às alvenarias de fechamento destaquem-se adicionalmente as recomendações do Centre Scientifique et Technique de la Construction (1980 apud THOMAZ, 1989, p. 132 - 133), segundo as quais, visando-se evitar elevadas tensões de cisalhamento nestas paredes, as deformações globais da estrutura devem ser limitadas quanto a distorções máximas.

As análises revelam, também com relação aos limites estabelecidos para as estas distorções, pilares deformando-se diferencialmente acima dos parâmetros considerados referenciais.

Os excessos verificados tanto nos deslocamentos e rotações nodais, como nas distorções geradas por fruto de deformações globais da estrutura, apresentam-se em resposta às combinações 2 e 3 de carregamentos, não sendo constatados quando atuantes as ações da combinação 1.

Este fato corrobora com inferição estabelecida em Isaia (2001), uma vez as combinações 2 e 3 integrarem ações com origem em variações de temperatura, condição não presente na combinação 1 de carregamentos.

Outra constatação também relacionada às combinações 2 e 3 de carregamentos guarda referência ao aumento em incidência e intensidade das fissuras apresentadas nos pilares, na medida em que estes se afastam do centro geométrico do tabuleiro de forro. As análises numéricas revelam relação de proporcionalidade direta entre estes afastamentos e as variações incrementais nas deformações calculadas, estas consideradas em seus valores modulares respectivamente comparados aos da combinação 1 (ver item 6.2.1).

Inferese também através das análises numéricas que os mecanismos motivadores das movimentações estruturais, consideradas as diferentes combinações de ações, estabelecem plena coerência com o quadro de manifestações patológicas incidente.

Em 6.2.1 fica demonstrado que a inversão na transferência de tensões associada entre as combinações 2 e 3 de carregamentos é tanto mais intensa quanto mais afastado estiver o ponto considerado em relação ao centro geométrico de massa da estrutura (ponto de variações dimensionais de origem térmica teoricamente nulas).

Não foram constatados excessos normativamente estabelecidos para deformações verticais em vigas e lajes nas três combinações de carregamentos.

Quanto aos efeitos das deformações em elementos estruturais, o item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2003) estabelece que “os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas”. Ainda, segundo a Norma, “se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado”.

Os efeitos destes deslocamentos sobre as tensões e seus reflexos relacionados à estabilidade e integridade estrutural, bem como as análises aos esforços solicitantes e subseqüentes verificações dimensionais dos elementos estruturais estão discutidos no item 6.2.2.

Saliente-se que as componentes de tração originadas nos pilares são provenientes de ações solicitantes de momentos torçores, cisalhamentos e principalmente momentos fletores, sendo originados devido ao engastamento parcial existente entre estes pilares e o tabuleiro estrutural do forro (efeito pórtico).

A intensidade destas solicitações transmitidas pelo tabuleiro aos pilares está proporcionada na razão direta das relativas rigidezes entre ambos nos locais de transmissão.

As análises dos esforços solicitantes que atuam nos elementos de barra mostram variarem estes em maior intensidade modular quando comparadas as combinações 3 e 1. Isto ratifica a visual constatação de serem no geral as fissuras de contração maiores do que as de dilatação.

Considere-se, porém, que tanto nas respostas obtidas para a condição de dilatação volumétrica estrutural (aumento de temperatura), como nas resultantes de contração (diminuição de temperatura), as variações em determinados esforços solicitantes assumem em diversos elementos proporções de grandezas relevantes.



Os estudos dos momentos fletores e as correspondentes derivadas tensões de placa atuantes nos elementos finitos laminares, representando estes as lajes de forro, revelam não ocorrerem variações significativas em seus valores quando comparadas entre si as três combinações de carregamentos.

Por sua vez, as análises aos esforços de membrana constataam uma variação significativa entre as respostas obtidas para cada situação de carregamentos.

As maiores variações nas tensões de tração são observadas quando da contração volumétrica global, estando as máximas de compressão verificadas na condição de global dilatação.

Sobre o tópico conclui-se, a partir do exposto em 6.2.2.7, por não estar o concreto das lajes solicitado a tensões de casca que caracterizem limite para a sua resitência à tração. Portanto, a princípio, nenhuma fissura nas lajes de forro pode ser associada a ações de tração derivadas de tensões de placa ou de membrana.

Das verificações dimensionais desenvolvidas em 6.2.2.8, complementa-se o diagnóstico como segue:

- Em sua quase totalidade, os pilares periféricos apresentam armadura longitudinal subdimensionada para as três combinações de carregamentos, correspondendo estas armaduras a valores da ordem de 75% das seções transversais em aço estabelecidas como adequadas segundo referenciados critérios normativos;
- Todos os pilares estão em desconformidade normativa com relação ao diâmetro especificado para os estribos, estando também neles faltante o estribo suplementar;
- A solução estrutural em questão exige a necessidade de dimensionamento dos pilares sob a ótica da flexo-compressão oblíqua, fato desconsiderado no projeto executivo, dado às seções transversais e disposições das armaduras longitudinalmente propostas;
- Os dimensionamentos estruturais das vigas e lajes não apresentam desconformidades com significância associativa às patologias incidentes na edificação, consideradas exclusivamente as solicitações resultantes nas três combinações de carregamentos verificadas;
- Quanto às lajes de forro ressalte-se que as constatadas fissuras nelas apresentadas podem encontrar causa e efeito relacionados a outros fatores de agressão, dentre os quais a retração hidráulica.

Finalizando, em face ao exposto através da análise numérica, pode-se inferir que causas e origens das manifestações patológicas incidentes estão diretamente vinculadas a não adequada consideração, no dimensionamento estrutural dos pilares, das ações provenientes de variações térmicas ambientais, bem como de ações permanentes que agem sobre os mesmos.

### **7.3 Recomendações terapêuticas constantes no Laudo Técnico (ISAIA, 2001)**

Segundo Isaia (2001), levando-se em consideração que as manifestações patológicas são de origem térmica, a colmatação das fissuras utilizando mastique elástico ou produtos com ação similar terá apenas efeito paliativo. Esta prática pode solucionar temporariamente o aspecto antiestético causado pela fissuração, provavelmente dentro do período de um ciclo térmico, reaparecendo no ciclo seguinte.

O aumento da ventilação sob a cobertura através da colocação de lanternins e/ou janelas venezianadas nas platibandas, como também o uso de subcoberturas, poderão rebaixar a temperatura sob o telhado em alguns graus. Tal atitude representará uma melhora nos efeitos térmicos principalmente sobre os usuários do prédio, fazendo diminuir o consumo de energia com aparelhos de ar condicionado. Porém, não acarretará repercussão significativa na movimentação estrutural, refletindo apenas em pouca diminuição na abertura das fissuras em virtude das extremas diferenças térmicas atuantes.

De acordo com o laudo, a solução definitiva para o problema passa pela execução de uma junta de dilatação na linha dos pilares P5, P10 e P21, com a conseqüente construção de outros pilares ao lado destes e uma viga de apoio transversal paralela a V211. Com este procedimento consegue-se uma divisão do todo da superestrutura em duas partes atuando independentemente uma da outra, atenuando-se os efeitos negativos das ações térmicas em cada uma das partes resultantes.

Recomenda ainda que seja procedido um estudo mais aprofundado das variações térmicas reais a que está sujeita a estrutura, e também uma análise estrutural por elementos finitos para avaliar com mais precisão a natureza e a intensidade dos esforços gerados pelas ações térmicas, recomendação agora efetivada através desta dissertação.

#### **7.4 Recomendações terapêuticas extraídas a partir deste trabalho**

Os resultados obtidos pelas análises numéricas ratificam e corroboram com as recomendações emitidas em Isaia (2001), caracterizando plena coerência no tocante aos mecanismos provenientes das solicitações provocadas por ações de origem térmica.

A proposta da construção de uma junta de movimentação térmica destinada a atenuar efeitos danosos provenientes de dilatação e contração estrutural globais, tendo-se em vista os valores constatados para os deslocamentos derivados destas ações, comprova-se tecnicamente eficiente.

Amparo a esta proposta sedimenta-se também na relação custo/benefício, uma vez que soluções alternativas, tal qual reforços estruturais ao longo de todos os pilares sujeitos às ações patológicas, revelam-se, a princípio, financeiramente mais dispendiosas.

Saliente-se, porém, que os estudos demonstram estarem pilares periféricos também subdimensionados a esforços provenientes de cargas permanentes (combinação 1). Tendo-se em vista que nesta condição a carência dimensional assume proporções de menor grandeza e ainda características de zoneamento em pequenas extensões, reforços localizados nestes pilares seriam de fácil e pouco dispendiosa execução.

As pesquisas dos mecanismos que deflagraram as patologias incidentes, traduzidos matematicamente através das análises numéricas, levam à indução de que a colmatação das fissuras utilizando mastique elástico ou produtos com ação similar terá apenas efeito paliativo, comprovando dedução constante no laudo (Ibid.).

A proposta de aumento na ventilação sob a cobertura através da colocação de lanternins e/ou janelas venezianadas nas platibandas, como também o uso de subcoberturas, caracteriza-se como procedimento recomendável, colaborando de forma eficiente no rebaixamento da temperatura sob o telhado. Porém, sendo seu alcance limitado à pequena diminuição na temperatura, apenas atenuará a movimentação estrutural, refletindo em pouca diminuição na abertura das fissuras provenientes de dilatação volumétrica.

Recomenda-se o monitoramento das armaduras dos elementos estruturais patologicamente afetados de modo a possibilitar avaliação de possível corrosão com o tempo.

## 8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 8.1 Conclusões

Este trabalho apresentou um estudo de caso sobre as manifestações patológicas caracterizadas por fissuração com aberturas excessivas, ocorrendo com incidências e intensidades relevantes, tanto na superestrutura de concreto armado como nas alvenarias do prédio do Auditório do Centro de Educação da Universidade Federal de Santa Maria, Campus Universitário, Santa Maria, RS.

Em seu desenvolvimento foram analisadas as manifestações no tocante aos seus sintomas, mecanismos, causas, origens e conseqüências, resultando na formação de um diagnóstico a partir do qual foram propostas sugestões para medidas terapêuticas aplicáveis.

Do contexto desenvolvido nesta dissertação destacam-se como conclusões específicas:

- Os exames complementares e tratamentos teóricos destinados à obtenção de parâmetros necessários à aplicação do Método dos Elementos Finitos nas análises estruturais, dentre os quais, a determinação dos gradientes térmicos de máxima e de mínima e as avaliações da dureza superficial do concreto através do esclerômetro de reflexão, traduziram resultados com níveis de significância e correlações tecnicamente aceitáveis;
- O tratamento matemático utilizado nas verificações dos estados limites de serviço e nas avaliações das intensidades dos esforços a que estão passíveis os elementos estruturais da edificação, bem como suas alvenarias, fundamentado em análises estruturais por elementos finitos através do programa computacional *SAP2000 Advanced 11.0.0*, demonstrou-se satisfatório;
- As análises numéricas inferiram que os mecanismos motivadores das movimentações estruturais, consideradas as diferentes combinações de ações, guardam plena coerência com o quadro de manifestações patológicas incidente;
- O cálculo dos deslocamentos e rotações nodais demonstrou pilares ultrapassando os limites prescritos no item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2003), pelo qual são estabelecidas referências em valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Estes excessos

constatados sinalizam situações de alerta, caracterizando-os como potencialmente capazes de induzirem efeitos patológicos tais como as fissurações excessivas nestes elementos estruturais, bem como nas alvenarias de fechamento;

- Ainda em relação às alvenarias de fechamento, análises referenciadas às recomendações do Centre Scientifique et Technique de la Construction (1980 apud THOMAZ, 1989, p. 132 - 133), segundo as quais, visando-se evitar elevadas tensões de cisalhamento nestes elementos, as deformações globais da estrutura devem ser limitadas quanto a distorções máximas, as análises revelaram pilares deformando-se diferencialmente acima dos parâmetros limites estabelecidos;
- Os excessos verificados tanto nos deslocamentos e rotações nodais, como nas distorções geradas por fruto de deformações globais da estrutura, apresentaram-se nas combinações 2 e 3 de carregamentos, não sendo constatados na combinação 1;
- Este fato ratifica inferição estabelecida em Isaia (2001), uma vez as combinações 2 e 3 integrarem ações com origem em variações térmicas, condição não presente na combinação 1 de carregamentos;
- Constatação também relacionada às combinações 2 e 3 de carregamentos refere-se ao aumento em incidência e intensidade das fissuras apresentadas nos pilares, na razão em que estes se afastam do centro geométrico do tabuleiro de forro. As análises numéricas revelaram relação de proporcionalidade direta entre estes afastamentos e as variações incrementais modulares nas deformações calculadas quando comparados aos da combinação 1;
- Conforme apresentado em resumo na Tabela 6.7, comparações de esforços solicitantes resultantes das combinações 2 e 3, respectivamente relacionados à combinação 1 de carregamentos, demonstraram variações percentuais relevantes em intensidade. Destaque-se o momento fletor M2 atuante junto à base no pilar P1 assumindo incremento de 1.142,43% na comparação entre as combinações 2 e 1, sendo de 1.064,42% o correspondente incremento modular com mudança de sentido na comparação entre as combinações 3 e 1;
- Em sua quase totalidade, os pilares periféricos apresentaram-se como subdimensionados quanto a armaduras longitudinais e transversais, uma vez referenciados aos pertinentes critérios normativos;
- Exemplificando, os dimensionamentos calculados para os pilares P1, P7, P8, P9, P12, P16, P23, P24 e P25 apresentaram armaduras longitudinais subdimensionadas nas três combinações de carregamentos, correspondendo estas armaduras a valores da ordem de 75% das mínimas normativamente recomendadas;

- Os pilares P11 e P13 apresentaram armadura longitudinal satisfatória nas combinações 1 e 3 de carregamentos, estando subdimensionados na razão de 25% no caso da combinação 2;
- Todos os pilares encontram-se projetados com estribos possuindo diâmetro de 4,2 mm, dimensão inferior ao mínimo de 5,0 mm normativamente estabelecido;
- A solução estrutural em questão exige a necessidade de dimensionamento dos pilares sob a ótica da flexo-compressão oblíqua, fato desconsiderado no projeto executivo, dado às seções transversais e disposições das armaduras propostas;
- É opinião formada neste trabalho ser o subdimensionamento verificado para as armaduras longitudinais dos pilares o agente promotor de mecanismo indutor ao estado de fissuração existente;
- Os dimensionamentos estruturais das vigas e lajes não apresentaram desconformidades com significância associativa às patologias incidentes, consideradas exclusivamente as solicitações resultantes nas três combinações de carregamentos verificadas;
- As fissuras apresentadas em algumas lajes de forro podem encontrar causa e efeito relacionados a outros fatores de agressão, dentre os quais a retração hidráulica.

As pesquisas a partir da sintomatologia, realização de exames oculares e elaboração de anamnese, associadas às análises numéricas sobre a estrutura da edificação, possibilitaram a formação de um diagnóstico geral baseado na interação comparativa entre os resultados obtidos e as patologias incidentes.

**O diagnóstico resultante conclui como principal determinante de causa e origem e, por conseguinte, fundamental responsável pelas conseqüências patológicas, a não adequada consideração, no dimensionamento estrutural dos pilares, das ações provenientes de variações térmicas ambientais, bem como de ações permanentes que agem sobre os mesmos.**

## **8.2 Sugestões para trabalhos futuros**

No capítulo 5 desta dissertação, em seu item 5.1 foram determinados os gradientes térmicos de máxima e de mínima, tendo como balizador levantamento realizado junto ao Centro de Meteorologia da Universidade Federal de Santa Maria, onde foram obtidas as

temperaturas máximas e mínimas diárias ocorridas no período compreendido por janeiro de 1997 a julho de 2002.

Após tratamentos matemáticos e conceituais sobre os dados coletados, concluiu-se como sendo gradientes de máxima e mínima, em função da exposição solar e condições ambientes de entorno das regiões estruturais, respectivamente:

- a) gradientes térmicos de máxima: aumentos de temperatura (+37 °C para estrutura de forro; +31 °C para fachadas leste, oeste e norte; +17 °C para fachada sul e pilares internos);
- b) gradiente térmico de mínima: diminuição uniforme de temperatura (-25,9 °C para toda a superestrutura e alvenarias da edificação).

Conforme já destacado, por sua vez a NBR 6118 (ABNT, 2003), capítulo 11, subitem 11.4.2.1 (Variações uniformes de temperatura), estabelece que a variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, pode ser considerada uniforme, dependendo sua avaliação do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem.

Estabelece ainda o referido subitem normativo:

“De uma maneira genérica podem ser adotados os seguintes valores:

- a) para peças cuja menor dimensão seja inferior ou igual a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;...

A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra”.

Em relação a esta orientação normativa, considerações julgadas pertinentes foram assumidas nesta dissertação, uma vez possuir o tema destaque substancialmente vinculado ao embasamento teórico desenvolvido.

A partir do exposto sugere-se para trabalhos futuros estudos aprofundados sobre o subitem 11.4.2.1 (*Variações uniformes de temperatura*) da NBR 6118:2003 e suas passíveis implicações no comportamento dos arcabouços estruturais, dentre eles o re-cálculo da estrutura aqui analisada considerando as prescrições da referida norma, comparando-se os resultados com os obtidos nesta dissertação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALCIDES S. MILANI CONSTRUÇÕES LTDA. **Diário de obras**. Santa Maria, 1998. f 114-115, 186.

\_\_\_\_\_. [Ofício datado de 12 de agosto de 1999, objetivando resposta à solicitação requerida pela Coordenadoria de Obras e Manutenção da Prefeitura da Cidade Universitária da UFSM, informando o deslocamento de uma equipe de técnicos para a obra..., solicitando também o envio da confirmação do cálculo da superestrutura e das fundações do Prédio 16]. Santa Maria, 1999.

ASSAN, A. E. **Métodos energéticos e análise estrutural**. Campinas: Ed. da UNICAMP, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 223 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações - procedimento. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 7584**: concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995. 9 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 12655**: concreto – preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 1996. 7 p.

BAUER, L. A. F. **Materiais de construção**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

CALAVERA, J. **Management quality and economics in building**. London: A. B. & P. B., 1991.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. Tradução: M. Celeste Marcondes, Carlos Wagner Fernandes dos Santos, Beatriz Cannabrava. São Paulo: Pini, 1988.

CALMON, J. L. et al. Aplicação e validação de softwares de análise térmica aplicados a estruturas maciças de concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45., 2003. Vitória. **Anais...** Vitória: Instituto Brasileiro do Concreto, 2003. v. 1, p. 19-35.

CARVALHO, B. A. **Técnica da orientação dos edifícios**. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico, 1970.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003**. 2. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2004. 374 p.

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION. **Deformations admissibles dans le bâtiment**. Bruxelles, 1980. Note d'information technique 132.



CLEZAR, C. A.; NOGUEIRA, A. C. R. **Ventilação industrial**. Florianópolis: UFSC, 1999. 298 p.

COLLEPARDI, M. **Scienza e tecnologia del calcestruzzo**. Milano: Ulrico Hoepli, 1980.  
COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **New approach to durability design**: an example for carbonation induced corrosion. Lausanne, may 1997. Bulletin 238

COMPUTERS & STRUCTURES, INC. **CSI analysis reference manual**. Berkeley, 2007.

CORDOVIL, F. A. B. **Lajes de concreto armado: punção**. Florianópolis: UFSC, 1997. 222 p.

COSTA, E. C. **Física aplicada à construção: conforto térmico**. 3. ed. São Paulo: E. Blücher, 1974.

COTRIM, A. A. M. B. **Instalações elétricas**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.

CREDER, H. **Instalações hidráulicas e sanitárias**. 5 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1991.

CUNHA, A. J. P.; SOUZA, V. C. M.; LIMA, N. A. **Acidentes estruturais na construção civil**. v. 1, 2. São Paulo: Pini, 1996. 2 v.

CUNHA, A. J. P.; SOUZA, V. C. **Lajes em concreto armado e protendido**. 2. ed. Niterói: EDUFF; Rio de Janeiro: UERJ, 1998. 580 p.

ISAIA, G. C. **Controle de qualidade das estruturas de concreto armado**. Santa Maria: Edições UFSM, 1988. 119 p.

\_\_\_\_\_. **Laudo técnico: fissuras no prédio do Auditório do Centro de Educação da UFSM**. Santa Maria, 2001. 72 p.

\_\_\_\_\_. [Notas de aula da disciplina de introdução à patologia]. Santa Maria, 2001. Notas de aulas ministradas no PPGEC da UFSM.

FRUET, G. M.; FORMOSO, C. T. Diagnóstico das dificuldades enfrentadas por gerentes técnicos de empresas de construção de pequeno porte. In: SEMINÁRIO DA QUALIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL – GESTÃO E TECNOLOGIA, 2., 1993, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: NORIE/UFRGS, jun. 1993. p. 1-51.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil; Ed. da USP, v. 1, 1976.

\_\_\_\_\_. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

GOLDMAN, P. **Introdução ao planejamento e controle de custos na construção civil**. São Paulo: Pini, 1986.

GUERRIN, A. **Tratado de concreto armado**. Tradução: Carlos Antônio Lauand. São Paulo: Hemus, v. 1, 3, 4, [198-]. 6 v.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estabelecimento de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento portland**. 1987. 298 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1987.

\_\_\_\_\_. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1992.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto, volume 3**: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Tradução: José de Moura Villas Boas. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. 288 p.

PASTOUKHOV, V. A.; VOORWALD, J. C. **Introdução à mecânica da integridade estrutural**. São Paulo: UEP, 1995.

MACHADO, A. P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. São Paulo: Pini, 2002. 282 p.

MARCELLI, M. **Sinistros na construção civil**: causas e soluções para danos e prejuízos em obras. São Paulo: Pini, 2007.

MASUERO, J. R.; CREUS, G. J. **Introdução à mecânica estrutural**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 1997. (Série livro-texto, 31).

MILITITSKY CONSULTORIA GEOTÉCNICA – ENGENHEIROS ASSOCIADOS S/C LTDA. [**Lauda relativo às soluções indicadas para os problemas construtivos ocorridos no estaqueamento, datado de 05 de junho de 1997**]. Porto Alegre, 1997.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: Pini, 1982.

PETRUCCI, E. G. R. **Concreto de cimento Portland**. 5. ed. Porto Alegre: Globo, 1978. (Enciclopédia técnica universal Globo).

PFEIL, W. **Concreto armado, 3**: dimensionamento: fissuração, fadiga, torção, concentração de tensões. 4. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, v. 3, 1984.

PORTONOVO EMPREENDIMENTOS E CONSTRUÇÕES LTDA. [**Ofício emitido em 30 de outubro de 1998 informa a UFSM, em atenção a COPLAFI, que as obras contratadas encontram-se concluídas e em condições de vistoria, solicitando Termo de Recebimento Provisório. Solicita também concessão de prazo adicional ao contratual para eliminação total das pendências que forem verificadas**]. Santa Maria, 1998.

POWERS, T. C. **The properties of fresh concrete**. New York: John Wiley & Sons, 1968. 664 p.

REVISTA TÉCNICA. 78 ed. São Paulo: Pini, set. 1993.

RICARDO, O. G. S. **Teoria das estruturas**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil; Ed. da USP, 1978.

SARKIS, P. J. **Patologia das estruturas de concreto armado**. Santa Maria, 1995. 31 p. Polígrafo.

SILVA, P. F. A. **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. São Paulo: Pini, 1995.

SINGER, F. L. **Resistencia de materiales**. Madrid: Ediciones del Castillo, 1971.

SITTER, W. R. Costs for service life optimization. The “law of fives”. In: **CEB-RILEM**. Durability of concrete structures. Proceedings of the international workshop held in Copenhagen, on 18-20 may 1983. Copenhagen, 1984.

SORIANO, H. L. **Método de elementos finitos em análise de estruturas**. São Paulo: USP, 2003.

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

TECNOSOLO S/A. [**Relatório de sondagens para estudo de fundação**]. Porto Alegre, 1997.

TIMOSHENKO, S. P. **Resistência dos materiais**. 3. ed. Tradução: José Rodrigues de Carvalho, v. 1; Domício Falcão Moreira, v. 2. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1976. 2 v.

\_\_\_\_\_.; GOODIER, J. N. **Teoria da elasticidade**. 3. ed. Tradução: Sérgio Fernandes Villaça; Humberto Lima Soriano; Hierônimo Santos Souza. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1980.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: Pini; EPUSP; IPT, 1989.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA. Centro de Tecnologia. Laboratório de Materiais de Construção Civil. **Dosagem experimental de concreto** – relatório definitivo. Santa Maria, 1997. 6 p. Emitido em 09 de junho de 1997.

\_\_\_\_\_. **Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto**: segundo a norma NBR 5739. Santa Maria, 1998. Antecipação dos resultados do Relatório Prontomix n°. 206. Ensaio referentes a 34 corpos de prova.

\_\_\_\_\_. Comissão de Recebimento de Obras. **Termo de Recebimento Definitivo**. Santa Maria, 1999. Termo de Recebimento Definitivo das obras e serviços executados, expedido em 26 de janeiro de 1999.

\_\_\_\_\_. Prefeitura da Cidade Universitária. Coordenadoria de Obras e Manutenção. [**Ofício 029/99 – COM/PREF, emitido em 16 de agosto de 1999 solicitando a Portonovo**

**Empreendimentos e Construções Ltda., solicitando a confirmação dos cálculos da superestrutura e fundações dos Blocos AI e AII, como também do Auditório do Prédio 16].** Santa Maria, 1999.

\_\_\_\_\_. Prefeitura da Cidade Universitária. Coordenadoria de Obras e Manutenção. **[Requerimento emitido em 02 de agosto de 1999 solicitando a Construtora Alcides S. Milani Construções Ltda. pronto atendimento em relação aos consertos para os problemas de rachaduras e goteiras apresentados no anfiteatro do Prédio 16].** Santa Maria, 1999.

\_\_\_\_\_. Pró-Reitoria de Pós-Graduação e Pesquisa. **Estrutura e apresentação de monografias, dissertações e teses.** 6 ed. Revista e ampliada. Santa Maria: UFSM, 2006. 67 p.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA. Departamento de Material e Patrimônio; ALCIDES S. MILANI CONSTRUÇÕES LTDA. **Contrato nº. 113/97.** Santa Maria, 1997. Contrato que tem por objeto a execução da obra de construção dos Blocos A1 e A2, Torre 2 e Auditório do Centro de Educação, firmado aos 13 dias do mês de novembro de 1997.